

**콘크리트 품질평가를 위한 통합시스템
개발에 관한 연구**

**Development of Integrating System for
Quality Assessment of Concrete**

**미세구조와 재료특성의 상관관계
모델 개발**

**Development of Corelationship Model Between
Microstructures and Material Characteristics**

성균관 대학교

과학기술부

제 출 문

과학기술부 장관 귀하

본 보고서를 “콘크리트 품질평가를 위한 통합시스템 개발에 관한 연구”과제 (세부 과제 “미세구조와 재료특성의 상관관계 모델 개발에 관한 연구”) 의 보고서로 제출합니다.

2001. 7.

주관연구기관명 : 성균관대학교

주관연구책임자 : 이 광 명

연 구 원 : 이 회 근

“ : 박 재 근

“ : 김 의 태

“ : 윤 대 섭

“ : 황 수 덕

요 약 문

I. 제 목

미세구조와 재료특성의 상관관계 모델 개발에 관한 연구

II. 연구개발의 목적 및 필요성

콘크리트 재료의 역학적 특성 및 내구성은 초기재령에서 일어나는 화학적 반응(수화반응)과 물리적 반응(미세구조 형성 및 수분확산 등)에 좌우된다. 따라서 콘크리트의 품질평가를 위해서는 초기 콘크리트의 미세구조와 재료 특성의 상관관계를 정량화시켜 줄 수 있는 미시역학적인 모델의 개발이 필수적이다. 현재까지는 양생온도와 재령의 곱으로 표현되는 성숙도 개념에 의해 강도를 예측하여 왔으나, 이는 시멘트의 수화반응으로 인한 수화물의 생성, 공극 구조의 변화 등의 강도를 발현하는 물리적인 메카니즘을 잘 나타내지 못하는 단점이 있으므로 이를 대체할 수 있는 강도예측모델이 요구된다.

콘크리트의 품질평가를 위한 통합시스템의 이론적 배경으로서 미세구조와 콘크리트의 재료특성의 상관관계를 예측하기 위한 모델식을 개발하는 것이 이 연구의 최종목표이다.

III. 연구개발의 내용 및 범위

- (1) 콘크리트의 미세구조에 대한 조사와 압축강도, 인장강도, 임계변형률, 탄성계수, 파괴에너지 등의 재료특성에 대한 실험연구를 통하여 수화생성물 및 공극 구조와 같은 미세구조와 재료특성의 상관관계 모델식을 개발한다.
- (2) 콘크리트의 크리프와 건조수축 실험을 통하여 크리프와 건조수축에 영향을 미치는

인자를 조사, 분석하여 크리프 및 건조수축 모델식을 제안한다.

- (3) 계면역의 미세구조특성을 조사하고 모르타르-골재 계면 특성에 대한 실험을 통하여 콘크리트의 재료특성과 계면특성의 상관관계 모델식을 개발한다.
- (4) 동결융해에 관한 실험 및 타연구자의 자료분석을 수행하여 적합한 모델식을 제안한다.
- (5) 콘크리트의 품질평가 통합 시스템을 위한 미세구조와 재료특성의 상관관계 모델식을 프로그래밍하고, 실제 모형실험을 통하여 개발된 모델식을 검증한다.

IV. 연구개발결과

- (1) 콘크리트의 수화도를 임의의 배합비와 양생조건에서 산정할 수 있도록 수화모델링을 수행하였으며, 수화도를 이용하여 콘크리트 내부구조의 공극률을 계산하는 방법을 정립하였다.
- (2) 콘크리트와 모르타르의 재료특성에 영향을 미치는 인자인 양생온도, 물/시멘트비를 실험변수로 선택하여 재령에 따른 재료특성실험을 수행하였으며, 압축강도 실험결과를 기초로 하여 강도 증분과 수화도 증분 및 공극률의 상관관계를 분석하여 미시역학적인 강도예측식을 제안하였다.
- (3) 콘크리트의 압축강도 실험시 탄성계수와 임계변형률을 측정하여 탄성계수와 강도의 상관관계식을 얻었으며, 임계변형률의 값은 재령에 따라 대략 0.0017 ~ 0.002의 범위를 나타내었다. 콘크리트의 파괴에너지 실험을 수행하여 CEB-FIP에서 제안하고 있는 모델식의 재료상수값을 수정, 제안하였다.
- (4) 콘크리트의 크리프 및 건조수축 메카니즘에 대한 조사 및 분석을 수행하였고, 크리프 및 건조수축 실험결과와 모델식에 의한 예측결과를 비교하였다. 통합시스템에 적용할 건조수축모델과 크리프모델로는 콘크리트 구조설계기준의 모델뿐만 아니라 B3모델도 타당한 것으로 판단되었다.
- (5) 계면역의 미세구조에 대하여 조사하였고, 계면 파괴인성 실험을 통하여 콘크리트의 재료특성과 계면특성의 상관관계식을 제안하였다.
- (6) 콘크리트의 동결융해 메카니즘에 대한 조사와 분석 및 동결융해 실험을 수행하였다. 기존에 제안된 동결융해 모델식의 적용성을 검토하였으며, 가장 적합한 모델을 제안하였다.

(7) 강도예측모델을 콘크리트의 품질평가 통합 시스템에 적용하기 위하여 본 연구에서 개발한 미세구조와 재료특성의 상관관계 모델식을 프로그래밍하였다. 통합시스템에 적용된 수화열, 자기수축, 건조수축, 크리프 등의 모델식을 검증하기 위하여 모형 실험을 수행하여 개발한 통합시스템의 신뢰성을 검증하였다.

V. 연구개발결과의 활용계획

콘크리트의 미세구조 특성을 콘크리트의 강도평가에 적용함으로써 현재까지 초기 콘크리트에 대한 정성적이고 거시적인 연구 방향에서 보다 정량적이고 미시적인 관점으로 연구방향 전환의 계기가 될 수 있는 새로운 장을 열었다고 사료된다. 본 연구에서 개발한 강도평가 프로그램을 국내 건설회사 및 설계회사에 공급함으로써 거푸집관리 등의 현장에서의 콘크리트 품질관리를 보다 용이하게 수행할 수 있을 것으로 기대된다. 또한 정량적 평가법에 의해 새로운 고성능 시멘트 및 고성능 콘크리트 개발에 관련한 이론적 근거를 제공하였다. 추후 다양한 강도와 배합비를 갖는 콘크리트의 수화모델링, 공극구조의 예측, 강도실험을 통하여 개발된 강도평가 프로그램의 적용성을 높인다면 연구성과를 광범위하게 실용화할 수 있을 것으로 기대된다.

S U M M A R Y

I. Title

Development of Corelationship Model Between Microstructures
and Material Characteristics

II. Objectives and Necessity

Mechanical properties and durability of concrete are dependent on the chemical reaction(hydration) and physical reaction(microsturcture formation and moisture diffusion) occurring at early ages. Thus, a microstructural model that can quantify corelationship between the microstructures and material properties of early-aged concrete, is essential to the quality verification of concrete. Maturity models expressed as curing temperature times age have been widely used to predict the concrete strength and however, it has a disadvantage not to represent the formation of hydrates due to hydration and the change of porous structures. Therefore, a strength estimation model is required to replace the previous models.

As a theoretical background of the comprehensive system for the quality assessment of concrete, a final objective of this research is to develop the corelationship model between microstructures and material characteristics of concrete.

III. Scope

- (1) Through the investigation of concrete microstructures and experimental work on material properties such as compressive strength, tensile strength, critical

strain, modulus of elasticity, and fracture energy, the corelationship model between microstructures such as hydrates and porous structures, and the material characteristics of concrete, is developed.

- (2) Both creep model and drying shrinkage model are proposed by examining and analyzing the factors influencing the creep and drying shrinkage of concrete through creep and drying shrinkage tests.
- (3) Through the fracture test on mortar-aggregate interface, the corelationship model between material characteristics of concrete and interfacial characteristics is developed.
- (4) A model for freezing-thawing of concrete is proposed by analyzing the previous test results and the present test results on the freezing-thawing of concrete.
- (5) The corelationship model between microstructures and material characteristics of concrete is programmed for a comprehensive system of the quality assessment of concrete and the proposed models are verified by carrying out the mock-up test.

IV. Research Results

- (1) Hydration modeling was carried out to calculate the degree of hydration of concrete with various mix proportions cured at a certain temperature. The calculation method of capillary porosity was established by using the degree of hydration.
- (2) Curing temperatures and water/cement ratio that are factors influencing the concrete properties, are selected as test parameters and material property tests were conducted. Based on the test results, a microstructural strength estimation model was developed by analyzing the relationship between strength increment, increment of degree of hydration, and porosity.
- (3) Relationship between the modulus of elasticity and the compressive strength was obtained by measuring the modulus of elasticity and the critical strain of

concrete subjected to compressive loading condition. Critical compressive strains at the peak load ranged from 0.0017 to 0.002 with ages. A material coefficient of fracture energy suggested CEB-FIP model was modified by fracture energy test results.

- (4) Creep and drying shrinkage mechanisms were reviewed and test results on creep and drying shrinkage were compared with predicted results by creep and drying shrinkage models. Both KCI models and B3 models were recommended as the creep and drying shrinkage models for the comprehensive system.
- (5) Microstructures of the interfacial zone were reviewed and a corelationship between concrete properties and interfacial characteristics was proposed through the interfacial fracture toughness test.
- (6) Freezing-thawing mechanisms were reviewed and freezing-thawing test was carried out. Previous freezing-thawing models are examined and the most appropriate model was selected for the comprehensive system.
- (7) A corelationship model between microstructures and concrete properties which was developed in the present research, was programmed to use a part of the comprehensive system of the quality assessment of concrete. In order to verify the models for the heat of hydration, the autogenous shrinkage, the drying shrinkage, and the creep, a mock-up test was conducted and the reliability of developed system was confirmed.

V. Application of Research Results

By applying the microstructural characteristics of concrete such as the degree of hydration and the porosity to the estimation of concrete strength, a new research methodology was suggested so that the qualitative and macroscopic research is changed to the quantitative and microscopic research. If the strength estimation program is distributed to construction and engineering companies, it is expected that the quality control on formwork etc., would be readily performed in the construction field. Furthermore, the theoretical basis was provided for the

development of the high performance cement and concrete. Through the modeling on degree of hydration, the measurement of porosity, and the strength test of concrete with various strengths and mix proportions, the developed strength estimation program would be improved and widely applied.

C O N T E N T S

Statement of Submission	1
SUMMARY	5
CONTENTS	9
List of Tables	21
List of Figures	23
Chapter 1. Introduction	27
Section 1. Necessity of Research	27
Section 2. Objectives and Scope	29
Chapter 2. Literature Survey	30
Section 1. Research Trend	30
1. Research trend in abroad	30
2. Research trend in Korea	32
Section 2. Microstructure of Concrete	34
1. Hydration products and microstructure	34
a. Hydration reaction of cement	34
b. Hydration products	35
c. Voids in concrete	36
d. Liquid phases in concrete	38
e. Microstructure-strength relationship	39
2. Microstructure of interfacial zone	41
a. Microstructure of interfacial zone and hydration products	41

b. Characteristics of interfacial zone	43
c. Relationship between interfacial characteristics and mortar and concrete properties	45
Section 3. Established Strength Estimation Models	47
1. Factors influencing on concrete strength	47
2. Strength estimation equation on specifications provisions	48
3. Strength estimation model by maturity	49
4. Strength estimation model by hydration	53
Chapter 3. Research Contents and Results	56
Section 1. Development of Strength Estimation Model	56
1. Hydration model	56
a. Influencing factors on hydration	56
b. Determination of hydration	72
2. Porosity in concrete	77
a. Voids in concrete	77
b. Porosity effects on concrete strength	77
c. Calculation of porosity	78
3. Proposal of estimation equation for compressive strength	81
4. Estimation equation for mechanical properties	83
a. Tensile strength	83
b. Modulus of elasticity	84
c. Critical strain at peak stress	87
d. Fracure energy	88
Section 2. Strength Characteristics	89
1. Introduction	89
2. Materials and mix proportion	89
a. Cement	89
b. Aggregates	89
c. Mix proportions	89

3. Test method	91
a. Compressive and splitting tensile strength	91
b. Static Young's modulus	92
c. Dynamic Young's modulus	92
d. Critical strain	95
e. Fracture energy	95
4. Test results	97
a. Compressive strength	97
b. Splitting tensile strength	101
c. Modulus of elasticity	104
d. Critical strain	108
e. Fracture energy	108
5. Comparison of experimental and estimated compressive strength	112
a. Provisions of specification	112
b. Maturity model	117
c. Hydration model	122
d. Strength estimation model proposed by present study	130
6. Comparison of experimental and estimated mechanical properties	144
a. Tensile Strength	144
b. Modulus of elasticity	147
c. Critical strain	152
d. Fracture energy	152
Section 3. Interface Characteristics	155
1. Theoretical background of the interface property test	155
a. Interfacial fracture toughness	155
b. Interface fracture mechanics theory	155
c. Test model of interface fracture toughness	157
2. Interfacial fracture toughness test	160
a. Objectives and parameters	160
b. Materials and mix proportion	160

c. Specimen preparation and test method	161
d. Mechanical property test of concrete	163
3. Test results	164
a. Mechanical properties of aggregate and mortar	164
b. Interfacial fracture toughness with ages	165
c. Mechanical properties of mortar and concrete with ages	169
4. Relationship between interfacial characteristics and mechanical properties of concrete	172
a. Interfacial property and strength	172
b. Interfacial property and modulus of elasticity	173
Section 4. Drying Shrinkage Characteristics	179
1. Drying shrinkage mechanism	179
2. Drying shrinkage model	181
a. Drying shrinkage model of KCI	181
b. Drying shrinkage model of ACI Committee 209	182
c. Drying shrinkage model of B3	184
3. Drying shrinkage test	186
4. Comparison of measured and estimated result	188
a. Test result of compressive strength	188
b. Drying shrinkage strain	188
Section 5. Creep Characteristics	194
1. Creep mechanism	194
a. Creep strain characteristics	194
b. Composition of creep strain	197
2. Creep model	200
a. Creep model of KCI	200
b. Creep model of ACI Committee 209	203
c. Creep model of B3	204
3. Creep test	207
a. Materials and mix proportions	207

b. Test method	208
4. Comparison of measured and estimated results	209
a. Compressive strength and modulus of elasticity	209
b. Creep strain	210
Section 6. Freezing–thawing Characteristics	216
1. Freeze mechanism	216
a. Freezing–thawing of cement paste	216
b. Freezing–thawing of aggregate	218
c. Freezing–thawing effects on concrete	219
2. Freezing–thawing test	220
a. Materials and mix proportions	220
b. Test method	220
3. Test results	223
4. Freezing–thawing modeling	226
a. Type of damage	226
b. Model for freezing–thawing	227
Section 7. Development of Strength Estimation Program	230
1. Structure of program	230
2. Generation of input file	231
a. Calculation of hydration	231
b. Saving of hydration result file	232
c. Input of compressive strength test result	233
3. Estimation of strength properties and modulus of elasticity	235
a. Estimation of compressive strength	235
b. Estimation of splitting tensile strength	241
c. Estimation of modulus of elasticity	242
4. Saving of result file	243
a. Saving of compressive strength	243
b. Saving of splitting tensile strength and modulus of elasticity	245

Section 8. Mock-up Test	249
1. Introduction of mock-up test	249
2. Manufacturing of specimen and test method	249
3. Measurement results	251
a. History of temperature	251
b. History of concrete strain	256
c. History of steel strain	259
Section 9. Conclusion	262
Chapter 4. Attainment and Contribution	265
Chapter 5. Application Plan of Research Results	268
Chapter 6. References	269

목 차

제 출 문	1
요 약 문	2
SUMMARY	5
CONTENTS	9
목 차	15
표 목 차	21
그 림 목 차	23
제 1 장 서 론	27
1절 연구의 필요성	27
2절 연구개발 목표 및 내용	29
제 2 장 국내외 기술개발 현황	30
1절 연구현황	30
1. 국외연구현황	30
2. 국내연구현황	32
2절 콘크리트의 미세구조	34
1. 수화생성물과 미세구조	34
가. 시멘트의 수화반응	34
나. 수화생성물	35
다. 콘크리트 내부의 공극	36
라. 콘크리트 내부에 존재하는 액상성분	38

다. 미세구조와 강도특성과의 관계	39
2. 계면역의 미세구조	41
가. 계면역의 미세구조와 수화생성물	41
나. 계면역의 특징	43
다. 계면의 특성과 모르타르, 콘크리트의 특성의 상관관계	45
3절 기존의 강도예측모델	47
1. 콘크리트 강도에 영향을 미치는 인자	47
2. 시방서 기준의 강도예측식	48
3. 성숙도 모델에 의한 강도예측	49
4. 수화도를 이용한 강도 예측 모델	53
제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과	56
1절 강도 예측 모델링	56
1. 수화도 모델	56
가. 수화도에 영향을 미치는 인자	56
나. 수화도 모델에 의한 수화도 산정	72
2. 콘크리트의 공극률	77
가. 콘크리트 내부의 공극	77
나. 콘크리트 강도에 미치는 공극률의 영향	77
다. 콘크리트의 공극률 계산	78
3. 압축강도 예측 모델식의 제안	81
4. 역학적 특성 예측 모델식	83
가. 인장강도	83
나. 탄성계수	84
다. 임계변형률	87
라. 파괴에너지	88
2절 강도 특성	89
1. 개요	89
2. 재료 및 배합비	89
가. 시멘트	89

나. 골재	89
다. 배합	89
3. 실험방법	91
가. 압축강도와 쪼갬인장강도	91
나. 정탄성계수	92
다. 동탄성계수	92
라. 임계변형률	95
마. 파괴에너지	95
4. 실험결과	97
가. 압축강도	97
나. 쪼갬인장강도	101
다. 탄성계수	104
라. 임계변형률	108
마. 파괴에너지	108
5. 압축강도 실험결과와 예측결과의 비교	112
가. 시방서 기준	112
나. 성숙도 모델	117
다. 수화도 모델	122
라. 본 연구에서 제안한 강도예측모델	130
6. 역학적 특성 실험결과와 예측결과의 비교	144
가. 인장강도	144
나. 탄성계수	147
다. 임계변형률	152
라. 파괴에너지	152
3절 계면 특성	155
1. 계면특성실험의 이론적 배경	155
가. 계면파괴인성	155
나. 계면파괴역학 이론	155
다. 계면 파괴인성 측정 모델	157
2. 계면 파괴인성 실험	160

가. 실험 목적 및 변수	160
나. 실험 재료 및 배합비	160
다. 실험체의 제작 및 실험방법	161
라. 재령에 따른 콘크리트의 역학적 특성 실험	163
3. 실험 결과	164
가. 모르타르와 골재의 역학적 특성	164
나. 재령에 따른 계면파괴인성의 변화	165
다. 재령에 따른 모르타르와 콘크리트의 역학적 성질	169
4. 계면특성과 콘크리트의 역학적 특성의 상관관계	172
가. 계면특성과 강도	172
나. 계면특성과 탄성계수	173
4절 건조수축 특성	179
1. 건조수축 메카니즘	179
2. 건조수축모델	181
가. 콘크리트 구조설계기준의 건조수축 모델	181
나. ACI Committee 209의 건조수축 모델	182
다. B3 모델	184
3. 건조수축실험	186
4. 건조수축 실험결과와 예측결과의 비교	188
가. 압축강도 실험결과	188
나. 건조수축 변형률	188
5절 크리프 특성	194
1. 크리프 메카니즘	194
가. 크리프 변형특성	194
나. 크리프 변형률의 구성	197
2. 크리프 모델	200
가. 콘크리트 구조설계기준(KCI)의 크리프 모델	200
나. ACI Committee 209의 크리프 모델	203
다. B3 모델	204
3. 크리프 실험	207

가. 사용재료 및 배합비	207
나. 실험방법	208
4. 크리프 실험결과와 예측결과와의 비교	209
가. 압축강도와 탄성계수	209
나. 크리프 변형률	210
6절 동결융해특성	216
1. 동결융해 메커니즘	216
가. 시멘트 풀의 동결융해	216
나. 골재의 동결융해	218
다. 콘크리트에 대한 동결융해의 영향	219
2. 동결융해실험	220
가. 사용재료 및 배합	220
나. 실험방법	220
3. 동결융해 실험결과	223
4. 동결융해 모델링	226
가. 피해의 형태	226
나. 동결융해의 모델링	227
7절 강도특성 예측프로그램	230
1. 강도특성 예측프로그램의 구조	230
2. 강도특성 예측을 위한 입력파일 만들기	231
가. 수화도 계산	231
나. 수화도 결과 파일 저장	232
다. 압축강도 실험결과 입력	233
3. 강도특성 및 탄성계수 예측	235
가. 압축강도 예측	235
나. 쪼갬인장강도 예측	241
다. 탄성계수 예측	242
4. 강도특성 예측프로그램에 의한 결과 파일의 저장	243
가. 압축강도 저장	243
나. 쪼갬인장강도 및 탄성계수 저장	245

8절 모형실험	249
1. 모형실험 개요	249
2. 모형실험 부재 제작 및 실험방법	249
3. 계측 결과	251
가. 온도 이력	251
나. 콘크리트의 변형률 이력	256
다. 철근의 변형률 이력	259
9절 결론	262
제 4 장 연구개발목표 달성도 및 대외기여도	265
제 5 장 연구개발결과의 활용계획	268
제 6 장 참고문헌	269

표 목 차

표 2.3.1 계수 a, b의 값	49
표 2.3.2 임계 수화도(차수원, 1999)	54
표 3.1.1 파괴에너지의 기본값 (G_{F0})	88
표 3.2.1 시멘트의 물리, 화학적 특성	89
표 3.2.2 실험에 사용된 네 종류의 콘크리트 배합비 (kgf/m^3)	90
표 3.2.3 배합별 양생온도 및 실험항목	90
표 3.2.4 압축강도 실험결과 (MPa)	98
표 3.2.5 쪼갬인장강도 실험결과 (MPa)	102
표 3.2.6 정탄성계수 실험결과 (GPa)	104
표 3.2.7 동탄성계수 실험결과 (GPa)	105
표 3.2.8 반응률 상수 모델에 사용된 재료상수	117
표 3.2.9 Bentz(1999)의 강도예측식에 사용된 재료상수	123
표 3.2.10 강도예측식에 적용된 재료상수	132
표 3.2.11 재령별 콘크리트의 임계변형률 ($\mu \epsilon$)	152
표 3.3.1 계면파괴인성 실험을 위한 모르타르 배합비 (중량비)	161
표 3.3.2 계면파괴인성 실험을 위한 콘크리트 배합비 (kgf/m^3)	161
표 3.3.3 모르타르와 골재의 역학적 성질	164
표 3.3.4 모르타르/골재 조합에 대한 α, β, ϵ 와 ω	164
표 3.3.5 재령에 따른 M320/G의 계면 파괴인성	166
표 3.3.6 재령에 따른 M370/G의 계면 파괴인성	167
표 3.3.7 재령에 따른 M450/G의 계면 파괴인성	168
표 3.3.8 콘크리트의 압축강도(f_c')와 쪼갬인장강도(f_{sp}) 실험결과 (MPa)	170
표 3.3.9 콘크리트의 정탄성계수(E_c)와 동탄성계수(E_d) 실험결과 (GPa)	170
표 3.4.1 습윤 양생기간에 따른 건조수축 보정계수	184

표 3.4.2 건조수축 실험에 사용된 네 종류의 콘크리트 배합비 (kgf/m^3)	186
표 3.4.3 건조수축 시험에 사용한 콘크리트의 압축강도 실험결과 (MPa)	188
표 3.4.4 콘크리트구조설계기준의 ϵ_{sho} 를 구하기 위한 조건과 ϵ_{sho} 의 예측값	189
표 3.5.1 $m = 0.5, n = 0.1$ 일 때 $Q(t, t')$ 의 값 (Bazant와 Baweja, 1995)	206
표 3.5.2 사용된 골재의 물리적 성질	207
표 3.5.3 크리프 실험에 사용된 콘크리트 배합비(골재 최대치수 19 mm)	208
표 3.5.4 크리프 실험에 사용된 콘크리트 배합비(골재 최대치수 25 mm)	208
표 3.5.5 각 콘크리트에 대한 응력/강도비	209
표 3.5.6 크리프시험을 위한 콘크리트의 역학적성질 실험결과	210
표 3.6.1 콘크리트 동결융해 실험결과	223
표 3.7.1 강도특성 예측프로그램에 사용된 파일의 종류	248
표 3.8.1 모형실험에 사용된 콘크리트 배합비	249
표 3.8.2 압축강도 실험결과 (MPa)	249

그림 목 차

그림 2.2.1 콘크리트 내부의 미세구조 분포 (Mehta와 Monteiro, 1993)	37
그림 2.2.2 경화된 공시체 전체에 존재하는 모세관 공극과 압축강도의 관계	39
그림 2.2.3 경화된 공시체의 시멘트 풀 부분에 존재하는 모세관 공극과 압축강도의 관계	40
그림 2.2.4 콘크리트에서의 계면역과 시멘트 풀의 모식도(Mehta와 Monteiro, 1993)	41
그림 2.2.5 계면역에서의 수산화칼슘(CH) 결정의 SEM(Mehta와 Monteiro, 1993)	42
그림 3.1.1 수화도에 대한 양생온도의 영향	60
그림 3.1.2 수화도에 대한 수분량의 영향	61
그림 3.1.3 수화도에 대한 수분 분포의 영향	62
그림 3.1.4 상대습도에 따른 흡착수층의 두께(Γ)	68
그림 3.1.5 수화도 모델의 흐름	72
그림 3.1.6 재령에 따른 수화도	74
그림 3.1.7 양생온도에 따른 수화도의 변화(w/c=0.5)	76
그림 3.1.8 물/시멘트비에 따른 최대수화도의 변화	76
그림 3.1.9 콘크리트의 공극률 계산 과정	79
그림 3.1.10 물/시멘트비에 따른 콘크리트의 모세관 공극률 변화	80
그림 3.1.11 양생온도에 따른 모세관 공극률의 변화	80
그림 3.1.12 제안된 강도예측모델의 순서도	83
그림 3.2.1 항온수조	91
그림 3.2.2 UTM 실험 장비	91
그림 3.2.3 충격공진 실험장비	92
그림 3.2.4 충격공진 실험 장면	93
그림 3.2.5 충격에 의해 발생하는 탄성파의 종류 및 전파 특성	94
그림 3.2.6 썩기쪼갠시험의 원리	96
그림 3.2.7 재령에 따른 압축강도의 변화	99

그림 3.2.8 재령에 따른 쪼갬인장강도의 변화	103
그림 3.2.9 재령별 C370 콘크리트의 응력-변형률 곡선	104
그림 3.2.10 재령에 따른 동탄성계수의 변화	106
그림 3.2.11 하중-균열개구변위(CMOD) 곡선	110
그림 3.2.12 ACI와 CEB-FIP 모델의 강도예측결과와 실험결과의 비교	113
그림 3.2.13 반응을 상수모델에 의한 예측결과와 실험결과의 비교	118
그림 3.2.14 Bentz(1999)의 강도예측식에 의한 예측결과와 실험결과의 비교	123
그림 3.2.15 Byfors(1980)의 강도예측식에서 수화도에 따른 a 값의 변화	126
그림 3.2.16 Byfors(1980)의 강도예측식에 의한 예측결과와 실험결과의 비교 (고정된 a 값) ..	127
그림 3.2.17 Byfors(1980)의 강도예측식에 의한 예측결과와 실험결과의 비교 (변화된 a 값) ..	128
그림 3.2.18 배합별 $n(t)$ 값의 변화	133
그림 3.2.19 강도증분에 미치는 수화도의 효과	134
그림 3.2.20 제안된 강도예측식에 의한 예측결과와 실험결과의 비교	135
그림 3.2.21 양생온도에 따른 s 값의 변화	140
그림 3.2.22 양생온도에 따른 k 값의 변화	140
그림 3.2.23 양생온도에 따른 t_0 값의 변화	141
그림 3.2.24 양생온도에 따른 n_{28} 값	142
그림 3.2.25 실험결과와 예측결과의 비교	143
그림 3.2.26 압축강도와 쪼갬인장강도의 상관관계	145
그림 3.2.27 쪼갬인장강도 실험결과와 예측결과의 비교	147
그림 3.2.28 양생온도별 압축강도-동탄성계수의 관계	148
그림 3.2.29 압축강도와 동탄성계수의 상관관계	151
그림 3.2.30 동탄성계수 실험결과와 예측결과의 비교	151
그림 3.2.31 C370의 파괴에너지와 강도 특성의 상관관계	153
그림 3.2.32 콘크리트의 압축강도와 파괴에너지의 상관관계	154
그림 3.3.1 계면에서의 반무한 자유 균열	156
그림 3.3.2 샌드위치 모델	158
그림 3.3.3 샌드위치 브라질리안 디스크 시편	160
그림 3.3.4 모르타르-골재 계면파괴인성 실험을 위한 시편의 크기	162
그림 3.3.5 브라질리언 디스크 시편의 하중재하장면	163

그림 3.3.6 재령에 따른 M320/G의 계면파괴인성	166
그림 3.3.7 재령에 따른 M370/G의 계면파괴인성	167
그림 3.3.8 재령에 따른 M450/G의 계면파괴인성	168
그림 3.3.9 재령에 따른 계면파괴인성	169
그림 3.3.10 M320/G 계면파괴인성과 C320의 역학적 성질 발현 특성	171
그림 3.3.11 M370/G 계면파괴인성과 C370의 역학적 성질 발현 특성	171
그림 3.3.12 M450/G 계면파괴인성과 C450의 역학적 성질 발현 특성	172
그림 3.3.13 계면특성과 압축강도의 상관관계	175
그림 3.3.14 계면특성과 인장강도의 상관관계	176
그림 3.3.15 계면특성과 정탄성계수의 상관관계	177
그림 3.3.16 계면특성과 동탄성계수의 상관관계	178
그림 3.4.1 실리카를 포함한 시멘트풀의 수축과 수분증발 사이의 관계 (Powers, 1959)	180
그림 3.4.2 시료의 형태와 수분증발사이의 관계(상대습도: 55%) (L'Hermite, 1978)	181
그림 3.4.3 건조수축실험 변형률 측정용 매립게이지 위치	187
그림 3.4.4 건조수축 변형률 측정을 위한 데이터로거	187
그림 3.4.5 건조수축실험용 시편이 저장되어 있는 항온항습기 내부 모습	187
그림 3.4.6 C320의 건조수축 변형률 예측결과와 실험결과의 비교	190
그림 3.4.7 C350의 건조수축 변형률 예측결과와 실험결과의 비교	191
그림 3.4.8 C370의 건조수축 변형률 예측결과와 실험결과의 비교	192
그림 3.4.9 C400의 건조수축 변형률 예측결과와 실험결과의 비교	193
그림 3.5.1 일정 하중하에 있는 콘크리트의 시간의존적인 변형 (Neville et al., 1983)	195
그림 3.5.2 14.8 MPa의 응력상태에서의 크리프와 크리프 회복 (Neville, 1959)	196
그림 3.5.3 크리프 변형률의 분류	198
그림 3.5.4 C520-19의 크리프 계수 예측결과와 실험결과의 비교	211
그림 3.5.5 C480-19의 크리프 계수 예측결과와 실험결과의 비교	211
그림 3.5.6 C440-19의 크리프 계수 예측결과와 실험결과의 비교	212
그림 3.5.7 C520-25의 크리프 계수 예측결과와 실험결과의 비교	212
그림 3.5.8 C480-25의 크리프 계수 예측결과와 실험결과의 비교	213
그림 3.5.9 C440-25의 크리프 계수 예측결과와 실험결과의 비교	213
그림 3.5.10 C520-25의 KCI 모델과 B3모델의 예측결과 비교	214
그림 3.5.11 C480-25의 KCI 모델과 B3모델의 예측결과 비교	214

그림 3.5.12 C440-25의 KCI 모델과 B3모델의 예측결과 비교	215
그림 3.6.1 연행공기의 작용	217
그림 3.6.2 동결융해시험에 의해 손상된 시편	222
그림 3.6.3 배합강도별 상대동탄성계수(%)	224
그림 3.6.4 배합강도별 내구성지수 DF(%)	225
그림 3.6.5 배합강도별 중량감소율(%)	226
그림 3.6.6 콘크리트의 결보기 손실의 결정	227
그림 3.6.7 동결로 인해 발생한 콘크리트 손실을 보여주는 모델	228
그림 3.7.1 강도 특성 예측 프로그램의 구조	230
그림 3.7.2 배합별 수화도 계산 화면	231
그림 3.7.3 계산된 수화도를 데이터 파일로 저장하는 화면	232
그림 3.7.4 Strength Estimation의 서브메뉴	233
그림 3.7.5 압축강도 실험결과 입력 화면	234
그림 3.7.6 압축강도 예측모델식의 선택 화면	235
그림 3.7.7 강도입력파일의 선택 화면	236
그림 3.7.8 강도에측식에 사용되는 재료상수의 입력 화면	237
그림 3.7.9 재료상수 파일의 선택 화면	238
그림 3.7.10 입력된 재료상수를 사용한 압축강도의 예측 화면	239
그림 3.7.11 일반화된 재료상수를 사용한 경우의 압축강도 예측 화면	240
그림 3.7.12 쪼갬인장강도의 예측 화면	241
그림 3.7.13 탄성계수의 예측 화면	242
그림 3.7.14 압축강도 예측결과의 저장 화면	243
그림 3.7.15 쪼갬인장강도의 저장 화면	245
그림 3.7.16 정탄성계수의 저장 화면	246
그림 3.7.17 응용소프트웨어에서 예측결과 파일을 로딩한 경우	247
그림 3.8.1 모형 부재의 게이지 부착 위치	250
그림 3.8.2 실험 부재 전경과 게이지 부착	251
그림 3.8.3 모형 부재내 각 위치에서의 온도이력	252
그림 3.8.4 모형 부재내 각 위치에서의 콘크리트 변형률 이력	256
그림 3.8.4 모형 부재내 각 위치에서의 철근 변형률 이력	259

제 1 장 서 론

1절 연구의 필요성

최근 기존 콘크리트 구조물의 붕괴, 유지보수·보강 경비의 증가, 콘크리트 구조물의 시공 중 균열 발생 등으로 인해 콘크리트 구조물의 품질향상과 내구성 확보를 위한 연구의 필요성이 크게 부각되고 있다. 그러나 이 분야의 대부분의 연구는 정성적이고 실험적 연구에 국한되어 진행되어 오고 있다. 특히 국내의 경우 이 분야의 분석적이고도 정량적인 연구는 극히 제한적으로 이루어지고 있다. 그러나 앞으로 철근콘크리트 구조물에 사용되는 콘크리트 재료의 품질관리와 내구성 확보를 위해서는 이 분야의 체계적이고도 정량적인 연구가 필수적인 과제이다.

건설 산업의 특성상 어느 한 재료나 공법의 개량, 개선에 의한 경제적 효과는 매우 크다. 왜냐하면 건설재료란 대량으로 사용되기 때문에 개량, 개선에 의한 경제적 효과는 매우 크며, 또한 콘크리트 재료의 품질평가 시스템의 정립에 의한 정확한 평가는 불특정 사업체와 현장에 공히 적용될 수 있는 사항이기 때문에 그 효과는 매우 크다. 그러나 이러한 큰 효과의 가능성에도 불구하고 어느 특정 기업에 한정된 문제가 아니기 때문에 이 분야 연구 투자가 미진하므로 이러한 기본적 문제 해결을 위해서는 정부 지원 연구가 필요하다고 판단된다.

건설 산업은 공공의 이익을 위한 산업분야로서, 또 대중에 직접 노출되는 분야이다. 이러한 점을 미루어 볼 때 이 분야의 부실이나 기술적 낙후는 사회적 문제로 바로 연결될 수 있다. 이러한 경험은 성수대교, 삼풍백화점의 붕괴로 우리가 경험한 바 있다. 특히 콘크리트 품질의 저하 등이 최근에 큰 사회문제가 된 적이 있으며, 이에 따라 이와 관련된 많은 연구가 수행되고 있고 어느 정도 그 효과도 나타나고 있다. 이 연구과제도 이러한 문제해결을 위한 필수적인 연구과제이다.

콘크리트의 미세구조와 재료특성에 관한 연구가 유럽, 미국, 일본을 중심으로 활발히 이루어지고 있다. 콘크리트의 수화반응으로 인한 수화정도 및 미세구조의 변화 등에 대한 연구를 비롯하여 콘크리트의 미세구조에 근거한 건조수축이나 내구성 등 콘크리트 제특성에 관련된 연구를 수행하고 있다. 그렇지만 국내의 경우에 이에 대한 연구는 매우 부진한 상태이다. 국내의 경우에 한국과학기술원에서 수화열 및 이로 인한 균열제어를 위한 연구가 일부 수행된 바 있으며, 또한 수분확산에 대한 연구를 통하여 건조수축에

대한 연구도 일부 수행된 바 있다. 그렇지만 이에 대한 통합적인 연구는 부진한 상태로 콘크리트의 수화반응 및 미세구조의 개념을 통하여 콘크리트의 재료특성을 예측할 수 있는 정량화 기법의 확립이 필요하다.

콘크리트에서 발생하는 여러 문제에 대하여 기존의 경험적인 방법으로는 문제해결을 기대하기 어렵다. 따라서 근본적으로 문제를 해결하기 위해서는 콘크리트 재료에 대한 새로운 접근방법에 의한 연구가 필요하다. 즉 재료에 대한 보다 미시적 관점에서의 연구가 필요하다. 선진외국(미국의 ACBM, 유럽의 Delft 공과대학, 일본의 동경대학 등등)에서는 이미 1990년대 초부터 이러한 관점에서 연구가 진행되고 있다. 따라서 국내에서도 이러한 연구가 매우 시급한 실정이다.

콘크리트가 처음으로 사용되기 시작한 후 한동안은 콘크리트의 강도가 어떻게 발현되는가 하는 것은 거의 경험적 지식에 의존해 왔다. 그러나, 점차 콘크리트가 구조물에 광범위하게 사용됨에 따라 콘크리트의 강도발현에 관련된 연구가 체계적으로 활발히 진행되었다. 이러한 연구를 통하여 물/시멘트비, 재령, 양생온도 등이 콘크리트의 압축강도에 많은 영향을 미치는 인자들로 파악되었고 특히, 물/시멘트비의 경우에는 일정수준의 오차범위 내에서 압축강도와의 상관관계가 정립되었다. 그러나 양생온도와 재령에 따른 압축강도의 변화는 그 현상을 정확하게 추측하기 어려워 지금까지도 많은 연구자들에 의해 활발히 연구되고 있다.

콘크리트 재료의 역학적 특성 및 내구성은 초기재령에서 일어나는 화학적 반응(수화반응)과 물리적 반응(형성되는 미세구조 및 수분확산 등)에 좌우된다. 따라서 콘크리트의 품질평가를 위해서는 초기 콘크리트의 미세구조와 재료 특성의 상관관계를 정량화시켜 줄 수 있는 미시적인 모델의 개발이 필수적이다. 현재까지는 양생온도와 재령의 곱으로 표현되는 성숙도 개념에 의해 강도를 예측하여 왔으나 이는 시멘트의 수화반응으로 인한 수화물의 생성, 공극구조의 변화 등의 강도를 발현하는 물리적인 메카니즘을 잘 나타내지 못하는 단점이 있으므로 이를 대체할 수 있는 미시적인 강도예측모델이 요구된다.

건설현장에서 발생하는 여러 문제점 중에서 콘크리트 재료의 품질평가에 대한 문제는 지속적으로 발생하며, 이를 해결하기 위한 기술이 요구될 것이다. 또한 이러한 콘크리트에 대한 문제들은 기존의 접근법으로는 해결할 수 없으므로, 이 연구를 통하여 실질적이고 합리적인 콘크리트 재료의 품질관리 기술의 개발은 국내 건설현장에서 콘크리트 관련 문제 해결을 위하여 매우 기여할 뿐 아니라 국내 건설업계에 대한 새로운 인식과 이미지 향상에 크게 도움이 될 것으로 기대된다.

2절 연구개발 목표 및 내용

콘크리트의 품질평가를 위한 통합시스템의 이론적 배경으로서 **미세구조와 콘크리트의 재료특성의 상관관계를 예측하기 위한 모델식을 개발하는 것이** 이 연구의 최종목표이다. 이를 달성하기 위한 각 년차별 연구개발 목표 및 연구개발 내용 및 범위는 다음과 같다.

구 분	연구개발목표	연구개발내용 및 범위
1차 년도 (1998. 9. 10.~ 1999. 7. 9)	미세구조와 재료특성의 상관관계 규명	<ul style="list-style-type: none"> ○ 콘크리트의 미세구조에 대한 조사와 압축강도, 인장강도, 임계변형률, 탄성계수, 파괴에너지 등의 재료특성에 대한 실험연구를 통하여 수화생성물 및 공극구조와 같은 미세구조와 재료특성의 상관관계 모델식 개발
2차 년도 (1999. 7. 10.~ 2000. 7. 9)	미세구조와 재료특성의 상관관계 및 미세구조와 계면의 상관관계 규명	<ul style="list-style-type: none"> ○ 콘크리트의 크리프와 건조수축 실험을 통하여 크리프와 건조수축에 영향을 미치는 인자를 조사, 분석하여 크리프 및 건조수축 모델식 개발 ○ 계면 특성에 대한 실험을 통하여 콘크리트의 재료특성과 계면특성의 상관관계 모델식 개발
3차 년도 (2000. 7. 10.~ 2001. 7. 9)	콘크리트의 품질평가 통합시스템을 위한 미세구조와 재료특성의 상관관계 모델식의 프로그래밍 및 검증	<ul style="list-style-type: none"> ○ 동결융해에 관한 실험 및 타연구자의 자료분석을 통한 모델식 제안 ○ 미세구조와 재료 특성에 대한 상관관계 모델식의 프로그래밍 ○ 실제 모형실험을 통하여 개발된 모델식의 검증

제 2 장 국내외 기술개발 현황

1절 연구현황

1. 국외연구현황

콘크리트의 미세구조와 재료특성에 관한 연구가 유럽, 미국, 일본을 중심으로 활발히 이루어지고 있다. 네덜란드의 Delft 공과대학과 스위스의 EPFL 대학을 중심으로 한 유럽에서는 콘크리트의 수화반응으로 인한 수화정도 및 미세구조의 변화 등에 대한 연구가 진행되고 있다. 또한 콘크리트의 미세구조와 재료특성의 상관관계에 관한 연구도 진행 중이다. 그리고 미국의 표준연구소인 NIST와 NSF지원에 의한 STC(Science Technology Center)인 Northwestern 대학 중심의 ACBM(Advanced Cement-Based Materials), 일본의 동경대학 등에서도 콘크리트의 미세구조에 근거한 건조수축이나 내구성 등 콘크리트 제 특성에 관련된 연구를 수행하고 있다.

현재까지 콘크리트의 압축강도를 예측하기 위해 여러 방법이 제안되었으나, 그 중에서 적산온도를 이용하는 방법이 가장 대표적이다. 1951년 Saul이 적산온도 개념을 제시한 이후 양생온도에 따른 콘크리트의 압축강도에 대한 많은 연구들이 이루어졌다. Saul(1951)의 적산온도 개념과 기존의 실험결과들을 바탕으로 Plowman(1956), Nykanen(1956), Chin(1971) 등은 적산온도-압축강도 상관관계식을 제시하였다. 그러나 Saul(1951)의 적산온도 함수는 양생온도가 너무 높거나 낮은 경우에는 실험결과를 잘 예측하지 못하는 문제점이 있다. 이를 해결하기 위해 Hansen과 Pederson(1985)은 Arrhenius 함수를 사용한 새로운 형태의 적산온도함수를 제안하였다.

Oluokun et al.(1990)은 적산온도와 강도와의 상관관계를 파악하여, 재령 28일 강도로부터 초기 재령에서의 강도를 추정하는 강도예측모델을 제안하여, 콘크리트 강도발현에 대한 양생온도의 영향을 고려하였다. Tank와 Carino(1991)는 반응을 상수를 사용하여 새로운 압축강도 예측식을 제안하였는데 이 모델에서도 Arrhenius 함수를 사용한 적산온도함수를 사용하였다.

ACI Committee 209(1999)에서는 재령 28일의 압축강도로부터 초기 재령에서의 강도를 예측하는 모델을 제안하였는데, 이 모델은 각 재령의 압축강도를 28일 강도에 대한 재령의 함수로 나타내고 있다. 또한, CEB-FIP(1990)에서도 ACI 모델과 유사하게 28일 강도로부터 초기 재령의 강도를 예측하는 모델을 제시하였으나, ACI 모델과 달리 시멘

트의 종류에 따른 계수를 도입하여 여러 종류의 시멘트에 적용할 수 있는 모델을 제안하였다.

최근들어 콘크리트 강도발현의 물리적 근원은 시멘트의 수화작용에 의한 수화물이라고 판단하여 수화도를 강도예측에 도입하기 시작하였다. Kishi와 Maekawa(1993)는 시멘트에 포함되어 있는 각 광물의 수화도를 산정하여 강도발현모델에 적용시키고, 각 광물의 혼입량과 물/시멘트비를 광물무게/물무게를 파라미터로 채택한 새로운 강도발현모델을 제안하였다. Bentz(1999)는 재령에 따른 수화도와 물/시멘트비를 이용한 겔-공극비라는 변수를 도입하여 압축강도를 시멘트의 고유강도와 겔-공극비의 함수로 나타내어 강도를 추정하였다.

일반적으로 콘크리트는 시멘트 풀, 골재 그리고 시멘트 풀과 골재 입자 사이의 계면천이영역(ITZ, Interfacial Transition Zone)의 세 가지 상으로 구성되었다고 볼 수 있다. 물론 콘크리트 내에는 경화된 시멘트 풀 내의 다양한 상(phase)이나 시멘트 풀과 무수 시멘트 입자나 포졸란 첨가물 또는 미네랄 충전재 사이에도 다른 계면이 존재한다. 콘크리트의 역학적 거동은 시멘트 풀과 골재 사이의 계면 미세구조에 많은 영향을 받는다고 알려져 있으며 시멘트 수화 생성물의 구조 그리고 계면역의 특성을 밝히기 위해 많은 연구가 수행되어 왔다. Diamond와 Mindess(1982)는 보통강도 콘크리트의 계면역은 $50 \mu\text{m}$ 의 두께를 갖는 반면에, 골재 입자 표면 부근에서의 평균 최소 간격은 대략 $75 \sim 100 \mu\text{m}$ 라는 것을 관측함으로써, 시멘트 풀의 상대적으로 많은 부분이 계면천이영역 내에 존재한다는 것을 밝혔다. Mehta와 Monteiro(1993), Maso(1996)는 계면역의 두께는 $15 \sim 50 \mu\text{m}$ 의 범위이며, 시멘트 입자의 분말도와 골재의 광물에 따라 결정되며, 경화된 시멘트 풀과 계면역의 중요한 차이점 중 하나는 계면역의 높은 공극률 때문이라고 밝혔다. 또한 Detwiler et al.(1988)은 경화된 시멘트 풀과 비교하여 계면역의 다른 두드러진 특징은 골재 표면 부근의 수산화칼슘(CH) 결정의 조직 상태라고 밝혔다. 결국 높은 공극률과 수산화칼슘 결정의 조직 상태는 계면역에서 미세균열의 형성과 진전을 지배한다고 할 수 있다. Nilson과 Monterio(1993)는 계면역의 특성이 전반적으로 콘크리트의 탄성계수에 영향을 미친다고 보고하였다.

콘크리트의 건조수축과 크리프에 관한 실험자료와 발생 메카니즘 등에 대한 내용은 Neville(1996)에 의하여 체계적으로 잘 정리되어 있다. 많은 실험들이 건조수축과 크리프에 영향을 미치는 인자들 즉 상대습도, 사용 재료의 성질, 부재크기 등을 고려하여 수행되어 왔으며, 이들 실험결과를 기초로 하여 콘크리트의 건조수축과 크리프 변형률을 예측하기 위한 여러 모델식이 제안된 바 있다. 그 대표적인 것으로는 ACI Committee

209(1999) 모델과 CEB-FIP(1990)모델이 있다. 이러한 모델 이외에도 Bazant et al.(1987a, 1987b)은 건조수축 데이터의 회귀분석을 통해서 건조수축 변형률을 예측하는 방법을 제시하였고, Bazant와 Baweja(1995)는 건조수축과 크리프를 예측하기 위하여 B3 모델을 제안하였다. Almudaiheem과 Hansen(1987)은 양생기간, 시편의 크기와 형태, 상대습도, 골재의 탄성계수와 골재의 함량 그리고 물/시멘트비가 건조수축에 끼치는 영향에 관한 연구를 수행하였고, 그들이 1989년에는 단기간의 측정 데이터를 이용한 건조수축 변형률의 예측식을 제안하기도 하였다. Smadi et al.(1987)은 21 MPa ~ 69 MPa의 압축강도를 가지는 콘크리트의 크리프와 건조수축 거동을 실험을 통해서 알아보았는데 보통강도와 고강도 콘크리트보다 저강도 콘크리트에서 건조수축 변형률이 크게 측정되었으며, 크리프는 더 작게 측정되었다. Basma와 Abdel-Jawad(1995)는 확률모델을 이용해서 콘크리트의 건조수축을 예측하는 방법을 제시하였다.

Rao(2001)는 초기재령에서 실리카 폼을 사용한 모르타르는 실리카 폼을 사용하지 않은 모르타르에 비해서 7~10배의 건조수축변형을 나타낸다고 보고하였다. 실리카 폼을 많이 사용할수록 건조수축량은 더욱 커지는데 그 원인은 초기재령에서 실리카 폼이 포졸란 반응을 일으키고 공극정제과정을 일으키기 때문이다.

2. 국내연구현황

국내에서는 콘크리트의 미세구조와 재료특성에 관한 연구는 매우 부진한 상태이다. 수화열 및 이로 인한 균열제어를 위한 연구와 성숙도를 이용한 강도예측연구, 또한 수분 확산에 대한 연구를 통하여 건조수축에 대한 연구가 일부 수행된 바 있다. 최근에 수화물의 특성 및 공극 구조와 강도발현의 상관관계에 관한 연구가 관심을 끌고 있는 실정이다.

오병환 등(1996)은 성숙도 개념을 이용한 콘크리트 초기강도 예측 모델의 개발에 대한 연구를 수행하였고, 한상훈과 김진근(2000)은 양생온도의 변화, 양생시점의 변화 등을 고려할 수 있는 새로운 강도예측모델을 제안하였으며 새로운 걸보기 활성화에너지 함수를 도입한 수정 반응률 상수를 이용하였다. 또한 주지현 등(2000)은 적산온도의 원리를 적용하여 등가재령을 이용한 콘크리트의 강도예측에 대한 연구를 수행하였다. 그러나 현재까지 국내에서는 콘크리트 강도발현의 직접적인 근원이 되는 물리량인 수화도를 강도발현에 도입한 예측식은 제안된 바 없다.

이광명(1995)은 계면파괴인성과 콘크리트의 역학적특성의 상관관계에 관한 연구를 수

행하여 저강도 콘크리트에 비하여 고강도 콘크리트의 경우에 계면특성이 미치는 영향이 커진다는 실험결과를 보고하였다.

김진근 등(1996)은 초유동 콘크리트의 크리프와 건조수축실험을 통해 초기재령에서의 크리프 변형률의 증가가 크지만 재령이 경과할수록 그 증가율은 둔화되어 어느 시점 이상에서는 일반 콘크리트보다 작아지고 플라이애시 첨가율이 증가할수록 초기재령의 건조수축량은 증가하지만 장기재령으로 갈수록 그 양의 증가는 둔화된다고 보고하였다. 그리고 굵은 골재량이 적고 모르타르량이 많은 배합특성과 플라이애시의 첨가, 다량의 고성능감수제 사용 등으로 인하여 초유동 콘크리트의 건조수축량은 일반 콘크리트보다 30%이상 커짐을 보였다.

김진근과 김효범(1994), 김진근과 이철성(1997, 1998)은 건조수축이 수분확산과 밀접한 관계가 있으며 크리프 및 온도와 숙성도에 따른 탄성계수의 변화를 고려하여 부등건조수축 및 부등응력에 관한 해석을 수행하였다. 그리고 콘크리트 내부의 부등 수분 분포로 인하여 부등건조수축이 발생하고 이것으로 인한 잔류응력이 크리프에 영향을 미치는데, 이 때 각 위치에서는 수분의 차이로 인하여 부등 크리프가 발생한다고 보고하였다.

송영철 등(2000)은 재하 후 28일 이내의 정밀한 단기 크리프 시험을 실시하여 재하시 재령, 응력/강도비, 시멘트의 종류, 물/시멘트비 그리고 잔골재율 등의 영향인자를 분석하였고, 배합의 압축강도만을 고려한 내적 요소인자 $\beta(f_{cu})$ 를 배합조건의 변동을 적절히 고려할 수 있도록 단기 크리프 시험자료를 이용하여 장기적인 크리프 계수를 추정하였다.

2절 콘크리트의 미세구조

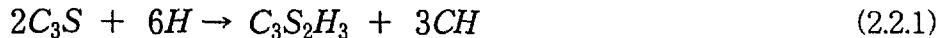
1. 수화생성물과 미세구조

가. 시멘트의 수화반응

시멘트의 수화반응이란 시멘트 입자가 물과 반응하여 수화생성물을 형성하는 것을 의미하며, 수화반응에 의해서 생성된 수화물로 인하여 강도가 발현된다. 시멘트의 수화반응은 시멘트의 주요성분인 C_3S , C_2S , C_3A , C_4AF 의 네 가지 주요광물의 수화반응을 이해해야 한다.

(1) C_3S (Tricalcium silicate)의 수화

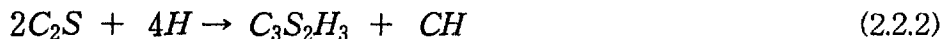
C_3S 는 시멘트의 주성분으로 다른 성분들과 비교하여 중간 정도의 수화열을 발생시키면서 안정적으로 수화한다. C_3S 의 대부분은 28일 이내에 수화가 이루어지며 약 1년 후에는 완전한 수화가 이루어진다. 수화반응의 간략식은 다음과 같다.



위의 반응식에서 생성된 수화물은 C-S-H로 알려진 칼슘실리케이트 수화물과 칼슘하이드록사이드이다. C-S-H는 경화된 시멘트 풀의 주성분으로 7일 정도까지의 초기 강도 발현에 크게 기여한다.

(2) C_2S (Dicalcium silicate)의 수화

C_2S 는 시멘트의 또 다른 주요 실리케이트 성분이며, C_2S 는 C_3S 보다 훨씬 느리게 수화하면서 칼슘 실리케이트 수화물(C-S-H)을 생성한다. 수화반응은 대부분 28일 후에 진행되며 1년 경과 후에도 지속된다. 따라서 C_2S 는 28일 후의 강도에 실질적인 기여한다고 볼 수 있다.



식 (2.2.1)과 비교하여 칼슘하이드록사이드(CH)가 C_3S 가 수화할 때보다 적은 양이 생성되어 강도 발현에 유리하다.

(3) C₃A(Tricalcium aluminate)의 수화

C₃A는 포틀랜드 시멘트 클링커 중에 5~15 %의 함량을 보이며, 물과 급격히 반응하여 많은 수화열을 발생시킨다. C₃A의 급결을 방지하기 위해 석고를 첨가하게 된다. C₃A는 물과 반응 초기에는 에트링자이트(Ettringite)를 생성하고, C₄AH₁₃과 반응하여 다시 모노설페이트(Monosulphate)로 변형된다. C₃A는 시멘트 풀의 강도에 기여하는 정도가 작다.

(4) C₄AF(Calcium aluminoferrite)의 수화

C₃A보다 느리게 반응하며, 시멘트 풀의 강도에 기여하는 정도가 작다. C₄AF는 시멘트의 주성분임에도 불구하고 수화 특성은 아직까지 명확히 규명되지 못하였으며, C₃A과 마찬가지로 수화작용에 의해 에트링자이트와 모노설페이트를 생성한다.

나. 수화생성물

시멘트가 물과 반응하면, 수화반응에 의해 응결, 경화하여 수화생성물으로써 규산칼슘 수화물(C-S-H), 수산화칼슘(Ca(OH)₂), 에트링자이트, 모노설페이트 등을 생성하며, 완전히 수화되기 전까지는 수화되지 않은 미수화 입자가 공존한다. 수화생성물의 종류, 생성량, 형태는 수화되기 시작한 시점부터의 시간에 의해 변화한다.

(1) 규산칼슘 수화물(C-S-H)

C-S-H란, C₃S나 C₂S로부터 생성되는 수화물로, 규산칼슘 수화물(Calcium silicate hydrate)이라고 하며, 저결정질로 CaO, SiO₂, H₂O의 몰비가 일정한 값을 갖지 않는다. CaO/SiO₂의 몰비에 따라 Type I, II, III, IV의 4종류가 있다. Type I, Type II의 C-S-H는 대개 수화 초기에 생성되고 그 형태는 Type I 이 길이 1~2 μm이내의 섬유상, Type II가 망목상 또는 붕의 단상의 형태를 보인다. Type III, Type IV C-S-H는 대개 수화 후기에 생성되며 치밀한 구조를 보인다. 일반적으로 보통 콘크리트에서는 Type I, III, IV가 많이 존재한다.

(2) 수산화칼슘(Ca(OH)₂)

수산화칼슘 결정은 수화풀에 있는 고상부분 중 20~25%의 부피를 차지하고 있다. C-S-H와는 달리, 수산화칼슘은 정확한 화학양론적인 값을 갖는 결정질이고, 육각기둥의 형태를 띠는 결정구조를 보인다. 수산화칼슘이 강도에 미치는 영향은 주로 반데르발스

힘에 의한 것인데, 상당히 낮은 비표면적을 갖기 때문에 강도를 저하시키는 원인이 된다. 또한 수화된 시멘트에 수산화칼슘이 많을 경우, C-S-H에 비해 수산화칼슘의 용해도가 높기 때문에 산용액 등에 의한 침식을 쉽게 받아 내구성을 저하시키는 원인이 되고, 이를 방지하기 위하여 슬래그, 플라이애시, 실리카 폼 등을 혼입하여 그 양을 줄일 수 있다.

(3) 에트링자이트와 모노설페이트

시멘트가 물과 접촉하면 알루미늄이네이트상 및 페라이트상과 석고의 반응에 의해 급속히 에트링자이트를 생성한다. 포틀랜드 시멘트 풀에서는 길이 방향의 길이가 수 μm 정도의 침상 결정이지만, 초조강 시멘트 풀에서는 육각기둥의 결정 형태로 존재한다. 시멘트 풀 액상 중의 SO_4^{2-} 농도가 저하됨에 따라 에트링자이트와 알루미늄이네이트상이나 페라이트상이 반응하여 모노설페이트를 생성한다. 이 모노설페이트상은 육각판상이고, 수화초기에는 카드하우스 구조를 보이거나 후기에는 적층구조로 변화한다. 에트링자이트와 모노설페이트는 수화 시멘트 풀 중에 약 15~20%의 부피를 차지하고 있으며, 수화초기에는 급결을 방지하는 역할과 강도증진효과를 나타낸다.

(4) 미수화 시멘트 입자

시멘트의 초기 입자크기 분포와 수화도 등에 따라 미수화 클링커 입자가 오랜 수화작용 이후에도 수화 시멘트 풀의 미세구조에서 발견된다. 수화초기에는 이들 입자들이 물에 용해하여 수화생성물을 생성시키나 수화가 많이 진행된 후기에는 수화생성물 표면에서 빈 공간으로 성장하고 물이 치밀한 수화생성물을 통하여 확산, 내부 수화생성물을 생성시킨다. 이때 물의 확산은, 시간의 경과와 함께 더욱 더 늦어지기 때문에 시멘트를 완전히 수화시키기 위해서는 오랜 시간이 걸리며, 물/시멘트비에 따라 실질적으로 최대 수화가 이루어질 수 있는 한계가 있다.

다. 콘크리트 내부의 공극

콘크리트 내부에는 고체부분뿐만 아니라 콘크리트의 물성에 큰 영향을 주는 여러 가지 공극을 포함한다. 그림 2.2.1은 콘크리트 내부에 존재하는 공극과 고체성분을 크기별로 분류한 것이다. 그림에 나타난 바와 같이 콘크리트 내부에는 각 크기별로 여러 가지 형태의 공극이 존재함을 알 수 있으며, 각 공극마다 콘크리트에 미치는 영향에도 차이를 보인다.

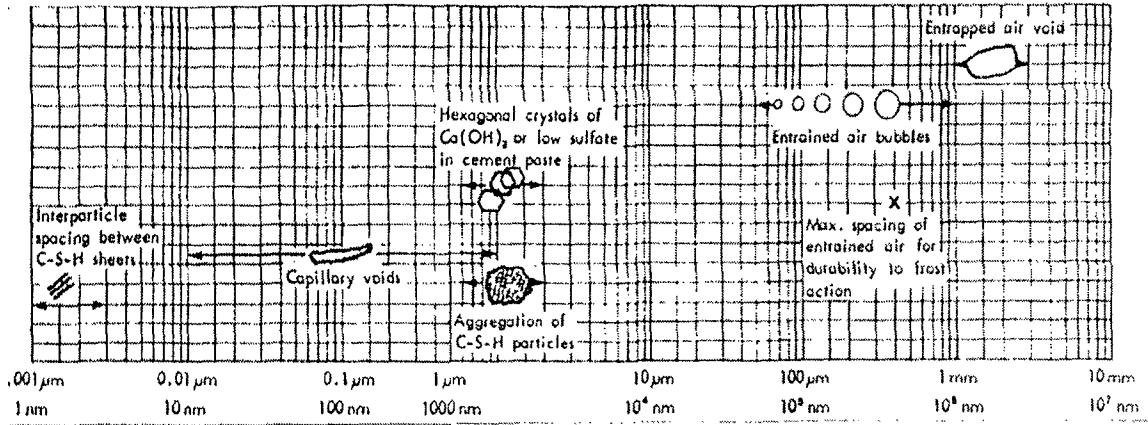


그림 2.2.1 콘크리트 내부의 미세구조 분포 (Mehta와 Monteiro, 1993)

(1) C-S-H에 존재하는 층간공극(Interlayer voids)

층간공극은 너무 미세하기 때문에 이 공극내에 존재하는 물은 수소결합으로 단단히 결합되어 있으며, 특정 조건하에서 층간 공극수의 제거는 건조 수축과 크리프에 영향을 미치게 된다.

(2) 모세관 공극(Capillary voids)

시멘트가 수화하면 떨어져 있던 시멘트 입자들이 용해하면서 수화생성물이 수화 용액 중에 석출하거나 시멘트 입자표면에 생성하면서 성장하게 되고 시간의 경과와 함께 서로 연결되어 강도를 발현하게 된다. 모세관 공극은 수화생성물에 의해 채워지지 않고 남은 공간으로 서로 연결되어 있다. 1 cm³부피의 시멘트가 완전히 수화하기 위해서는 약 2 cm³부피가 필요하게 된다. 즉, 수화전의 시멘트와 물이 차지하고 있던 공간은 대부분 시멘트 수화물로 채워지고 나머지 남은 부분은 모세관 공극이 된다. 모세관 공극의 부피와 크기는 물/시멘트비와 시멘트의 수화 정도에 의존하며, 50 nm보다 큰 모세관 공극은 강도와 투수성에 영향을 주고, 50 nm이하의 미세한 모세관 공극은 건조수축과 크리프에 영향을 미친다.

(3) 기포(Air voids)

시멘트를 혼합할 때 미처 빠져나오지 못한 공기는 시멘트 풀에 그대로 남아있게 된다. 모세관 공극이 미세하고 비정형인데 비하여 기포(Air voids)는 훨씬 더 크고 일반적으로 구형이다. 이렇게 혼합 중에 생긴 공기를 갇힌 공기(Entrapped air)라고 한다.

콘크리트의 동결융해 저항성을 향상시키고 워커빌리티의 확보를 목적으로 혼화제(공기 연행제)를 일정량 혼합하면 미세한 크기(50~200 μm)의 기포가 발생하는데, 이것을 연행공기(Entrained air)라고 한다. 갇힌 공기와 연행 공기 모두 모세관 공극보다 훨씬 크고, 강도와 투수성에 해로운 영향을 미치는 요인으로 작용한다.

라. 콘크리트 내부에 존재하는 액상성분

콘크리트 내부의 물은 시멘트 플로로부터 분리하기 쉬운 정도에 따라 분류한다. 상대습도가 낮아짐에 따라 포화된 시멘트 플로로부터 연속적인 분리가 발생하지만, 이것에 의해 물의 존재상태를 확실하게 분리하는 것은 쉽지 않다.

(1) 화학적 결합수(Chemically combined water)

수화한 시멘트 화합물과 결합한 물로, 결합수 또는 비증발성수(Non-evaporable water)라고도 한다. 이 물은 건조에 의해 잃어버리는 것이 아니고 600°C 이상의 온도로 열처리하여 수화물이 분해될 때 방출된다.

(2) C-S-H 내의 층간수(Interlayer water)

C-S-H 구조와 연관되어 있으며, C-S-H의 층 사이에 단분자 물층이 수소결합에 의해 단단하게 결합되어 있다. 이 층간수는 강한 건조(상대습도 11%이하)로 증발시킬 수 있다. 층간수를 잃게 되면 C-S-H 구조는 상당히 수축한다.

(3) 물리적 흡착수(Absorbed water)

고체표면에 물리적으로 접해있는 물로써, 각 물분자가 고체 표면으로부터의 거리가 멀어짐에 따라 결합력은 감소하기 때문에 흡착수의 대부분은 상대습도 30%까지 건조하면 증발된다. 흡착수의 손실은 건조와 흡수에 의해 수축이 가역적으로 일어난다. 겔공극에 있는 물이라하여 겔수(Gel water)라고도 한다.

(4) 모세관수(Capillary water)

50 Å 이상의 공극(즉, 모세관 공극)에 존재하는 물로서 고체표면과 어떠한 인력도 작용되지 않는 자유스럽게 존재하는 물이다. 실제로 모세관수는 두 부류로 나뉜다. 하나는 50 nm 이상의 큰 공극에 존재하는 물로 제거에 의해 어떠한 부피변화도 동반하지 않기 때문에 자유수(Free water)라고 하며, 또 다른 부류는 작은 모세관공극(5~50 nm)으로 강한

모세관력에 의해 결합되어 있는 물로 제거되면 수축을 유발하게 된다.

마. 미세구조와 강도특성과의 관계

일반적으로 모르타르나 콘크리트의 강도는 시멘트 풀 부분에 의해 결정되며, 시멘트 풀의 강도에 많은 영향을 미치는 것은 모세관 공극이다. 그림 2.2.2는 공극 직경에 의한 모세관 공극 부피와 경화 시멘트 풀, 모르타르, 콘크리트의 압축강도와의 관계를 나타낸다.

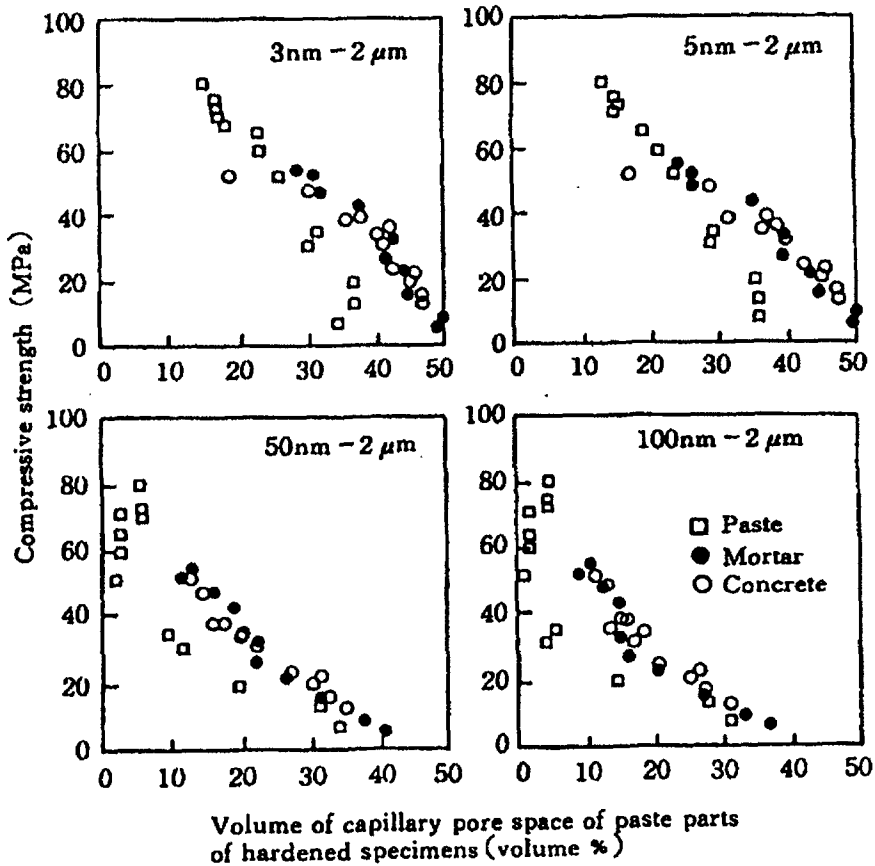


그림 2.2.2 경화된 공시체 전체에 존재하는 모세관 공극과 압축강도의 관계

경화 시멘트 풀과 모르타르의 강도는 5 nm~2 μm 크기의 모세관 공극과 관련이 있고, 콘크리트의 강도는 50 nm~2 μm 크기의 모세관 공극과 관련이 있다. 계면역(Transition zone)에는 50 nm~2 μm 의 모세관 공극이 많고, 계면역의 외부에는 3~50 nm의 미세한 공극이 존재한다. 단위 부피에 대한 모세관 공극의 부피가 서로 같다고 가정하면 강도는 콘크리트, 모르타르, 시멘트 풀의 순으로 작아진다. 그 이유는 모르타르에 있는 시멘트

풀 부분의 부피가 콘크리트에 있는 시멘트 풀의 부피보다 크기 때문이다. 그리고, 시멘트 풀 내에 존재하는 모세관 공극의 부피순서가 시멘트 풀, 모르타르, 콘크리트 순이기 때문이다.

그림 2.2.3은 경화된 공시체 내부의 시멘트 풀 부분에 존재하는 모세관 공극과 압축강도의 관계를 나타낸 것이다. 모세관 공극과 압축강도와 관계는 초기 재령의 시멘트 풀을 제외하면 거의 선형에 가깝다. 모르타르와 콘크리트에 있어서 단위부피의 시멘트 풀 부분에 대한 50 nm~2 μm 크기의 모세공극 부피의 비는 압축강도와 밀접한 관계가 있다. 그림 2.2.3을 보면 모르타르와 콘크리트에서는 재령의 진행함에 따라 직선상에서 약간 아래로 처진다. 이 직선으로 표현된 관계는 시멘트 풀, 모르타르, 콘크리트에서 시멘트 풀 부분의 강도 차이는 중요하지 않다는 것을 나타낸다. 후기 재령에서의 모르타르, 콘크리트의 직선 아래로의 하강은 골재와 시멘트 풀 간의 부착강도가 시멘트 풀 자체간의 부착강도보다 작기 때문이다.

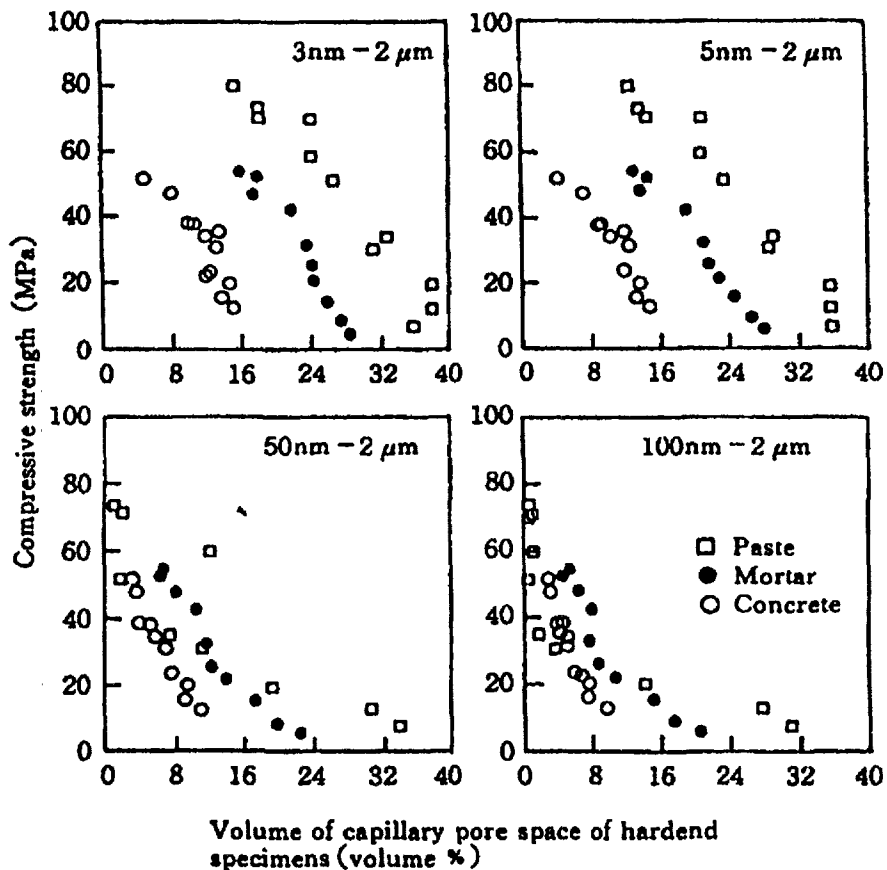


그림 2.2.3 경화된 공시체의 시멘트 풀 부분에 존재하는 모세관 공극과 압축강도의 관계

2. 계면역의 미세구조

가. 계면역의 미세구조와 수화생성물

모르타르와 콘크리트는 시멘트, 물, 각종의 혼화재료 등이 수화반응에 의하여 생성된 시멘트 풀 매트릭스가 골재 등의 비반응성 재료와 결합하여 하나의 상태로 된 복합재료이다. 따라서 콘크리트 중에는 각 재료간의 다양한 경계역이 존재하게 된다. 예를 들면, 결합재료 중에서 수화된 시멘트 풀과 그 밖의 미수화 부분의 경계, 시멘트 풀과 비반응성 혼화재의 경계, 시멘트 풀과 골재의 경계 등이다. 그 중에서 특히 시멘트 풀과 골재의 경계역은 시멘트 풀과 구조와 성질이 다른 부분이 형성되며 이 경계영역이 콘크리트의 특성에 가장 큰 영향을 미치기 때문에, 이 부분을 계면역(Interfacial Zone, Transition Zone)이라 부르며, 그 특성은 여러 측면에서 조사되고 있다. 계면역은 골재 표면 주위에 형성되어 있는 얇은 층을 지칭하며 계면은 단지 두께가 없는 골재와 시멘트풀의 경계면을 뜻한다. Farren과 Meso(1964)가 골재와 매트릭스의 경계부분에 매트릭스보다 공극이 많은 부분이 존재한다는 것을 처음 밝힘으로써, 골재와 시멘트 풀의 경계면에 시멘트 풀과 다른 구조를 가진 영역이 존재하는 사실을 알게 되었으며, 많은 연구자들에 의해

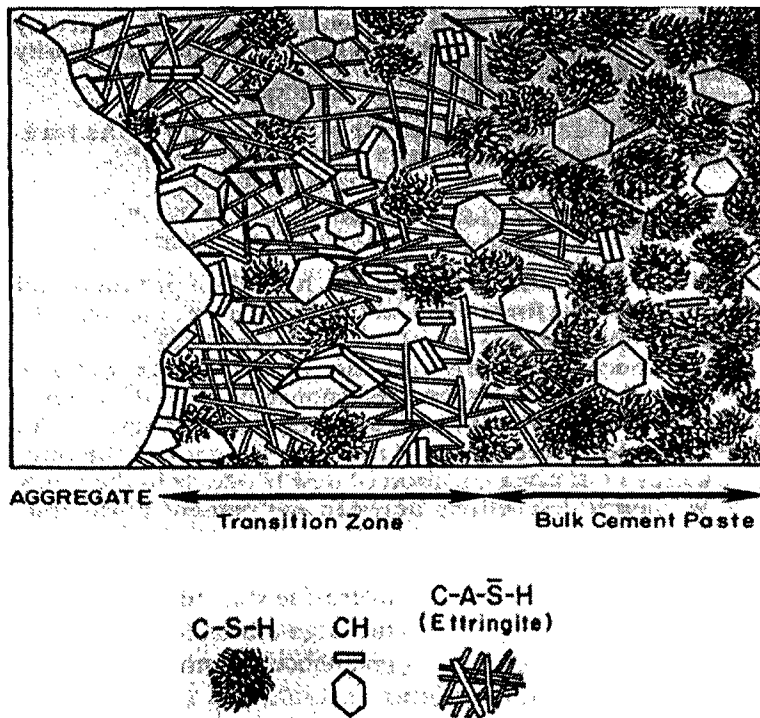


그림 2.2.4 콘크리트에서의 계면역과 시멘트 풀의 모식도(Mehta와 Monteiro, 1993)

확인되어져 왔다. 수화의 초기단계에의 계면영역의 전형적인 구조를 그림 2.2.4에 나타내었다. 골재 주변의 시멘트 풀은 블리딩의 영향에 의해 물-시멘트비가 높아지고, 시멘트 입자가 이온이 되어 확산된다. 이 이온은 계면역의 공극률이 큰 공간에서 일반 시멘트 풀보다도 더 큰 결정이 되어 응집된다. 이렇게 형성된 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 의 결정은 골재 표면에 형성된다.

Barnes et al.(1978b)은 유리편 골재를 이용한 수화의 초기단계의 형태를 전자현미경을 사용하여 약 $1\ \mu\text{m}$ 의 복층 필름이 유리와 시멘트 풀의 계면에 형성되는 것을 관찰하였다. 이것은 막대형상의 규산칼슘 수화물(C-S-H, Calcium silicate Hydrate) 젤이 계면에 직교하게 배열된 연속한 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 필름이라고 할 수 있다. 계면은 수일 후에 순수한 판상의 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 로서 가득하게 된다. Ishijaki(1976)는 유리의 평판상에 시멘트 풀을 부착시켜 피착물을 관찰한 결과, 1시간 후에는 침상결정의 에트링자이트가 생성되고, 3시간 후에는 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 의 큰 판상의 결정이 생성되는 것을 확인하였다. 그림 2.2.5에 전자현미경으로 찍은 콘크리트의 계면역의 사진(SEM)을 나타내었다.



그림 2.2.5 계면역에서의 수산화칼슘(CH) 결정의 SEM
(Mehta와 Monteiro, 1993)

이러한 계면에의 에트링자이트의 생성은 계면생성물의 X선 회절에 의한 분석에 의해서도 확인될 수 있다. Mehta와 Monteiro(1988)는 X-ray 회절 기법을 사용하여 수산화칼슘과 에트링자이트가 계면에서 가장 밀집되어 있고, 시멘트풀로 갈수록 점진적으로 감소되며, 또한 계면역에서의 공극률이 가장 높다는 것을 밝혔다. Goldman과 Bentur(1989)는

초기 재령에서 골재 표면 주위 시멘트 입자의 비효율적인 패킹은 물로 채워진 골재 표면 근처에 큰 공극을 형성하게 되고, 수화가 진행됨에 따라 이 공극들이 효율적으로 채워지지 않아서 결국에는 계면역에 시멘트풀보다 더 많은 공극이 존재하게 된다는 것을 밝혔다.

나. 계면역의 특징

계면역은 그 구조 내에 골재 입자 표면의 수직면에 크고 평평한 수산화칼슘 결정을 형성하여 시멘트풀의 큰 공극 구조의 형성을 하는 복잡한 구조를 갖는다. 이러한 복잡한 구조로 계면역의 얇은 층 내에 미세균열이 형성되고, 하중 하에서 미세균열이 진전하게 된다. Maso(1980)에 의해 기술된 계면역의 구조는 다음과 같다. 우선 굳지 않은 콘크리트에서 큰 굵은 골재 입자의 주위에 수막이 형성된다. 이것은 큰 굵은 골재에 가까울수록 모르타르의 본체로부터 가까운 부분에 비하여 물-시멘트비가 낮다는 것을 의미한다. 그 다음으로 시멘트 본체에서와 같이 황산칼슘과 칼슘 알루미늄에이트 화합물이 용해하여 생긴 칼슘 이온, 황산 이온, 수산화 이온 및 알루미늄에이트가 결합하여 에트링자이트 및 수산화칼슘을 형성한다. 물-시멘트비가 높기 때문에, 굵은 골재 주변의 이와 같은 결정 생성물은 상대적으로 큰 결정이 되고, 시멘트 풀이나 모르타르 매트릭스보다 더 공극이 많은 구조가 된다. 판과 같은 형태의 수산화칼슘 결정은 C축이 골재 표면에 수직으로 되도록 방향성을 가진 층을 형성한다. 끝으로 수화가 진행됨과 동시에 결정도가 낮은 CSH와 에트링자이트 및 수산화칼슘의 작은 결정이 2차적으로 생성되어 에트링자이트와 수산화칼슘의 큰 결정 사이의 공극을 채우게 된다. 이것은 계면역의 밀도와 강도를 높이는 역할을 한다.

굵은 골재와 시멘트풀의 접착력은 일반적으로 두 부분의 특징을 갖는다. 하나는 크기가 골재 입자 표면과 입자 형태의 구조적인 특징에 따라 결정되는 물리적인 힘이고, 다른 하나는 골재와 시멘트풀에서 형성되는 화학적 부착력이다. 경화된 시멘트풀의 경우에 있어서, 골재 입자와 수화물 사이의 부착은 반데르 발스 인력에 의해 발생한다. 그러므로 어떤 점에서의 계면역의 강도는 공극의 크기와 양에 따라 결정된다. 낮은 물-시멘트 비를 갖는 콘크리트에서조차도 초기 재령에서 계면역에서의 공극의 크기와 양은 모르타르에서 공극의 크기와 양보다 더 크다. 다시 말해 계면역의 강도가 더 약하다는 것을 의미한다. 그러나 재령이 증가할수록 계면역의 강도는 모르타르의 강도보다 같거나 더 크게 된다. 큰 수산화칼슘의 결정은 작은 표면적과 이에 대응되는 반데르 발스 인력 뿐만 아니라 형성된 구조 때문에 이미 분할된 면으로 작용하기 때문에 접착력을 저감시킨다.

골재 계면에 대한 계면역의 구조나 그 두께의 정량화를 위하여 여러 방법에 의해 실험이 수행되고 있다. Uchikawa(1988)는 전자현미경에 의한 2차 전자상, 후방산란 전자상 및 X선 회절 분석에 의한 모르타르 단면의 Ca/Si의 비, CaO의 비를 분석하고, 골재 표면에서부터 30~40 μm 의 두께로 CaO가 풍부한 계면역의 영역을 관찰하였다. Scrivener et al.(1988)은 후방산란 전자상의 화면해석으로부터 계면 영역의 공극, 수화 부분과 비수화부분의 비율을 분석하고, 골재 표면에서부터 30 μm 정도의 두께까지 비수화부분과 공극률의 분포가 일반의 시멘트 풀의 부분을 향해 변화해 나가는 것으로부터 이 부분을 계면역이라고 명명하였다.

또한 Ping et al.(1991)은 전기전달도를 측정하는 것에 의해서 계면역 두께의 형성시기, 골재 종류의 성향을 판정하고 있다. 이상에서 나타난 것과 같이 골재와 시멘트 풀 간의 계면역에 관한 일반적인 인식으로서 계면역은 일반의 시멘트 풀 부분과는 다른, 공극률이 많고 커다란 공극을 포함한 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 의 큰 결정구조를 가진 부분으로서 정의되고 있으며, 그 두께는 약 10 μm 정도로 된다고 한다. 그러나 계면역의 구조나 두께는 골재나 시멘트 매트릭스의 성질에 의해 크게 다르며 모르타르나 콘크리트의 특성에 정해지는 성향도 다르다.

시멘트 풀과 골재의 계면역의 구조에 영향을 미치는 인자는 물-시멘트비, 시멘트의 종류, 혼화재료, 골재의 성질 등이 있다.

물-시멘트비는 계면역의 형성에 큰 영향을 미친다. 물-시멘트비가 감소함에 따라 블리딩이 감소하고, 시멘트풀 매트릭스의 공극률이 감소하는 것과 같이 계면역에서도 물-시멘트비가 감소함에 따라 계면역의 밀도가 증가하게 된다. Uchikawa(1988)에 따르면 물-시멘트비 25%의 경우 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 의 결정은 골재표면에는 거의 형성되지 않는 것으로 나타났는데, 이것은 물-시멘트비가 낮으면 골재표면에 수막이 형성되지 않고 미세한 수화물이 응집하여 Ca이온의 이동을 방해하여 밀집된 구조를 형성하기 때문이라고 밝혔다.

시멘트의 종류가 계면역의 형성에 미치는 영향에 대해서 많은 연구가 진행되고 있다. 혼합시멘트를 사용하는 경우, 포졸란 반응에 의해 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 의 석출상태가 보통 시멘트와는 다르기 때문에 계면역의 구조도 다르다. 보통 콘크리트에서는 계면역에 많은 수산화칼슘이 석출되고 거친 구조가 되지만, 고로슬래그 시멘트에서는 슬래그가 초기 재령에서부터 수산화칼슘이 재령이 증가함에 따라 미반응 슬래그와 반응하여 계면역의 조직을 치밀한 구조로 만든다. 플라이애쉬를 사용하는 경우에는 초기 재령에서의 반응이 고로슬래그와 비슷하여 계면역 조직을 치밀하게 한다. 실리카 폼을 이용하는 경우에는 초기 분

말에 의해 골재 표면 잉여수를 흡수하여 물-시멘트비의 국소적인 증가를 막아 계면에서 보다 치밀하게 채워져서 공극을 감소하게 한다. 게다가 포졸란 반응에 의해 수산화칼슘과 반응하여 강하고 견고한 C-S-H를 형성하는 것에 의하여 계면역은 보통 시멘트와 비교하여 훨씬 치밀한 구조가 된다. 골재는 계면역의 골재 자체가 시멘트 풀과 반응성을 가지는 경우와 골재 표면의 형상에 의해 계면역의 형성에 영향을 미친다.

다. 계면의 특성과 모르타르, 콘크리트의 특성의 상관관계

골재와 시멘트 풀 사이의 계면역의 미세구조가 일반적인 시멘트 풀과 다르며, 공극량이 많고, 수화생성물도 취약한 구조로 되어 역학적 특성도 시멘트 풀보다 약한 성질을 가지고 있다. 따라서 골재 주위의 계면역은 모르타르나 콘크리트의 강도, 내구성, 파괴인성 등에 영향을 미친다.

모세관 공극의 큰 부피와 형성된 수산화칼슘 결정과 함께 콘크리트에서 계면역의 강도에 영향을 미치는 주요한 요소는 미세균열이다. 미세균열의 양은 골재의 크기와 입도, 시멘트량, 물-시멘트비, 굳지 않은 콘크리트의 압밀도, 양생조건, 외부 습도 그리고 콘크리트의 온도 내력 등을 포함한 수많은 변수들에 의해 결정된다.

일반 콘크리트에서 골재는 거의 변형을 일으키지 않는다. 따라서 골재와 시멘트풀 사이의 계면역에 응력이 집중되게 된다. 따라서 이 계면역 내에서의 골재와 시멘트풀 사이의 부착은 콘크리트의 강도를 지배하는 요소가 된다.

또한 공극과 미세균열을 갖는 계면역의 구조는 콘크리트의 강성이나 탄성계수에 영향을 미친다. 복합 재료로 구성된 경우에, 계면역은 모르타르 매트릭스와 굵은 골재 입자 사이의 중개 역할을 한다. 각각의 구성성분의 강성이 클 경우, 계면역에서의 공극과 미세균열과 같은 것들로 인하여 응력 전달을 하지 못하기 때문에 콘크리트의 강성이 낮아지게 된다.

모르타르나 콘크리트가 외력을 받았을 때 계면역의 공극이 있는 부분이 파괴의 기점이 된 결함부로서 작용한다. 균열이 생긴 부분은 골재 계면에서부터 발생하여 대부분의 경우 계면을 따라 진행해 가는 경향이 있다는 것이 많은 연구로부터 밝혀졌다. 콘크리트의 강도 발현을 일으키는 골재와 시멘트 풀과의 부착력의 향상효과가 현저하게 크지 않고, 부착력이 전혀 없는 조건의 골재를 사용한 콘크리트에 대하여 양호한 부착력을 가진 골재를 사용한 콘크리트의 강도 향상이 약 20~40% 정도에 지나지 않는다는 보고도 있으나, 콘크리트의 압축강도, 인장강도, 휨강도와 같은 역학적 성질이 골재와 시멘트 풀과의 부착을 개선함으로써 향상된다는 사실이 많은 연구를 통해서 확인되고 있다. 계면역에 미세균열이 발생하는 응력의 수준은 골재와 시멘트 풀의 부착력에 직접적인 관계가

있다.

Mehta와 Monterio(1988)는 실리카 폼과 같은 무기질 혼화재의 사용은 계면역의 두께를 감소시킴으로써 결과적으로 전반적으로 균질한 계면역과 부착강도의 증진을 가져온다고 발표하였다. 또한 계면역의 두께가 감소하고 미세구조가 치밀해짐으로써 시멘트풀에서 골재로의 응력전달이 증진된다고 하였다. Bentur et al.(1988)은 시멘트 풀과 콘크리트에 실리카 폼을 첨가하면, 계면역의 미세구조가 보다 치밀하게 되고 또한 시멘트 풀의 강도 증가에 의한 것보다 콘크리트의 강도 증가에 더 영향을 미친다는 실험결과로부터 실리카 폼에 의한 콘크리트 강도 향상은 매트릭스의 강도 향상과 계면역의 구조 개선의 효과에 의해서라고 보고하였다. Mindess(1988), Rosenburg와 Gaidis(1989)의 연구에서도 시멘트풀과 골재의 접착 거동의 강화에 따른 실리카 폼의 영향을 강조되고 있다. 일정한 물-시멘트비에 대해서 실리카 폼 자체의 추가로 인한 시멘트풀의 강도 변화는 나타나지 않는다. 그러나 실리카 폼은 계면역의 미세구조를 변화시킴으로써 부착강도를 증진시켜 콘크리트의 강도를 증진시킨다.

3절 기존의 강도에측모델

1. 콘크리트 강도에 영향을 미치는 인자

강도는 굳은 콘크리트의 성질을 대표하는 물성이며 콘크리트 구조물의 안전을 좌우하는 중요한 요소이다. 콘크리트의 강도는 하중을 가하는 방법에 따라 압축강도, 휨강도, 인장강도, 전단강도, 철근의 부착강도 등으로 나눌 수 있으며 콘크리트 표준시방서에서는 강도로서 재령 28일의 압축강도를 표준으로 하고 있다.

골재의 강도는 일반적으로 시멘트 풀의 강도보다 크므로 콘크리트의 강도는 시멘트 풀의 강도에 의해 결정된다. 이것은 콘크리트가 파괴될 때 시멘트 풀 부분부터 부서진다는 것을 의미한다. 시멘트 풀의 강도는 풀의 조성, 즉 시멘트와 물과의 양적인 비율 외에 시멘트와 물과의 화학반응의 진행정도에 따라 정해지고, 이 화학반응(수화반응)이 진행됨에 따라 강도가 증진된다.

시멘트 풀 중에서 시멘트입자가 물에 둘러싸여 적당한 온도를 유지할 경우에 시멘트의 수화반응이 서서히 진행되며 시멘트 입자의 표면이 수화물로 변화하여 주위에 있는 입자의 표면에 생기는 다른 수화물과 서로 엉겨 시멘트 풀의 조직을 치밀하게 함으로써 강도가 발현된다.

콘크리트의 혼합에 사용되는 혼합수는 콘크리트의 워커빌리티를 확보하기 위하여 시멘트의 수화에 필요한 양보다 상당히 많이 투입된다. 이 여분의 물은 자유수로 되어 시멘트 풀의 밀도를 작게 하고, 강도와 내구성을 저하시킨다. 콘크리트가 건조되지 않도록 유지시키면 수화반응에 필요한 물로서 이 자유수가 사용되어 강도는 조금 증가하지만, 그만큼 내부가 건조한 상태로 되므로 강도 증진에는 한계가 있다. 콘크리트의 양생시 습윤상태로 유지시키는 것은 자유수의 건조를 막는 것과 동시에 수화에 필요한 물을 공급하는 데 목적이 있다. 충분한 습윤양생을 한 콘크리트는 공기 중에 방치한 것보다 높은 강도를 발현하고 장기간에 걸쳐 강도가 증진된다. 즉, 습윤상태에서 공기 중에 폭로되는 시간이 빠를수록 강도는 낮아지며, 초기재령에서 강도의 증가가 둔화되고, 장기재령에서의 강도 또한 낮아지지만 다시 습윤양생을 하면 강도가 상당히 회복된다. 그러나, 같은 조건으로 양생한 콘크리트 공시체라도 습윤상태에서 시험한 공시체가 건조상태에서 시험한 공시체보다도 강도가 낮으므로 모르타르나 콘크리트의 강도시험은 양생이 끝난 직후에 행하도록 되어 있다. 양생에 있어서 건조의 정도와 강도시험시의 건조의 정도는 콘크리트 강도에 미치는 영향이 서로 반대가 되므로 주의할 필요가 있다.

콘크리트의 수화반응은 양생온도의 영향을 크게 받는다. 일정한 온도에서 콘크리트 공시체를 제작하여 양생시킨 경우, 한계는 있지만 온도가 높은 만큼 수화반응이 빨라 재령 28일까지의 강도는 높아진다. 그러나, 그 이후 재령의 강도는 큰 차이를 나타내지 않고, 양생온도가 높으면 대체적으로 장기재령의 강도는 낮아지는 경향을 나타낸다.

일정한 온도에서 공시체를 제작하여 수 시간 그 온도를 유지시키고, 그 후 표준양생을 한 경우에는 타설온도가 높은 만큼 재령 28일 이후의 강도는 낮아진다. 타설온도가 높으면 시멘트 입자의 표면에 생기는 수화물이 치밀하여 내부에 물이 침투되기 어렵기 때문에 장기재령에 있어서의 수화반응이 방해받을 수 있는 한편, 타설온도가 낮으면 수화물은 물을 쉽게 통과시키기 때문에 천천히 수화반응이 진행되나 장기재령에서의 강도가 높아지게 된다.

콘크리트가 응결, 경화한 뒤에도 조기재령에서 동결되면, 자유수의 동결 시 발생하는 팽창압력에 의해 시멘트의 조직이 파괴되므로 강도의 증가가 상당히 저하된다. 즉, 조기재령에서 동결된 콘크리트는 동결 중에 있어서의 강도 증진은 거의 나타나지 않는다. 그러나, 그 후 상온양생을 하면 마치 상온에서 양생한 경우의 강도 증진 곡선 가운데 동결기간을 제외한 것과 비슷한 강도 증진을 나타내고, 상온양생에 의한 강도와 비교하면 조기에 동결된 것일수록 강도가 커진다. 이와 같이 콘크리트의 초기 양생조건은 콘크리트의 강도에 큰 영향을 미치므로 대단히 중요하다.

기존의 강도 예측 모델은 앞서 언급한 강도에 영향을 미치는 인자인 양생온도와 재령의 곱으로 표현되는 성숙도를 이용하고 있으며, 최근 수화도를 이용한 강도예측모델이 제안된 바 있다. 이 절에서는 시방서기준에서 제시하고 있는 강도예측식, 성숙도를 이용한 강도예측식, 그리고 수화도를 이용한 강도예측식을 소개한다.

2. 시방서 기준의 강도예측식

ACI Committee 209(1999)에서는 재령 28일의 압축강도로부터 초기 재령에서의 강도를 예측하기 위하여 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$f_{cm}(t) = f_{c28} \left(\frac{t}{4 + 0.85t} \right) \quad (2.3.1)$$

여기서, f_{c28} 은 재령 28일 압축강도(MPa)이며, $f_{cm}(t)$ 는 각 재령에서의 압축강도(MPa), t

는 재령(day)이다.

CEB-FIP(1990)도 ACI Committee 209와 유사하게 28일 강도로부터 초기 재령에서의 강도를 예측하는 모델을 제안하였다. ACI 모델과 달리 시멘트의 종류에 따른 계수를 사용하여, 좀 더 일반적인 모델을 제안하였다.

$$f_{cm}(t) = f_{c28} \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28 t_1}{t}} \right) \right] \quad (2.3.2)$$

여기서, s는 시멘트의 종류에 따른 계수로서, 조강시멘트는 0.2, 보통시멘트는 0.25, 그리고 완결성시멘트는 0.38이 적용된다. 또한, 강도의 단위는 MPa이며, t_1 은 1일이다.

한편, 콘크리트 표준시방서(1999)에는 ACI 예측식과 유사하게 재령 91일의 압축강도로부터 초기 재령에서의 강도를 예측하는 식을 제안되어 있다.

$$f_{cu}(t) = f_{cu}(91) \left(\frac{t}{a+bt} \right) \quad (2.3.3)$$

여기서, $f_{cu}(t)$: 재령 t일의 콘크리트의 압축강도(kgf/cm²)

$f_{cu}(91)$: 재령 91일의 콘크리트의 압축강도(kgf/cm²)

a, b : 시멘트의 종류에 따라 다르며, 표 2.3.1의 값을 표준으로 한다. 한편 고로시멘트 B종을 사용할 경우에는 중용열포틀랜드시멘트와 같은 값을 사용해도 좋다. 또, 플라이애시시멘트 B종에 대하여는 정수 a, b를 정할 수 있을 정도의 자료가 축적되어 있지 않으므로 과거의 실적을 참고로 하여 정하면 된다.

표 2.3.1 계수 a, b의 값

	a	b
조강포틀랜드시멘트	2.9	0.97
보통포틀랜드시멘트	4.5	0.95
중용열포틀랜드시멘트	6.2	0.93

3. 성숙도 모델에 의한 강도예측

Saul(1951)은 증기양생이 콘크리트 압축강도에 미치는 영향을 파악하면서 시간과 온

도의 곱인 적산온도라는 개념을 처음으로 도입하였다. 그는 여러 실험결과와 분석을 통하여 경화가 시작되는 온도가 0°C가 아니라 -10.5°C이며 이를 바탕으로 한 적산온도는 다음 식 (2.3.4)로 나타낼 수 있다고 제안하였다.

$$M = \sum_0^t (T - T_o) \Delta t \quad (2.3.4)$$

여기서, M은 적산온도, T는 Δt 동안 콘크리트의 평균온도, 그리고 T_o 는 강도발현이 시작되는 온도(-10.5°C)이다.

한편, Rastrup(1954)은 압축강도에 대한 온도와 재령의 혼합거동을 좀 더 편리하게 나타내기 위해 등가재령의 개념을 제시하였다. 등가재령은 적산온도의 다른 표현으로 콘크리트가 임의의 양생온도 T 로 양생했을 때의 적산온도와 기준온도 T_r 로 양생했을 때의 적산온도가 같도록 하기 위해 필요한 재령으로 정의될 수 있다. 등가재령 개념을 Saul(1951)의 적산온도 함수에 적용하면 다음과 같이 표현된다.

$$t_r = \sum_0^t \frac{(T - T_o)}{(T_r - T_o)} \Delta t \quad (2.3.5)$$

여기서, T_r 은 기준온도(reference temperature)이다.

이러한 적산온도 함수를 바탕으로 Oluokun et al.(1990)은 다음과 같은 적산온도-압축강도의 관계식을 제안하였다.

$$S = S_u(1 - e^{-kM}) \quad (2.3.6)$$

여기서, S는 압축강도, S_u 는 한계압축강도, M은 적산온도, 그리고 k는 재료상수로서 초기강도발현률과 관계가 깊으며 물/시멘트비와 시멘트의 종류에 따라 변한다.

Plowman(1956)은 압축강도와 적산온도의 관계를 상용로그의 함수로 다음과 같이 표현하였다.

$$S = a + b \log M \quad (2.3.7)$$

여기서, a, b는 물/시멘트비와 시멘트의 종류와 관련이 있는 상수이다. 식 (2.3.7)의 모델식은 간단하고 사용이 편리해서 일반적으로 널리 쓰이는 적산온도-압축강도 관계식이

다. 그러나 적산온도가 증가할수록 강도가 계속 증가하는 점과 작은 적산온도에서는 위와 같은 선형관계가 성립하지 않는 단점이 있다.

이러한 단점을 해결하기 위해서 Bernhardt(1956)는 쌍곡선 형태의 적산온도-압축강도 관계식을 Saul(1951)의 숙성도 함수를 바탕으로 제안하였다. 그 후 Chin(1971)은 실험값에 가장 알맞은 모델식으로 다음과 같은 쌍곡선 형태의 식을 채택하였다.

$$S = \frac{M}{\frac{1}{A} + \frac{M}{S_u}} \quad (2.3.8)$$

여기서, S는 압축강도, S_u 는 한계압축강도, M은 적산온도, 그리고 A는 적산온도-압축강도 곡선의 초기 기울기이며 초기 기울기 A가 증가함에 따라, 강도가 좀 더 빨리 한계압축강도에 접근함을 알 수 있다.

Carino(1984)는 위의 쌍곡선 형태의 식이 작은 적산온도의 범위에서는 잘 맞지 않으며 이것은 강도발현이 적산온도 0에서부터 시작한다고 가정하였기 때문이라고 주장하였다. 즉 강도는 응결이 시작된 이후에 발현되기 시작하고 이러한 지연효과는 'offset 적산온도(M_0)'를 도입하여 고려할 수 있다고 제안하였다.

$$S = \frac{(M - M_0)}{\frac{1}{A} + \frac{M - M_0}{S_u}} \quad (2.3.9)$$

지금까지의 모든 적산온도-압축강도 관계식은 모두 Saul(1951)의 적산온도 함수를 바탕으로 하고 있으나 양생온도가 너무 높거나 낮은 경우에는 잘 맞지 않았다. 이러한 문제점을 해결하기 위해 Hansen과 Pederson(1985)은 Arrhenius 함수를 사용하여 다음과 같은 형태의 적산온도함수를 제안하였다.

$$k = A e^{-(E/RT_k)} \quad (2.3.10)$$

$$M = \sum_0^t k \Delta t = \sum_0^t A \exp\left(-\frac{E}{RT_k}\right) \Delta t \quad (2.3.11)$$

여기서, k : 반응률 상수

A : 주기계수

E : 결보기 활성화에너지(J/mol)

R : 기체상수(8.3144 J/(mol · K))

T_k : 절대온도(K)

Hansen과 Pederson(1985)의 모델에 의한 등가재령은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$t_r = \sum e^{-\frac{E}{R}(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_r})} \Delta t \quad (2.3.12)$$

Tank와 Carino(1991)는 양생온도에 따른 압축강도의 변화를 나타내기 위해 다음과 같은 식을 제안하였다. 이 모델식은 최근 가장 주목받는 모델식으로 반응률 상수 모델(Rate constant model)이라고도 한다.

$$S = S_u \frac{k_T(t - t_o)}{1 + k_T(t - t_o)} \quad (2.3.13)$$

여기서, S : 압축강도

S_u : 한계압축강도

k_T : 양생온도 T에서의 반응률 상수

t : 재령

t_o : 강도별현이 시작되는 재령

식 (2.3.13)을 등가재령을 사용하여 표현하면 다음과 같이 표현된다.

$$S = S_u \frac{k_r(t_e - t_{or})}{1 + k_r(t_e - t_{or})} \quad (2.3.14)$$

$$t_e = \sum \left(\frac{k_T}{k_r} \right) \Delta t \quad (2.3.15)$$

여기서, k_r : 기준온도에서의 반응률 상수

k_T : 양생온도 T에서의 반응률 상수

t_e : 기준온도에서의 등가재령

t_{or} : 기준온도에서 강도가 발현되기 시작하는 재령

식 (2.3.14)의 반응을 상수 모델식으로 강도를 예측하기 위해서는 먼저, 강도실험결과를 이용하여 식 (2.3.13)의 상수 S_u 와 k_T , t_0 를 결정해야 한다. 결정된 상수들 중에서 t_0 는 양생온도에 대한 선형함수로 간주하여, 각 양생온도에 대한 값으로 환산하면 식 (2.3.14)의 t_{or} 을 계산할 수 있고, k_r 은 k_T 를 양생온도에 대하여 지수함수형태로 회귀분석하므로써 얻어질 수 있다.

국내에서는 오병환 등(1996)이 성숙도의 증진에 따른 콘크리트의 강도 발현과정이 대수함수적인 모양보다는 지수함수적 형태에 더 근접하고, 강도발현은 성숙도값이 일정한 수치에 이르렀을 때부터 시작된다는 사실을 고려하여 다음과 같은 형태의 성숙도-강도 관계함수를 제안하였다.

$$S = c[(M - M_0)]^k \quad (2.3.16)$$

여기서, M_0 는 기본 성숙도(Offset maturity)이며, c 와 k 는 실험으로부터 결정할 수 있는 상수이다.

4. 수화도를 이용한 강도 예측 모델

수화도는 화학적으로 결합된 물의 양이나 방출된 열의 양을 이용하여 구할 수 있으며, 수화도를 이용하여 콘크리트의 강도 발현의 예측이 가능하다. 콘크리트의 압축강도와 수화도의 관계는 다음과 같이 표현된다.

$$\frac{f'_c(a)}{f'_c(a = \alpha_{28})} = \left(\frac{a - \alpha_0}{\alpha_{28} - \alpha_0} \right)^a \quad (2.3.17)$$

여기서, $f'_c(a)$ 는 임의 수화도에서의 압축강도, $f'_c(a = \alpha_{28})$ 는 수화도가 재령 28의 수화도와 같을 때의 압축강도, α_0 는 실제적으로 강도발현이 시작되는 최소의 수화도를 뜻하며, a 는 재료상수이다.

식 (2.3.17)에서 임계수화도(Critical degree of hydration) α_0 는 여러 학자들에 의해 다양한 값들이 제안되었으며, 대표적인 α_0 의 값은 표 2.3.2와 같다. 표 2.3.2에 나타난 것처럼 α_0 가 다양한 값을 보이는 주된 이유는 물/시멘트비의 영향으로 볼 수 있으며,

Byfors(1980)에 의해 α_o 는 물/시멘트비의 함수로 표현되었다.

표 2.3.2 임계 수화도(차수원, 1999)

연구자	임계 수화도 (α_o)
Maatjes et al.	0.22
van Breugel	0.17
Torrenti	0.10
Rostasy et al.	0.17
Hamfler	0.15~0.17
Taplin	0.2~0.4

$$\alpha_o = k_h \frac{w}{c} \quad (2.3.18)$$

여기서 k_h 는 0.4~0.6의 값을 가진다.

Kishi와 Maekawa(1993)는 각 광물의 수화도를 산정하여 강도발현모델에 적용시키고, 각 광물의 혼입량과 물/시멘트비를 광물무게/물무게라는 인자로 채용한 새로운 강도발현모델을 제안하였다. 또한 강도에 기여하는 광물로서는 C_3S , C_2S , 플라이애쉬, 고로슬래그의 4가지 광물을 고려하였고, C_3A 와 C_4AF 의 영향은 위의 4가지 광물에 비해서 강도에 대한 기여도가 낮기 때문에 무시하였다. 강도발현은 다음과 같은 강도의 증분으로 표현하였다.

$$df_c = 25 dQ_{C_3S} + 40 dQ_{C_2S} + 27 dQ_{SG} + 40 dQ_{FL} \quad (2.3.19)$$

$$dQ_i = W_i \times d\alpha_i \quad (2.3.20)$$

여기서, df_c : 강도 증분

$d\alpha_i$: 각 광물의 수화도 증분

W_i : 광물무게/물무게

Bentz(1999)는 재령에 따른 수화도와 물/시멘트비를 이용하여, 겔-공극비라는 변수를

도입하여 강도예측모델을 제안하였다. 즉 압축강도는 시멘트의 고유강도(Intrinsic strength of cement)와 겔-공극비로부터 다음과 같이 구해질 수 있다.

$$X = \frac{0.68\alpha}{0.32\alpha + w/c} \quad (2.3.21)$$

$$f_c(t) = f_A \times X(t)^n \quad (2.3.22)$$

여기서, X : 겔-공극비(Gel-space ratio)

f_A : 시멘트의 고유강도(Intrinsic strength of the cement)

α : 수화도(Degree of hydration)

n : 재료상수

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과

1절 강도 예측 모델링

1. 수화도 모델

가. 수화도에 영향을 미치는 인자

수화작용은 시멘트의 구성광물이 물과 반응하여 여러 가지 수화물을 생성하는 작용을 말한다. 즉 C_3S , C_2S , C_3A , C_4AF 등의 성분들이 물과 반응하여 C-S-H, $Ca(OH)_2$, 에트리징사이트, 모노설페이트 등의 수화물을 생성하는데, 이 수화생성물이 강도를 발현한다.

시멘트가 수화함에 따라 물은 수화 생성물 내에 수화물과 수산화물의 형태로 화학적으로 구속된다. 화학적으로 구속된 물의 양이나 방출된 수화열을 측정함으로써 시멘트의 수화도를 결정할 수 있다. 그러나, 수화열은 수화 초기에 상당히 많이 발생하나 재령의 경과와 함께 급격하게 감소하기 때문에 초기의 수화도가 과대평가되는 경향이 있다. 시멘트 풀 내에서 결합재의 반응률은 시멘트의 종류와 분말도, 물/시멘트비, 양생온도, 습윤 상태와 같은 시멘트 풀의 구성 조건에 따라 좌우된다.

(1) 온도가 수화반응에 미치는 영향

콘크리트의 수화반응은 양생온도의 영향을 크게 받는다. 일반적으로 양생온도가 높으면 초기재령에서의 수화반응은 빨라지지만, 장기재령으로 갈수록 수화반응은 둔화된다. 즉 재령에 따라서 양생온도의 영향이 다르게 나타나는 것이다. 양생온도가 낮으면 초기에는 수화반응이 지연되나, 재령의 경과와 함께 수화반응 속도는 증가하게 된다. 따라서 장기재령에서의 수화도는 양생온도가 높은 경우와 큰 차이를 보이지 않는다. 이렇게 양생온도에 따라 재령별 수화반응이 차이를 보이는 이유는 양생온도에 따라 시멘트 입자 표면에 생기는 수화물의 구조가 다르기 때문이다. 양생온도가 높으면 초기에는 반응이 활발히 진행되어 입자표면의 수화물이 많이 생성되므로 수화도가 높지만, 수화물에 의한 피막 형성으로 인해 이후의 수화반응에 필요한 물의 침투가 방해받게 된다. 그러나, 낮은 온도에서는 수화 피막의 두께가 얇아서 물의 침투가 원활하여 수화 진행에 방해받지 않게 되고, 장기재령에서의 강도가 높아지게 된다(김진근 등, 1998).

(2) 물/시멘트비의 영향

수화반응이 진행함에 따라 공극내에서는 수화반응에 필요한 물이 부족하게 된다. 따라서 일반적으로 수화반응의 속도는 최대수화도에 도달하기 이전에 대체적으로 감소하는 경향을 보인다. 이러한 현상이 발생하는 이유는 시멘트 입자 주위에 조밀한 시멘트겔이 형성됨으로서 미수화한 시멘트 입자로 물이 이동하는 것을 방해하기 때문이다. 또한 물/시멘트비가 낮으면 최대수화도가 작아지고, 물/시멘트비가 높아지면 최대수화도는 커진다. 따라서 재령에 따른 수화도 역시 물/시멘트비가 높아지면 커지고, 물/시멘트비가 낮아지면 작아지게 된다.

(3) 공극률과 공극구조의 영향

재료적 관점에서 시멘트의 수화를 모델링하는 데에는 공극 구조의 형성에 대한 많은 이해가 필요하다. 재료에 근거한 시멘트의 많은 속성이 공극 구조와 관련된 파라미터와 연관되어 나타나기 때문에 각별히 시멘트 풀의 공극률에 대한 주의가 요구된다. 일반적으로 시멘트의 습윤 상태에 매우 큰 영향을 끼치는 시멘트 풀내의 공극은 모세관 공극이며, 그 이유는 수화반응에 직접 이용되는 물은 모세관 공극내에 존재하는 자유수이기 때문이다. 따라서 공극률이 크고 공극 입도 분포에서 모세관 공극이 차지하는 비율이 커지면 수화에 이용되는 자유수가 많아져서 수화도가 커지게 된다. 이러한 모세관 공극과 공극 구조의 특성은 수은침투법(mercury intrusion method)에 의해 조사할 수 있다.

나. 이론적 수화 모델링

이론적 수화도 모델에서 정의된 수화도의 기본 원리는 다음과 같다.

$$a_c = \frac{Q}{\max Q} = \frac{W_n}{\max W_n} \quad (3.1.1)$$

여기서 Q 는 방출된 수화열이고, W_n 은 화학적으로 구속된 수분의 양을 나타낸다. 이 수화도 모델에서는 수화도에 영향을 미치는 인자로서 크게 나누어 양생온도와 습윤 조건이 고려된다. 양생온도에 대해서는 Nurse(1951), Saul(1951), Rastrup(1954), Hansen과 Pederden(1977), 그리고 Jonasson(1994) 등에 의해 온도가 반응률에 미치는 영향이 연구되었으며, 그 결과 수화반응에 미치는 온도의 영향을 고려하기 위해 일반적으로 온도 반응률 계수(temperature rate factor)가 고려되었다. 또한 시멘트의 습윤 조건 역시 시멘트와 수분간의 화학반응, 즉 수화반응에 상당한 영향을 미친다. Powers(1947),

Parrot(1986), Jonasson(1994), 그리고 Mjornell(1994) 등은 내부 상대습도의 향으로 수분 분포가 반응률에 미치는 영향을 고려하였으나, 실제로 여러 연구자들의 결과가 서로 상이한 것으로 나타났다. 이는 각 연구자들의 결과가 실험에만 근거하였고, 또한 반응률과 상대습도간의 물리적 관계가 명확하지 않기 때문이다. 따라서 반응에 영향을 미치는 수분 상태에 대해 명확한 정의가 필요하다. 실제로 총 반응률을 결정짓는 수분 상태는 공극 구조내의 수분량과 수분 분포이며, 수화반응의 진행에 기여하는 공극수는 모세관 공극수 중 물리적으로 흡착된 물을 제외한 자유수를 말한다. 따라서 양적인 문제에서나 분포상의 문제에서 상당한 영향을 미치는 자유 모세관 공극수는 물/시멘트비에 의해 결정되므로 수화반응에서 물/시멘트비는 매우 중요한 인자이다.

이론적 수화 모델에서 임의의 콘크리트 배합에서 물과 시멘트간의 반응은 아래와 같이 동일한 종류의 시멘트를 사용한 가상 콘크리트 반응률에 반응률 계수를 곱하여 얻을 수 있다. 여기서 제시된 콘크리트의 가상 반응률이란 모든 시멘트가 수화될 수 있는 물/시멘트비로 배합된 콘크리트를 표준상태(20℃, 완전포화상태)로 양생했을 경우의 반응률을 말한다.

$$\frac{\partial \alpha_c(t)}{\partial t} = \beta_T \beta_{w/c} \beta_w \left. \frac{\partial \alpha_c(t_{eq})}{\partial t} \right|_{ref} \quad (3.1.2)$$

여기서, 반응률 계수(rate factor) $\beta_T, \beta_{w/c}, \beta_w$ 는 각각 양생온도, 물/시멘트비, 수분분포를 고려한 반응률 계수이다. 또한 등가 재령 t_{eq} 는 실제 콘크리트의 수화도와 같은 수화도를 나타내는 가상 콘크리트의 양생시간으로 정의된다.

수화작용에 영향을 미치는 인자들은 수화속도와 깊은 관련이 있다. 따라서, 본 연구에서는 Byfors(1980)에 의해 제안된 다음과 같이 표현되는 수화도 모델을 채택하였다.

$$\alpha_c = \exp \left\{ -\lambda_1 \left\{ \ln \left(1 + \frac{t_{eq}}{t_1} \right) \right\}^{-k_1} \right\} \quad (3.1.3)$$

여기서, t_{eq} 는 등가재령이며, λ_1, t_1, k_1 은 시멘트 종류에 따라 결정되는 상수이고, 물/시멘트비가 감소함에 따라, t_1 은 감소하지만 λ_1 은 증가하는 경향을 나타낸다. 등가재령 t_{eq} 는 식 (3.1.2)에서 언급한 세 가지 반응률 계수로 표현된다.

$$t_{eq} = \int_0^t \beta_T \beta_{w/c} \beta_w dt \quad (3.1.4)$$

(1) 양생온도에 따른 반응률 계수

양생온도에 따른 반응률 계수 β_T 는 Nurse(1951), Saul(1951), Bergstrom(1953) 등에 의해 선형 형태로 제안되었으나, 이 후 Hansen과 Pedersen(1977) 등에 의해 아래와 같은 열적 활성화에 관한 Arrhenius-형태의 반응률 식으로 표현되었다. 본 연구에서는 수화도에 미치는 양생온도의 영향을 다음과 같은 반응률 계수 β_T 로 고려하였다.

$$\beta_T = \exp\left\{ \frac{E}{R} \left\{ \frac{1}{293} - \frac{1}{T+273} \right\} \right\} \quad (3.1.5)$$

여기서 E 는 활성화 에너지, R 은 기체상수 (8314.73 J/mol · K), T 는 섭씨온도, 그리고 E/R 는 활성화 온도(K)이고, 표준온도로서 20°C를 사용한다.

온도에 따른 반응률 계수식을 수화모델에 적용하기 위해서는 먼저 활성화온도 E/R 이 결정되어야 하며, 다음과 같은 활성화 에너지식을 적용하였다(Jonasson, 1994).

$$\frac{E}{R} = \theta = \theta_{ref} \left\{ \frac{30}{T+10} \right\}^{k_3} \quad (3.1.6)$$

여기서 θ_{ref} 와 k_3 는 실험으로부터 얻을 수 있는 재료상수이며 식 (3.1.5)를 사용했을 경우 양생온도에 따른 반응률 계수 β_T 의 변화는 그림 3.1.1과 같다.

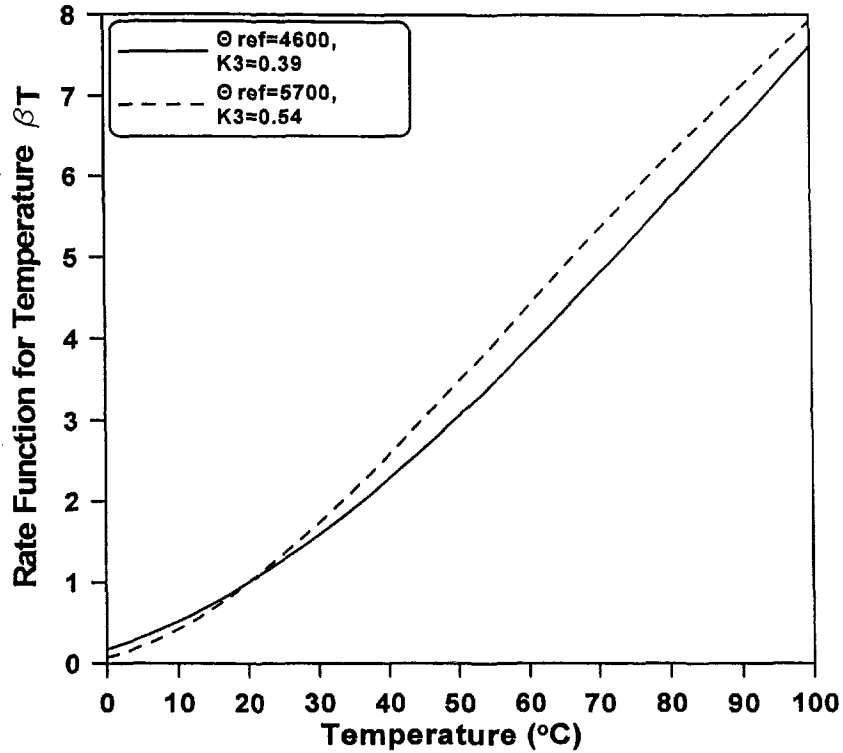


그림 3.1.1 수화도에 대한 양생온도의 영향

(2) 물/시멘트비에 따른 반응률 계수

물/시멘트비에 따른 반응률 계수 $\beta_{w/c}$ 는 최대 수화도에 의해 표현될 수 있으며, 이때 최대 수화도란 주어진 물/시멘트비에 대해 재령을 무한대로 했을 경우의 수화도를 의미한다. 그러나, 최대 수화도는 100%에 미치지 못하고 미수화 시멘트 입자가 콘크리트 내부에 존재하게 된다. 수분량에 따른 수화도의 영향은 최대 수화도에 의해 다음과 같이 표현되며 수화도에 대한 수분량의 영향은 그림 3.1.2와 같다.

$$\beta_{w/c} = \left\{ \frac{\alpha_{\max} - \alpha_c}{\alpha_{\max}} \right\}^{\gamma} \quad (3.1.7)$$

$$\alpha_{\max} = \frac{1.031 \times w/c}{0.194 + w/c} \quad (3.1.8)$$

여기서, w/c 는 물/시멘트비, α_{\max} 는 최대수화도이고, γ 는 재료상수이다.

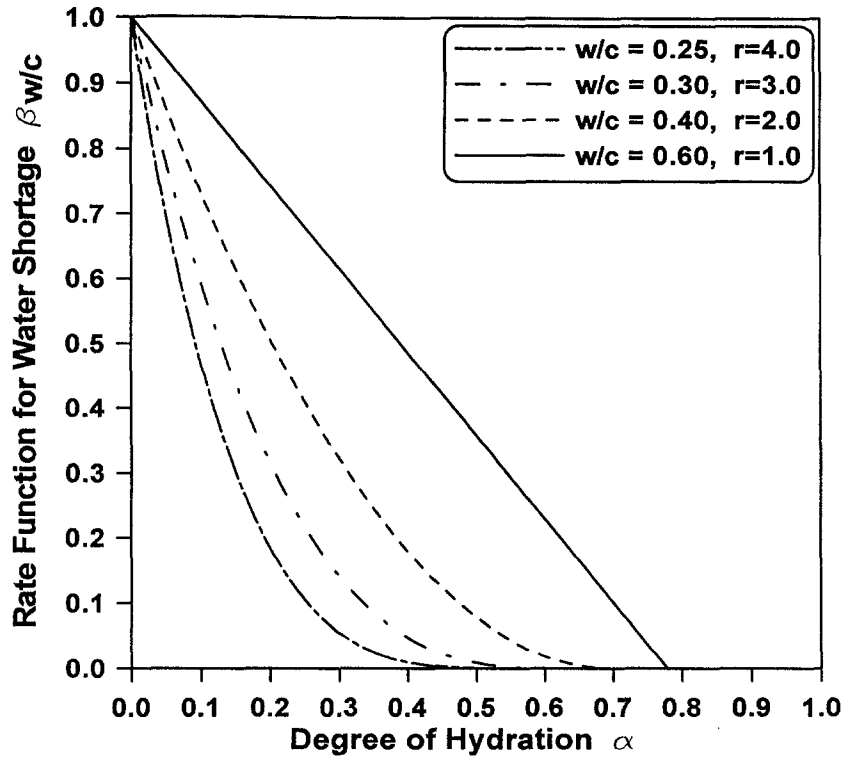


그림 3.1.2 수화도에 대한 수분량의 영향

(3) 콘크리트의 수분 분포가 수화속도에 미치는 반응을 계수

수화 모델에서 공극수의 분포가 수화반응 속도에 미치는 영향을 고려하기 위해서는 공극수 중 자유 공극수의 양적, 분포적 형상에 대한 이해가 필요하다. 모세관 공극내의 수분은 임의 평형 단계에 도달할 때까지 지속적으로 수화 반응에 소모된다. 따라서 재령이 경과함에 따라 모세관 공극은 물로 완전히 채워져 있지 못하고 부분 포화되게 된다. 이로 인해 상대습도 차가 발생하여 모세관 공극 벽에 수분이 물리적으로 흡착되는 현상이 유발된다. 그러므로 모세관 공극수는 크게 모세관 공극벽에 물리적으로 흡착된 수분과 자유수로 구성되며 이들 중 수화 반응에 기여하는 공극수는 오직 자유수이다. 모세관 공극수가 시멘트 수화 반응에 영향을 미치는 경우는 자유 공극수가 시멘트 모체와 직접적으로 접해 있는 경우에 발생하며 이는 모세관 자유수의 분포상태에 따라 달라진다. 이에 본 연구에서는 수화 반응 모델에서 수화 속도에 영향을 미치는 모세관 자유수의 분포 영향을 반응률 계수 β_w 를 이용하여 표현하였으며, 수화도에 대한 수분 분포의 영향은 그림 3.1.3과 같다.

$$\beta_w = \frac{A_{wat}(\alpha)}{A_{tot}(\alpha)} = \frac{\Phi_{wat}(\alpha) - \Phi_0}{\Phi_{max}(\alpha) - \Phi_0} \frac{\Phi_{max}(\alpha)}{\Phi_{wat}(\alpha)} \quad (3.1.9)$$

여기서 $A_{wat}(\alpha)$ 는 수화도 α 에서 수분으로 완전히 채워져 있는 모세관 공극벽의 총 면적, $A_{tot}(\alpha)$ 는 수화도 α 에서 모세관 공극벽의 총 면적, ϕ_0 는 모세관 공극의 최소직경($0.002 \mu\text{m}$), $\phi_{max}(\alpha)$ 는 수화도에 따른 모세관 공극의 최대직경이며, $\phi_{wat}(\alpha)$ 는 물로 채워져 있는 모세관 공극의 최대직경을 나타낸다. 식 (3.1.9)를 이용하기 위해서는 먼저 모세관 공극벽의 면적 $A_{wat}(\alpha)$ 와 $A_{tot}(\alpha)$ 가 정량적으로 결정되어야 하며, 이는 미세 공극 입도 분포를 통해서 산정될 수 있다. 수분분포에 대한 반응률 계수 β_w 는 수화작용의 기본 조건인 시멘트 입자와 물과의 접수환경을 표현한 것으로서, 물로 채워져 있는 모세관 공극이 많을 경우에 수화작용은 활발하게 진행하게 된다.

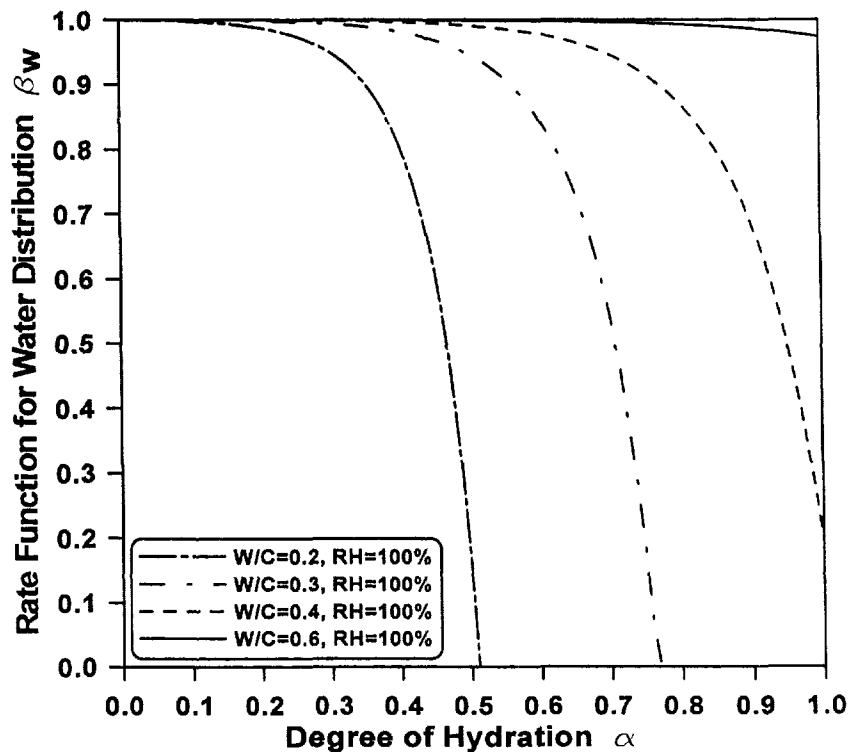


그림 3.1.3 수화도에 대한 수분 분포의 영향

(4) 미세 공극 입도 분포

일반적으로 재료적 측면에서 시멘트의 여러 속성은 주로 공극 구조와 관련되어 나타난다. 따라서 시멘트 성능을 규명하는 데에는 공극률(Porosity)과 공극 입도 분포(Pore size distribution)와 같은 재료의 공극 구조에 대한 많은 이해가 필요하다. 공극률과 공극 입도 분포는 수화 생성물마다 고유한 형상을 갖는 것이 아니라 물/시멘트비, 수화도, 양생온도, 시멘트 구성 성분, 결합제 입자의 입도 분포와 같은 여러 인자에 의해 결정된다

(Hansen 1986).

일반적으로 시멘트 풀의 경우, 공극은 연속적인 입도 분포를 갖는다고 가정한다. 시멘트 풀의 공극은 직경이 $10 \sim 10^7$ Å사이인 공극으로 구성되며 이들 공극을 직경에 따라 겔 공극(Gel voids), 모세관 공극(Capillary voids), 연행공기 또는 배합시 함유된 공기에 의한 공극(Air voids) 등 3가지로 분류할 수 있다.

내부 조직에 존재하는 공극 중에서 재료의 습윤 상태에 비교적 큰 영향을 미치는 공극은 모세관 공극인 것으로 알려져 있다. 따라서 본 연구에서도 오직 모세관 공극만이 경화된 모체에 수분 이동이 가능한 경로라고 간주하였다. 시멘트 풀은 수화 반응이 진행됨에 따라 액체 성분에서 다공성 경화 재료로 점차 변하며, 이에 따라 모세관 공극의 입도 분포에는 적지 않은 변화가 발생하게 된다.

누적 공극 입도 분포 곡선으로부터 공극 직경 ϕ 와 직경이 ϕ 이하인 모세관 공극의 체적 $V_{\leq\phi}$ 간에는 다음과 같은 관계가 성립된다.

$$V_{\leq\phi} = V_{por} = a \ln\left(\frac{\phi}{\phi_0}\right) \quad (3.1.10)$$

여기서, $V_{\leq\phi}$ 는 임의의 공극 직경 ϕ 보다 작은 직경을 갖는 모세관 공극의 총 체적, ϕ_0 는 최소 모세관 공극 직경, a 는 공극 구조 상수를 나타낸다. 일반적으로 시멘트 풀 내 모세관 공극의 총 체적 $V_{\leq\phi}$ 는 수화도 α 에 따라 좌우된다. 경화 과정 초기 단계에서 모세관 공극의 총 체적 $V_{\leq\phi}$ 는 시멘트 풀 체적에서 사용된 시멘트의 체적을 뺀 것과 같다. 따라서 초기 단계의 모세관 공극의 총 체적 $V_{\leq\phi}$ 는 물/시멘트비에 의해 결정된다. 그러나 수화 반응이 진행함에 따라 모세관 공극의 형상, 분포, 그리고 공극내 수분 상태에 많은 변화가 발생하게 된다. 수화 반응이 진행될수록 반응으로 인한 부산물이 생성됨에 따라 모세관 공극의 체적은 감소하게 된다. 또한 경화 과정의 초기 단계에서는 모세관 공극 전체가 완전히 물로 채워진 상태로 존재하게 되지만 수화 반응이 진행될수록 모세관 공극내에 존재하는 수분의 일부가 시멘트와의 수화 반응에 소모되어 모세관 공극은 초기와 같이 물로 완전히 채워진 상태를 더 이상 유지하지 못하고 모세관 공극 중 직경이 큰 부분의 수분부터 감소하게 된다. 이로부터 모세관 공극은 물로 완전히 채워진 영역과 수분이 수화 반응에 소모됨에 따라 물로 채워지지 못하고 비워진 부분으로 구분된다. 여기서, 수화 반응 발생 후에도 지속적으로 물로 채워져 있는 모세관 공극의 직경

(ϕ_{wat})은 모세관 공극의 한계값 내에 존재하게 된다($\phi_o \leq \phi_{wat} \leq \phi_{max}$).

식 (3.1.10)으로부터 모세관 공극직경 ϕ 가 최대값에 도달할 때 공극 구조 상수 a 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$a = \frac{V_{por}}{\ln(\phi_{max} / \phi_o)} \quad (3.1.11)$$

여기서, ϕ_o 는 모세관 공극의 최소 직경 ($=0.002 \mu\text{m}$), ϕ_{max} 는 모세관 공극의 최대 직경, V_{por} 는 모세관 공극의 총 체적을 의미한다. 식 (3.1.11)에서도 볼 수 있듯이 공극 구조 상수 a 는 공극 직경 ϕ 와 모세관 공극의 체적 V_{por} 로 정의된다. 일반적으로 ϕ 와 V_{por} 은 시멘트의 종류나 분말도에 따라 달라지는 상수로 결국 공극 구조 상수 a 는 사용된 시멘트의 종류나 분말도에 따라 다른 값을 갖게 됨을 알 수 있다. 결국 공극 구조 상수 a 는 모세관 공극의 입도 분포를 실험적으로 측정함으로써 결정할 수 있으며, 여러 문헌에서는 공극 구조 상수 a 를 약 0.05(coarse cement)~0.11(fine cement) 사이의 값으로 제시하고 있다(Feldman 1968, Day and Marsh 1988). 본 연구에서는 공극 구조 상수 a 으로 0.08을 사용하였다(차수원 1999).

일반적으로 모세관 공극 입도 분포와 모세관 공극의 총 체적은 수화 반응이 진행됨에 따라 변하게 된다. 모세관 공극의 크기는 수화 과정 중 생성된 수화 생성물로 인해 감소하게 되지만 다른 한편으로는 수분과 시멘트간의 화학적 반응에 의한 체적 감소(Chemical shrinkage)로 인해 새로운 공간이 형성되기도 한다. 따라서 임의 수화도 α 에서의 공극률, 즉 모세관 공극의 총 체적 $V_{\leq\phi}(\alpha)$ 은 감소되는 공극의 체적과 추가되는 체적의 합으로 정의할 수 있다.

$$V_{\leq\phi}(\alpha) = V_{cap}(\alpha) + V_{ch}(\alpha) \quad (3.1.12)$$

여기서 $V_{cap}(\alpha)$ 는 수화도 α 에서 모세관 공극수 체적, $V_{ch}(\alpha)$ 는 수화도 α 에서 화학적 수축작용의 결과로 추가된 모세관 체적을 나타낸다.

(가) 배합시 사용된 시멘트와 물의 체적 산정

사용된 시멘트의 체적 $V_{total,c}$ 와 물/시멘트비의 관계는 다음과 같다.

$$w/c = \frac{W_{total,w}}{W_{total,c}} = \frac{\rho_w g V_{total,w}}{\rho_c g V_{total,c}} = \frac{\rho_w g (V_{total} - V_{total,c})}{\rho_c g V_{total,c}} \quad (3.1.13)$$

여기서 $W_{total,w}$ 는 사용된 물의 무게, $W_{total,c}$ 는 사용된 시멘트의 무게, $V_{total,c}$ 는 사용된 시멘트의 체적, $V_{total,w}$ 는 사용된 물의 체적, ρ_w 와 ρ_c 는 각각 물과 시멘트의 밀도를 나타내며, g 는 중력가속도이다.

식 (3.1.13)으로부터 시멘트의 체적 $V_{total,c}$ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$V_{total,c} = \frac{\rho_w V_{total}}{\rho_w + \rho_c (w/c)} \quad (3.1.14)$$

따라서 $V_{total} = 1 \text{ cm}^3$ 을 대입하여 단위 체적당 배합시 사용된 시멘트의 체적으로 환산하면 다음과 같다.

$$V_{total,c} = \frac{\rho_w}{\rho_w + \rho_c (w/c)} \quad (\text{cm}^3/\text{cm}^3) \quad (3.1.15)$$

$$V_{total} = V_{total,c} + V_{total,w} \quad (3.1.16)$$

식 (3.1.14)의 시멘트의 체적 $V_{total,c}$ 를 식 (3.1.16)에 대입하여 배합시 사용된 물의 체적 $V_{total,w}$ 는 다음과 같이 결정할 수 있다.

$$V_{total,w} = V_{total} - V_{total,c} = \frac{\rho_c V_{total} (w/c)}{\rho_w + \rho_c (w/c)} \quad (3.1.17)$$

이에 따라 식 (3.1.15)와 같이 $V_{total} = 1 \text{ cm}^3$ 를 적용하면, 단위 체적당 물의 체적은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$V_{total,w} = \frac{\rho_c (w/c)}{\rho_w + \rho_c (w/c)} \quad (\text{cm}^3/\text{cm}^3) \quad (3.1.18)$$

(나) 수화반응에 사용된 시멘트와 물의 체적 산정

단위 체적당 수화 반응에 사용된 시멘트의 체적 $V_{react,c}$ 는 수화도의 정의에 따라 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\alpha = \frac{W_{react,c}}{W_{total,c}} = \frac{\rho_c g V_{react,c}}{\rho_c g V_{total,c}} = \frac{V_{react,c}}{V_{total,c}} \quad (3.1.19)$$

$$V_{react,c} = \alpha V_{total,c} = \alpha \frac{\rho_w}{\rho_w + \rho_c(w/c)} \quad (cm^3/cm^3) \quad (3.1.20)$$

일반적으로 화학적으로 구속된 물의 양, 즉 수화 반응에 사용된 물의 양은 수화 반응한 시멘트 무게의 대략 25% 정도라고 가정할 수 있다.

$$W_{react,w} = 0.25 W_{react,c} \quad (3.1.21)$$

따라서 단위 체적당 수화 반응에 사용된 물의 체적 $V_{react,w}$ 은 식 (3.1.20)과 식 (3.1.21)에 의해 다음과 같이 얻어진다.

$$V_{react,w} = 0.25 \frac{\rho_c}{\rho_w} V_{react,c} = 0.25 \alpha \frac{\rho_c}{\rho_w + \rho_c(w/c)} \quad (3.1.22)$$

(다) 모세관 공극의 총 체적 산정

단위 체적당 모세관 공극의 체적 $V_{cap}(\alpha)$ 는 다음과 같이 정의된다.

$$V_{cap}(\alpha) = V_{total,w} - 0.39 \alpha \frac{\rho_c}{\rho_w + \rho_c(w/c)} \quad (3.1.23)$$

즉,

$$V_{cap}(\alpha) = \frac{\rho_c}{\rho_w + \rho_c(w/c)} (w/c - 0.39 \alpha) \quad (3.1.24)$$

일반적으로 화학적 수축작용에 의한 모세관 공극 체적은 화학적으로 구속된 물의 체

적의 대략 25 %정도라고 가정된다. 따라서 화학적 수축작용으로 인한 단위 체적당 모세관 공극 체적 $V_{ch}(\alpha)$ 은 식 (3.1.22)를 이용하여 다음과 같이 결정할 수 있다.

$$V_{ch}(\alpha) = 0.25 V_{react,w} = 0.0625 \alpha \frac{\rho_c}{\rho_w + \rho_c(w/c)} \quad (3.1.25)$$

따라서 식 (3.1.12)에 식 (3.1.24)의 단위 체적당 모세관 공극의 체적 $V_{cap}(\alpha)$ 과 식 (3.1.25)의 화학적 수축작용으로 인한 모세관 공극 체적 $V_{ch}(\alpha)$ 을 대입하여 단위 체적당 모세관 공극의 총 체적 $V_{\leq \phi}(\alpha)$ 를 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$V_{\leq \phi}(\alpha) = \frac{\rho_c}{\rho_w + \rho_c(w/c)} (w/c - 0.3275 \alpha) \quad (3.1.26)$$

모세관 공극수의 체적 $V_{cap}(\alpha)$ 는 다음과 같이 자유 모세관 공극수 체적 $V_{fr}(\alpha)$ 과 흡착수의 체적 $V_{ad}(\alpha)$ 의 합으로 정의할 수 있다.

$$V_{cap}(\alpha) = V_{fr}(\alpha) + V_{ad}(\alpha) \quad (3.1.27)$$

몇몇 연구자들에 의해 흡착수층의 두께 Γ 를 측정하기 위한 연구가 수행되었는데 그 중 Hagymassy et al.(1969)의 결과에 따르면 상대습도가 100%에서 80%로 감소할 때 이러한 흡착수층의 평균 두께는 6 mono-molecular(18 Å)에서 3 mono-molecular(9 Å)로 급격히 감소하며 이후 상대습도 20 %까지는 평균 두께가 대략 1 mono-molecular(3 Å)가 될 때까지 서서히 감소하는 것으로 나타났다. 또한 Cuperus(1990)는 SEM scanning 과 조합한 Ultra Filtration기법을 이용하여 대략 20~30 Å범위의 흡착수층 두께를 측정하였다. 여러 연구 결과에 근거하여 일반적으로 흡착수층의 두께 Γ 는 상대습도와 관련하여 다음과 같이 결정할 수 있다.

$$\Gamma = 3 \left(\frac{-2.7}{\ln \phi} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Setzer 1976}) \quad (3.1.28)$$

$$\Gamma = 3.95 - 1.89 \cdot \ln(-\ln \phi) \quad (\text{Badmann et al. 1981}) \quad (3.1.29)$$

제안된 위의 두 식을 Hagymassy et al.(1969)의 실험 결과와 비교해 볼 때 상대습도

60%를 기준으로 상대습도가 높은 영역에서는 Setzer(1976)가 제안한 식이, 그리고 낮은 영역에서는 Badmann et al.(1981)이 제안한 식이 비교적 실험결과와 일치하는 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서는 두 제안식이 일치하는 상대습도 61.4 %를 기준으로 그보다 높은 영역에서는 Setzer(1976)가 제안한 식을, 낮은 영역에서는 Badmann et al.(1981)이 제안한 식을 사용하였다. 제안식에 의한 각 상대습도에 따른 흡착수층 두께의 변화는 그림 3.1.4에 나타난 바와 같다.

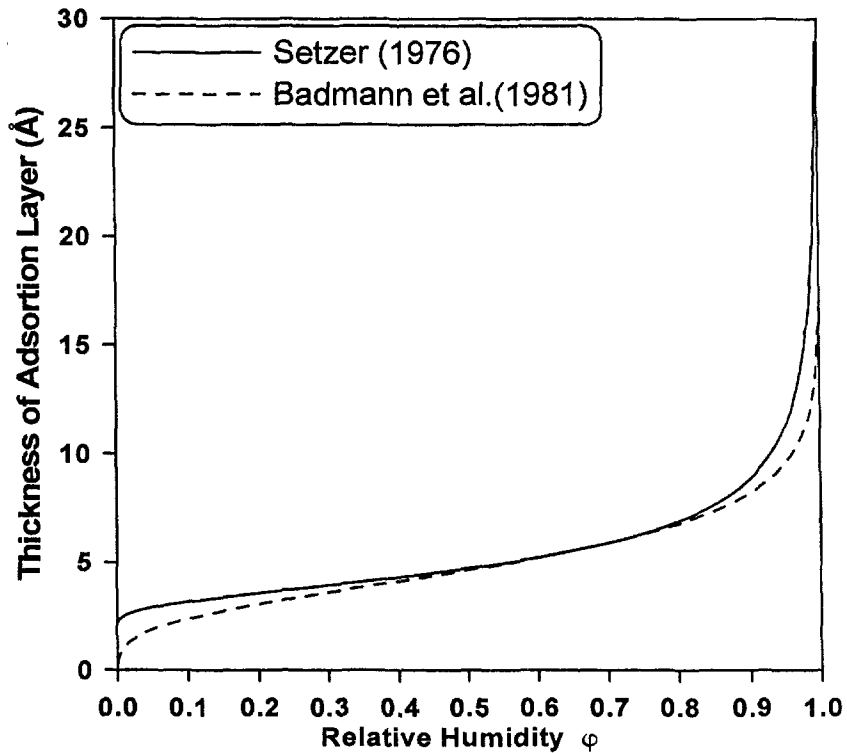


그림 3.1.4 상대습도에 따른 흡착수층의 두께(Γ)

모세관 공극 벽이 두께가 Γ 인 흡착수층으로 둘러싸여 있는 경우, 직경이 ϕ 인 모세관 공극에서 자유 모세관 공극수가 차지하는 체적 $V_{\leq \phi, free}$ 은 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$\begin{aligned}
 \frac{dV_{\leq \phi, free}}{d\phi} &= \frac{\pi(\phi - 2\Gamma)^2}{4} l_{\phi} \\
 &= \frac{\pi(\phi - 2\Gamma)^2}{4} \frac{4a}{\pi\phi^3} = \frac{a(\phi - 2\Gamma)^2}{\phi^3}
 \end{aligned}
 \tag{3.1.30}$$

여기서 l_ϕ 는 직경이 ϕ 인 공극만 모아서 길이 방향으로 늘어 놓았을 때 공극의 길이, Γ 는 흡착수층의 두께를 나타내며, a 는 공극 구조 상수이다.

모세관 공극에서 흡착수가 차지하는 체적은 모세관 공극의 총 체적에서 자유 모세관 공극수를 제외한 나머지 공간에 존재하게 된다. 따라서 직경이 ϕ 인 모세관 공극에서 흡착수가 차지하는 체적 $V_{\leq\phi, ad}$ 은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \frac{dV_{\leq\phi, ad}}{d\phi} &= \frac{dV_{\leq\phi}}{d\phi} - \frac{dV_{\leq\phi, free}}{d\phi} \\ &= \left(\frac{\pi\phi^2}{4} - \frac{\pi(\phi-2\Gamma)^2}{4} \right) l_\phi \\ &= \frac{4a(\phi\Gamma - \Gamma^2)}{\phi^3} \end{aligned} \quad (3.1.31)$$

흡착수의 총 체적 $V_{\leq\phi, ad}$ 는 위의 식을 다음과 같이 모세관 공극 직경의 범위로 적분함으로써 결정할 수 있다.

$$\begin{aligned} V_{\leq\phi, ad} = V_{ad} &= \int_{\phi_o}^{\phi_{max}} \frac{4a(\phi\Gamma - \Gamma^2)}{\phi^3} d\phi \\ &= 4a \left[\Gamma \left(\frac{1}{\phi_o} - \frac{1}{\phi_{max}} \right) + \frac{\Gamma^2}{2} \left(\frac{1}{\phi_{max}^2} - \frac{1}{\phi_o^2} \right) \right] \end{aligned} \quad (3.1.32)$$

여기서 ϕ_{max} 는 수화도 α 에 따라 달라지므로 흡착수의 총 체적 V_{ad} 역시 수화도 α 에 따라 달라지는 $V_{ad}(\alpha)$ 의 형태를 갖는다.

$$V_{ad}(\alpha) = 4a \left[\Gamma \left(\frac{1}{\phi_o} - \frac{1}{\phi_{max}(\alpha)} \right) + \frac{\Gamma^2}{2} \left(\frac{1}{\phi_{max}(\alpha)^2} - \frac{1}{\phi_o^2} \right) \right] \quad (3.1.33)$$

식 (3.1.24)와 식 (3.1.33)에 주어진 모세관 공극수의 총 체적 $V_{cap}(\alpha)$ 과 흡착수의 총 체적 $V_{ad}(\alpha)$ 를 이용하여 자유 모세관 공극수의 체적 $V_{fr}(\alpha)$ 를 결정할 수 있다.

식 (3.1.10)의 누적 공극 입도 분포 곡선으로부터 모세관 공극의 최대 직경 $\phi_{max}(\alpha)$ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\phi_{max}(\alpha) = \phi_o \exp \left(\frac{V_{\leq\phi}(\alpha)}{a} \right) \quad (3.1.34)$$

여기서, $V_{\leq\phi}(a)$ 는 모세관 공극의 총 체적, a 는 공극 구조 상수이며 식 (3.1.26)의 모세관 공극 총 체적 $V_{\leq\phi}(a)$ 과 공극 구조 상수 a 를 이용하여 모세관 공극의 최대 직경 $\phi_{\max}(a)$ 를 결정할 수 있다.

모세관 공극 중 물로 채워져 있는 공극의 최대 직경 $\phi_{wat}(a)$ 는 모세관 공극의 최대 직경 $\phi_{\max}(a)$ 와 마찬가지로 식 (3.1.10)의 누적 입도 분포 곡선을 이용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\phi_{wat}(a) = \phi_o \exp\left(\frac{V_{fr}(a)}{a}\right) \quad (3.1.35)$$

여기서 $V_{fr}(a)$ 는 자유 모세관 공극수의 총 체적이고, a 는 공극 구조 상수이며, 식 (3.1.30)의 자유 모세관 공극수의 체적 $V_{fr}(a)$ 와 공극 구조 상수 a 를 이용하여 물로 채워져 있는 모세관 공극의 최대 직경 $\phi_{wat}(a)$ 를 결정할 수 있다. 또한, 자유 모세관 공극수의 체적 $V_{fr}(a)$ 은 식 (3.1.27)에 정의한 것처럼 모세관 공극의 총 체적 $V_{cap}(a)$ 을 나타내는 식 (3.1.24)에서 흡착수의 총 체적 $V_{ad}(a)$ 를 나타내는 식 (3.1.33)을 빼면 얻을 수 있다.

(라) 모세관 공극 벽의 총 면적

공극 입도 분포 모델에서 언급된 바와 같이 모세관 직경 ϕ 와 체적 $V_{\leq\phi}$ 의 관계는 식 (3.1.10)과 같다.

직경이 ϕ 인 모세관 공극의 체적 V_ϕ 를 계산하기 위해 식 (3.1.10)의 $V_{\leq\phi}$ 를 ϕ 에 대해 미분하면 다음과 같다.

$$V_\phi = \frac{dV_{\leq\phi}}{d\phi} = \frac{a}{\phi} \quad (3.1.36)$$

또한 직경이 ϕ 인 모세관 공극의 체적은 다음과 같이 표현할 수도 있다.

$$V_\phi = \frac{\pi\phi^2}{4} l_\phi \quad (3.1.37)$$

여기서 l_ϕ 는 공극 길이(직경이 ϕ 인 공극만 모아서 늘여 놓았을 때의 길이)를 나타내며 다음과 같이 정의될 수 있다.

$$l_\phi = \frac{4a}{\pi\phi^3} \quad (3.1.38)$$

따라서 직경이 ϕ 인 모세관 공극 벽의 면적 $A_{\leq\phi}$ 는 다음과 같다.

$$\frac{dA_{\leq\phi}}{d\phi} = \pi\phi l_\phi = \frac{4a}{\phi^2} \quad (3.1.39)$$

모세관 공극 벽의 총 면적 A_{tot} 는 식 (3.1.39)를 모세관 공극 직경의 범위로 적분함으로써 결정할 수 있다.

$$A_{\leq\phi} = A_{tot} = \int_{\phi_o}^{\phi_{max}} \frac{4a}{\phi^2} d\phi = -4a \left(\frac{1}{\phi_{max}} - \frac{1}{\phi_o} \right) \quad (3.1.40)$$

식 (3.1.40)에서 ϕ_{max} 와 A_{tot} 는 수화도 α 에 따라 변화되므로 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$A_{tot}(\alpha) = -4a \left(\frac{1}{\phi_{max}(\alpha)} - \frac{1}{\phi_o} \right) \quad (3.1.41)$$

(마) 포화 모세관 공극 벽의 총 면적

(라)에서 모세관 공극 벽의 총 면적 A_{tot} 를 결정하는 과정 중 직경이 ϕ 인 모세관 공극 벽의 면적을 식 (3.1.39)와 같이 표현하였다. 따라서 모세관 공극에서 흡수층을 제외한 자유수만이 갖는 외부 면적 즉, 포화 모세관 공극 벽의 총 면적 A_{wat} 는 위의 식을 $\phi_o \sim \phi_{wat}$ 범위로 적분함으로써 결정할 수 있다.

$$A_{wat} = \int_{\phi_o}^{\phi_{wat}} \frac{4a}{\phi^2} d\phi = -4a \left(\frac{1}{\phi_{wat}} - \frac{1}{\phi_o} \right) \quad (3.1.42)$$

여기서 ϕ_{wat} 는 물로 채워져 있는 모세관 공극의 최대 직경이며, A_{wat} 는 포화 모세관 공극 벽의 총 면적을 나타낸다. 식 (3.1.42)에서 ϕ_{wat} 와 A_{wat} 는 수화도 α 에 따라 달라지는

매개변수이므로 식 (3.1.42)는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$A_{wat}(\alpha) = -4 a \left(\frac{1}{\Phi_{wat}(\alpha)} - \frac{1}{\Phi_o} \right) \quad (3.1.43)$$

식 (3.1.9)에서 수분 분포가 수화반응에 미치는 반응률 계수 β_w 는 시멘트 모체가 내부 수분과 접해있는 면적 중 실제로 반응을 야기하는 자유수와 접해있는 면적의 비율이라고 정의하였다. 따라서, 반응률 계수 β_w 는 식 (3.1.41)과 식 (3.1.43)를 식 (3.1.9)에 대입하여 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\beta_w = \frac{\Phi_{wat}(\alpha) - \Phi_o}{\Phi_{max}(\alpha) - \Phi_o} \times \frac{\Phi_{max}(\alpha)}{\Phi_{wat}(\alpha)} \quad (3.1.44)$$

나. 수화도 모델에 의한 수화도 산정

본 연구에서는 콘크리트 강도발현의 근원이 수화작용으로 인해 생성되는 수화생성물이라고 판단하여, 재령과 양생온도에 따른 콘크리트의 수화도를 산정할 수 있는 수화도 모델을 정립하였다. 본 연구에서 채택한 수화도 모델은 양생온도, 상대습도, 물/시멘트비에 따라서 재령에 따른 수화도의 변화를 고려할 수 있는 모델이다. 수화도 모델의 계략적인 흐름은 그림 3.1.5와 같다.

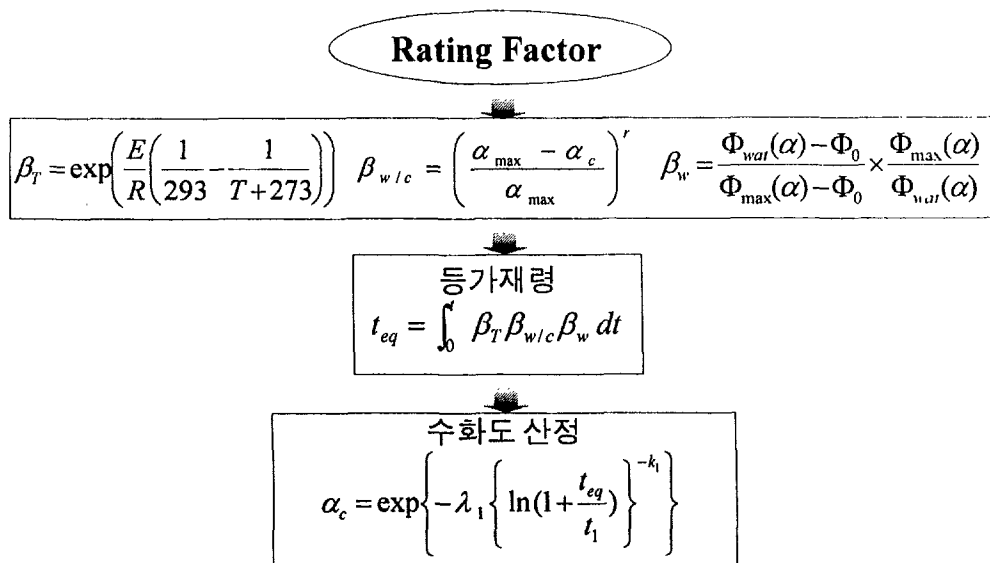
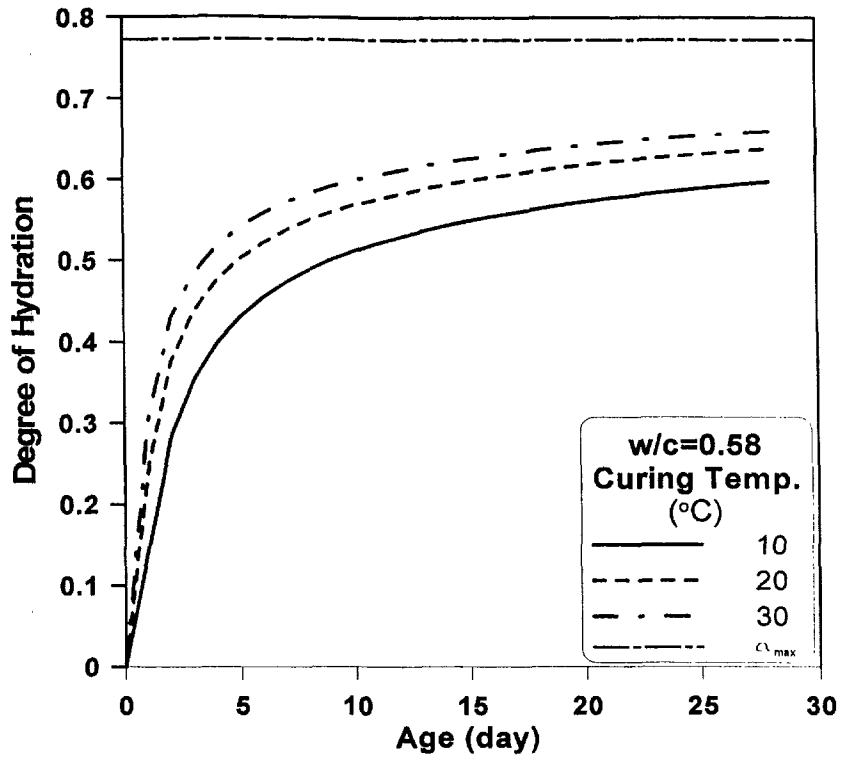
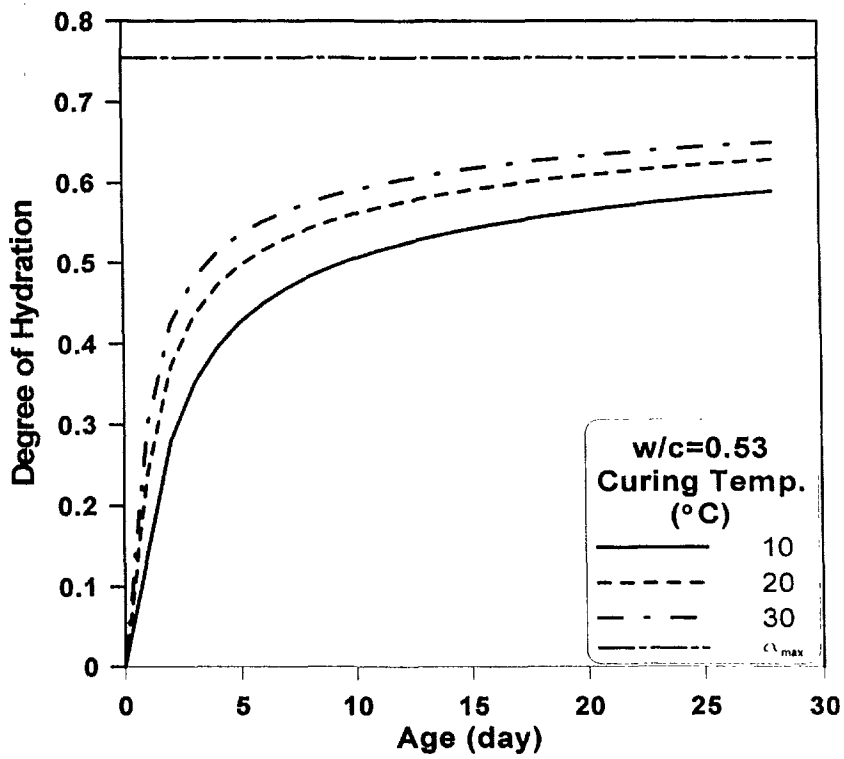


그림 3.1.5 수화도 모델의 흐름

물/시멘트비가 0.46~0.58이고 양생온도가 10℃, 20℃, 30℃인 경우에 본 연구에서 제안한 수화모델에 의해 구한 수화도는 그림 3.1.6과 같으며, 그림에서도 볼 수 있듯이 양생온도가 높으면 초기 재령에서의 수화도가 높은 반면, 재령이 경과할수록 수화도의 증가율은 점차로 작아짐을 볼 수 있다. 반대로, 양생온도가 낮은 10℃의 경우를 보면 양생온도 20, 30℃에 비해서 초기 재령의 수화도는 작지만 재령이 경과할수록 수화도 발현률이 점차로 커짐을 알 수 있다. 이러한 경향은 양생온도에 따른 압축강도의 발현과 비슷한 양상을 나타낸다. 양생온도에 따른 수화도의 변화를 보다 확실하게 볼 수 있도록 물/시멘트비가 0.5로 일정할 때, 양생온도를 0, 10, 20, 30, 40, 50℃로 변화시켜 수화도를 산정한 결과는 그림 3.1.7과 같다. 본 연구에서 사용한 수화도 모델은 기존의 기타 수화도 모델과 다르게 물/시멘트비에 따라서 콘크리트의 최대 수화도 즉 α_{max} 를 사용한다. 최대 수화도는 주어진 물/시멘트비에 대해 재령을 무한대로 했을 경우의 수화도를 의미하며 식 (3.1.8)과 같이 물/시멘트비의 함수로 표현될 수 있으며, 물/시멘트비에 따른 최대 수화도의 변화는 그림 3.1.8과 같다. 그림 3.1.8에 나타난 바와 같이 콘크리트의 재령이 무한대로 증가하더라도 수화도는 100%에 이르지 못하며, 이것은 조밀한 수화 생성물로 형성된 쉘이 수화되지 않은 시멘트 입자 표면에서 이온의 자유로운 이동을 방해하기 때문이다. 실제로 수십년이 지난 실제 구조물의 파단면을 관찰해 보면 많은 미수화 시멘트 입자의 존재를 확인할 수 있다.

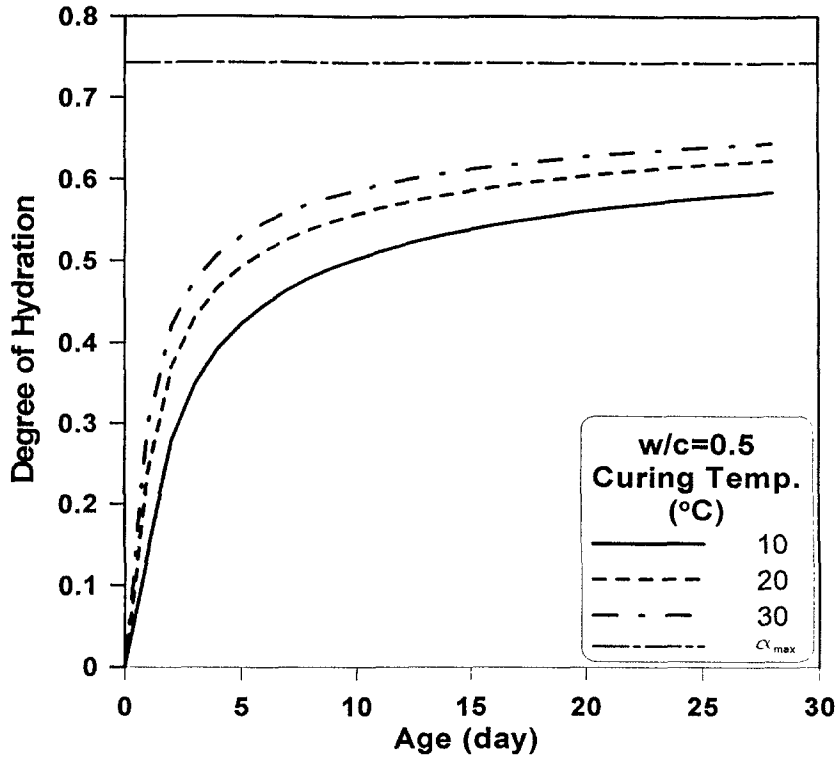


(a) w/c=0.58

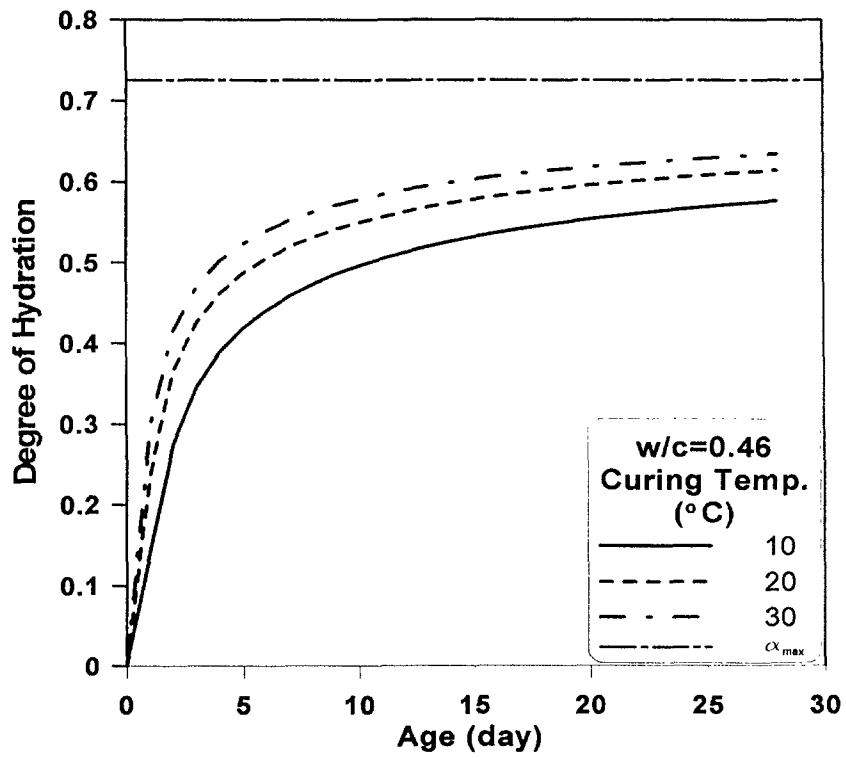


(b) w/c=0.53

그림 3.1.6 재령에 따른 수화도 (계속)



(c) w/c=0.5



(d) w/c=0.46

그림 3.1.6 재령에 따른 수화도

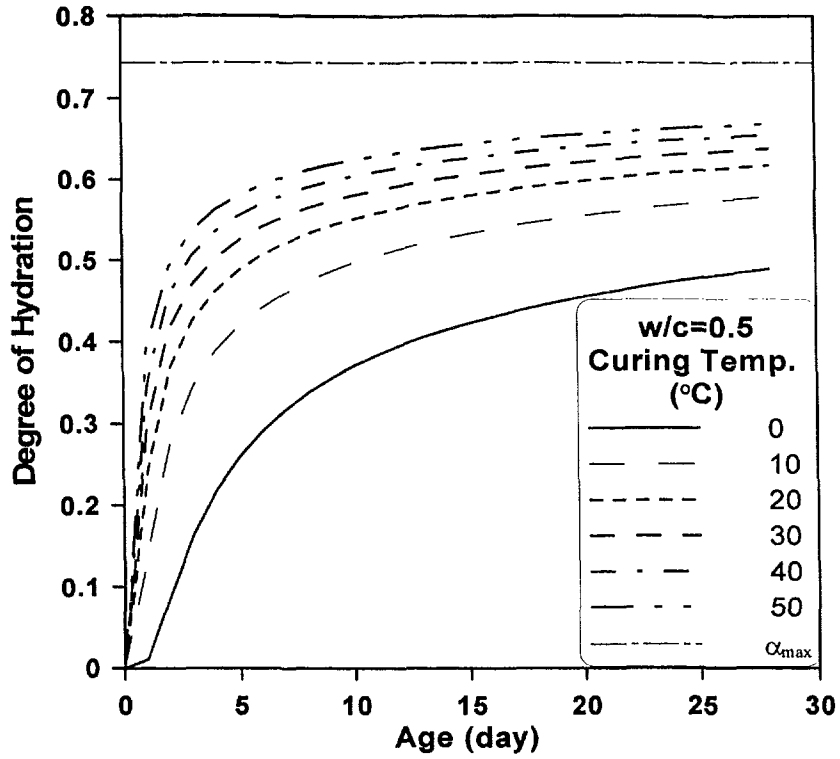


그림 3.1.7 양생온도에 따른 수화도의 변화(w/c=0.5)

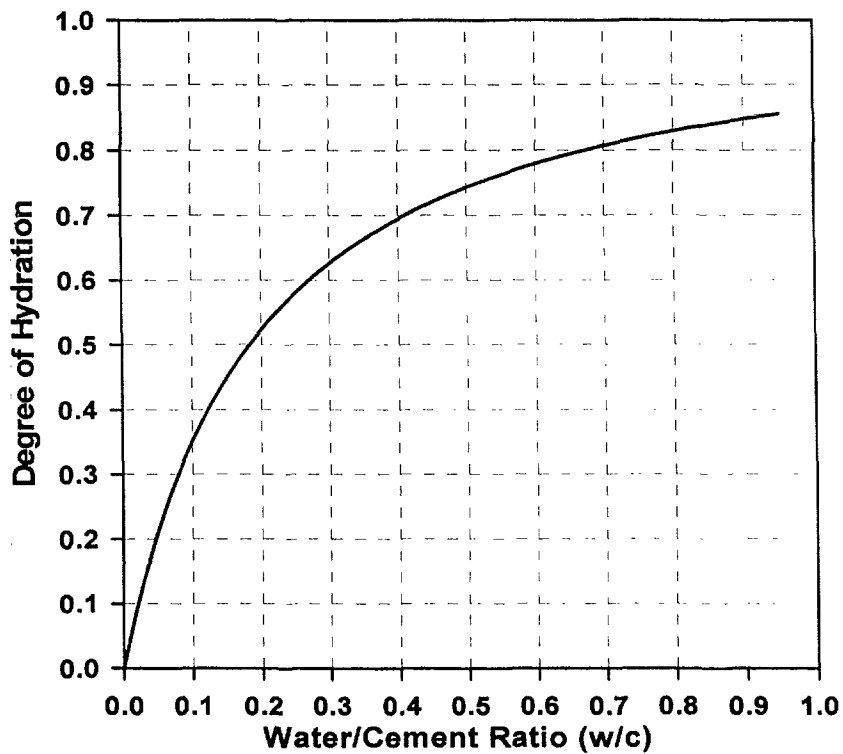


그림 3.1.8 물/시멘트비에 따른 최대수화도의 변화

2. 콘크리트의 공극률

가. 콘크리트 내부의 공극

콘크리트의 공극은 물로 채워진 공극(water void)과 기포(air void)로 분류된다. 물로 채워진 공극(water void)은 C-S-H의 층간 공극에 해당하는 겔공극(gel pore space)과 경화 시멘트 풀 내에 고체성분으로 채워지지 않는 모세관 공극을 포함한다. 기포(air void)는 믹싱시의 연행공기와 공기 연행체의 의해 생성된 공기를 포함한다.

직경이 1~3 nm 정도는 겔 공극으로 정의되고, 물/시멘트비가 0.6의 콘크리트에서 겔 공극은 체적비로써 4.6%에 해당한다.

직경이 3 nm~2 μm 의 범위에 있는 모세관 공극(Capillary pore space)은 콘크리트 체적의 13.3% 정도에 해당한다. 이 수치는 총 공극의 50% 이상을 차지한다. 10~200 nm 사이에서 극대치를 보이고, 재령에 따라 작은 크기 쪽으로 극대치가 이동한다. 이것은 수화 작용이 진행되는 동안 시멘트 입자를 둘러 싸고 있는 1~2 μm 두께의 수막층은 수화물로 가득차 있다는 사실과 일치한다. 모세관 공극은 골재와 시멘트 풀 사이의 공간이나 시멘트 풀 부분에 존재한다. 모세관 공극의 형태는 긴 타원형이거나 원주형이다. 모세관 공극에 균열과 연행공기가 포함된다 하더라도, 그 체적은 1%정도에 지나지 않으므로 큰 영향을 미치지 않는다.

AE 연행체에 의한 연행공기는 직경 30 μm ~1 mm 정도의 구형의 독립적인 공극이고, 시멘트 풀 부분에 분포되어 있다. 배합수의 표면장력은 AE 콘크리트에서 AE 연행체의 양과 종류에 따라 약 45~73 dyne/cm 정도로 분포한다. 그 공기 방울은 내부와 외부의 압력차가 주위압의 10%를 초과하면 사라진다. AE 연행체의 양이 증가하면 물의 표면장력은 작아지고 공기방울의 크기도 작아지며, 연행공기의 체적과 분포는 굵은 골재의 크기와 콘크리트의 점성에 따라 변한다.

나. 콘크리트 강도에 미치는 공극률의 영향

일반적으로 고체의 공극과 강도와의 관계에는 근본적으로 불확실한 면이 있지만 단순하게 균질한 재료인 경우는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$S = S_0 e^{-kp} \quad (3.1.45)$$

여기서 S는 공극률이 p인 재료의 실제강도, S_0 는 재료에 공극이 전혀 없는 경우의 고유

강도, 그리고 k 는 재료상수이다. 다양한 재료에 대해서 공극과 S/S_0 의 관계를 나타내 보면 거의 유사한 관계를 나타낸다. 실제로 공극과 강도의 관계는 철, 스테인레스강, 석고, 알루미늄 침전물, 산화지르코늄 등의 매우 다양한 재료들에 광범위하게 적용이 가능하다.(Mehta 1993)

Powers(1958a)는 세 가지 다른 배합의 모르타르의 28일 압축강도 f_c' 은 겔/공극비 또는 고체수화생성물과 전체 공간사이의 비율과 관련되어 있다고 주장하였다.

$$f_c = bx^3 \quad (3.1.46)$$

여기서 b 는 공극이 없는 재료의 고유강도이고 x 는 solid/space비 또는 전체에서 고체부분이 차지하는 비를 나타내며, $(1-p(\text{공극률}))$ 와 같은 의미를 지닌다.

경화된 시멘트풀이나 모르타르의 공극은 강도와 쉽게 관련 지을 수 있는 반면에 콘크리트의 경우에는 단순하지 않다. 굵은 골재와 시멘트풀 사이의 계면역에서의 미세 균열이 있을 경우에는 명확한 압축강도-공극의 관계를 이용하여 강도의 예측을 하기에는 너무나 복잡해지기 때문이다. 그러나 계면역을 포함하는 콘크리트 구성상의 공극들은 실제로 강도를 제한하기 때문에 강도와 공극의 관계는 객관적인 유효성이 존재한다.

다. 콘크리트의 공극률 계산

일반적으로 공극률과 압축강도와의 관계는 콘크리트 이외의 취성 재료에서 공통적으로 적용되는 특성이다. 따라서, 재료의 강도는 공극률 0%인 경우의 강도에 대한 비로 표현될 수 있다. 이와 같은 공극률과 압축강도간의 일반적인 관계는 콘크리트에도 적용될 수 있으며, 공극률이 크면 강도는 감소하게 된다.

콘크리트의 강도는 내부에 존재하는 모든 공극의 체적에 의해 영향을 받는다. 그러나, 콘크리트의 강도에 가장 큰 영향을 미치는 공극은 직경 50 nm이상의 모세관 공극이며, 직경이 작은 겔 공극은 강도보다는 콘크리트의 건조수축에 더 많은 영향을 미친다. 따라서 이 연구에서는 모세관 공극을 콘크리트 압축강도에 대한 영향인자로 적용하였으며, 앞서 언급한 수화도 모델에 의해 계산된 수화도를 이용하여 재령과 배합조건에 따른 콘크리트의 공극률을 계산하였다. 콘크리트 내부의 공극률을 계산하는 방법은 그림 3.1.9와 같다(Neville 1996). 그림 3.1.9에서 W 는 중량비, M 은 배합량, S 는 비중, 그리고 V 는 부피를 나타내며, 첨자 C , CA , FA 는 각각 시멘트, 굵은 골재, 잔 골재를 나타낸다.

양생온도 20°C인 경우 재령에 따른 콘크리트의 공극률을 나타내는 그림 3.1.10을 보

면, 재령이 경과할수록 공극률이 점차 감소하며, 물/시멘트비 변화에 따른 공극률의 차이는 재령이 경과할수록 커짐을 알 수 있다. 그림 3.1.11은 동일한 물/시멘트비일 경우에 양생온도에 따른 모세관 공극률의 변화를 나타낸 것이며, 동일한 물/시멘트비라도 양생온도에 따라 수화생성물의 양이 달라지기 때문에 조직내부의 모세관 공극률도 변화됨을 알 수 있다.

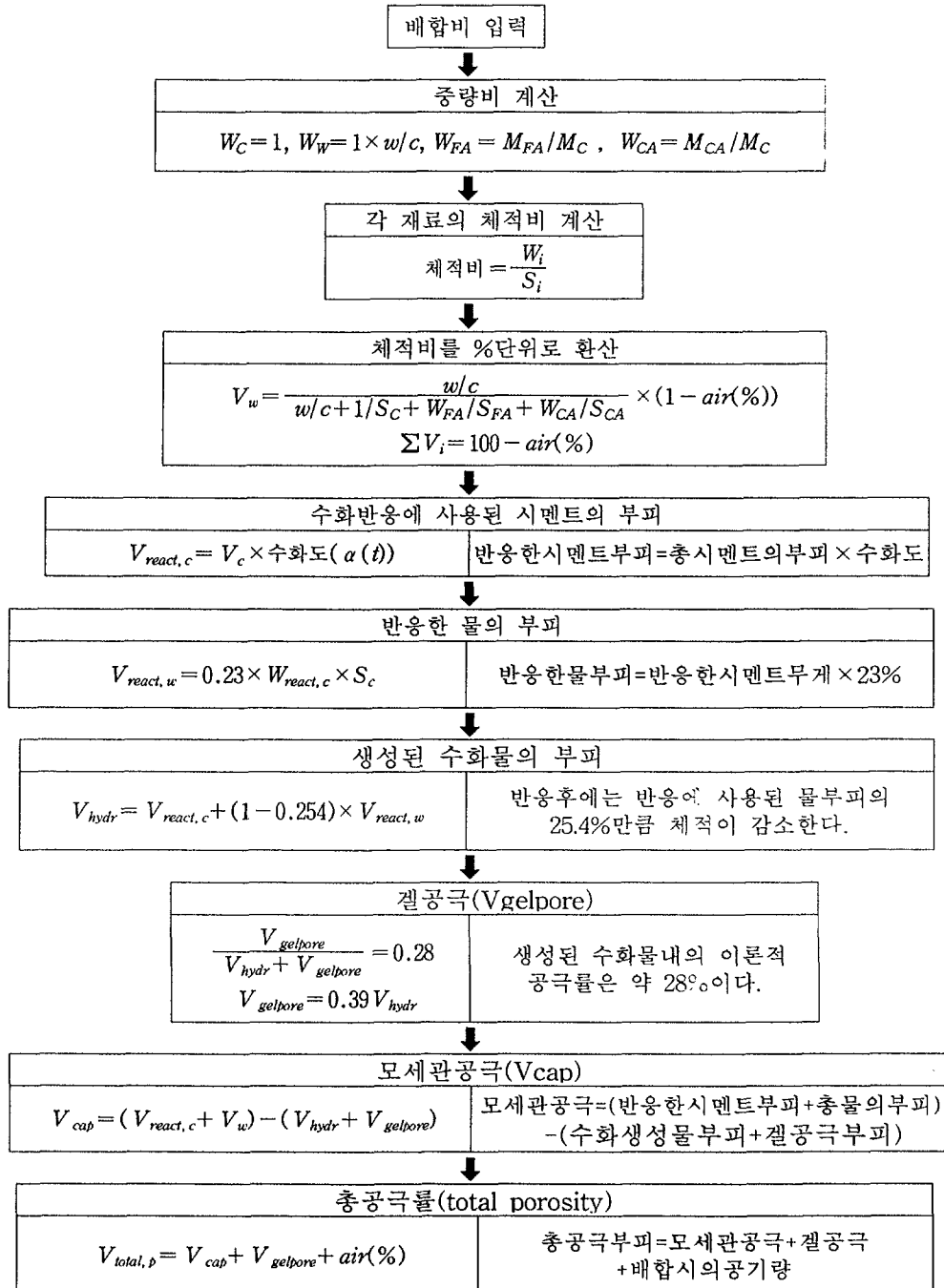


그림 3.1.9 콘크리트의 공극률 계산 과정

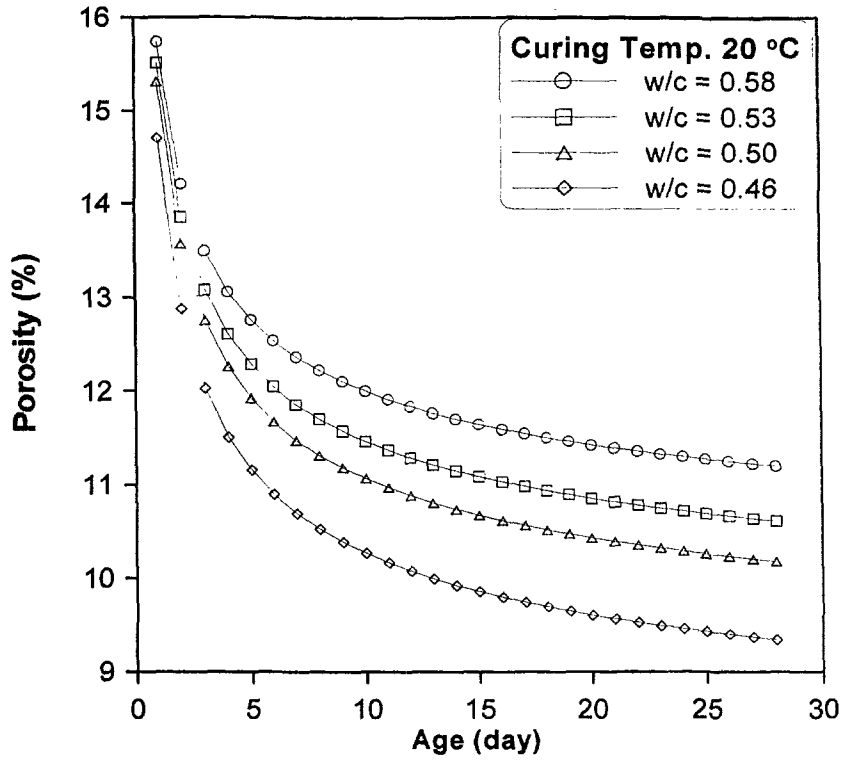
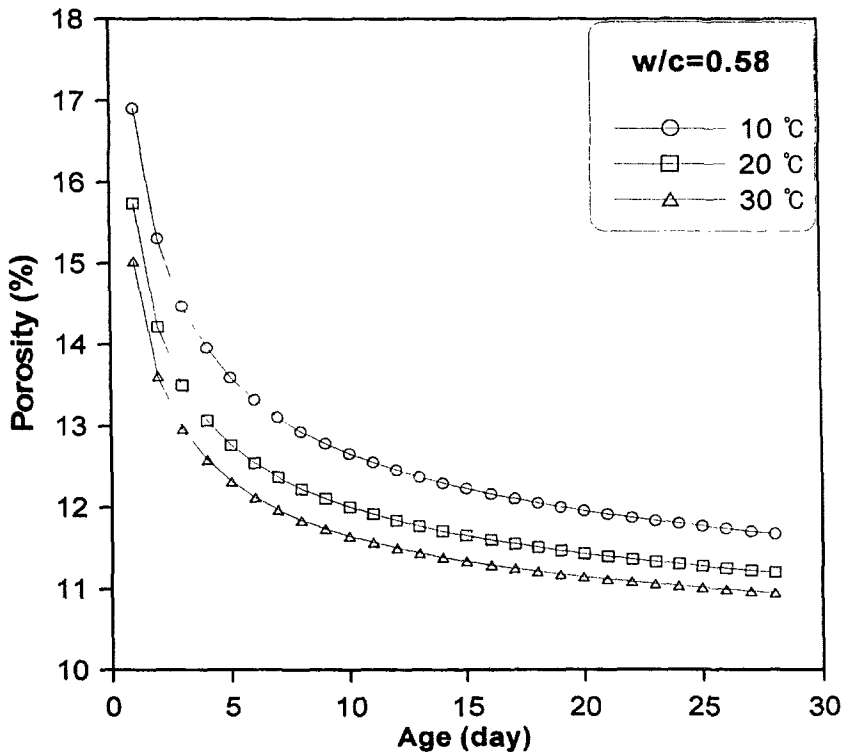
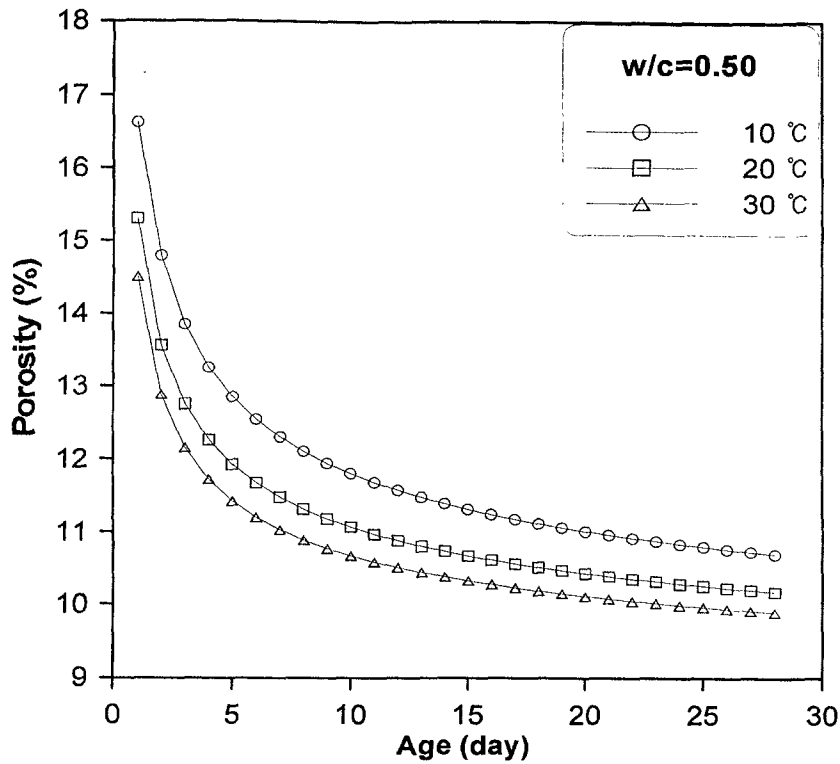


그림 3.1.10 물/시멘트비에 따른 콘크리트의 모세관 공극률 변화



(a) w/c = 0.58

그림 3.1.11 양생온도에 따른 모세관 공극률의 변화 (계속)



(b) w/c = 0.50

그림 3.1.11 양생온도에 따른 모세관 공극률의 변화

3. 압축강도 예측 모델식의 제안

가. 수화도 증분과 모세관 공극률을 이용한 강도예측식의 제안

2장에서 숙성도를 이용한 강도예측방법에 대해 언급하였다. 실험결과를 이용하여 분석한 결과 그 중에서 가장 대표적인 Tank와 Carino(1991)의 반응을 상수 모델은 상당히 정확하게 강도를 예측할 수 있지만, 실험결과로부터 결정된 재료상수들의 민감도가 커서 다른 강도실험값에 적용할 경우에는 강도예측의 정도가 떨어지는 경향을 보였으며, 또한 동일한 양생온도일 경우에도 재료상수인 t_0 와 k_T 값이 많은 편차를 나타내었다. 이렇게 재료상수가 편차를 보이는 이유는 양생온도와 재령 외에도 강도에 영향을 주는 인자가 존재하기 때문으로 판단된다.

수화도를 이용하여 강도를 예측하는 방법 중에서 가장 대표적인 강도예측식 식 (2.2.16)은 강도 증분비에 대한 수화도의 영향을 나타내는 재료상수를 고정시킨 경우에는 초기재령에서 강도예측의 정확도가 현저히 낮아지는 현상을 보였다. 한편, 양생온도와 재령에 따라 재료상수를 변화시켰을 경우에는 강도예측의 정확도가 상당히 향상되었다. 따라서 본 연구에서는 수화도가 강도에 미치는 영향이 양생온도와 재령에 따라 달라진

다고 판단하여, 양생온도, 상대습도, 물/시멘트비 그리고, 콘크리트 내부의 수분 및 공극 분포를 고려할 수 있는 수화도 모델을 정립하여 재령에 따른 수화도 증분 및 콘크리트 조직 내부의 모세관 공극률이 28일 강도에 대한 강도 증분에 미치는 영향정도를 분석하여 다음과 같은 강도예측식을 제안하였다.

$$\frac{df'_c}{f_{c28}} = [100 - p(t)]^m da^{n(t)} \quad (3.1.47)$$

여기서 df'_c : 강도 증분량

f_{c28} : 재령 28일 압축강도

da : 수화도 증분량

$p(t)$: 재령별 콘크리트의 모세관 공극률(%)

m : 공극률이 상대강도증분에 미치는 효과를 나타내는 재료상수

$n(t)$: 강도증분에 대한 수화도 증분의 효과를 나타내는 재료특성

t : 재령(day)

식 (3.1.47)에서 $n(t)$ 는 강도증분에 대한 수화도 증분의 효과를 나타내는 재료특성으로 다음과 같이 표현하였다.

$$n(t) = n_{28} \times \exp\left[s\left(1 - \left(\frac{28}{t^*}\right)^k\right)\right] \quad (3.1.48)$$

$$t^* = t \quad (t \geq 2) \quad (3.1.49-a)$$

$$t^* = t + t_0 \quad (t = 1) \quad (3.1.49-b)$$

여기서, n_{28} 은 재령 28일의 $n(t)$ 값 즉, 재령 28일에서의 강도 증분 비에 대한 수화도 증분의 효과를 의미하고, s 와 k 는 $n(t)$ 곡선의 형상을 결정하는 재료상수이다. 식 (3.1.49)에서 t_0 는 재령 1일에서 양생온도에 따른 재령보정상수이며, t^* 는 재령보정상수에 의해 보정된 재령을 나타낸다.

식 (3.1.47)의 강도예측식은 다음과 같은 순서로 진행된다. 시멘트가 물과 접수하게 되

면 수화작용이 발생하며, 수화도 모델을 이용하여 재령별 수화도와 모세관 공극률을 산정하고, 수화도 증분 및 모세관 공극률과 상대 강도 증분과의 상관관계를 규명하여 콘크리트의 강도를 예측한다. 제안된 강도예측식에 의한 강도예측의 계략적인 흐름은 그림 3.1.12와 같다. 실험결과와 예측결과와의 비교는 3장 2절 5항에 자세히 기술되어 있다.

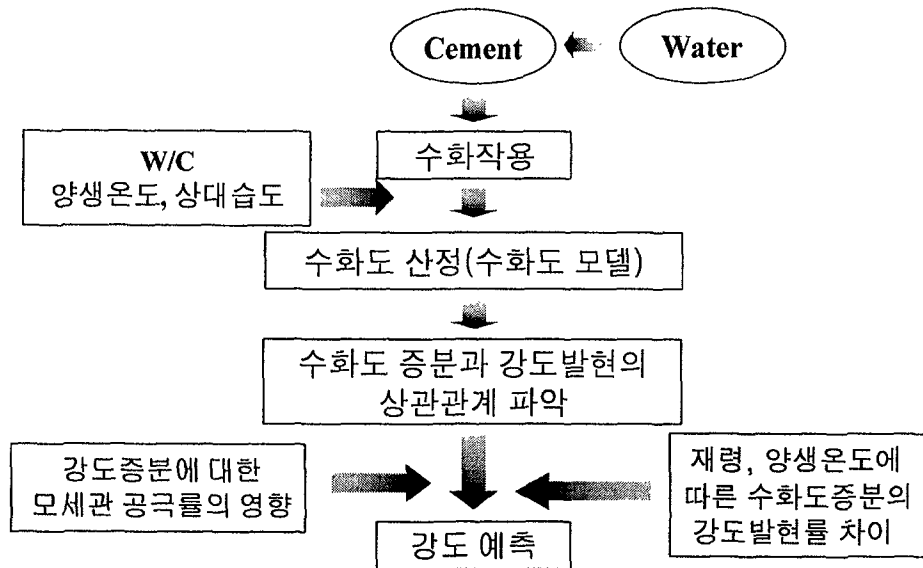


그림 3.1.12 제안된 강도예측모델의 순서도

4. 역학적 특성 예측 모델식

가. 인장강도

콘크리트의 인장강도에는 직접인장강도, 쪼갬인장강도, 휨인장강도가 있다. 실험상의 용이로 인해 인장강도로는 쪼갬인장강도가 일반적으로 사용되고 있으며 그 값은 압축강도와 쪼갬인장강도의 상관관계식으로부터 구할 수 있다. 이에 대한 기존의 몇 가지 상관관계 모델식을 검토해 보면 다음과 같다.

가장 널리 사용되는 ACI Committee 318(1999)에서 제안한 쪼갬인장강도와 압축강도의 상관관계식은 다음과 같다.

$$f_{sp} = 0.56 f_{cu}^{0.5} \quad (3.1.50)$$

여기서, f_{sp} : 콘크리트의 쪼갬인장강도 (MPa)

f_{cu} : 콘크리트의 압축강도 (MPa)

근래들어 여러 연구자에 의하면 식 (3.150)의 ACI 318-99 모델식의 지수 0.5가 적합하지 않고 변경되어야 한다는 주장이 제기되고 있고, 몇몇 새로운 모델식들이 제시되었다. 그 모델식들 중 Ahmad와 Shah(1985)는 다음과 같은 모델식을 제시하였다.

$$f_{sp} = 0.46 f_{cu}^{0.55} \quad (3.151)$$

또한 Raphael(1984)은 직접인장강도 f_{ct} 와 압축강도에 대한 연구에서 다음과 같은 결과를 제시하였다.

$$f_{ct} = 0.70 f_{cu}^{0.667} \text{ (MPa)} \quad (3.152)$$

CEB-FIP(1990)에서는 쪼갬인장강도와 압축강도의 관계를 다음과 같이 제시하였다.

$$f_{sp} = 0.30 f_{cu}^{0.67} \text{ (MPa)} \quad (3.153)$$

Oluokun(1991)은 수천개의 쪼갬인장강도의 실험값 분석을 통하여 다음과 같은 관계식을 정립하였다.

$$f_{sp} = 0.61 f_{cu}^{0.69} \quad (3.154)$$

나. 탄성계수

(1) 정탄성계수와 압축강도

일축 인장 또는 일축 압축하중을 받는 재료의 탄성계수는 응력(σ)-변형률(ϵ) 곡선의 기울기에 의해서 결정되며 이렇게 정적하중에 의해서 결정된 탄성계수를 정탄성계수(Static modulus of elasticity, E_c)라 한다. 콘크리트의 응력과 변형률은 비선형 관계에 있기 때문에 탄성계수를 결정하는데 세 가지 방법이 이용된다. 그 중에서 $\sigma - \epsilon$ 곡선에서 파괴하중의 40% 응력에 해당되는 점과 원점을 이은 직선의 기울기로 나타내어지는 할선 탄성계수(secant modulus)가 가장 널리 사용되며 일반적으로 탄성계수라 함은 할선 탄성계수를 말한다.

콘크리트의 정탄성계수는 굵은 골재의 종류와 양, 수분 함유량, 측정방법, 골재와 모르타르 매트릭스와의 부착력 등에 의해 영향을 받는다. 또한 콘크리트의 압축강도가 증

가하면 탄성계수도 증가하는 경향을 나타내지만 이들의 관계가 정확하게 일치하지는 않는다. 그러나 많은 연구를 통해 압축강도와 정탄성계수 사이의 실험적인 관계식이 제안되었다. 콘크리트 구조설계기준(한국콘크리트학회, 1999)과 ACI Committee 318(1999)에서는 압축강도에 따른 콘크리트의 정탄성계수식을 다음과 같이 제안하였다.

$$E_c = 4270 w_c^{1.5} \sqrt{f_{cu}} \quad (3.1.55)$$

여기서 E_c : 콘크리트의 탄성계수 (kgf/cm²)

f_{cu} : 콘크리트의 압축강도 (kgf/cm²)

w_c : 콘크리트의 단위중량 (tonf/m³)

식 (3.1.55)의 모델식은 단위중량 w_c 가 1.45~2.5 tonf/m³인 콘크리트인 경우에 적합하다.

보통 골재를 사용한 콘크리트($w_c = 2.3$ tonf/m³)인 경우에는 다음과 같은 식을 사용할 수 있다.

$$E_c = 15,000 \sqrt{f_{cu}} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3.1.56)$$

그러나, 압축강도가 400 kgf/cm² 이상에서는 위의 식이 많은 실험결과들의 거동을 제대로 모사할 수 없는 것으로 나타나 콘크리트 구조설계기준(한국콘크리트학회, 1999)과 ACI Committee 363(1992)에서는 이와 같은 단점을 극복하기 위해 다음과 같은 새로운 모델식을 제시하였다.

$$E_c = 10,500 \sqrt{f_{cu}} + 70,000 \quad (210 \text{ kgf/cm}^2 < f_{cu} < 840 \text{ kgf/cm}^2) \quad (3.1.57)$$

또한 CEB-FIP(1990) 모델 규정에서는 다음과 같은 식을 추천하고 있다.

$$E_c = 38,900 (f_{cu} + 80)^{(1/3)} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3.1.58)$$

(2) 동탄성계수와 압축강도

탄성계수에는 정탄성계수 이외에 콘크리트의 초음파 속도와 공명에 의해 결정되는 동탄성계수(Dynamic modulus of elasticity, E_d)가 있다. 정탄성계수와 압축강도의 관계에 대해서는 많은 실험으로부터 얻은 제안식들이 사용되고 있지만 동탄성계수와 압축강도의 관계에 대한 식은 아직 미흡한 실정이다.

Sharma와 Gupta(1960)는 동탄성계수 E_d 와 압축강도의 관계를 다음과 같이 제안하였다.

$$E_d = 8.67 \times 10^6 \frac{f'_c}{f'_c + 1550} \text{ (psi)} \quad (3.1.59)$$

또한, 김진근 등(1995)은 동탄성계수와 압축강도의 관계를 다음과 같이 제안하였다.

$$f'_c(t) = 16.1 [E_d(t) (1 - 0.52 e^{-0.05 E_d(t)^2})]^3 \quad (3.1.60)$$

(3) 정탄성계수와 동탄성계수의 관계

동탄성계수 결정시 무시할 정도의 아주 작은 응력이 작용하기 때문에 콘크리트 내부에서 미세 균열과 크리프는 발생하지 않는다. 따라서 동탄성계수는 완전한 탄성 영역에서 결정된다. 이러한 이유로 동탄성계수는 정적시험에 의해 결정되는 초기 접선 탄성계수(Initial tangent modulus)와 같은 것으로 여겨지며 일반적으로 할선 탄성계수보다 크다. 하지만 콘크리트의 불균질함이 정탄성계수와 동탄성계수에 미치는 영향이 서로 다르기 때문에 두 탄성계수 사이에 물리적 거동에 기초한 단 하나의 관계가 있다고 예상할 수는 없다. 동탄성계수에 대한 정탄성계수의 비는 항상 1보다 작으며 콘크리트의 강도가 클수록 커진다. 일반적으로 동탄성계수는 고강도, 보통강도, 저강도 콘크리트에 대해 정탄성계수보다 각각 20~40% 정도 크게 나타난다(Mehta와 Monteiro 1993). 이렇게 두 탄성계수의 비가 변하기 쉽다는 것은 보다 쉽게 결정될 수 있는 동탄성계수를 구조물 설계시 필요한 정탄성계수로의 전환이 쉽지 않다는 것을 의미한다. 지진하중이나 충격하중이 작용하는 구조물의 응력해석을 할 때에는 음속에 의해 보다 정확하게 결정될 수 있는 동탄성계수를 사용하는 것이 바람직하다.

그럼에도 불구하고 제한된 범위내에서 유효한 여러 가지 실험적 관계식들이 제안되었다. 그 중에서 가장 간단한 관계식은 Lydon과 Balendran(1986)에 의해 제안된 식으로 다음과 같다.

$$E_c = 0.83 E_d \text{ (GPa)} \quad (3.1.61)$$

영국의 콘크리트 구조물 설계 규정(BS)에는 단위 시멘트양이 500 kgf/m³ 이하인 보통중량골재 콘크리트에 대해 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$E_c = 1.25 E_d - 19 \text{ (GPa)} \quad (3.1.62)$$

그밖의 경우에는

$$E_c = 1.04 E_d - 4.1 \text{ (GPa)} \quad (3.1.63)$$

경량 콘크리트와 보통 콘크리트에 대해 Popovics(1975)는 두 탄성계수의 관계는 콘크리트 밀도의 함수라고 보고 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$E_c = k E_d^{1.4} \rho^{-1} \quad (3.1.64)$$

여기서, ρ 는 콘크리트의 밀도, k 는 측정단위와 관련된 상수를 나타낸다.

한편, 김진근 등(1995)은 재령의 영향을 고려하여 정탄성계수와 동탄성계수의 관계를 다음과 같이 제안하였다.

$$E_c(t) = E_d(t) [1 - k(t) e^{-0.05 E_d(t)^2}] \quad (3.1.65)$$

$$k(t) = 0.59 - 0.03 \log\left(\frac{t}{28}\right) \quad (3.1.66)$$

여기서, $E_c(t)$ 는 재령 t 에서의 정탄성계수($\times 10^5$ kgf/cm²), $E_d(t)$ 는 초음파 속도법에 의해 구한 재령 t 에서의 동탄성계수($\times 10^5$ kgf/cm²), $k(t)$ 는 재령에 의해 결정되는 상수, t 는 재령(day)을 나타낸다.

다. 임계변형률

일반적인 압축강도를 갖는 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 통하여 임계변형률을 결정할 수 있다. 콘크리트 공시체를 압축하면 초기에는 압축응력에 비례하여 변형이 거의

직선적으로 증가하지만 서서히 직선에서 아래쪽으로 처지면서 곡선이 되고 응력이 최대값에 도달한 뒤에는 서서히 감소하다가 파괴된다. 임계변형률은 콘크리트가 압축강도에 도달하였을 때의 변형률을 의미하며 일반적으로 0.2%정도로 나타난다. 그러나, 저강도, 보통강도, 고강도 등 콘크리트의 종류에 따라 임계변형률에도 약간의 차이를 보인다. 그 이유는 콘크리트의 강도가 높아질수록 응력과 변형률 곡선에서 선형인 부분이 커지기 때문이다. 이는 골재와 시멘트 풀사이의 계면역의 특성에 많은 영향을 받는다. 일반적으로 고강도일수록 임계변형률은 다소 증가하는 것으로 알려져 있다.

라. 파괴에너지

CEB-FIB(1990)에서 파괴에너지 G_f 는 콘크리트의 압축강도와 골재 최대 크기의 함수로 다음과 같이 정의하였다.

$$G_F = G_{F_0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0.7} \quad (3.1.67)$$

여기서, $f_{cm0} = 10$ MPa, f_{cm} 은 콘크리트의 압축강도(MPa) 그리고 G_{F_0} 는 파괴에너지의 기본값으로, 표 (3.1.1)에 나타낸 바와 같이 골재 최대 크기 d_{max} 에 따라 결정된다.

표 3.1.1 파괴에너지의 기본값 (G_{F_0})

d_{max} (mm)	G_{F_0} (N/mm)
8	0.025
16	0.030
32	0.058

2절 강도 특성

1. 개요

본 연구의 목적인 수화도와 공극률을 이용한 콘크리트 강도예측모델을 개발하기 위한 기초 자료가 되는 콘크리트의 역학적 성질에 대한 실험을 수행하였다. 콘크리트의 수화도와 강도발현과의 상관관계를 파악하기 위해 수화도에 영향을 미치는 인자인 물/시멘트비와 양생온도를 변화시켜 실험을 수행하였으며, 실험결과로부터 얻어진 각 재령별 강도 증분과 수화도 모델에 의해 산정된 수화도 증분과의 상관관계를 분석하여, 초기재령 콘크리트의 강도예측 모델식의 재료특성 값을 정하였다. 그리고 기존 연구자들의 강도실험값을 이용하여 검증하였다.

2. 재료 및 배합비

가. 시멘트

콘크리트의 배합에는 국내 D사 제품의 1종 포틀랜드 시멘트를 사용하였다. 워커빌리티의 확보와 공기량의 조절을 위해 단위 시멘트량의 0.2%의 AE 감수제가 사용되었으며, 배합에 사용한 시멘트의 광물조성과 물리적 특성은 표 3.2.1과 같다.

표 3.2.1 시멘트의 물리, 화학적 특성

구분 \ 성분(%)	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	LOI	비중	비표면적 (cm ² /g)
시멘트	20.68	5.16	3.02	62.42	4.71	2.42	1.36	3.15	3,450

나. 골재

콘크리트 배합에 사용된 굵은 골재는 최대치수가 25 mm, 비중 2.74, 조립율 6.70인 화강암 쇄석이다. 잔 골재는 비중 2.65, 조립율 2.73인 강모래를 세척하여 불순물을 제거한 후, 배합시 표면건조포화상태가 되도록 흡수율을 조정하여 사용하였다.

다. 배합

배합설계는 단위 수량이 185 kgf로 동일하게 하고, 단위 시멘트량을 변화시켜 재령

28일 압축강도가 약 28 MPa~39 MPa인 네 가지 배합을 사용하였으며, 자세한 배합비는 표 3.2.2와 같으며 C320에서 320은 각 배합의 단위 시멘트량을 나타낸다. 배합별 양생온도와 실험항목은 표 3.2.3과 같으며, 원주형 공시체($\phi 10 \times 20$ cm)를 사용하였다.

배합시 콘크리트 시방서에 따라 굵은 골재, 잔 골재, 시멘트를 투입하여 건비빔을 약 1분간 실시한 후 배합수와 혼화제를 첨가하여 2분간 배합하였다. 용량 80 l의 강제식 믹서를 사용하여, 각 재령당 3개의 공시체를 제작하였으며 타설 후 24시간 동안 각 양생온도(10, 20, 30℃)로 설정된 항온 항습기에서 양생하였다. 타설 24시간 후 탈형하여 같이 실험시까지 각 양생온도로 설정된 그림 3.2.1의 항온수조에서 수중양생하였다. 그리고 굳기전 콘크리트의 특성실험인 슬럼프, 공기량 실험은 한국표준규격에 의거하여 수행하였다.

표 3.2.2 실험에 사용된 네 종류의 콘크리트 배합비 (kgf/m^3)

배합	단위수량	단위시멘트량	물/시멘트비	골재		A.E. (%)	S/a (%)	Air (%)
				굵은 골재	잔 골재			
C320	185	320	0.58	1025.6	712.7	0.2	41	5.0
C350	185	350	0.53	1008.3	703.1	0.2	41	5.0
C370	185	370	0.50	1016.2	680.8	0.2	40	5.0
C400	185	400	0.46	1032.0	691.0	0.2	40	3.0

표 3.2.3 배합별 양생온도 및 실험항목

배합	양생온도 (℃)	실험항목	양생방법
C320, C370	10	f'_c, E_d	수중양생
	20	f'_c, f_{sp}, E_d	
	30	f'_c, f_{sp}, E_d	
C350, C400	20	f'_c, E_d	

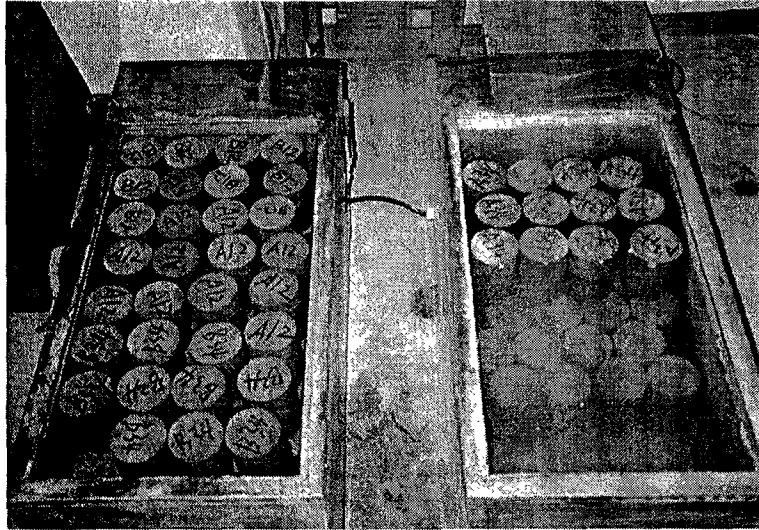


그림 3.2.1 항온수조

3. 실험방법

가. 압축강도와 쪼갬인장강도

콘크리트의 압축강도, 쪼갬인장강도 시험은 각각 KS F 2405(콘크리트의 압축강도 시험방법), KS F 2423(콘크리트의 인장강도 시험방법)에 준하여 재령 1, 2, 3, 7, 28일에 실험을 수행하였다. 공시체 표면의 캡핑을 위해 콘크리트 연마기가 사용되었으며, 공시체의 압축 실험에는 그림 3.2.2에 나타낸 UTM(Shimadzu model UEH-100)이 사용되었다.

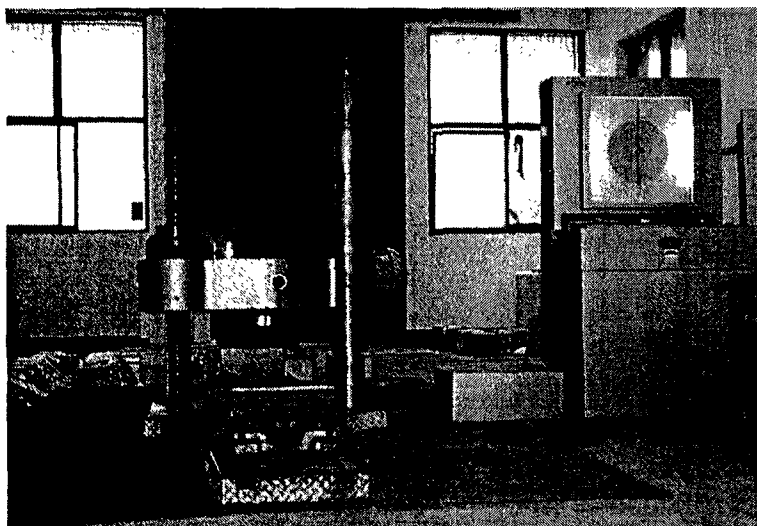


그림 3.2.2 UTM 실험 장비

나. 정탄성계수

정탄성계수 실험은 KS F 2438(콘크리트의 탄성계수 시험방법)에 준하여 실험을 수행하였다. 정탄성계수는 길이 60 mm의 변형률 게이지를 시편당 3개 부착하였다. 3개의 변형률 게이지의 측정치를 평균하여 응력(σ)-변형율(ϵ) 곡선을 도시하였다. 이렇게 얻어진 응력 변형률 곡선으로부터 파괴하중의 40% 응력에 해당되는 점과 원점을 이은 직선의 기울기로 나타내어지는 할선탄성계수를 결정하였다.

다. 동탄성계수

충격공진법으로 측정한 막대파 속도를 이용하여 콘크리트의 동탄성계수를 산정하였다. 충격공진법을 이용한 콘크리트 공시체의 막대파 속도 측정에는 그림 3.2.3과 같은 휴대용 노트북에 파형 수신용 카드가 장착된 충격공진 시험 장비가 사용되었다. 충격발생은 직경이 7.9 mm인 강철구가 사용되었으며, 이로 인해 발생한 탄성파의 수신은 주파수 대역이 1 MHz인 압전 탐촉자(광대역 센서)와 가속도계(PCB model 353B15)가 사용되었다. 또한 충격원이나 시험체에 따라서 진동 신호의 크기가 달라질 수 있으므로 외부에 전치 증폭기를 부착하여 원하는 크기의 신호를 얻었으며 주위의 잡음 신호를 배제하기 위해 필터를 사용하였다. 그림 3.2.4는 실제 충격공진 실험 장면을 보여준다.

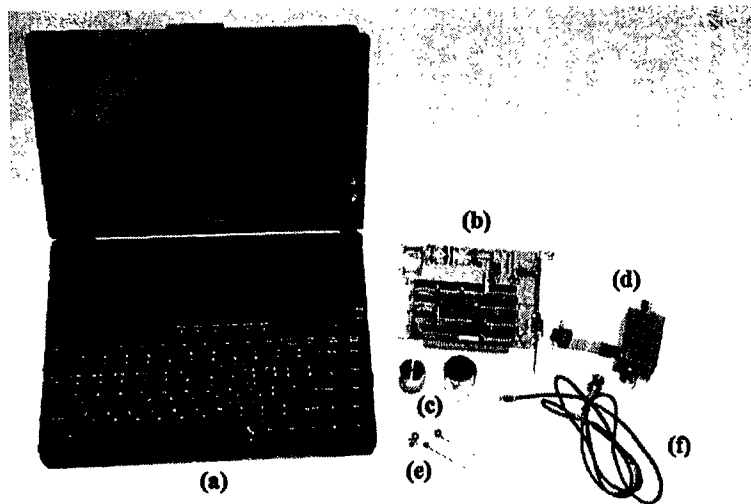


그림 3.2.3 충격공진 실험장비

- (a) Notebook; (b) 파형 수신용 카드; (c) 광대역 센서;
(d) 전치증폭기 및 필터; (e) 충격발생기; (f) 연결 케이블.

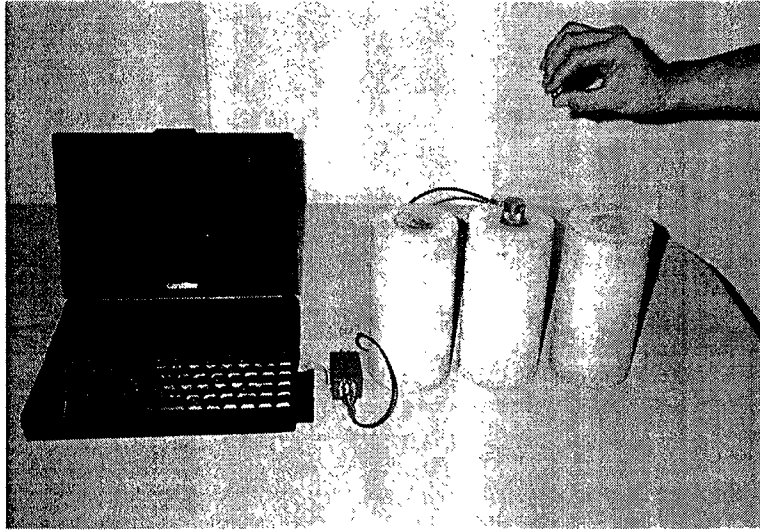


그림 3.2.4 충격공진 실험 장면

표 3.2.2의 네 가지 콘크리트 배합비를 사용하여 제작된 공시체를 대상으로 압전 탐촉자와 가속도계, 그리고 Sampling rate를 바꿔가면서 충격공진 실험을 수행하였다. 충격공진 실험시 다른 모드 성분을 배제하고 깨끗한 신호를 얻기 위해 강철구를 공시체의 중앙에 자유낙하하였으며 센서는 충격발생원과 가까운 곳에 위치시켰다.

충격공진법의 배경이론에 대하여 간단히 언급하면 다음과 같다. 탄성체의 표면에 충격을 가하면 그림 3.2.5와 같이 표면파(Rayleigh wave)와 체적파(body wave)인 종파(P)와 횡파(S)가 발생한다. 표면파는 충격이 가해진 곳으로부터 원형의 모양으로 탄성체의 표면을 따라 전파하며, 체적파는 반구형의 모양으로 탄성체 내부로 전파한다. 체적파인 P파와 S파는 파의 전파 방향에 대한 매질 입자의 운동 방향에 의해 구별된다. P파가 매질 입자의 운동 방향과 전파 방향이 같은 반면에 S파는 매질 입자의 운동 방향과 파의 전파 방향이 수직을 이룬다. 탄성파는 각각 다른 속도를 가지고 전파하는데 이들의 상대 속도는 시험 대상 재료의 포아송 비에 따라 다르다. 예를 들어 일반적으로 콘크리트의 포아송 비가 0.2라 할 때 S파와 R파의 속도는 P파 속도의 각각 61%, 56% 정도이다 (Sansalone et al. 1986).

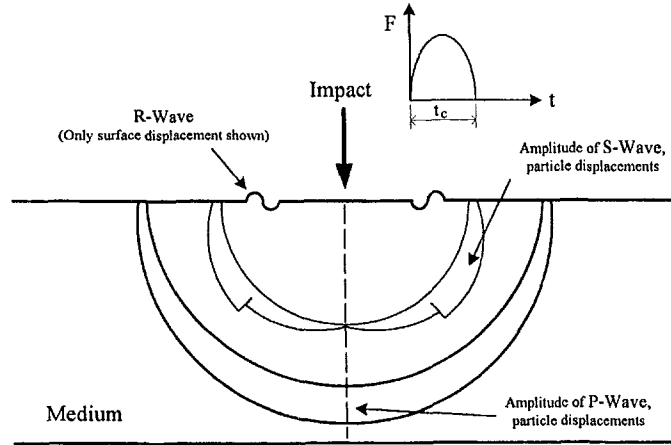


그림 3.2.5 충격에 의해 발생하는 탄성파의 종류 및 전파 특성

충격공진법은 P파의 전파에 의해 발생한 표면변위를 모니터하는 것을 기초로 한다. 충격공진법에서는 P파에 의한 표면변위가 S파에 의한 표면변위보다 훨씬 크기 때문에 S파 보다 P파를 사용한다.

측방향 변위가 구속되어 있는 경우 P파의 속도, V_p 는 매질의 탄성계수와 밀도에 의해 다음과 같이 결정된다.

$$V_p = \sqrt{\frac{M}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (3.2.1)$$

여기서, M 은 구속계수(constrained modulus), E 는 탄성계수, ν 는 포아송비, ρ 는 밀도를 나타낸다.

만일 측방향 변위가 허용되는 봉(bar)과 같은 형태의 매질을 따라 전파하는 경우 막대파 속도(rod wave velocity), V_c 는 다음과 같이 결정된다.

$$V_c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (3.2.2)$$

막대파 속도는 측방향 변위가 구속되어 있는 무한 탄성체에서의 속도보다 작기 때문에 막대파 속도를 이용하여 무한 탄성체에서의 속도를 추정할 때에는 막대파 속도에 일정한 값을 곱해야 한다.

라. 임계변형률

콘크리트의 임계변형률은 정탄성계수 실험으로 얻어진 응력-변형률 곡선을 이용하여 산정하였다. 표 3.2.2의 네 가지 콘크리트 배합중 C370을 선택하여 재령별로 응력-변형률 곡선을 얻기 위한 재하시험을 수행하였다. 재하시험은 그림 3.2.2의 UTM을 이용하여 콘크리트의 압축강도시험과 동일한 방법으로 수행하였으며, 이 시험을 통해서 콘크리트의 정탄성계수와 임계변형률을 결정하였다.

마. 파괴에너지

3점 휨 시험을 사용하여 재료의 파괴변수를 결정하는 경우에는 보 시험체의 크기가 상대적으로 클 경우에 재료의 파괴변수에 대한 보 자중의 영향을 매우 조심스럽게 다루어야 한다. 게다가 3점 휨 시험이 실험실에서 쉽게 다룰 수 있다 하더라도, 건물의 설계나 구조물의 재료 자체에 적용시킬 수 없다. 이러한 문제들을 보완하기 위하여 3점 휨 시험의 축소형태인 썬기조갠시험(WST, wedge splitting test)이 제안되었다 (Shah et al., 1995).

썬기조갠시험의 상세는 그림 3.2.6과 같다. 이 썬기조갠시험의 시험편은 노치와 그루브를 사용하는 것이 특징이다. 시험편을 지지대에 올린 다음, 각 측면에 롤러가 부착된 하중장치를 시험편의 윗 부분에 고정시킨다. 두 개의 동일한 썬기를 가진 강성이 큰 강철판은 가력장치의 윗판에 고정시킨다. 가력장치는 썬기가 롤러 사이를 통과하여 움직이도록 하여 시험편에 썬개는 힘이 작용한다. 시험을 하는 동안 수직하중(F_v)과 균열개구변위(COD)를 측정한다. 썬개는 힘(F_{sp})은 롤러에 작용하는 힘의 수평분력으로, 썬기각과 마찰력의 향으로 $F_{sp} = F_v / (2 \tan \theta)$ 로 계산된다.

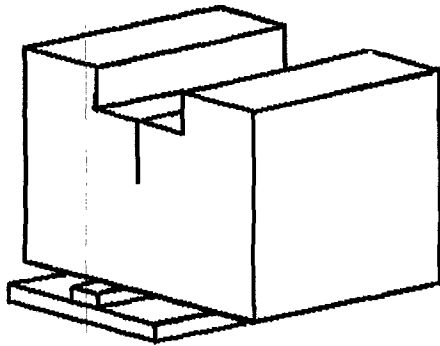
균열개구변위(COD)는 클립게이지(clip gauge)를 사용하여 측정한다. 클립게이지는 썬개는 힘(F_{sp})이 시험편에 작용하는 위치, 즉 롤러 축의 위치에 고정시킨다. 실험할 때에는 균열개구변위에 의하여 제어한다.

실험에서 구하고자하는 파괴에너지 G_F 는 하중-균열개구변위 곡선의 면적으로 직접 구할 수 있다. 다시 말하면 파괴에너지는 하중-균열개구변위 곡선의 면적을 전체 리가먼트 면적(리가먼트길이 $h \times$ 시험편폭 d)으로 나눈 값이다.

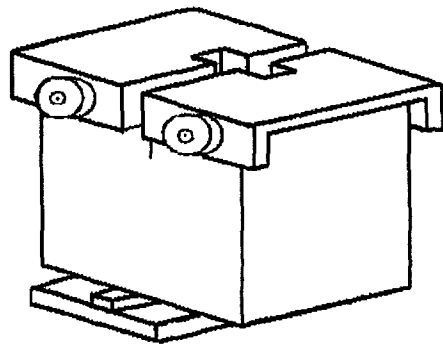
썬기조갠시험의 시험체는 그루브와 노치를 사용하여 제작한다. 3점 휨 시험에 사용되는 보나 컴팩트 인장 시험체와 비교할 때, 썬기조갠시험의 시험체는 단순하고 현장에서 쉽게 제작할 수 있으며, 코어를 가지고 실험할 수도 있다. 시험체를 다룰 때에도 쉽고 부서질 위험도 없어서 다른 시험체와 비교할 때 많은 장점을 가지고 있다.

또한 썬기쪼갠시험 시험체는 3점 휨 시험 시험체나 콤팩트 인장 시험체와 비교할 때 큰 파괴면적을 가지게 된다. 이것은 큰 파괴면적을 요구하는 실험을 할 경우에는 큰 장점이 된다.

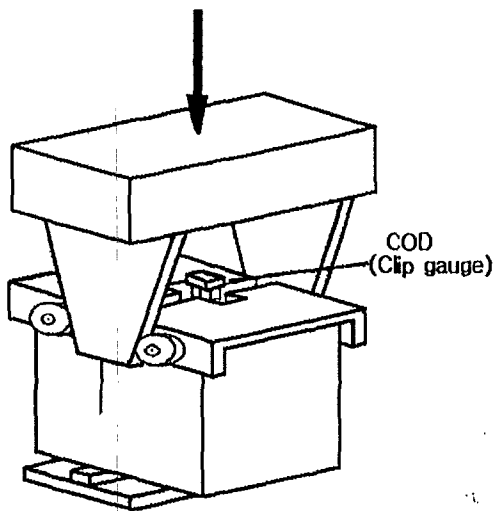
썬기쪼갠시험의 하중장치는 썬기와 롤러를 사용한다는 것이 특이한 점이다. 롤러의 사용은 실험결과와 정확도를 현저하게 증가시킨다. 그리고 썬기가 경사진 면으로 시험체에 힘을 작용하기 때문에 떨리는 힘이 발생하게 되는데, 롤러의 사용으로 이 떨리는 힘은 매우 작아진다.



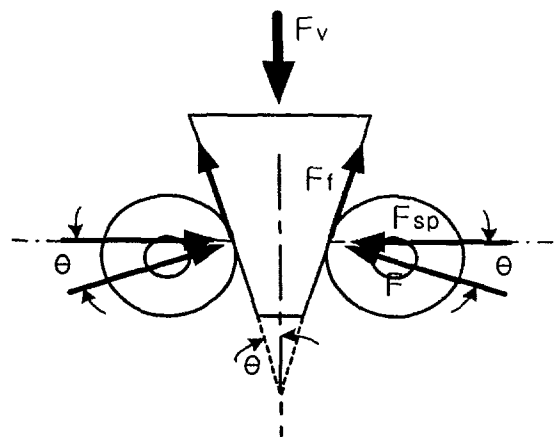
(a) 썬기를 지지대에 위치



(b) 롤러를 가진 하중장치를 시험체의 윗부분에 고정



(c) 썬기를 이용하여 가력



(d) 썬기에 작용하는 힘의 분해

그림 3.2.6 썬기쪼갠시험의 원리

썩기 각도를 작게 한다면, 수직하중(F_v)은 썩개는 힘(F_{sp})에 비하여 감소한다. 그래서 하중 프레임에 저장되는 탄성에너지는 시험체에 저장되는 탄성에너지에 비하여 작다. 결국 썩기 각도를 작게하면 시험기계의 강성을 시험체의 강성에 비하여 인위적으로 증가시키는 효과가 있다.

하중속도가 빠른 실험에서는 가력장치 변위가 시험체의 변형량보다 큰 경우가 유리하다. 만약 썩기 각도를 작게 하면, 균열개구변위(COD)에 비하여 가력장치 변위가 증가된다. 그래서 썩기썩갠시험은 빠른 하중속도를 요구하는 경우에도 안정적인 실험을 수행할 수 있다.

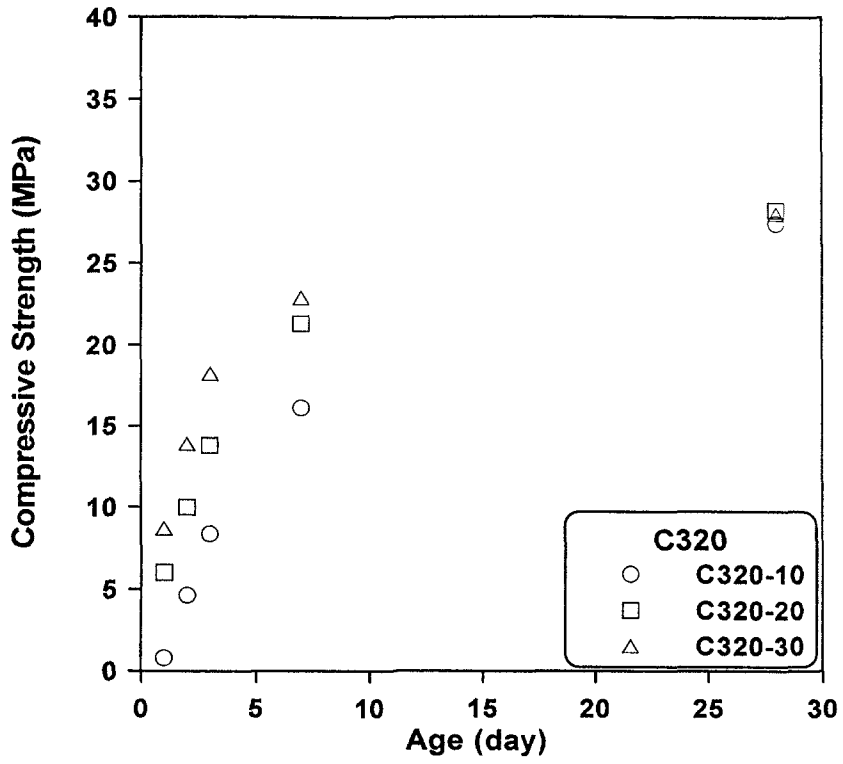
4. 실험결과

가. 압축강도

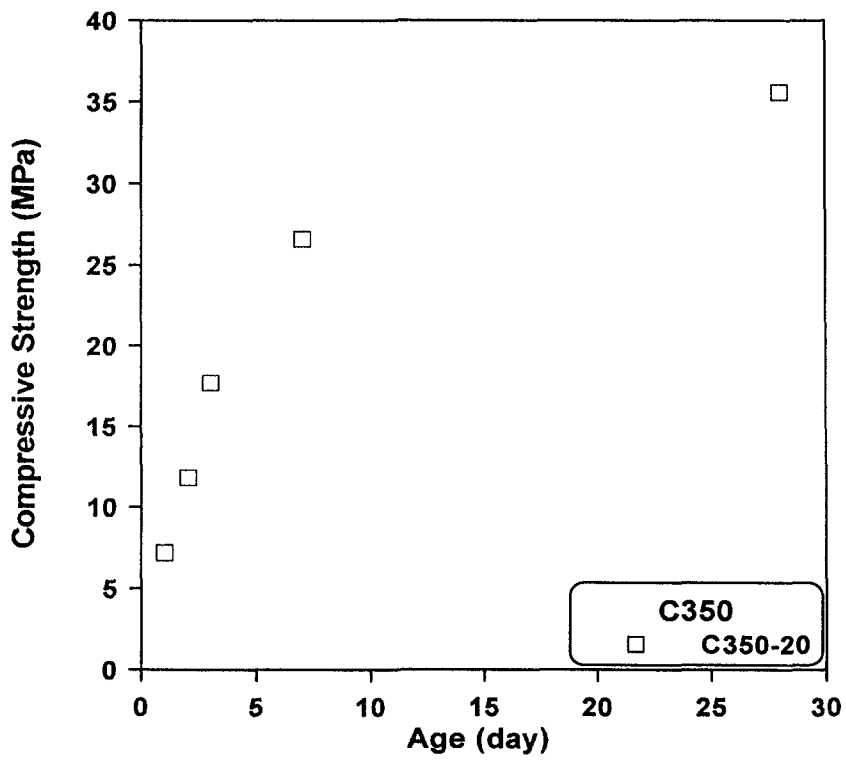
표 3.2.2의 배합비를 사용하여 제작한 콘크리트 공시체를 가지고 각 재령별로 압축강도를 측정하였으며 실험 결과는 표 3.2.4 및 그림 3.2.7과 같다. 실험 결과 C320, C350, C370, C400의 배합은 재령 28일의 평균압축강도가 각각 28.2, 35.6, 37.1, 39.6 MPa로서 물/시멘트비가 감소함에 따라 점진적으로 강도가 증가하였다. 또한 양생온도를 10, 20, 30℃로 변화시킨 C320, C370의 결과를 보면, 양생온도 20℃를 기준으로 온도가 낮을수록 초기재령의 압축강도는 작게 나타났지만, 재령의 경과함에 따라 강도의 발현이 점진적으로 증가함을 알 수 있다. 반대로, 양생온도가 높은 30℃에서는 초기재령에서의 압축강도는 양생온도 20℃의 경우에 비해 크지만, 재령 28일의 압축강도는 다소 작게 나타났다. 즉, 압축강도에 대한 양생온도의 영향은 초기재령으로 갈수록 그 영향이 크고, 장기재령에서는 큰 차이를 보이지 않았다. 따라서, 양생온도가 초기재령 콘크리트의 강도발현에 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다.

표 3.2.4 압축강도 실험결과 (MPa)

배합	양생온도 (°C)	시편	재 령				
			1일	2일	3일	7일	28일
C320	10	1	0.85	4.27	8.27	15.6	27.8
		2	0.79	4.84	8.08	16.3	27.5
		3	0.80	4.81	8.74	16.2	26.9
		평균	0.81	4.64	8.36	16.1	27.4
	20	1	6.2	9.7	13.8	21.1	28.7
		2	5.9	10.1	13.4	22.0	28.3
		3	6.0	10.2	14.2	20.7	27.5
		평균	6.0	10.0	13.8	21.3	28.2
	30	1	8.7	13.4	18.3	23.1	27.8
		2	8.9	13.8	18.5	22.8	28.2
		3	8.4	14.4	17.9	22.7	28.0
		평균	8.7	13.9	18.2	22.9	28.0
C350	20	1	6.6	11.7	18.7	27.6	35.0
		2	7.5	12.1	17.5	26.0	35.6
		3	7.5	11.6	17.0	26.1	36.2
		평균	7.2	11.8	17.7	26.6	35.6
C370	10	1	1.15	7.72	13.3	24.3	36.8
		2	1.11	7.84	13.7	24.3	33.7
		3	1.43	8.08	13.4	23.3	36.0
		평균	1.2	8.0	13.5	23.9	35.5
	20	1	8.5	14.8	18.6	27.1	36.2
		2	8.7	14.6	21.3	28.1	37.4
		3	8.6	16.0	17.6	27.2	37.8
		평균	8.6	15.1	19.2	27.5	37.1
	30	1	11.5	17.0	22.2	30.4	35.9
		2	11.8	17.3	22.5	29.4	35.2
		3	10.8	17.8	20.5	30.2	35.9
		평균	11.4	17.4	21.7	30.0	35.7
C400	20	1	10.0	16.0	22.2	32.7	38.8
		2	10.1	17.6	23.3	32.0	39.0
		3	9.8	15.1	21.8	31.6	41.1
		평균	10.0	16.2	22.4	32.1	39.6

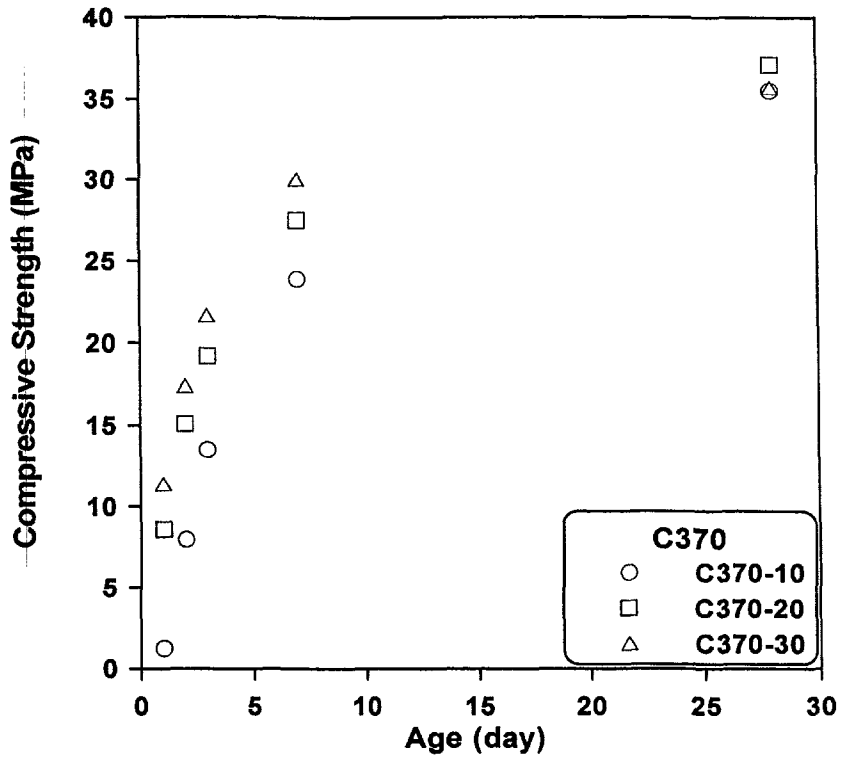


(a) C320

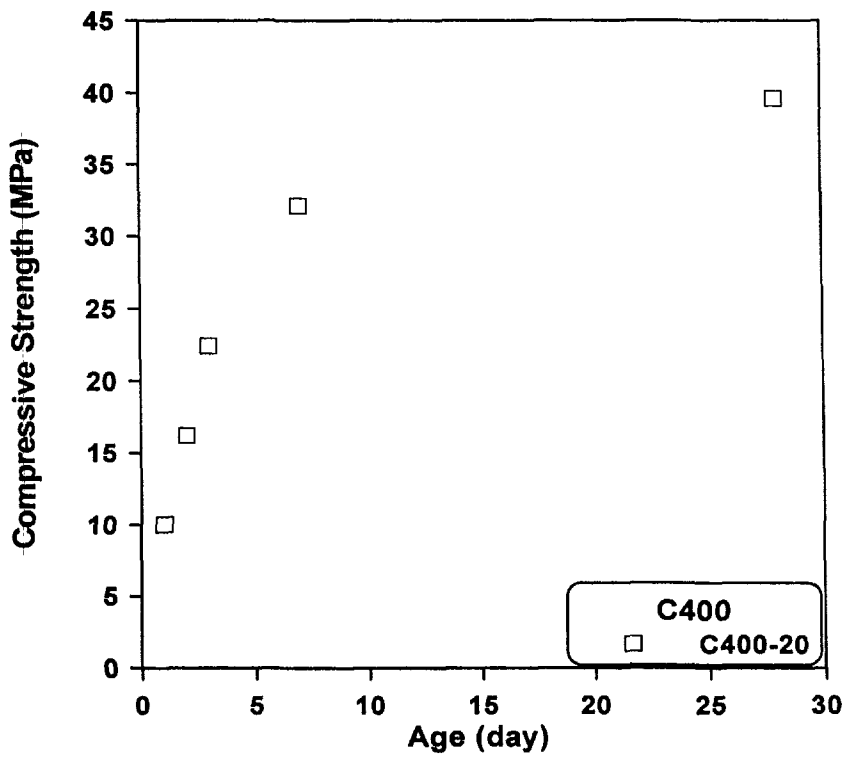


(b) C350

그림 3.2.7 재령에 따른 압축강도의 변화 (계속)



(c) C370



(d) C400

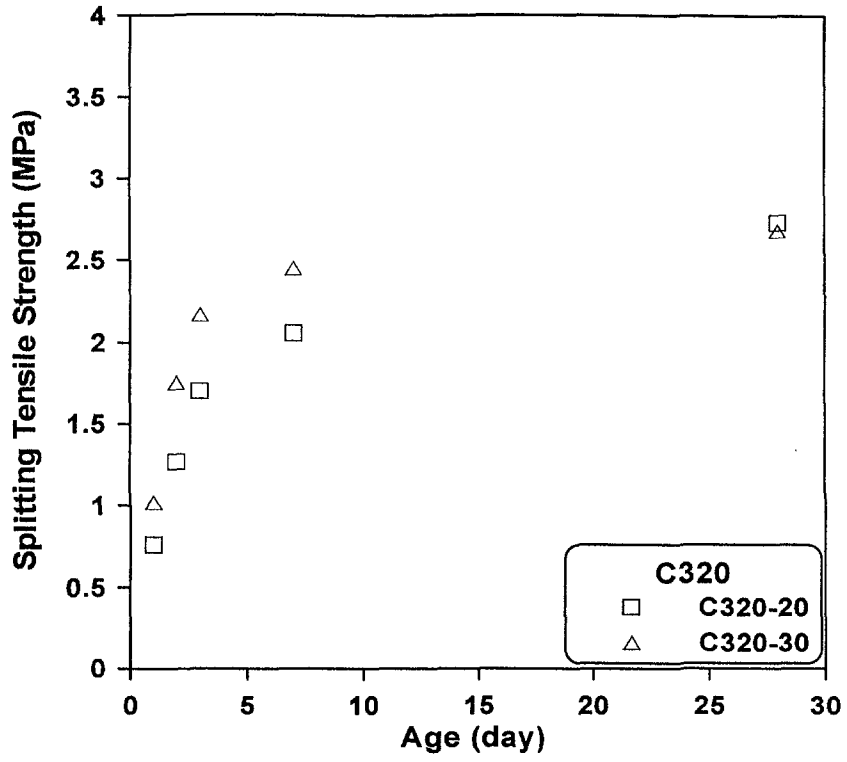
그림 3.2.7 재령에 따른 압축강도의 변화

나. 쪼갬인장강도

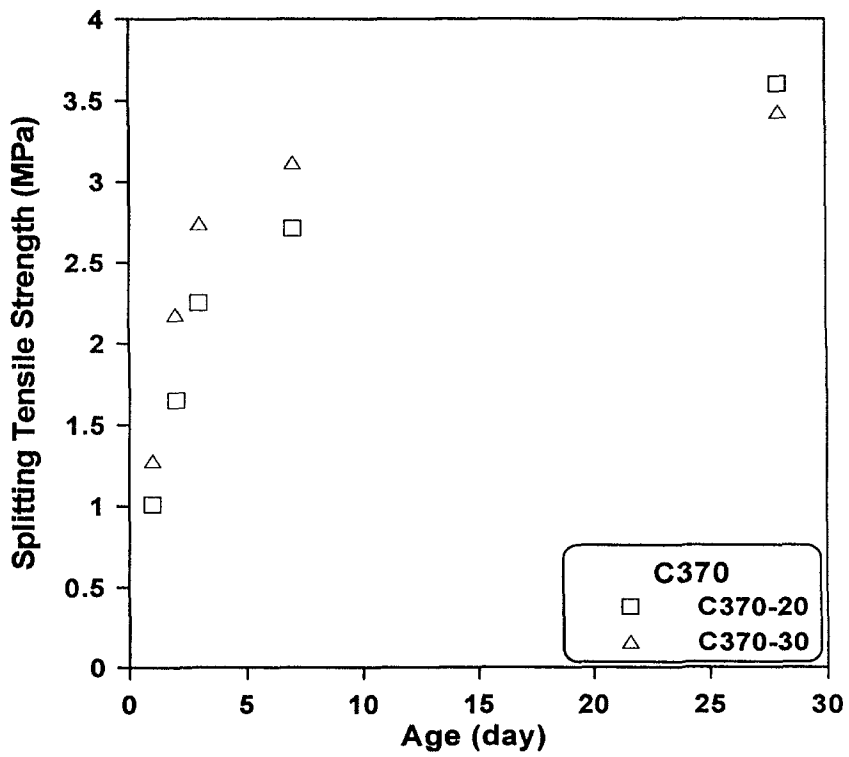
네 가지 배합 중에서 C320, C370의 두 배합에 대해서 양생온도 20, 30℃의 쪼갬인장강도를 측정하였으며, 그 실험 결과는 표 3.2.5 및 그림 3.2.8과 같다. 실험 결과를 보면, 압축강도와 마찬가지로 물/시멘트비가 감소함에 따라 쪼갬인장강도가 점진적으로 커짐을 알 수 있다. 강도발현 경향에 있어서 압축강도와 다른 점은 재령에 따른 강도 발현률의 양상이다. 쪼갬인장강도는 압축강도에 비해 초기재령의 강도발현률이 높고, 재령의 경과에 따라 강도 증진이 둔화되었다. 양생온도에 대한 영향은 압축강도에서의 경향과 유사하게 양생온도가 높을수록 초기강도발현이 큰 반면, 재령이 경과함에 따라 강도증진이 둔화되었다. 그러나, 양생온도가 낮은 경우에는 초기강도발현은 크지 않지만 재령에 따른 강도증진이 양생온도가 높은 경우보다 커지는 것으로 나타났다.

표 3.2.5 조깅인장강도 실험결과 (MPa)

배합	양생온도 (°C)	시편	재 령				
			1일	2일	3일	7일	28일
C320	20	1	0.82	1.33	1.72	2.08	2.90
		2	0.75	1.17	1.56	2.07	2.31
		3	0.70	1.30	1.79	2.05	3.00
		평균	0.76	1.27	1.70	2.06	2.73
	30	1	1.04	1.82	2.22	2.49	2.88
		2	1.06	1.72	2.05	2.46	2.48
		3	0.95	1.70	2.25	2.41	-
		평균	1.02	1.75	2.17	2.45	2.68
C370	20	1	0.95	1.64	2.24	2.71	3.58
		2	1.05	1.59	2.22	2.65	3.59
		3	1.04	1.71	2.30	2.77	3.64
		평균	1.01	1.65	2.25	2.71	3.60
	30	1	1.27	2.18	2.72	3.10	3.41
		2	1.30	2.21	2.75	3.14	3.46
		3	1.28	2.16	2.75	3.13	3.43
		평균	1.28	2.18	2.74	3.12	3.43



(a) C320



(b) C370

그림 3.2.8 재령에 따른 조강인장강도의 변화

다. 탄성계수

(1) 정탄성계수

표 3.2.2의 네 가지 배합중에서 C370배합 20℃ 양생에 대하여 KS F 2438(콘크리트의 탄성계수 시험방법)에 준하여 실험을 수행하고, 변형률 게이지의 측정치를 평균하여 응력(σ)-변형율(ϵ) 곡선을 도시하였다. 실험을 통해 얻어진 응력 변형률 곡선으로부터 파괴하중의 40%응력에 해당되는 점과 원점을 이은 직선의 기울기로 나타내어지는 할선 탄성계수를 사용하였다. 실험결과는 표 3.2.6및 그림 3.2.9와 같다.

표 3.2.6 정탄성계수 실험결과 (GPa)

배 합	재 령 (day)			
	1	3	7	28
C320	12.7	19.1	23.9	27.4
C370	15.3	21.1	24.8	28.3

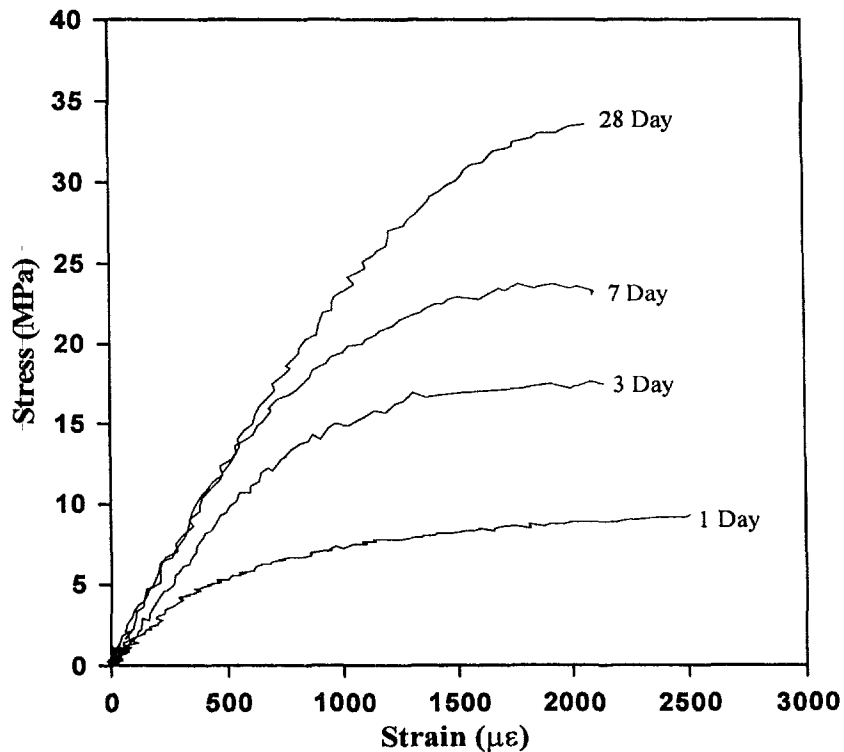


그림 3.2.9 재령별 C370 콘크리트의 응력-변형률 곡선

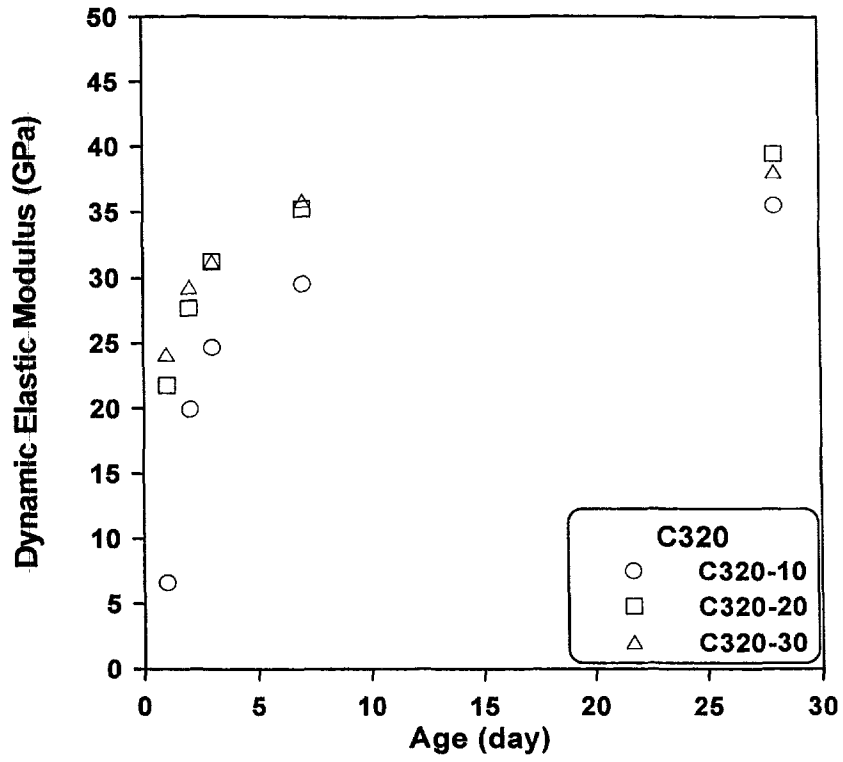
(2) 동탄성계수

C320, C350, C370, C400의 네 가지 배합에 대해서 충격공진법을 이용하여 재령별 동탄성계수를 측정하였으며, 실험 결과는 표 3.2.7과 그림 3.2.10와 같다. 재령에 따른 동탄성계수는 압축강도와 쪼갬인장강도에 비해서 초기 발현률이 상당히 크게 나타났다. 즉, 양생온도 20℃를 기준으로 볼 때, 재령 1일에서의 발현률이 28일의 55%에 근접하였다. 반면에 압축강도나 쪼갬인장강도는 약 25%정도였다. 또한 양생온도에 대한 영향을 살펴보면, 양생온도 10℃와 20℃의 초기 발현률의 차가 크게 나타났다. 양생온도 20℃에서는 재령 1일에서의 발현률이 55%인 것에 비해 10℃에서는 약 19%정도로 상당히 큰 차이를 보였다.

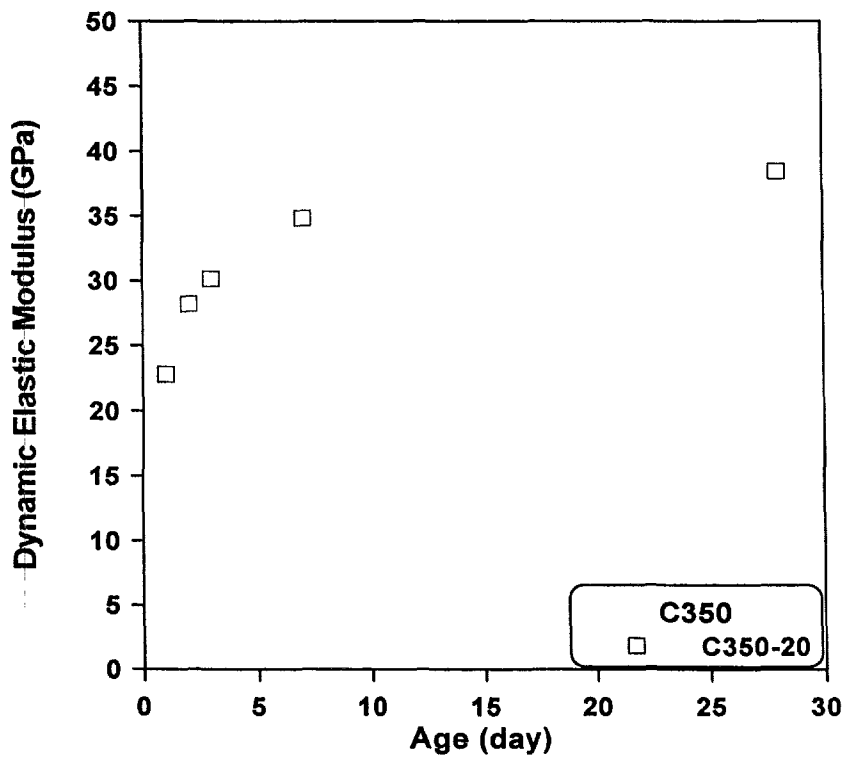
표 3.2.7 동탄성계수 실험결과 (GPa)

배합	양생온도 (℃)	재령				
		1일	2일	3일	7일	28일
C320	10	6.63	19.94	24.71	29.57	35.49
	20	21.79	27.69	31.24	35.24	39.44
	30	24.17	29.33	31.26	35.88	38.07
C350	20	22.80	28.19	30.14	34.83	38.44
C370	10	10.19	23.67	29.09	33.75	38.99
	20	23.87	29.45	31.72	35.35	39.46
	30	25.74	30.23	32.32	35.96	37.92
C400	20	24.40	30.35	32.86	36.10	39.62

표 3.2.6의 C370의 정탄성계수 실험결과와 비교하면 정탄성계수는 동탄성계수에 비해 약 40%정도 작게 나타났다. 재령별로 동탄성계수에 대한 정탄성계수의 비율을 보면, 1, 3, 7, 28일에서 각각 58, 60, 63, 65% 정도로 재령이 경과할수록 정탄성계수와 동탄성계수 간의 차이가 다소 감소하는 경향을 나타냈다.

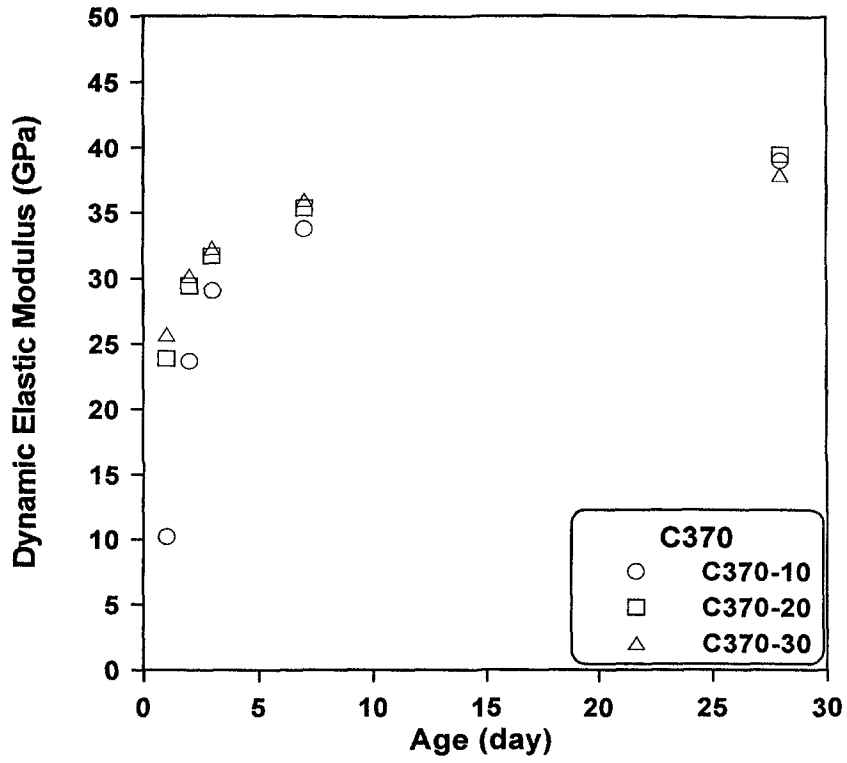


(a) C320

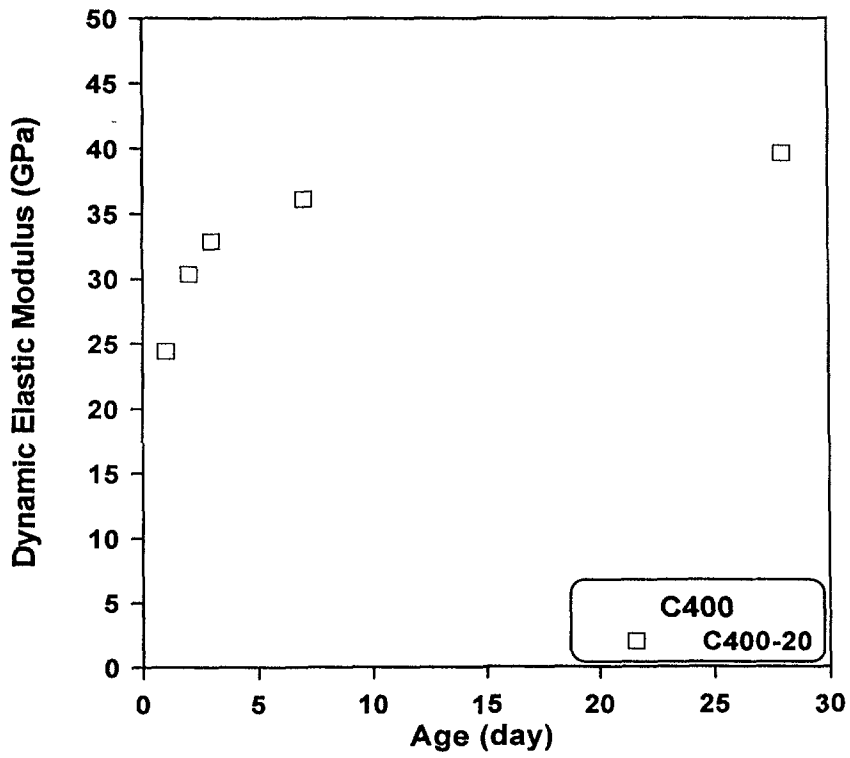


(b) C350

그림 3.2.10 재령에 따른 동탄성계수의 변화 (계속)



(c) C370



(d) C400

그림 3.2.10 재령에 따른 동탄성계수

라. 임계변형률

콘크리트의 임계변형률은 KS F 2438 콘크리트 정탄성계수 실험으로 얻어진 응력-변형률 곡선을 이용하여 산정하였다. 표 3.2.2의 네 가지 배합 중 C320과 C370의 20℃ 양생인 경우에 한하여 측정하였다. 한 공시체에 120° 각도로 3개의 변형률 게이지를 부착하여 하중 변화에 따른 변형률을 측정하였다. 그림 3.2.9의 응력-변형률 관계 그래프를 보면, 재령이 경과할수록 임계변형률은 점진적으로 증가하는 경향을 나타냈다.

마. 파괴에너지

(1) 실험 재료 및 배합비

시멘트는 국내 D사 제품의 1종 포틀랜드 시멘트를 콘크리트 배합에 사용하였다. 또한 배합에 사용된 잔골재는 2.65, 조립률 2.73인 강모래를 세척하여 불순물을 제거한 후 사용하였으며, 배합시 표면건조포화상태가 되도록 흡수율을 조절하여 사용하였다. 콘크리트 배합에 사용된 굵은 골재는 최대치수가 25 mm이고 비중 2.74, 조립률 6.70인 화강암 쇄석을 사용하였다.

본 실험에서는 콘크리트의 파괴거동을 규명하기 위하여 3장 2절의 표 3.2.2의 네 종류의 콘크리트 배합비 중에서 C370 배합을 사용하였다.

(2) 시험체의 제작 및 양생 방법

본 연구에서는 시험체 내부에 아크릴판을 넣고 탈형 후에 아크릴판을 제거함으로써 초기균열을 만들었고, 균열의 진행을 유도하기 위하여 시험체의 양쪽 옆에 그루브(groove)를 제작하였다. 또한 롤러가 부착된 하중장치를 고정시키고, 클립게이지를 설치하기 위하여 시험체의 윗부분에 홈을 만들었다.

배합시 굵은 골재, 잔 골재, 시멘트를 투입하여 건비빔을 약 1분간 실시한 후 배합수와 혼화제를 첨가하여 2분간 배합하여 파괴 실험용 시편과 압축강도 실험을 위한 $\phi 100 \times 200$ mm 원주형 공시체를 제작하였다. 용량 80 l의 강제식 믹서를 사용하였다. 파괴 실험용 시편의 형태와 크기는 그림 3.2.11과 같으며, 타설 24시간 후 탈형하여 항온수조에서 $20 \pm 3^\circ\text{C}$ 에서 수중양생 하였다.

(3) 실험 결과

(가) 압축강도

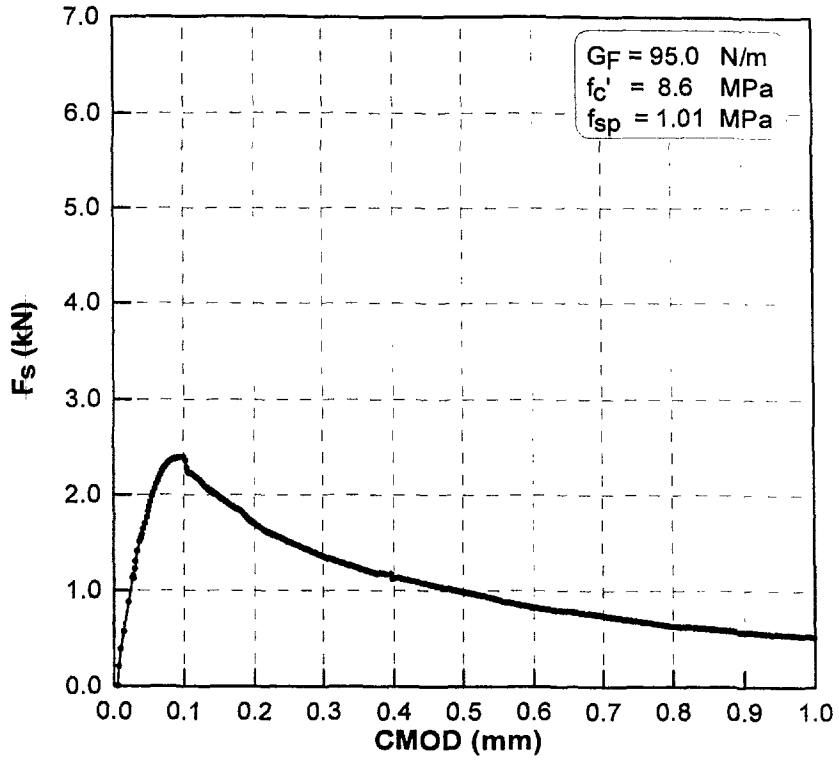
C370 콘크리트 배합비를 사용하여 제작한 콘크리트 공시체를 가지고 각 재령별로 압축강도, 쪼갬인장강도 그리고 정탄성계수를 시험하였다. 이 시험은 각각 KS F 2405, KS F 2423, KS F 2438에 준하여 수행하였다.

실험 결과 C370 배합은 재령 28일의 평균 압축강도, 쪼갬인장강도 그리고 정탄성계수는 각각 37.1 MPa, 3.60 MPa, 28.3 GPa을 얻었다.

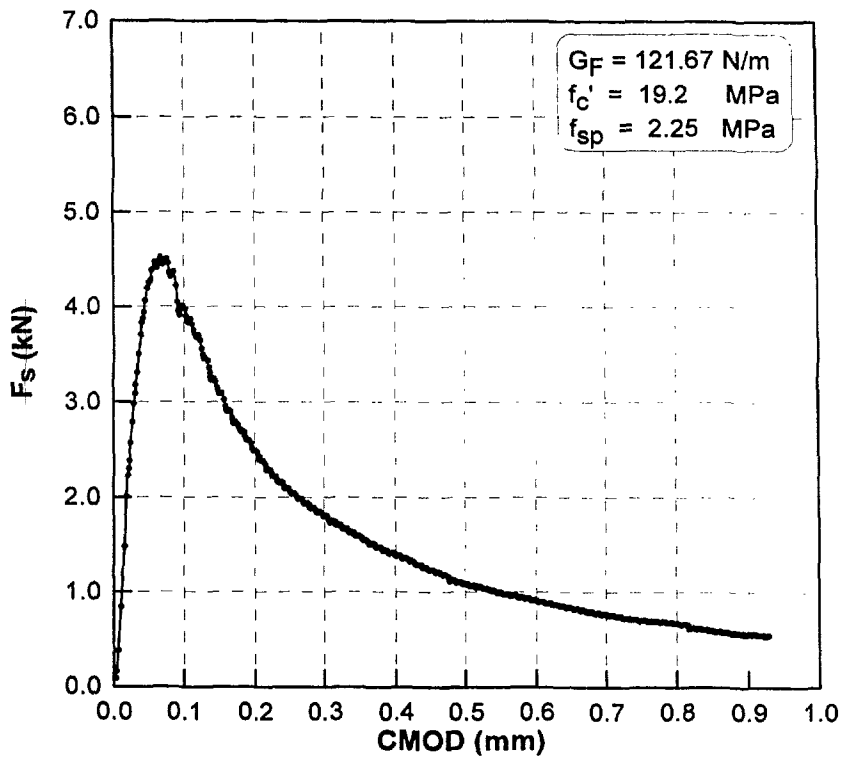
(나) 하중-균열개구변위 곡선과 파괴에너지

췌기쪼갬시험에 의해 콘크리트의 파괴에너지는 하중-균열개구변위(CMOD) 곡선으로 직접 구할 수 있다. 즉, 외부에서 가해준 에너지가 모두 파괴진전에 사용되었다고 가정하면, 파괴에너지는 하중-균열개구변위 곡선의 면적을 시험체의 전체 리가먼트 면적으로 나눈 값이다. 췌기쪼갬시험으로 얻어진 하중-균열개구변위 곡선은 긴 꼬리부분이 나타나게 되는데, 이것은 파괴진행에 의한 것이 아니라 롤러와 췌기 사이의 마찰력 등의 다른 요인들에 의한 것으로 알려져 있다.

본 연구에서 사용한 C370 콘크리트의 하중-균열개구변위 곡선은 그림 3.2.11과 같다. 하중-균열 개구변위로부터 파괴에너지를 계산해 보면 재령이 증가함에 따라 파괴에너지 G_F 의 값도 증가하는 것으로 나타났다. 즉 파괴에너지가 재령 1, 3, 7, 28에서 각각 95, 122, 145, 166 N/m로 점차 증가하였으며 기존의 실험결과와 비교하여 큰 차이를 보이지 않았다.

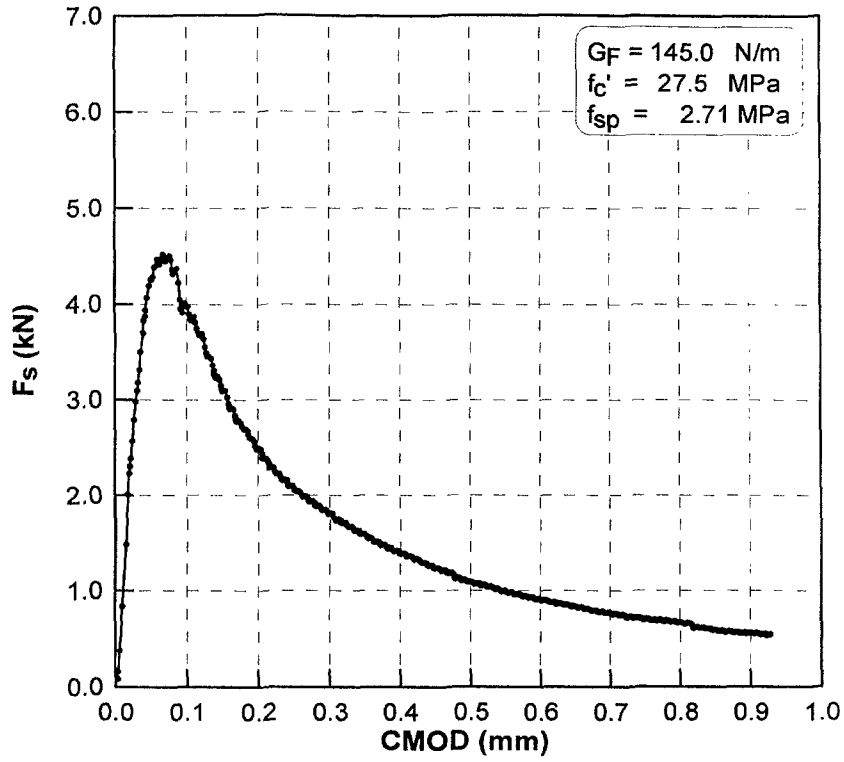


(a) 재령 1일

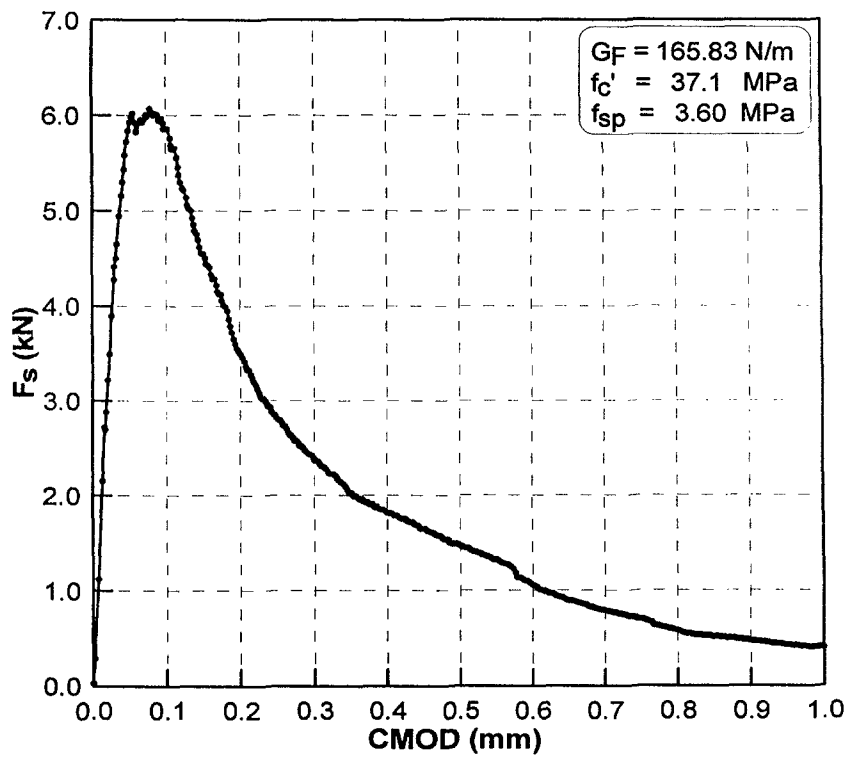


(b) 재령 3일

그림 3.2.11 하중-균열개구변위(CMOD) 곡선(계속)



(c) 재령 7일



(d) 재령 28일

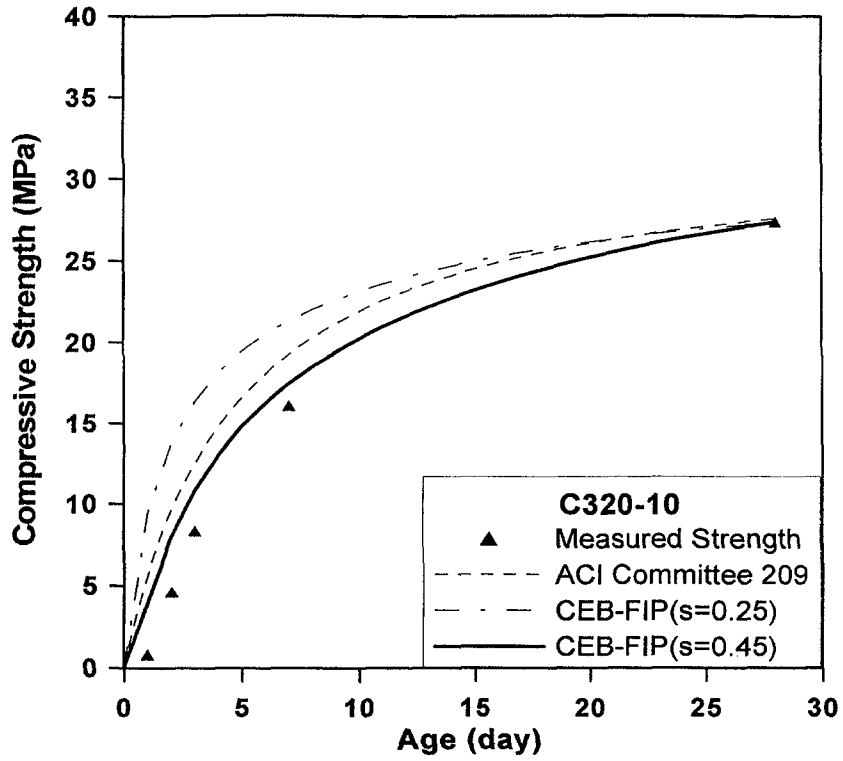
그림 3.2.11 하중-균열개구변위(CMOD) 곡선

5. 압축강도 실험결과와 예측결과의 비교

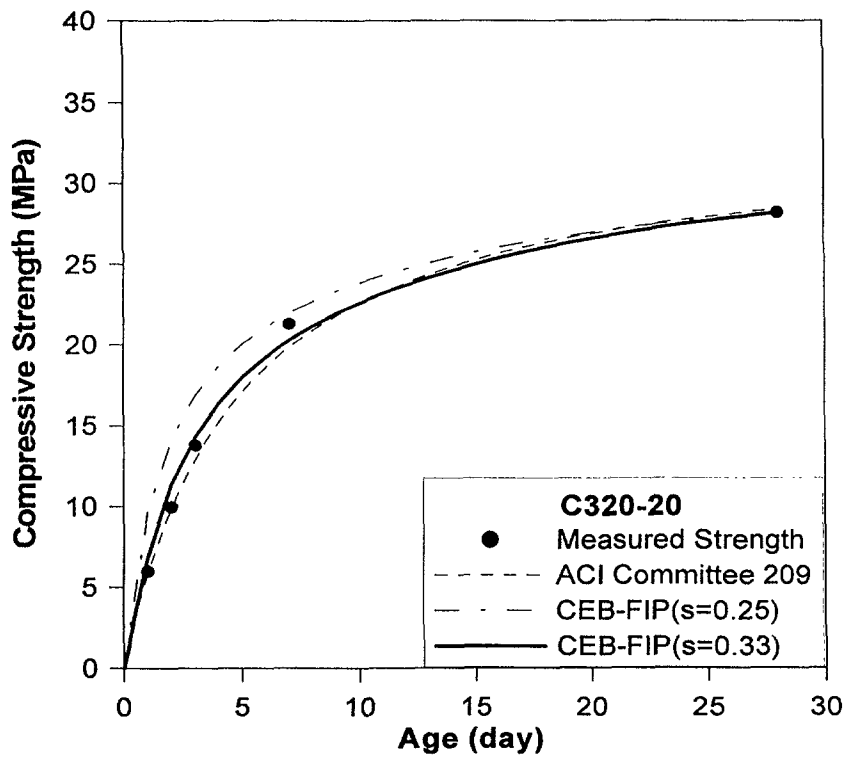
가. 지방서 기준

앞서 2장에서 압축강도예측에 관한 ACI와 CEB-FIP의 기준에 대해 언급하였다. 재령에 따른 압축강도 실험결과와 지방서의 강도예측식에 의해 산정된 압축강도를 비교해 보면 그림 3.2.12와 같다. 비교 결과를 종합해보면 ACI Committee 209(1992)모델 즉, 식 (2.2.1)은 양생온도 20℃에서는 실험치와 근사한 값을 보이지만, 30℃에서는 초기강도가 실제강도에 비해 작고, 10℃에서는 초기재령에서 실제강도를 과대평가하는 경향을 보였다. CEB-FIP(1990)모델 즉, 식 (2.2.2)는 양생온도 30℃에서는 대체적으로 실험치와 근사한 값을 보이지만, 10, 20℃에서는 실제강도에 비해 초기강도가 높게 평가되고 있음을 알 수 있다.

ACI모델은 28일 강도를 근거로 하여 재령에 따른 초기강도를 예측하는 모델로서, 콘크리트 강도발현에 많은 영향을 미치는 양생온도에 대한 고려가 충분치 못함을 알 수 있다. CEB-FIP모델이 ACI모델과 다른 점은 시멘트의 종류에 따른 s 라는 계수를 사용하는 점이다. 이 연구에서는 네 가지 배합 모두 동일한 1종 포틀랜드 시멘트를 사용하였으므로 s 에 0.25를 적용해야 하지만, 양생온도에 따라 s 값을 변화시킨 결과, CEB-FIP모델은 양생온도 30℃의 경우에는 s 가 0.25일 때 실험값과 가장 근사하므로, 30℃의 s 값 0.25를 기준으로 양생온도가 10℃인 경우에는 초기 강도발현률이 작으므로 s 값을 0.45로 양생온도가 20℃이면 s 값을 0.33으로 조정하였을 때 예측결과가 실험결과와 가장 잘 일치하였다. CEB-FIP모델에서 s 를 양생온도에 따라 변화시킨 결과는 그림 3.2.12에서 붉은 실선으로 나타내었으며, 양생온도 30℃의 경우에는 0.25의 경우만을 표시하였다. 지방서 기준인 두 가지 강도예측모델은 28일 강도를 근거로하여 재령에 따른 초기강도를 예측하는 모델로서, 강도발현에 많은 영향을 미치는 양생온도에 대한 고려가 충분치 못하므로 양생온도와 물/시멘트비 등 강도발현에 영향을 미치는 인자들이 고려되는 강도예측모델의 개발이 필요할 것으로 판단된다.

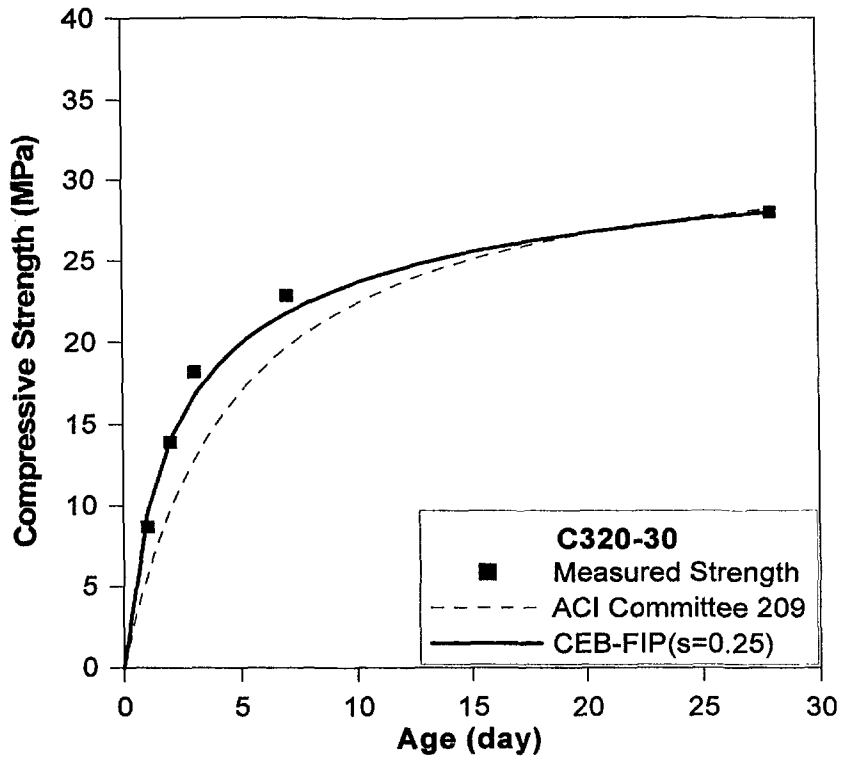


(a) C320-10°C

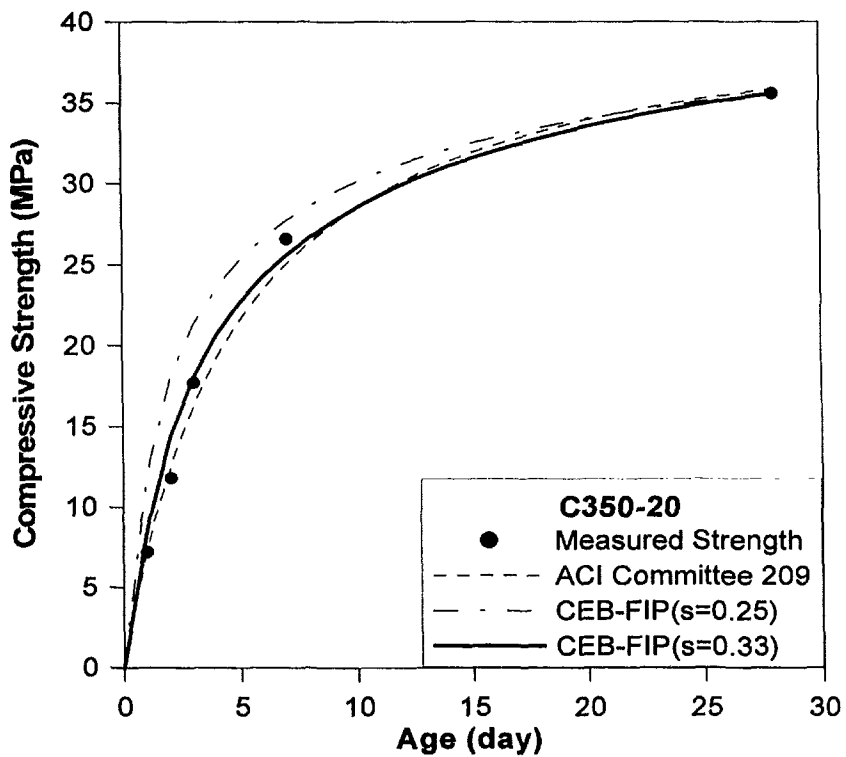


(b) C320-20°C

그림 3.2.12 ACI와 CEB-FIP 모델의 강도예측결과와 실험결과와의 비교 (계속)

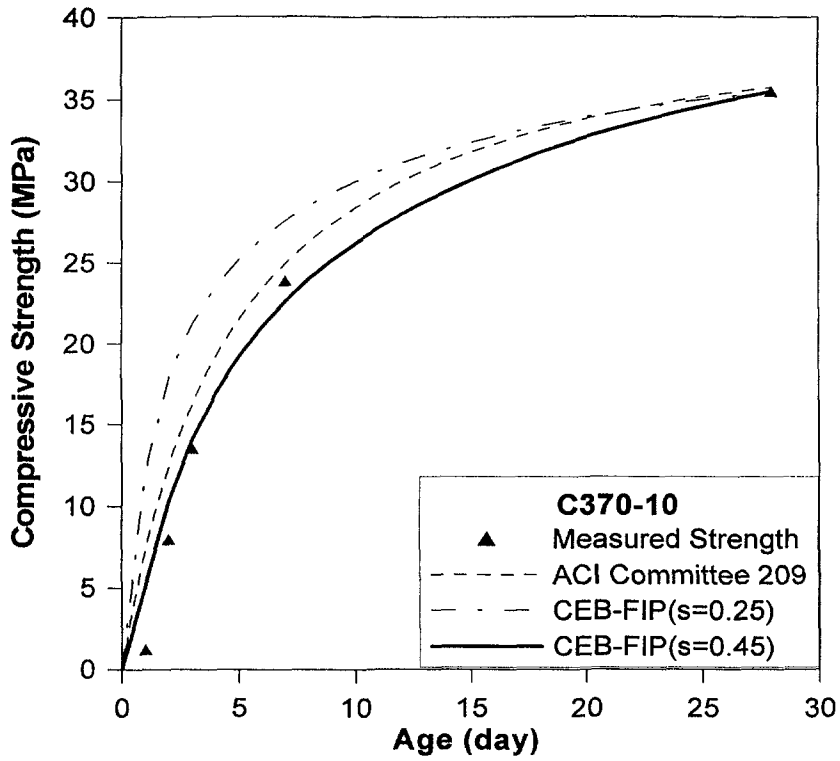


(c) C320-30°C

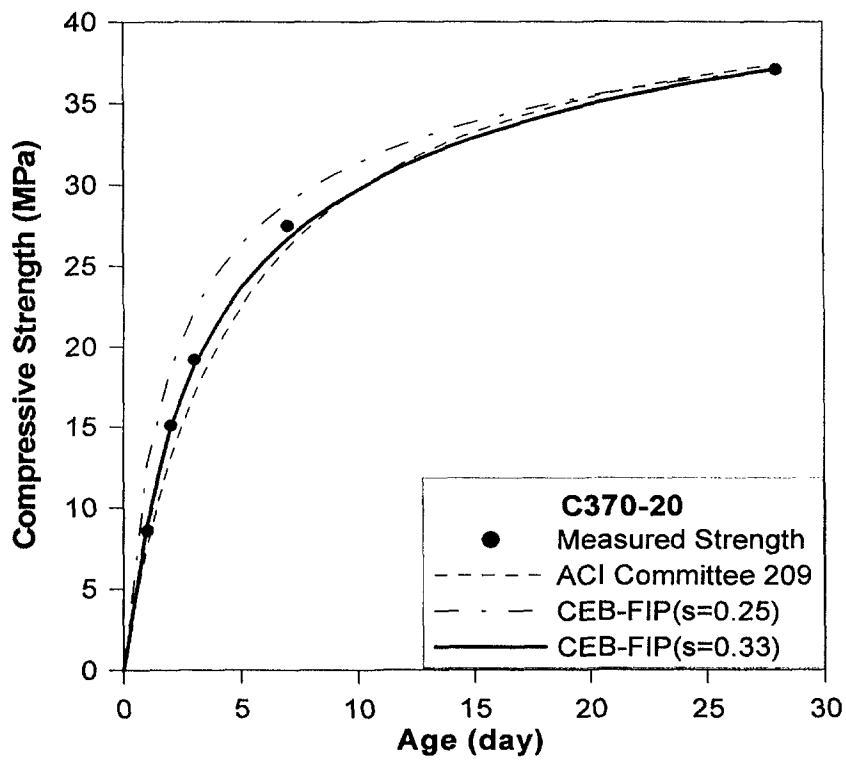


(d) C350-20°C

그림 3.2.12 ACI와 CEB-FIP모델의 강도예측결과와 실험결과와의 비교 (계속)

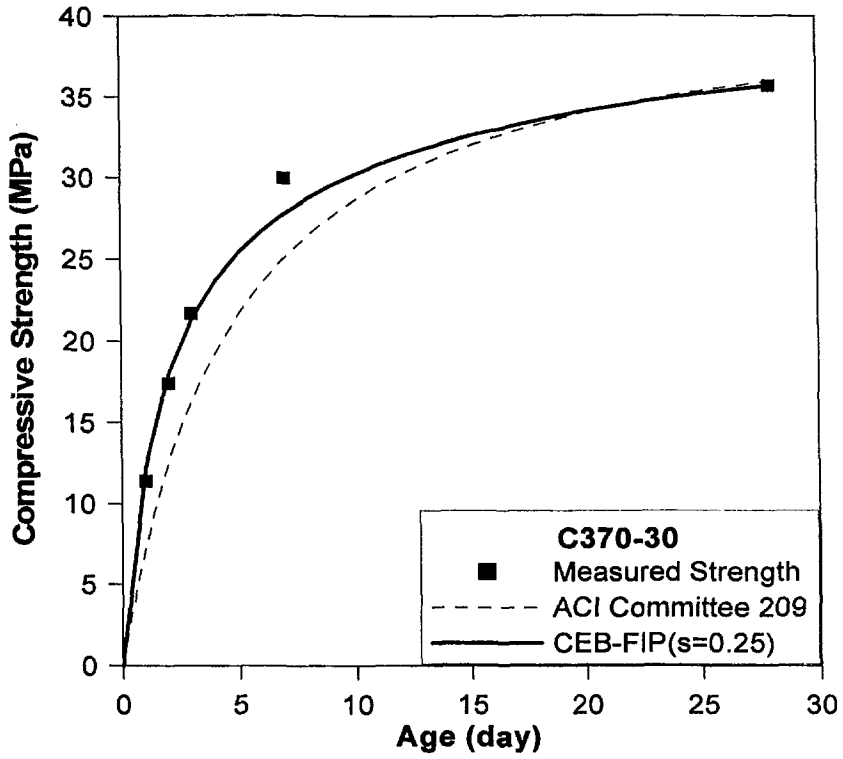


(e) C370-10°C

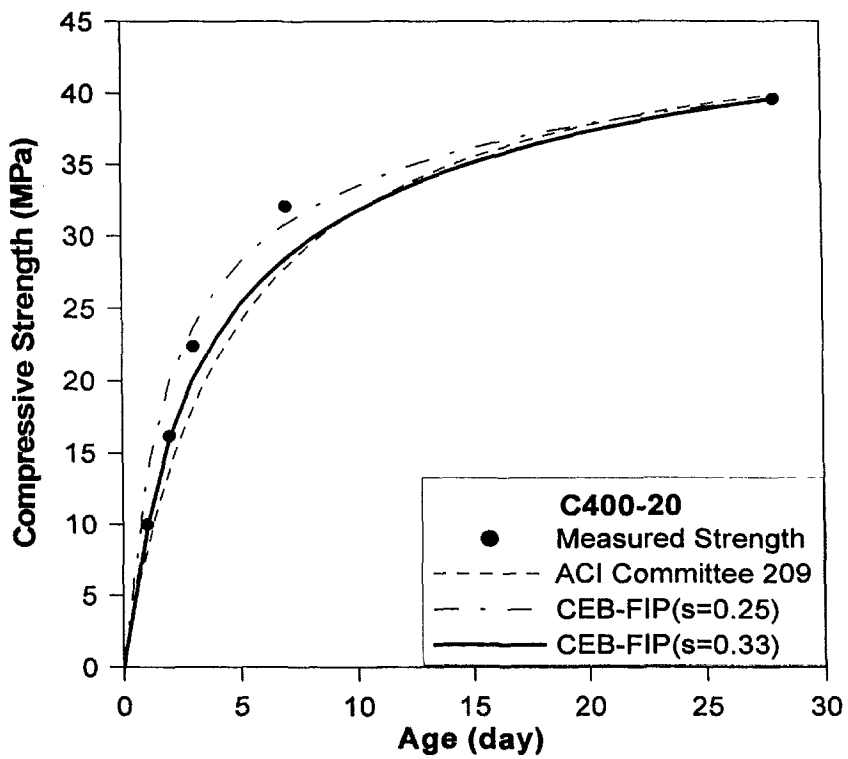


(f) C370-20°C

그림 3.2.12 ACI와 CEB-FIP모델의 강도예측결과와 실험결과와의 비교 (계속)



(g) C370-30°C



(h) C400-20°C

그림 3.2.12 ACI와 CEB-FIP모델의 강도예측결과와 실험결과와의 비교

나. 성숙도 모델

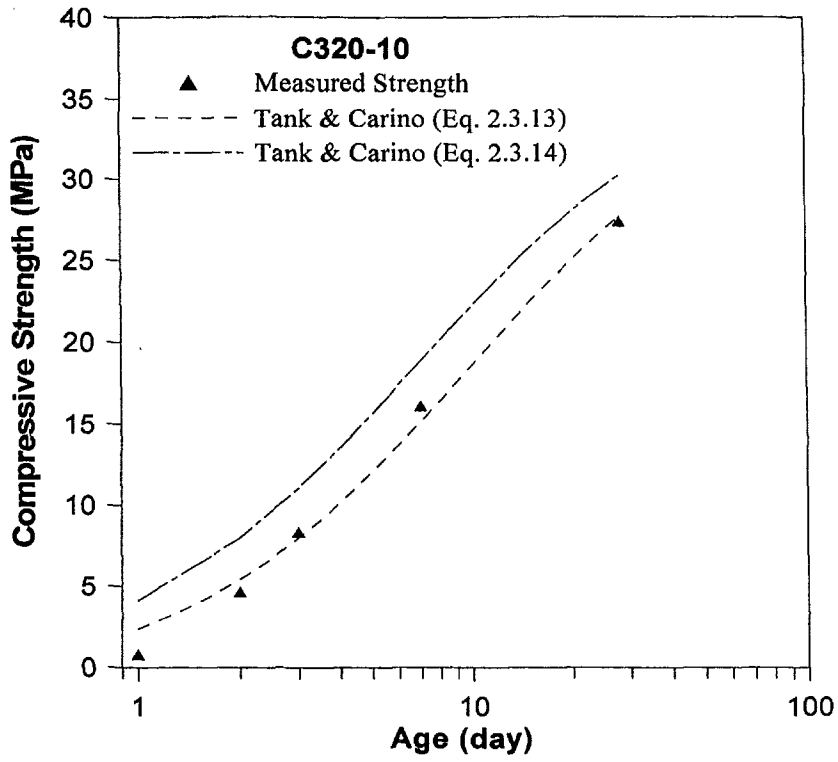
성숙도 모델은 현재까지 가장 일반적으로 사용되어온 강도예측모델이며 Nurse-Saul 함수의 성숙도 이론을 바탕으로 한 모델과 Bernhardt(1956)의 쌍곡선 형태의 성숙도-강도 관계식을 발전시킨 반응률-상수모델이 가장 대표적이다. Nurse-Saul의 성숙도 함수를 이용한 예측식으로는 Oluokun(1990)의 예측식이 있으며, 반응률 상수모델로는 Tank와 Carino(1991)가 제안한 예측식이 가장 대표적이다. 또한 국내에서는 오병환(1996)등이 기본 성숙도를 이용하여 성숙도-강도 관계함수를 제안하였다.

최근 성숙도를 이용한 강도예측식 중에서 반응률 상수모델에 대한 연구가 활발히 진행되고 있으며, 현재 가장 신뢰도가 높은 예측방법으로 받아들여지고 있다. 따라서, 2.2.4 절에서 언급한 성숙도 모델 중에서 Tank와 Carino(1991)의 반응률 상수모델을 선택하여 재령에 따른 압축강도 실험결과와 비교하였다.

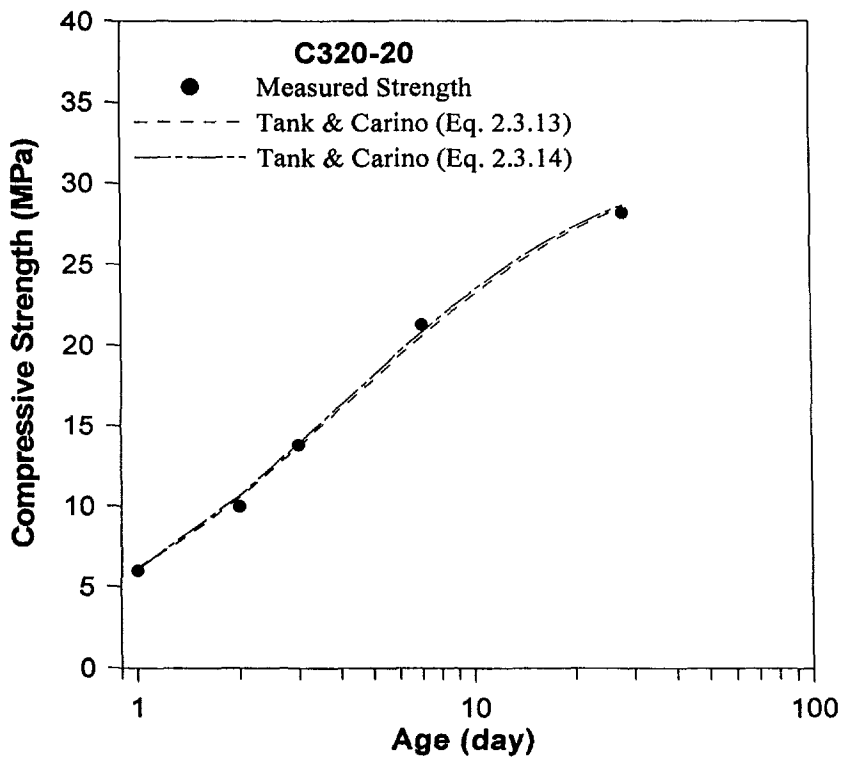
Tank와 Carino(1991)가 제안한 예측식을 강도실험결과와 비교하기 위해서 먼저 실험 결과를 이용하여 식 (2.3.13)의 상수 S_u 와 k_T , t_o 를 결정하였다. 식 (2.3.14)의 t_{or} 은 기준온도 20℃의 실험결과인 C320, C350, C370, C400 배합의 t_o 를 산술 평균한 값이다. 실험결과를 이용하여 결정된 k_T 를 양생온도에 대하여 지수함수 형태 ($k_T = 0.0856 * \exp[0.054387 * T(°C)]$)로 회귀분석 한 후, 기준온도인 20℃를 회귀분석식에 대입하여 기준온도에서의 반응률 상수 k_r 을 구하였다. Tank와 Carino(1991)의 반응률 상수모델에서 사용된 재료상수는 표 3.2.8과 같고, 반응률 상수모델에 의해 산정된 예측결과와 압축강도를 비교해 보면 그림 3.1.13과 같다.

표 3.2.8 반응률 상수 모델에 사용된 재료상수

배합	양생온도 (°C)	S_u (MPa)	t_o (day)	k_T (day ⁻¹)	t_{or} (day)	k_r (day ⁻¹)		
C320	10	37.54	0.3350	0.1015	0.0967	0.254		
	20	32.72	0.0338	0.2429				
	30	30.42	0.0139	0.4420				
C350	20	41.52	0.0468	0.2344			0.0967	0.254
C370	10	45.21	0.2954	0.1440				
	20	41.87	0.0107	0.2776				
	30	39.21	0.0068	0.4165				
C400	20	44.79	0.0309	0.3185	0.0967	0.254		

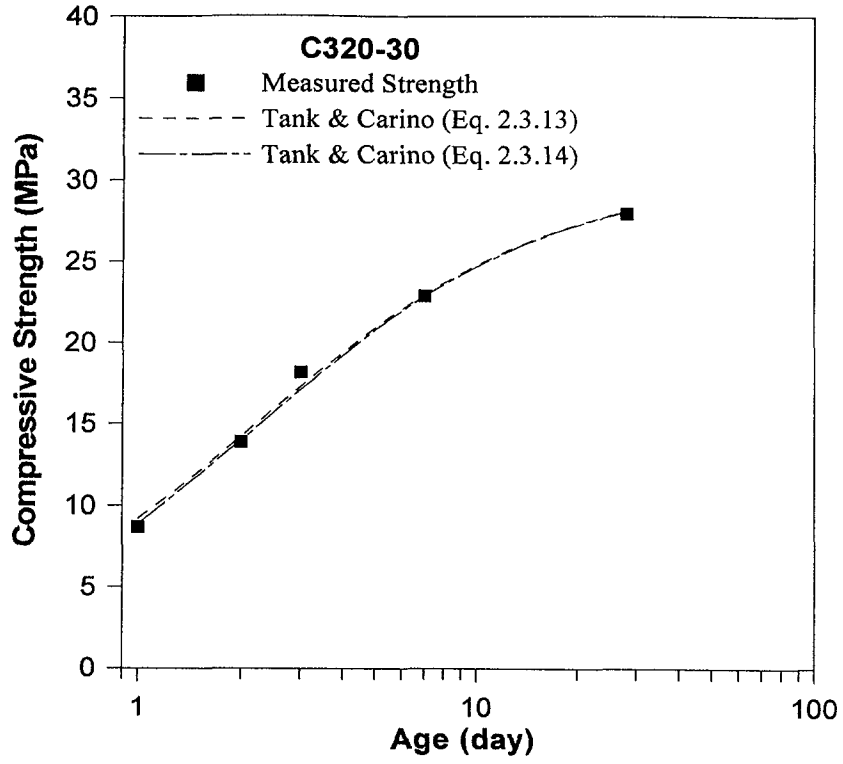


(a) C320-10°C

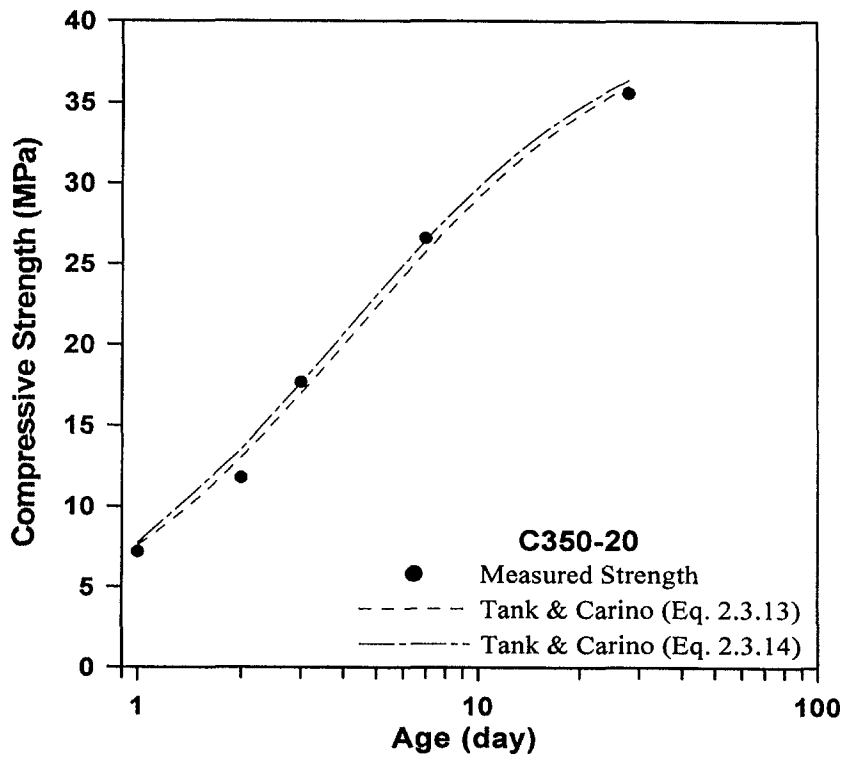


(b) C320-20°C

그림 3.2.13 반응률 상수모델에 의한 예측결과와 실험결과의 비교 (계속)

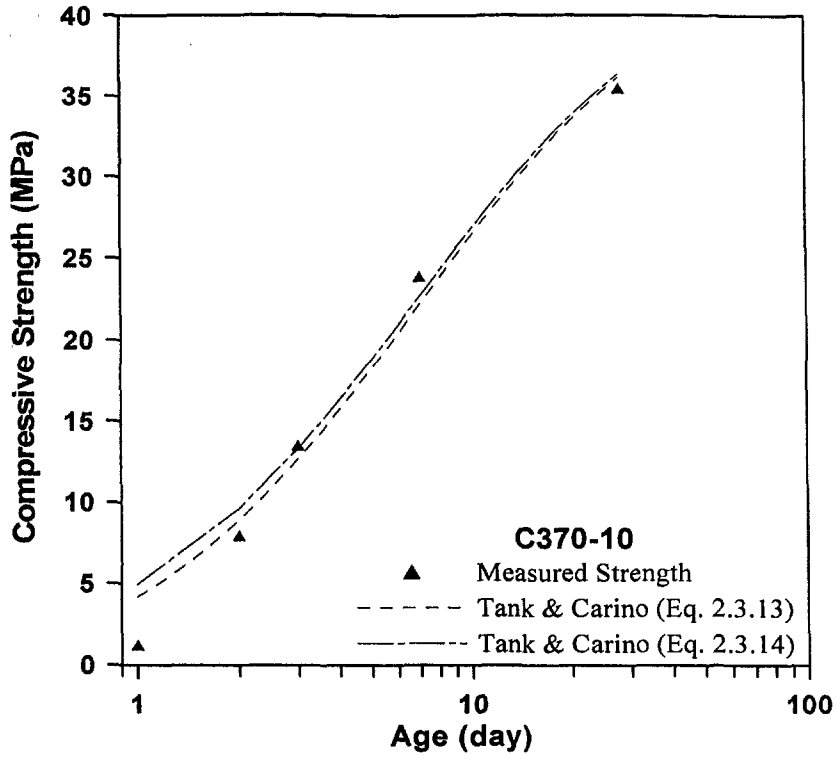


(c) C320-30°C

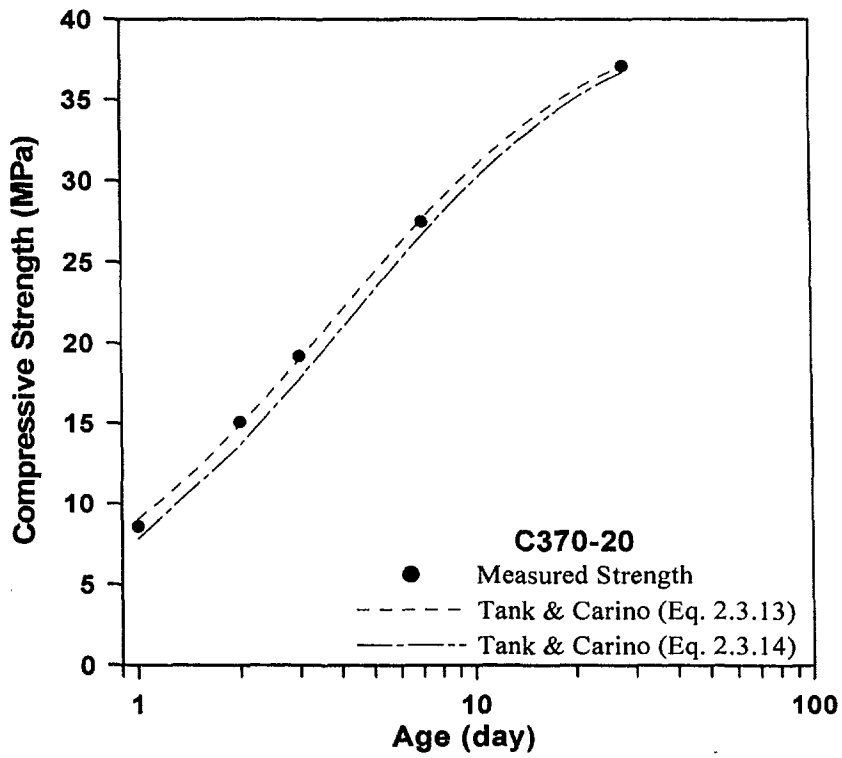


(d) C350-20°C

그림 3.2.13 반응률 상수모델에 의한 예측결과와 실험결과의 비교 (계속)

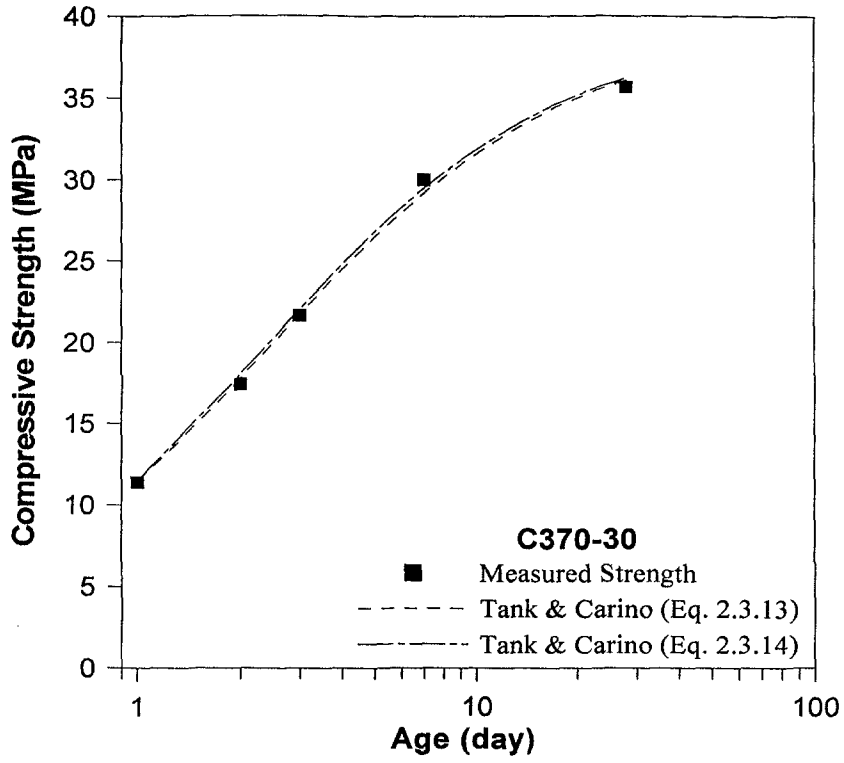


(e) C370-10°C

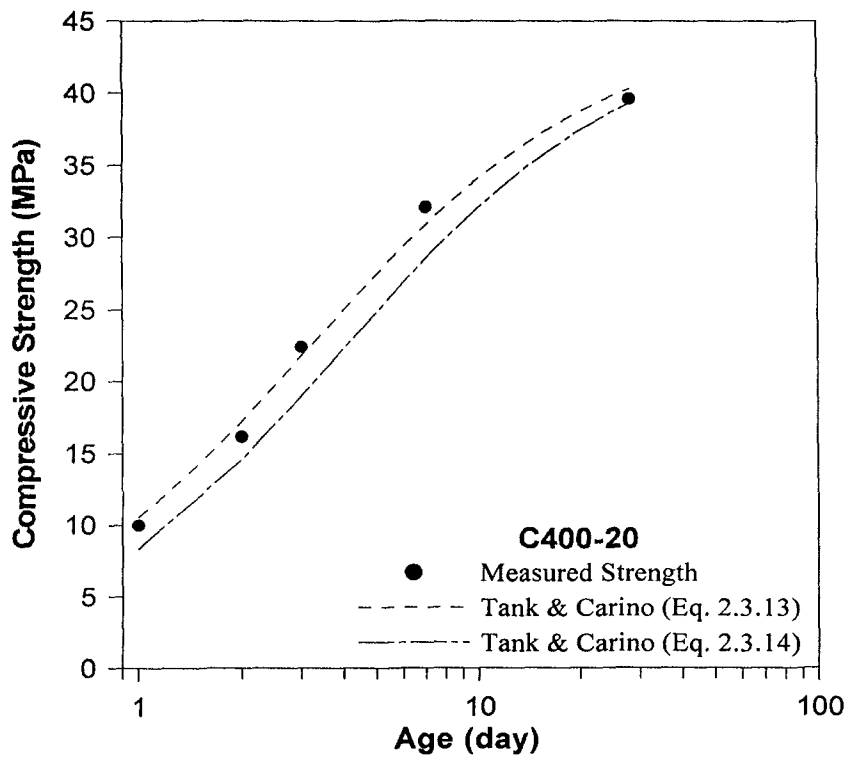


(f) C370-20°C

그림 3.2.13 반응을 상수모델에 의한 예측결과와 실험결과의 비교 (계속)



(g) C370-30°C



(h) C400-20°C

그림 3.2.13 반응을 상수모델에 의한 예측결과와 실험결과의 비교

그림 3.2.13에 나타난 바와 같이 성숙도를 이용한 Tank와 Carino(1991)의 반응을 상수모델은 상당히 정확하게 강도를 예측하는 것으로 나타났지만, 실험결과로부터 결정된 재료상수들의 민감도가 커서 본 연구에서 수행한 압축강도 실험결과로부터 결정된 재료상수를 다른 강도 실험값에 적용할 경우에는 정도가 떨어지는 경향을 보였다. 또한, 동일한 양생온도일 경우에도 t_0 와 k_T 값이 많은 편차를 나타내었다. 성숙도를 이용한 반응률 상수모델은 콘크리트 강도발현의 직접적인 물리량을 고려하지 않고 수학적 전개에 의해 완성된 모델식이기 때문에 실제적으로 실험결과를 통해 재료상수를 구해보면 상당한 편차를 보인다.

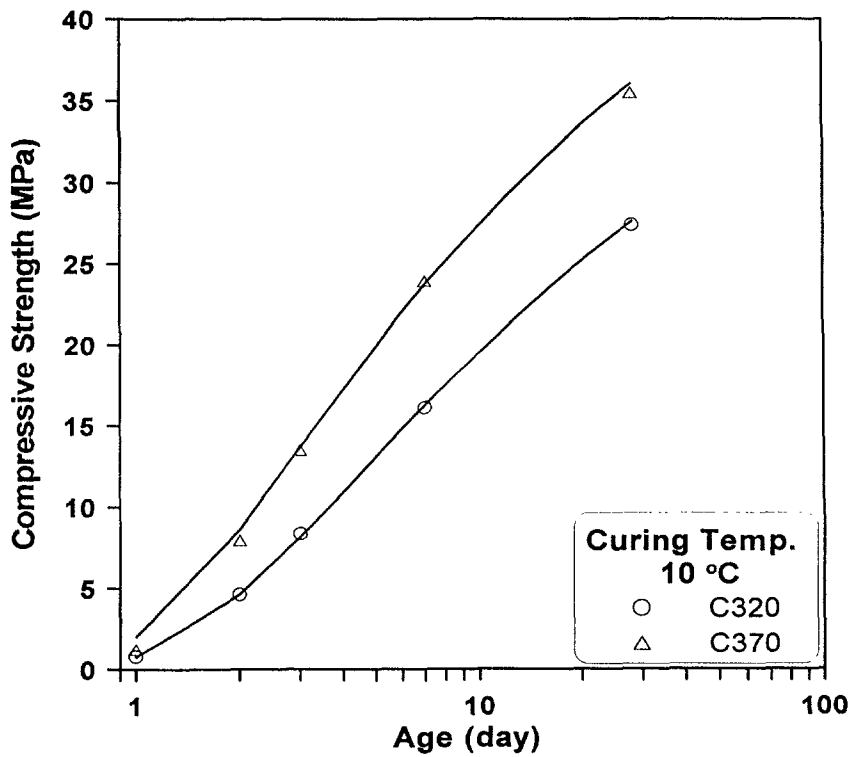
다. 수화도 모델

성숙도를 이용한 강도예측방법이 강도예측의 정확도는 상당히 높지만, 강도발현의 직접적인 원인대 대한 규명이 미흡하였다. 따라서, 강도발현의 물리적인 원인이 되는 수화 생성물의 양, 즉 수화도를 이용한 강도예측모델의 개발이 최근 활발히 진행되고 있다. 2장 3절 4항에서 현재까지 개발된 수화도 모델에 관해 언급하였지만, Kishi와 Maekawa(1993)의 강도예측모델은 각 광물의 수화도를 산정하는 데 많은 어려움이 수반되므로, 본 연구에서는 식 (2.3.22)의 Bentz(1999)가 제안한 강도예측식과 식 (2.3.17)의 수화도를 이용한 강도예측식을 검토하였다.

먼저 Bentz(1999)가 제안한 식 (2.3.22)의 강도예측식은 재령에 따른 수화도 α 와 물/시멘트비를 이용하여, 겔-공극비(gel-space ratio) X 를 결정하고, 시멘트의 고유강도 f_A 와 겔-공극비 X 와의 관계를 이용하여 압축강도를 추정한다. 본 연구에서 수행한 표 3.2.4의 압축강도 실험결과를 이용하여 재령에 따른 겔-공극비, 시멘트의 고유강도, 그리고 재료상수 n 을 결정하였다. 각 배합별로 산정된 재료상수는 표 3.2.9와 같고, 식 (2.3.22)에 의한 압축강도예측결과와 실험결과와의 비교는 그림 3.2.14와 같다.

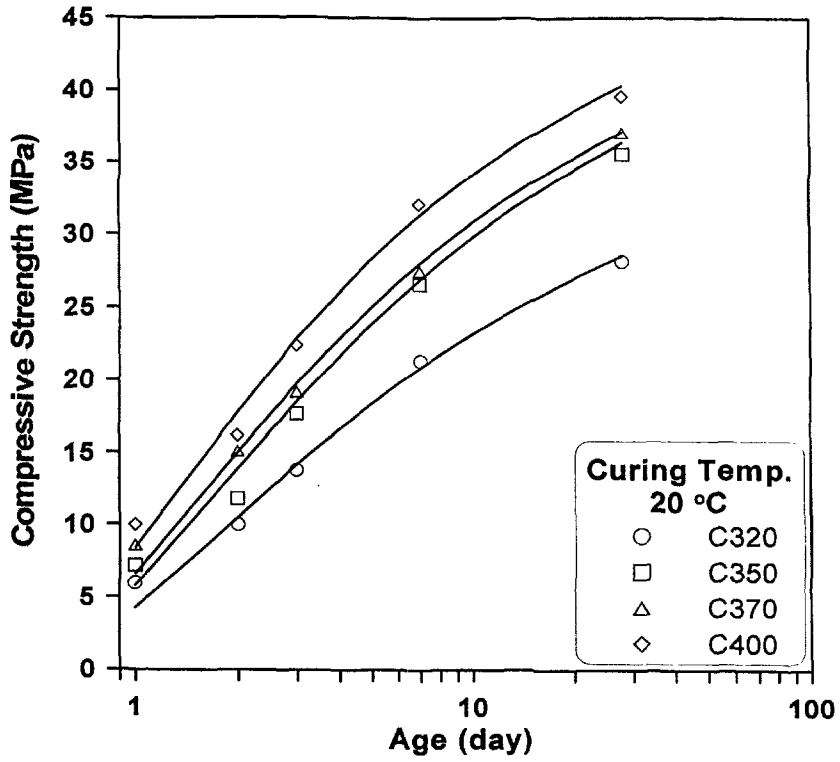
표 3.2.9 Bentz(1999)의 강도예측식에 사용된 재료상수

배합	양생온도 (°C)	f_A	n
C320	10	186.5	2.952
	20	121.8	2.442
	30	85.7	1.951
C350	20	131.6	2.395
C370	10	138.9	2.429
	20	116.3	2.277
	30	100.6	2.133
C400	20	104.2	2.099

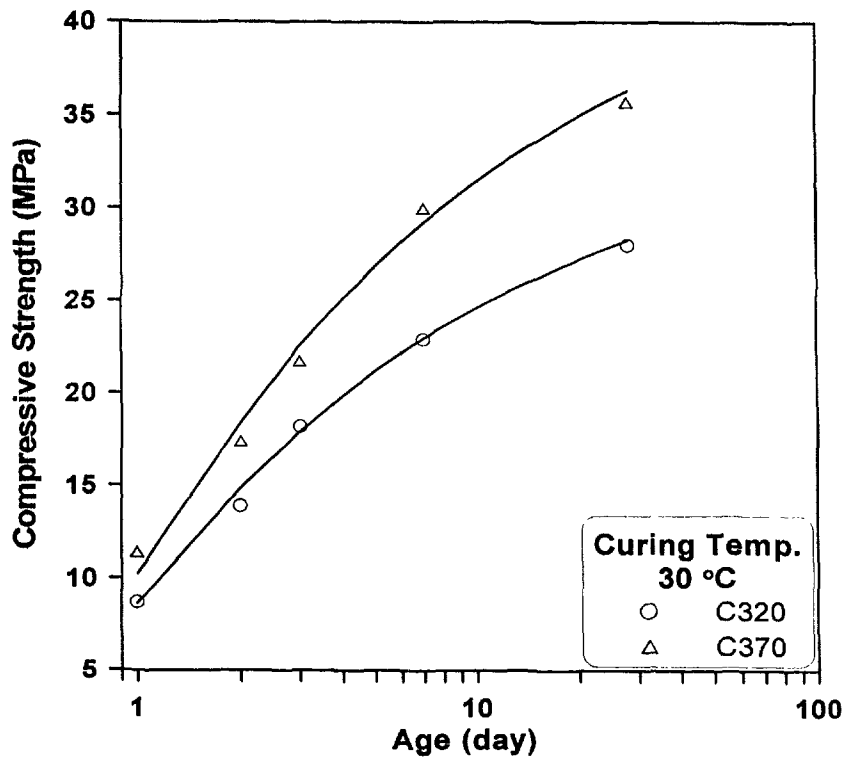


(a) 양생온도 10°C

그림 3.2.14 Bentz(1999)의 강도예측식에 의한 예측결과와 실험결과의 비교 (계속)



(b) 양생온도 20°C



(c) 양생온도 30°C

그림 3.2.14 Bentz(1999)의 강도예측식에 의한 예측결과와 실험결과의 비교

그림 3.2.14에 나타난 것처럼 수화도와 젤-공극비를 이용한 Bentz(1999)의 강도예측식은 실제 압축강도 실험결과와 아주 근사한 예측값을 나타내었다. 그러나, 표 3.2.9의 재료상수를 보면 양생온도와 배합에 따라 다소 큰 차이를 보였기 때문에 재료상수의 일반화에는 어려움이 따를 것으로 판단된다. 또한 시멘트의 고유강도를 나타내는 f_A 는 이론적으로 물/시멘트비가 낮은 배합일수록 커져야 하지만, 실험결과를 통해 산정된 f_A 을 보면 물/시멘트비가 낮아질수록 시멘트의 고유강도가 작게 나타났다. 따라서, 시멘트의 고유강도라는 의미와 상반되는 경향을 나타냈다. 특히, 시멘트의 고유강도라면, 같은 물/시멘트비에서는 양생온도가 달라지더라도 근사한 값을 나타내야하지만 결정된 재료상수를 보면 양생온도에 따른 편차가 매우 크게 나타났다. 이러한 경향을 종합해 볼 때, Bentz(1999)의 예측식에 사용된 시멘트의 고유강도는 단순히 강도예측식에 사용된 상수 이상의 의미를 부여하기에는 다소 무리가 있을 것으로 판단된다.

다음으로 Byfors(1980)가 제안한 강도예측식을 이용하여 재령에 따른 압축강도를 예측해 보았다. 식 (2.3.17)의 예측식은 재령 28일 수화도에 대한 각 재령별 수화도의 비와 상대강도비의 상관관계를 이용한 강도예측식으로, 재령에 따른 수화도 α 와 임계수화도 α_0 , 그리고 재료상수 a 로 표현된다. 식 (2.3.18)에 나타난 것처럼 임계수화도 α_0 는 물/시멘트비와 k_h 의 곱으로 표현되며 k_h 는 약 0.4~0.6의 값 중에서 0.4를 사용하였다. 식 (2.3.17)에서 재료상수 a 는 일반적으로 1.0~1.5의 값을 나타내지만, 본 실험결과를 적용해 보았을 경우에는 1.0을 적용한 경우가 가장 정확도가 높은 것으로 나타났다. 식 (2.3.17)의 강도예측식을 실험결과에 적용하여 상대강도와 수화도의 비율을 분석한 그림 3.2.15를 보면, 양생온도와 재령에 따라 a 값이 변화함을 알 수 있다. 그러나, 양생온도가 같은 경우에는 물/시멘트비가 변해도 재령에 따른 a 값은 거의 차이를 보이지 않았다.

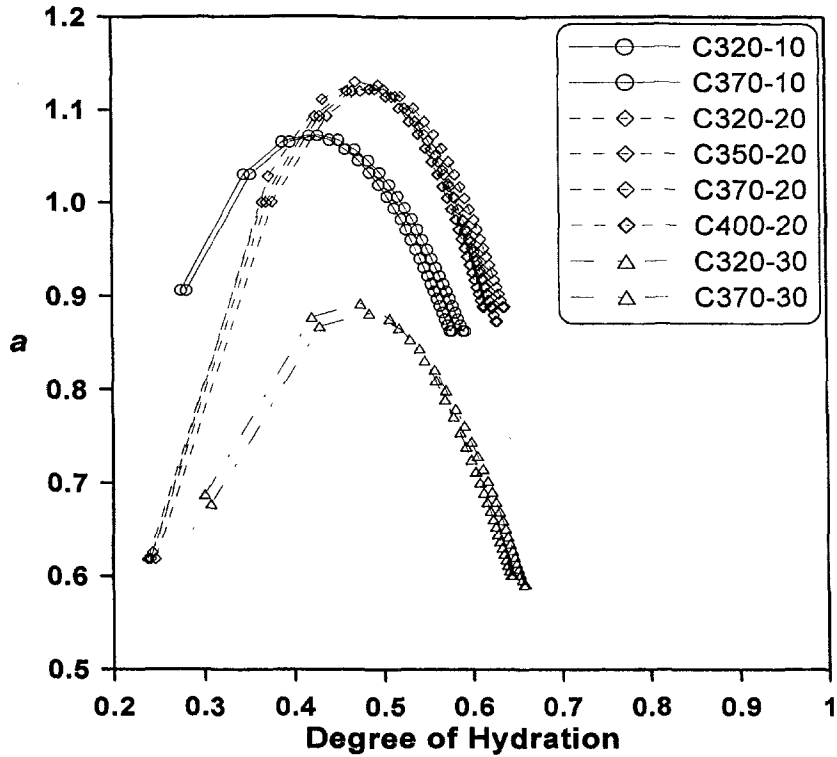
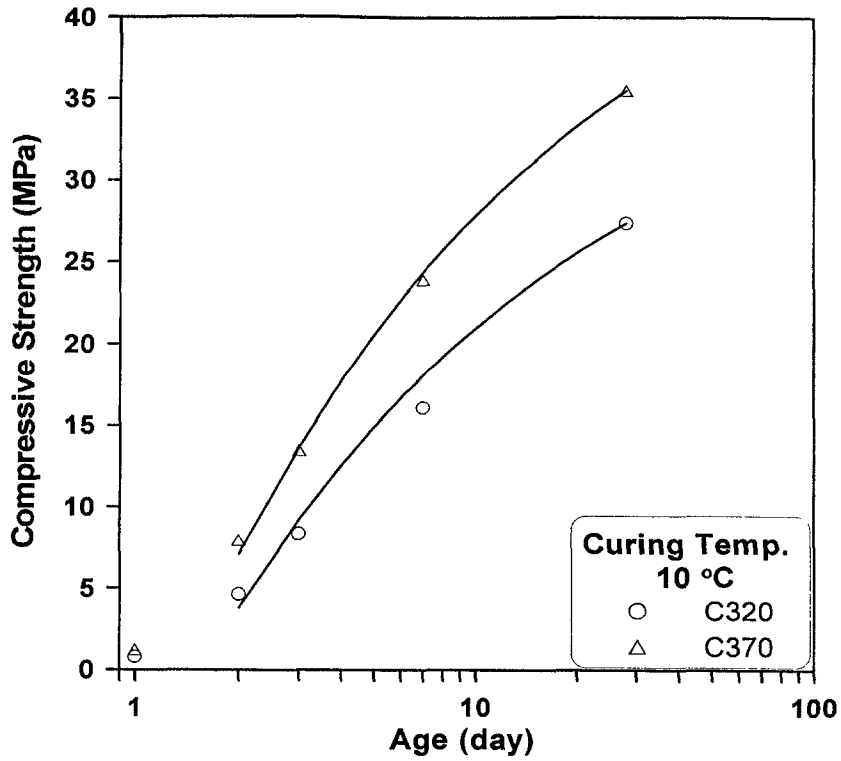
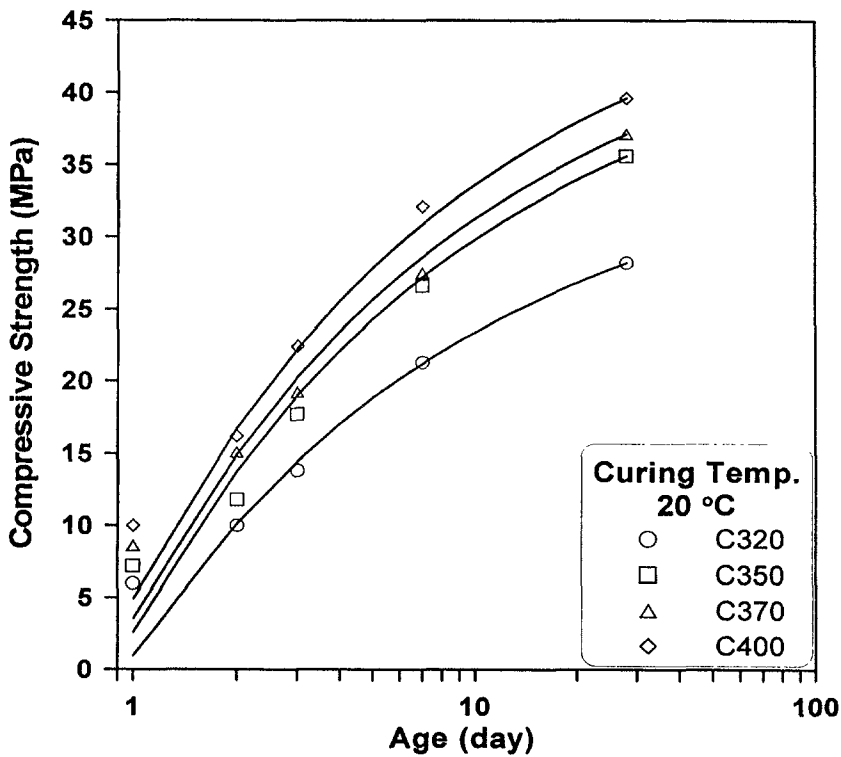


그림 3.2.15 Byfors(1980)의 강도예측식에서 수화도에 따른 a 값의 변화

그림 3.2.16은 양생온도에 관계없이 일정하게 a 값을 1.0으로 사용한 경우이고, 그림 3.2.17은 양생온도와 재령에 따른 a 값의 변화를 고려한 강도예측결과이다. 두 경우를 비교해 보면 a 값의 변화를 고려한 경우가 좀 더 정확하게 강도발현을 예측하고 있다고 판단된다.

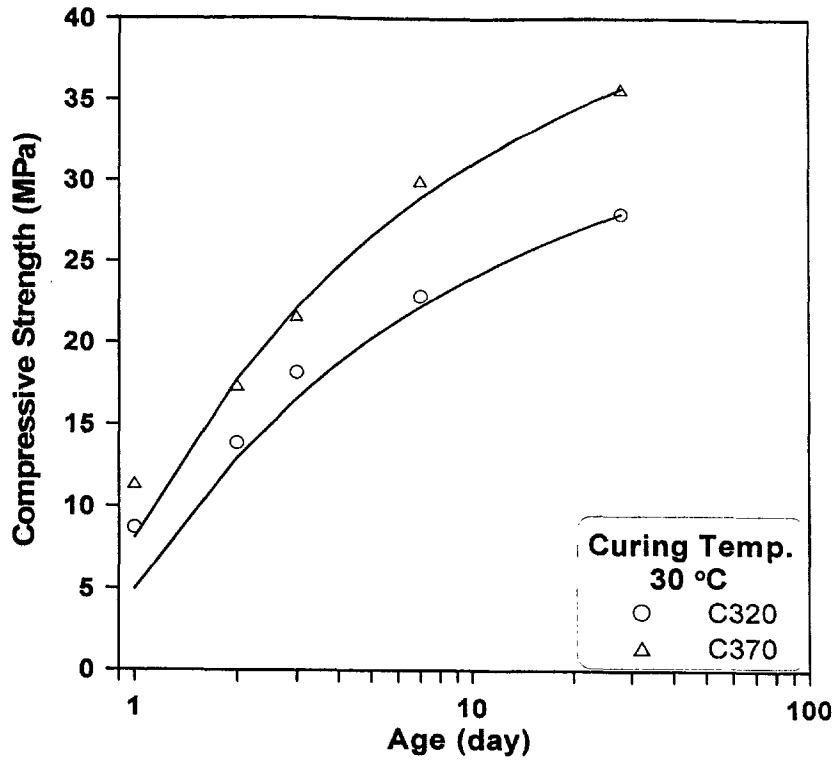


(a) 양생온도 10°C



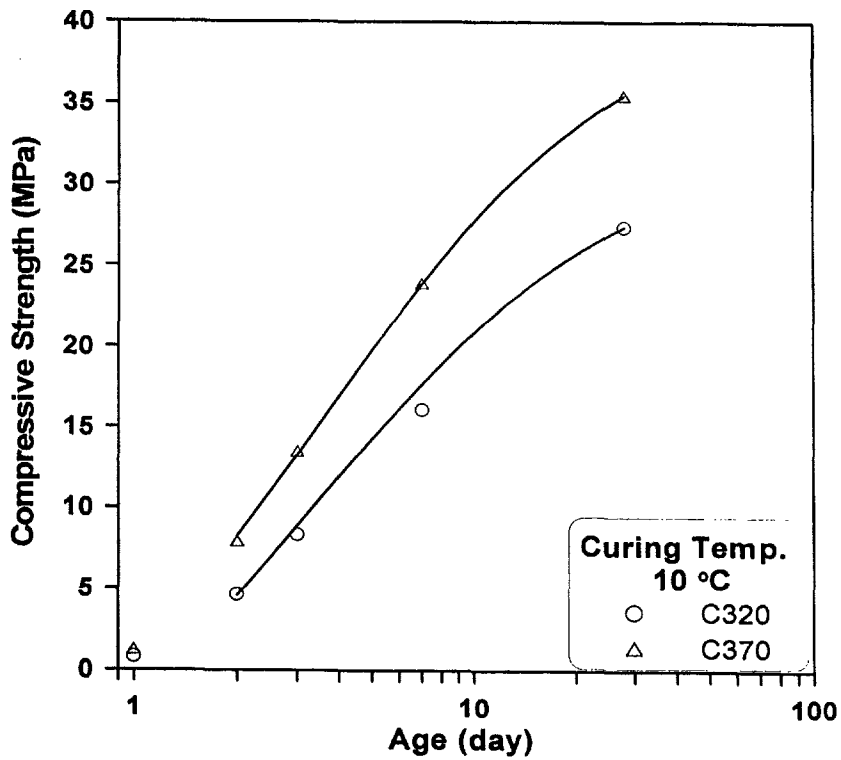
(b) 양생온도 20°C

그림 3.2.16 Byfors(1980)의 강도예측식에 의한 예측결과와
실험결과의 비교 (고정된 a값) (계속)



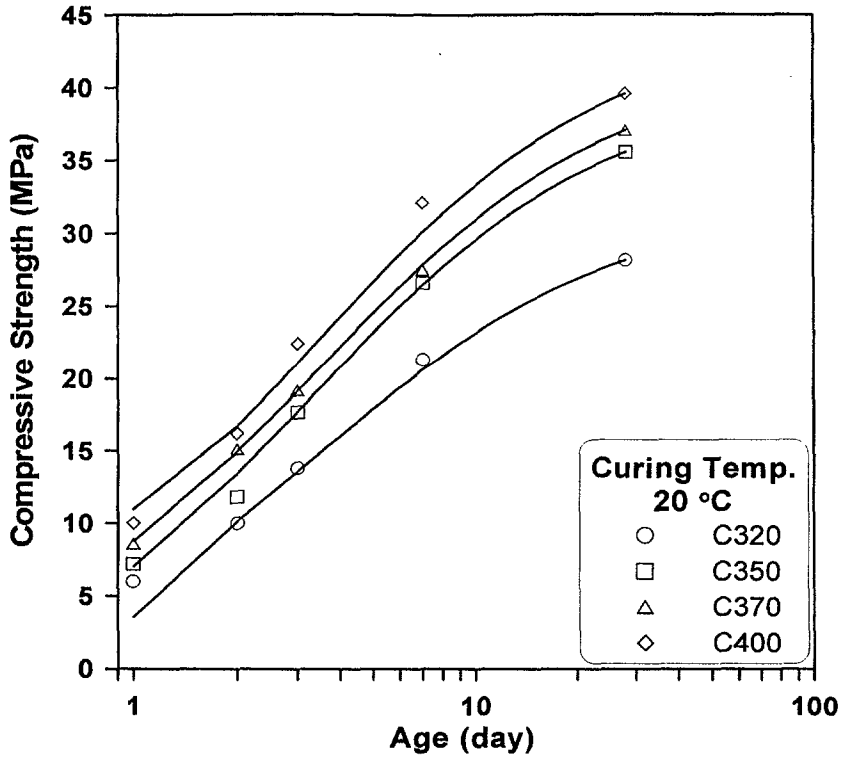
(c) 양생온도 30°C

그림 3.2.16 Byfors(1980)의 강도예측식에 의한 예측결과와 실험결과의 비교 (고정된 a 값)

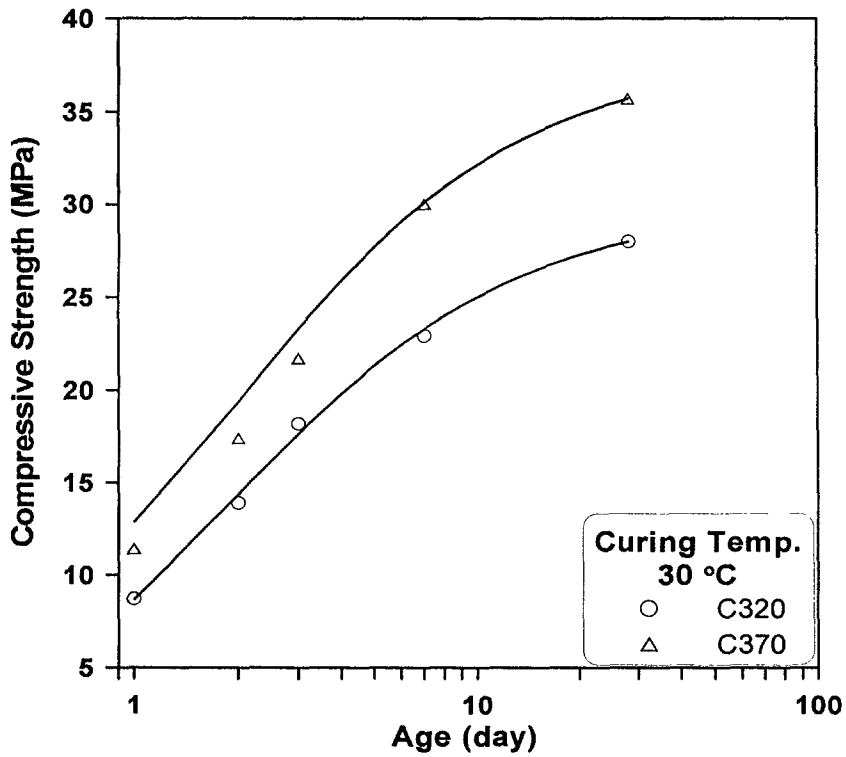


(a) 양생온도 10°C

그림 3.2.17 Byfors(1980)의 강도예측식에 의한 예측결과와 실험결과의 비교 (변화된 a 값) (계속)



(b) 양생온도 20°C



(c) 양생온도 30°C

그림 3.2.17 Byfors(1980)의 강도예측식에 의한 예측결과와 실험결과의 비교 (변화된 α 값)

식 (2.3.17)의 수화도를 이용한 강도예측식에 의한 예측결과를 보면, 전체적인 강도예측의 정확도는 높으나, 양생온도 10℃의 경우에는 재령 1일차에 대한 예측이 불가능했다. 이것은 식 (2.3.17)의 강도예측식에는 임계수화도 α_c 가 사용되는데, 임계수화도보다 작은 수화도에서는 강도예측값이 음의 값을 나타내는 결점을 보였다. 그렇지만 한가지 주목할 점은 수화도와 상대강도의 관계를 나타내는 α 값이 양생온도와 재령에 따라 변하고, 동일한 양생온도에서는 물/시멘트비가 달라도 α 값에는 큰 차이를 보이지 않는다는 것이다. 즉, 양생온도가 같은 경우에는 물/시멘트비가 변해도 수화도가 강도발현에 미치는 효율은 변하지 않았다.

라. 본 연구에서 제안한 강도예측모델

(1) 개요

3장 2절 5항에서 언급한 강도예측식들의 장단점에 대하여 앞서 알아보았다. 시방서에 규정되어 있는 강도예측식은 식이 간단하여 적용이 용이한 장점이 있으나, 강도예측의 정확성이 떨어지고, 성숙도를 이용한 강도예측식은 수화도 및 공극률 등 강도발현의 직접적인 근원이 되는 물리량을 고려하지 않았다. 수화도를 이용한 강도예측식 중에서 Bentz(1999)의 예측식은 강도예측의 정확성은 높지만, 재료상수가 양생온도와 배합에 따라 상당히 불규칙적인 경향을 보였기 때문에 재료상수의 일반화에는 다소 어려움이 있을 것으로 판단된다. 또한 시멘트의 고유강도를 나타내는 f_A 는 일반적인 이론적 의미와 일치하지 않는 결과를 나타냈다. 마지막으로 Byfors(1980)의 예측식은 임계수화도의 적용으로 인해 재령 1일의 강도예측이 불가능한 단점을 나타냈다. 하지만, 본 연구에서는 강도발현의 직접적인 원인이 되는 수화물의 양 즉 수화도와 수화생성물 자체의 강도에 많은 영향을 미치는 모세관 공극률을 고려함으로써, 콘크리트 내부의 미세구조 특성을 고려할 수 있는 강도예측모델을 3.1절에서 제안한 바 있다.

(2) 강도예측식에 사용된 재료상수의 결정

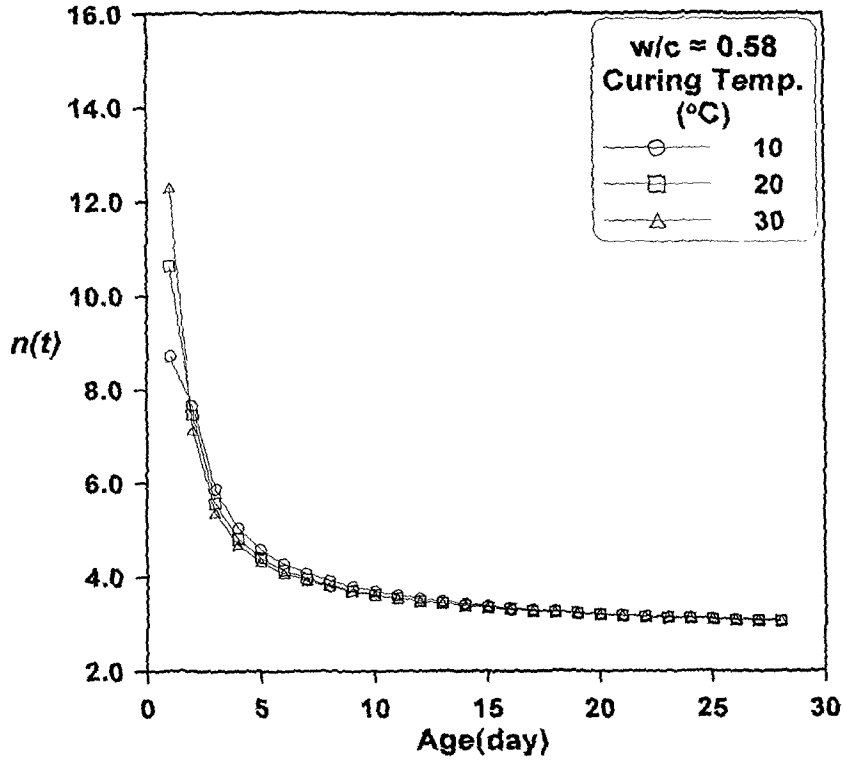
본 연구에서 수행한 압축강도 실험값과 기존의 다른 연구자들의 강도실험값들을 이용하여 양생온도와 재령에 따른 식 (3.1.47)의 강도예측식의 재료상수를 회귀분석에 의해 결정하였다. 모르타르의 압축강도는 (1-공극률(p))의 3승과 비례한다는 Powers(1958a)의 연구결과에 따라 공극률이 강도에 미치는 영향을 나타내는 상수 m에 3.0을 적용하여 표 3.1.1과 같은 재료상수값을 얻었다. 그러나 대부분의 실험결과들이 28일 이내의 재령이므로

로 회귀분석한 결과들은 재령 28일 이전의 초기재령의 강도를 예측하는데 사용될 수 있다. 따라서 장기재령의 강도를 예측하기 위해서는 좀 더 많은 장기재령의 실험값들을 통해서 재료상수의 경향을 분석해야 할 것으로 판단된다.

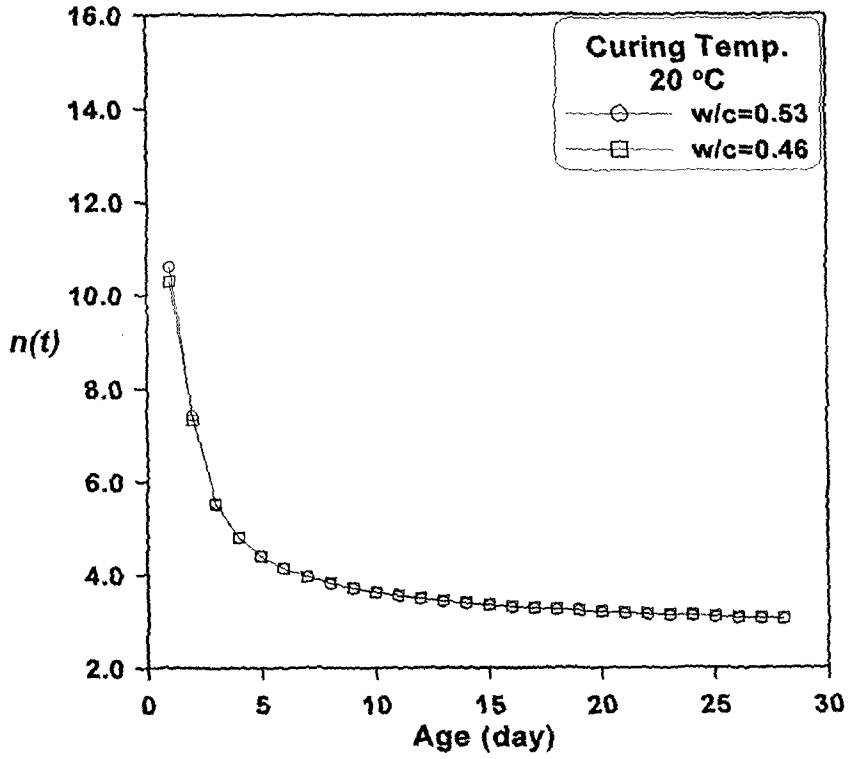
그림 3.2.18은 본 연구에서 수행한 콘크리트 배합의 강도발현에 대한 $n(t)$ 값의 경향을 나타내었다. 그림에서 나타난 바와 같이 초기재령의 경우 양생온도에 따라 $n(t)$ 값은 큰 차이를 보이지만 재령이 경과할수록 $n(t)$ 값은 큰 차이를 보이지 않고 거의 일정한 값을 나타내었다. 특히, 재령 1일차의 경우에는 양생온도에 따라 많은 차이를 나타내었다. 이것은 재령 1일의 경우 수화의 초기단계에 해당하므로 공극률보다는 수화생성물의 양이 압축강도에 많은 영향을 미친다. 또한 초기재령일수록 수화생성물의 양 즉, 수화도가 공극률에 비해 양생온도에 따라 상대적으로 많은 차이를 보이기 때문으로 판단된다. 여기서 가장 주목할 점은 양생온도가 같은 경우에는 물/시멘트비가 달라도 $n(t)$ 값 즉, 강도 증분 비에 대한 수화도 증분의 효율이 거의 차이를 보이지 않았다는 사실이다. 그림 3.2.19는 재령에 따른 $n(t)$ 값의 변화 즉, 강도 증분비와 수화도 증분의 상관관계를 양생온도별로 나타낸 것이다.

표 3.2.10 강도예측식에 적용된 재료상수

배 합	물/시멘트비	양생온도 (°C)	n_{28}	s	k	t_0
C320	0.58	10	3.0591	-0.1820	0.6812	0.6949
		20	3.0692	-0.1251	0.7909	0.3607
		30	3.1020	-0.1067	0.8216	0.1369
C350	0.53	20	3.0588	-0.1259	0.7879	0.3565
C370	0.5	10	3.1102	-0.1687	0.6910	0.6654
		20	3.0650	-0.1269	0.7850	0.3822
		30	3.0616	-0.1107	0.8152	0.1600
C400	0.46	20	3.0892	-0.1241	0.7840	0.3640
Oluokun et al. (1991)	0.763	23	3.0241	-0.1341	0.7845	0.3582
	0.534	23	3.0535	-0.1249	0.7939	0.3985
Gardner (1989)	0.55	20	3.1370	-0.1235	0.7900	0.3956
	0.55	30	3.0331	-0.1286	0.7924	0.2632
Tank & Carino (1991)	0.45	21.5	3.0694	-0.1255	0.7887	0.3890
	0.45	40.5	2.9515	-0.1280	0.7913	0.1399
Kjellsen & Detwiler (1993)	0.43	5	3.0046	-0.3514	0.4862	2.0167
		12	3.0313	-0.1655	0.7090	0.6742
		23	3.0529	-0.1194	0.7974	0.2967
		32	3.0101	-0.1079	0.8217	0.1213
		43	2.9904	-0.1094	0.8221	0.0663
Popovics (1998)	0.5	4.44	2.9378	-0.4953	0.4104	2.2002
		12.78	3.0207	-0.1694	0.7103	0.6445
		22.78	3.0410	-0.1226	0.7965	0.3111
		32.22	3.0459	-0.1076	0.8239	0.1273
		40.56	3.0308	-0.1020	0.8325	0.0220
		48.86	2.9689	-0.1046	0.8304	-0.0337
Chengju (1989)	0.56	5.5	2.9938	-0.3539	0.4951	1.7696
		12.5	3.0586	-0.1575	0.7253	0.6245
		23	3.1077	-0.1146	0.8062	0.2847
		32	3.1013	-0.1039	0.8250	0.1016
		43	3.1190	-0.0989	0.8217	-0.0602

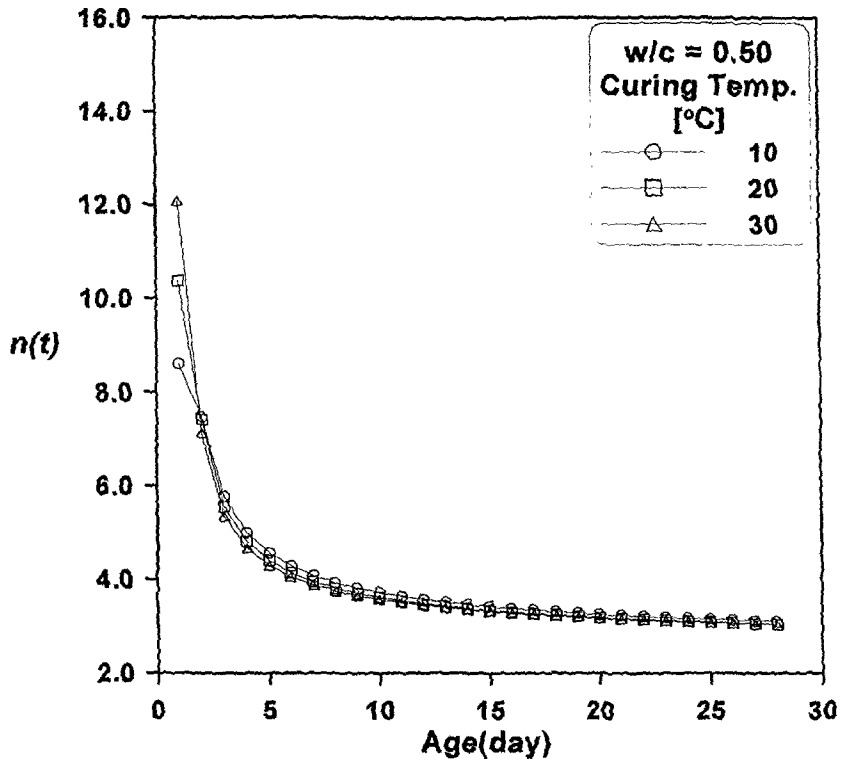


(a) $w/c = 0.58$



(b) $w/c = 0.53, 0.46$

그림 3.2.18 배합별 $n(t)$ 값의 변화 (계속)



(c) w/c = 0.50

그림 3.2.18 배합별 n(t)값의 변화

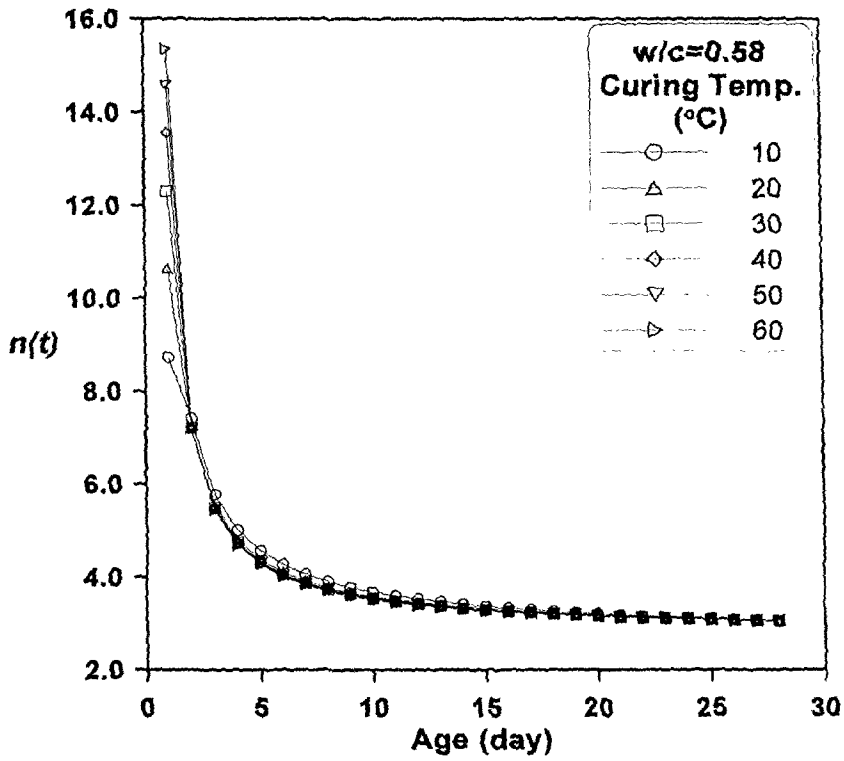
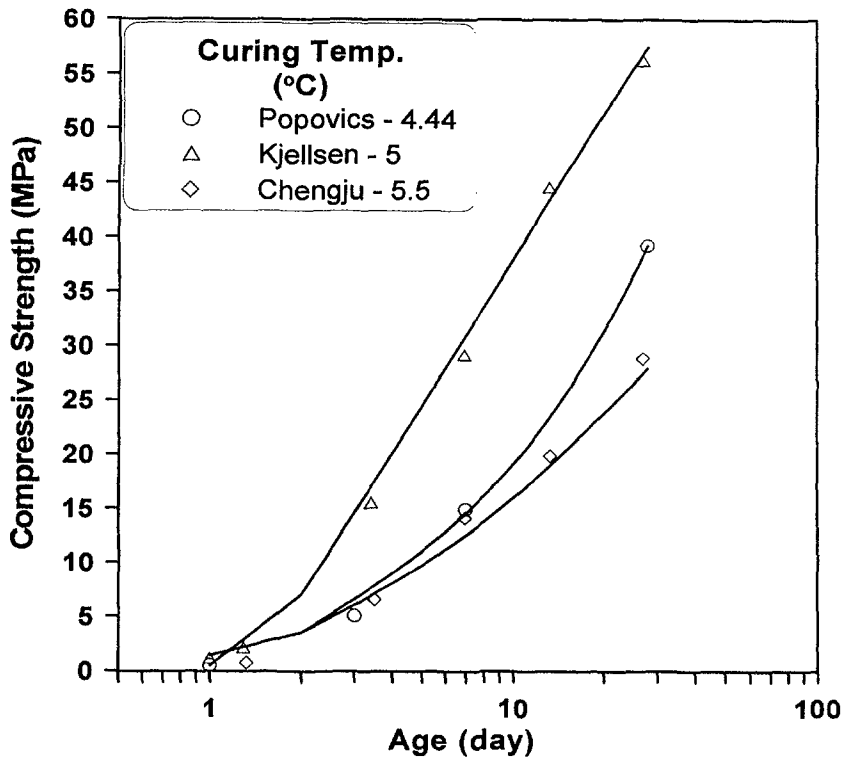


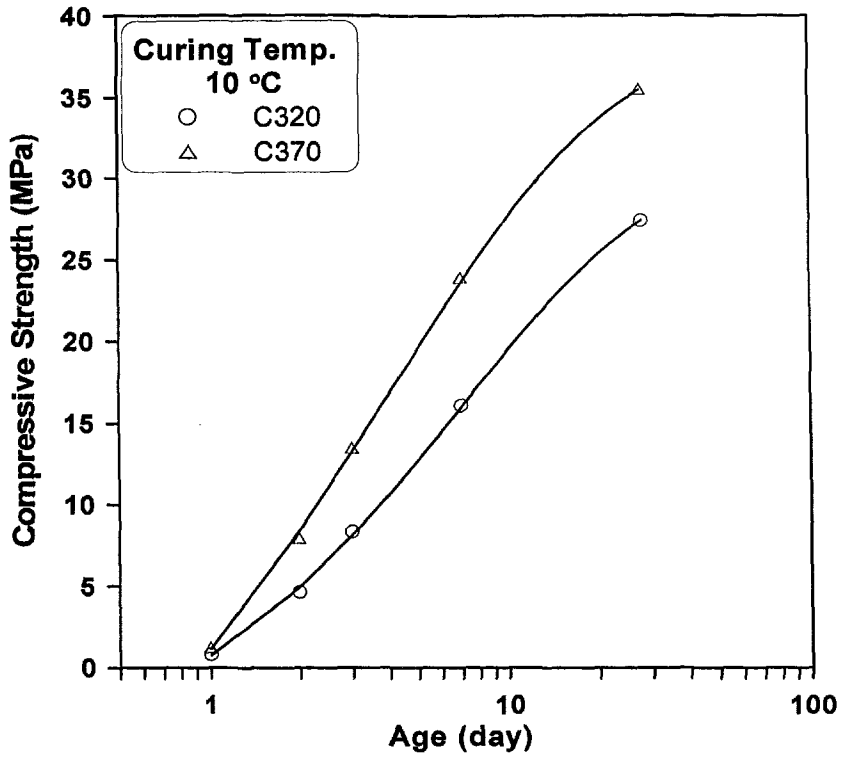
그림 3.2.19 강도충분에 미치는 수화도의 효과

압축강도 실험결과와 기존 연구자들의 실험값들을 식 (3.1.47)의 수화도 증분과 모세관 공극률을 이용한 강도예측식에 의한 예측결과와 비교하였다. 각 배합별로 산정된 표 3.2.10의 재료상수를 사용한 압축강도 예측결과는 그림 3.2.20과 같다. 그림에서 나타난 바와 같이 예측결과와 실제강도가 양생온도와 배합조건에 관계없이 매우 근사함을 알 수 있다.

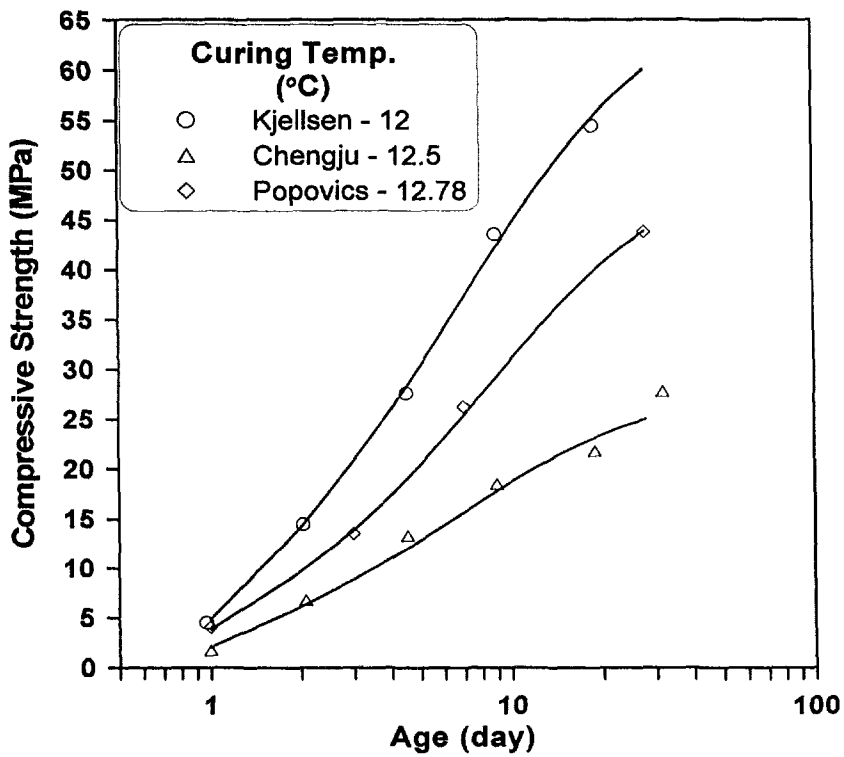


(a) 양생온도 4~6°C

그림 3.2.20 제안된 강도예측식에 의한 예측결과와 실험결과의 비교 (계속)

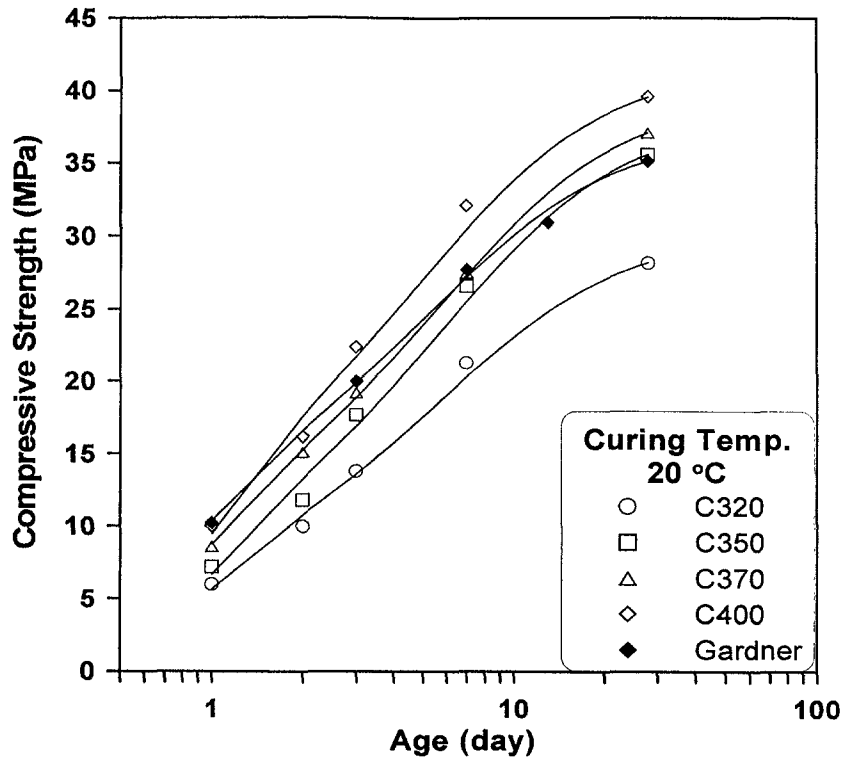


(b) 양생온도 10°C

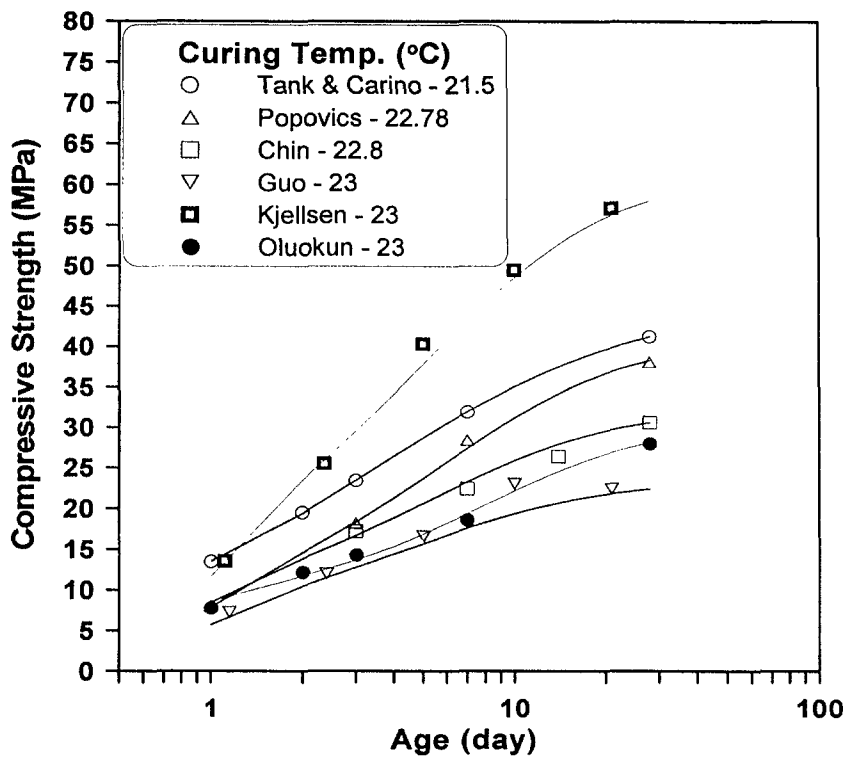


(c) 양생온도 12~13°C

그림 3.2.20 제안된 강도예측식에 의한 예측결과와 실험결과의 비교 (계속)

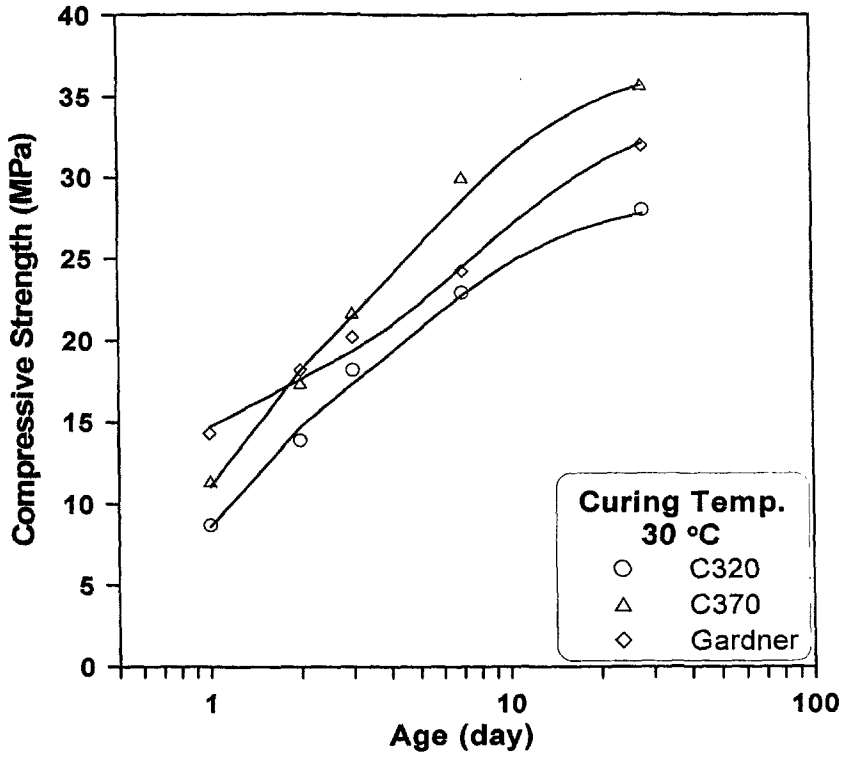


(d) 양생온도 20°C

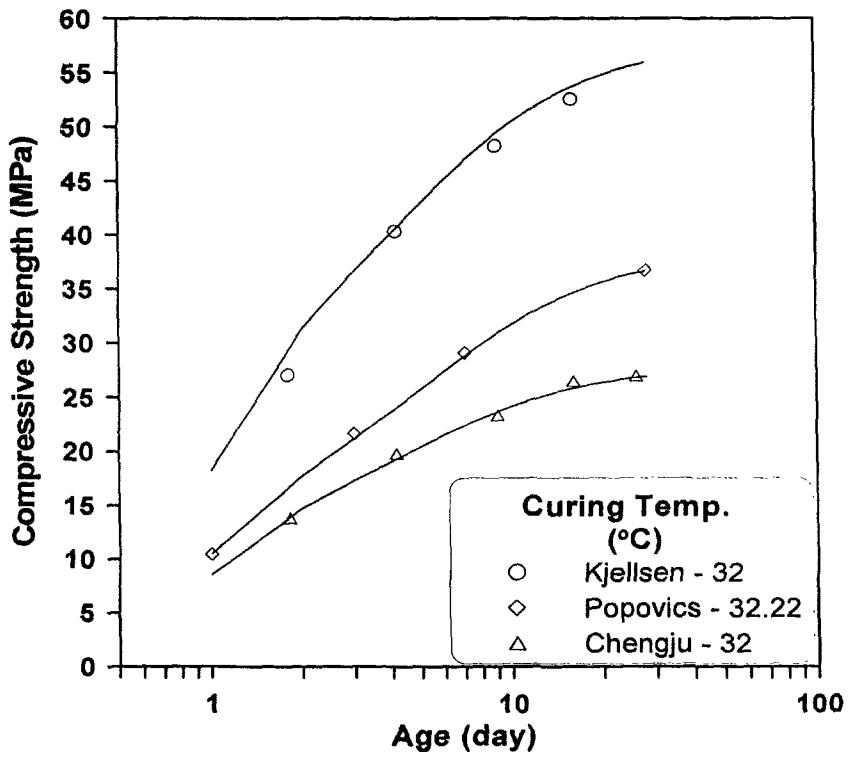


(e) 양생온도 21~23°C

그림 3.2.20 제안된 강도예측식에 의한 예측결과와 실험결과의 비교 (계속)

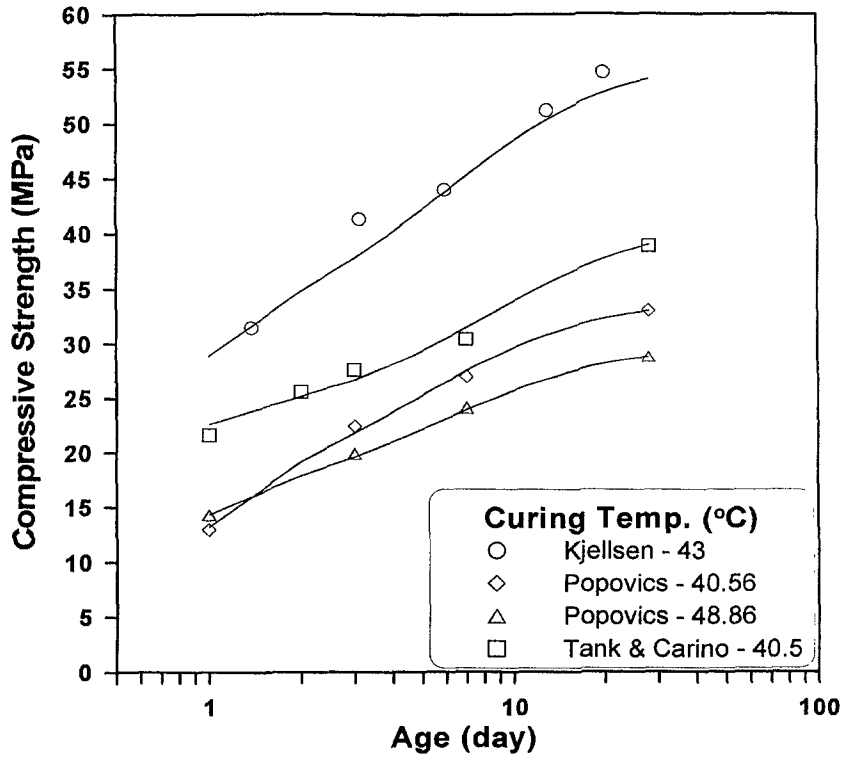


(f) 양생온도 30°C



(g) 양생온도 32~33°C

그림 3.2.20 제안된 강도예측식에 의한 예측결과와 실험결과의 비교 (계속)



(h) 양생온도 40~49°C

그림 3.2.20 제안된 강도예측식에 의한 예측결과와 실험결과의 비교

(3) 일반화된 재료상수의 결정

그림 3.2.20은 표 3.2.10의 재료상수를 사용한 강도예측결과 실험결과와 잘 일치하였지만, 일반화된 재료상수를 적용하지 않았으므로, 임의의 배합비를 갖는 콘크리트의 강도예측식으로 사용하기 어렵다. 따라서, 표 3.2.10의 재료상수를 이용하여 일반화된 재료상수식을 결정해야한다. 그림 3.2.21~그림 3.2.23은 본 연구에서 수행한 압축강도 실험값과 기존의 여러 실험값을 이용하여 결정된 재료상수 s , k , t_0 값을 나타낸 것이다.

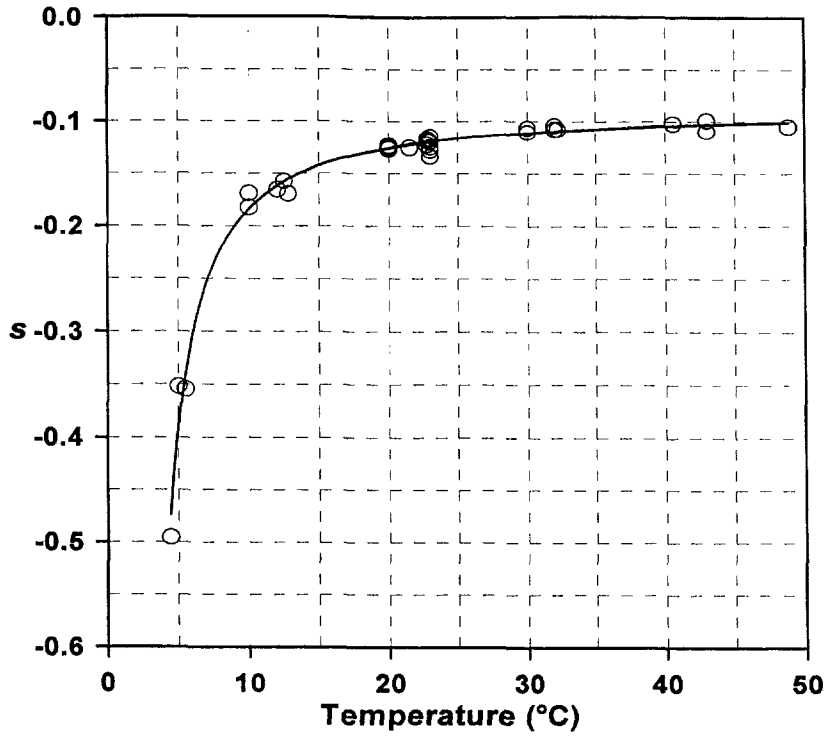


그림 3.2.21 양생온도에 따른 s값의 변화

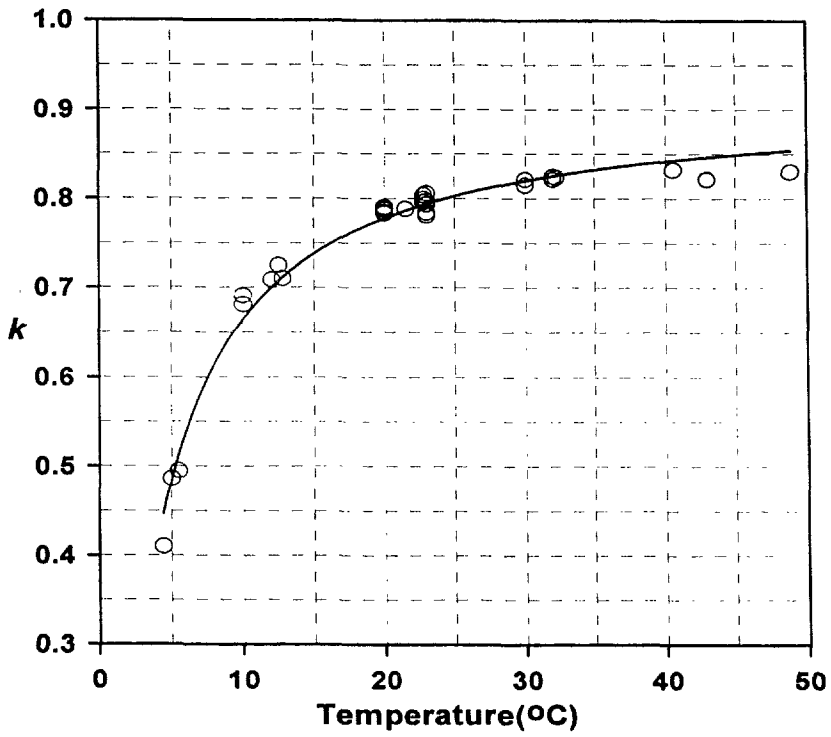


그림 3.2.22 양생온도에 따른 k값의 변화

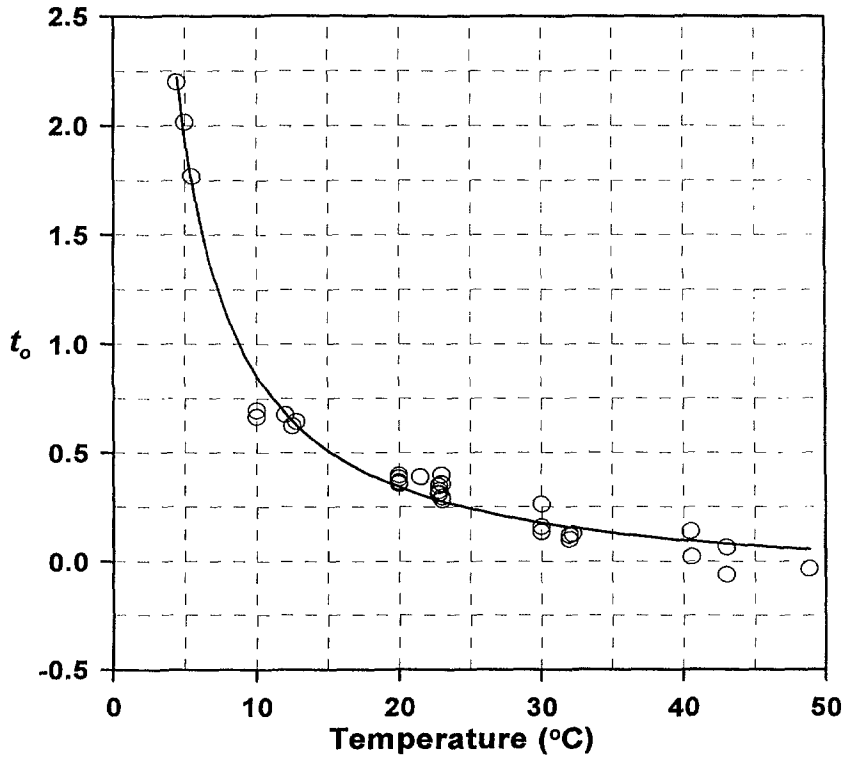


그림 3.2.23 양생온도에 따른 t_0 값의 변화

그림 3.2.21~3.2.22에서 나타난 바와 같이 모든 실험결과의 회귀분석 결과에서 s 와 k 는 양생온도가 같은 경우에는 거의 근사한 값을 보였으나 양생온도가 증가함에 따라 비선형적으로 증가함을 볼 수 있다. 따라서 본 연구에서는 s 와 k 를 각각 다음과 같은 양생온도의 함수로 표현하여 일반화된 상수값을 결정하였다.

$$s = -0.0945 \exp\left[-0.0766\left(1 - \frac{100}{T}\right)\right] \quad (3.2.3)$$

$$k = 0.8829 \exp\left[0.0316\left(1 - \frac{100}{T}\right)\right] \quad (3.2.4)$$

여기서, T 는 양생온도 (°C)이다. 그림 3.2.22의 k 값의 변화를 보면 양생온도가 30°C 이상일 경우에는 거의 일정한 값을 나타내고 있다. 그러나 식 (3.2.4)의 식이 이러한 경향을 완벽히 표현하지 못하므로 양생온도 30°C 이상의 경우에는 30°C에서의 k 값 약 0.825를 적용하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

그림 3.2.23에 나타난 바와 같이 t_0 값은 양생온도에 따라 비선형적으로 감소하는 경향을 나타내었다. s 나 k 와 마찬가지로 동일한 양생온도일 경우에는 t_0 값은 거의 일정한 수

치를 나타내었다. 따라서, t_0 를 다음과 같이 양생온도의 함수로 표현하였다.

$$t_0 = -0.121 + 11.695 \times T^{-1.078} \quad (3.2.5)$$

여기서, T 는 양생온도(°C)이다.

식 (3.1.48)의 계수 n_{28} 은 재령 28일에서의 $n(t)$ 값을 나타내며, 양생온도와 물/시멘트비에 따라 거의 차이를 보이지는 않았다. 이는 재령 28일의 경우, 강도 증분 비에 대한 수화도 증분의 효율이 양생온도가 따라 큰 차이를 보이지 않음을 의미한다. 즉, 초기재령에 서는 양생온도에 따라 강도 발현에 대한 수화도 증분과 공극률의 효율이 큰 차이를 나타내지만 재령이 경과할수록 그 차이는 현저히 감소하여 재령 28일이 되면 거의 일정한 값을 나타낸다. 그림 3.1.18은 여러 실험값들을 이용하여 결정된 n_{28} 을 나타내며, 양생온도에 관계없이 n_{28} 이 3.06으로 거의 일정함을 알 수 있었다.

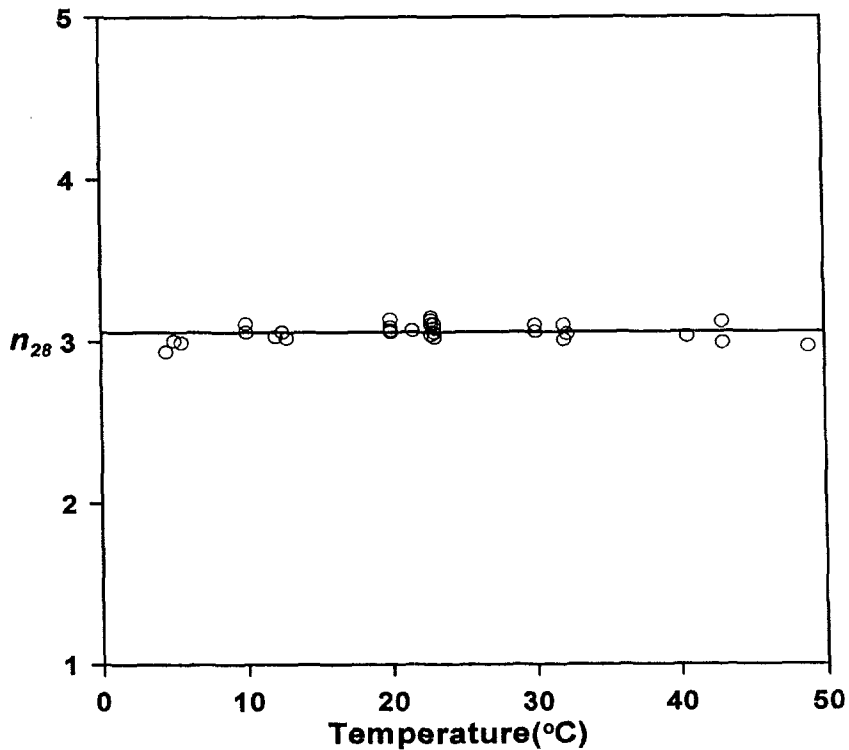
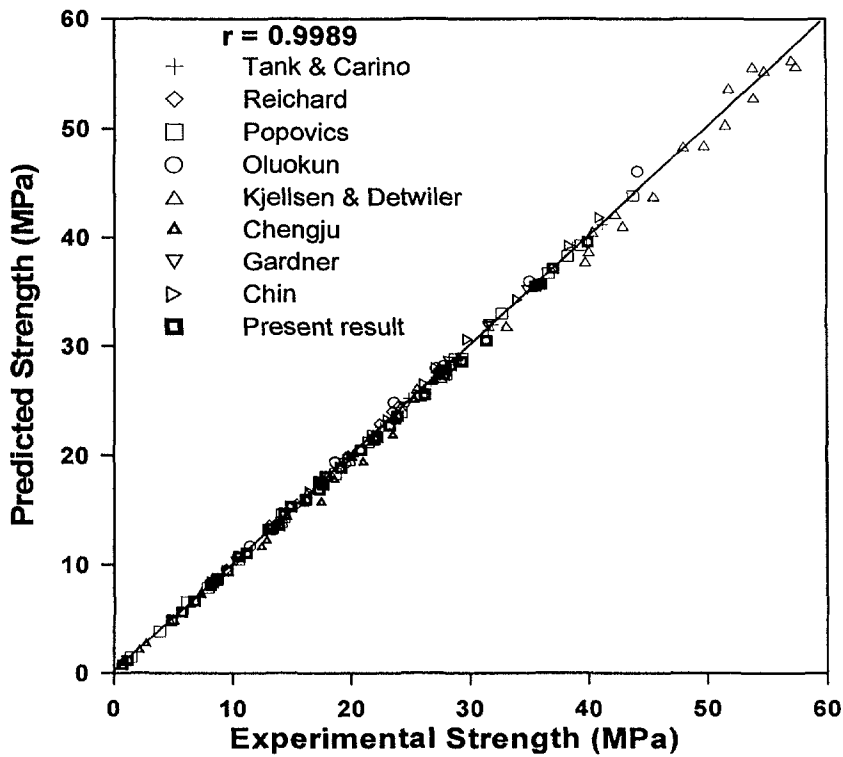
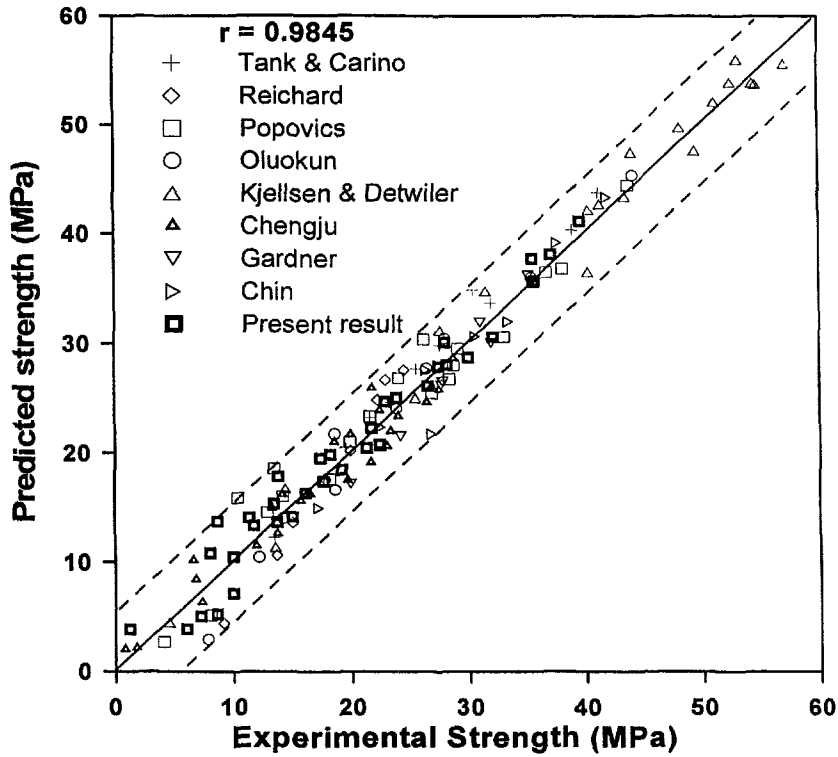


그림 3.2.24 양생온도에 따른 n_{28} 값

그림 3.2.25(a)는 표 3.2.10의 재료상수를 사용한 강도예측값과 실제실험값을 종합적으로 비교한 결과이고, 그림 3.2.25(b)는 일반화된 재료상수식 식 (3.2.3), 식 (3.2.4), 식 (3.2.5)를 사용한 경우의 예측값과 강도 실험값을 비교한 결과이다. 그림 3.2.25(b)에 나타난 바와 같이 일반화된 재료상수를 사용하면, 그렇지 않은 경우(그림 3.2.25(a))보다 실험값과 예측값의 오차가 다소 증가함을 알 수 있다. 그러나, 이러한 오차는 연구자별로 사용한 시멘트의 종류나 양생조건의 영향으로 사료되며, 본 연구에서 제안한 일반화된 강도예측식은 콘크리트의 양생온도와 재령에 따른 압축강도를 일정오차 내에서 예측할 수 있다고 판단된다.



(a) 표 3.2.10의 재료상수를 적용한 경우
그림 3.2.25 실험결과와 예측결과의 비교 (계속)



(b) 일반화된 재료상수를 적용한 경우

그림 3.2.25 실험결과와 예측결과의 비교

6. 역학적 특성 실험결과와 예측결과의 비교

가. 인장강도

3장 1절 4항에서 언급한 바와 같이 콘크리트의 쪼갬인장강도를 추정하는 간단한 방법 중의 하나가 압축강도와 쪼갬인장강도의 상관관계로부터 쪼갬인장강도를 추정하는 방법이다. 본 연구에서는 먼저 압축강도-쪼갬인장강도의 상관관계를 검토한 후, 실험결과를 통해 구해진 상관관계를 이용하여 쪼갬인장강도를 예측하였다.

그림 3.2.26에서는 쪼갬인장강도 예측모델식들 중에서 가장 널리 사용되는 다음과 같은 3가지 모델식들과 실험결과를 비교하였다.

ACI-318(1999) 모델식

$$f_{sp} = 0.56 f_{cu}^{0.5} \quad (3.2.6)$$

Ahmad 와 Shah(1985) 모델식

$$f_{sp} = 0.46 f_{cu}^{0.55} \quad (3.2.7)$$

CEB-FIP(1990) 모델식

$$f_{sp} = 0.30 f_{cu}^{0.67} \quad (3.2.8)$$

여기서, f_{cu} 는 콘크리트의 압축강도, f_{sp} 는 쪼갬인장강도이다.

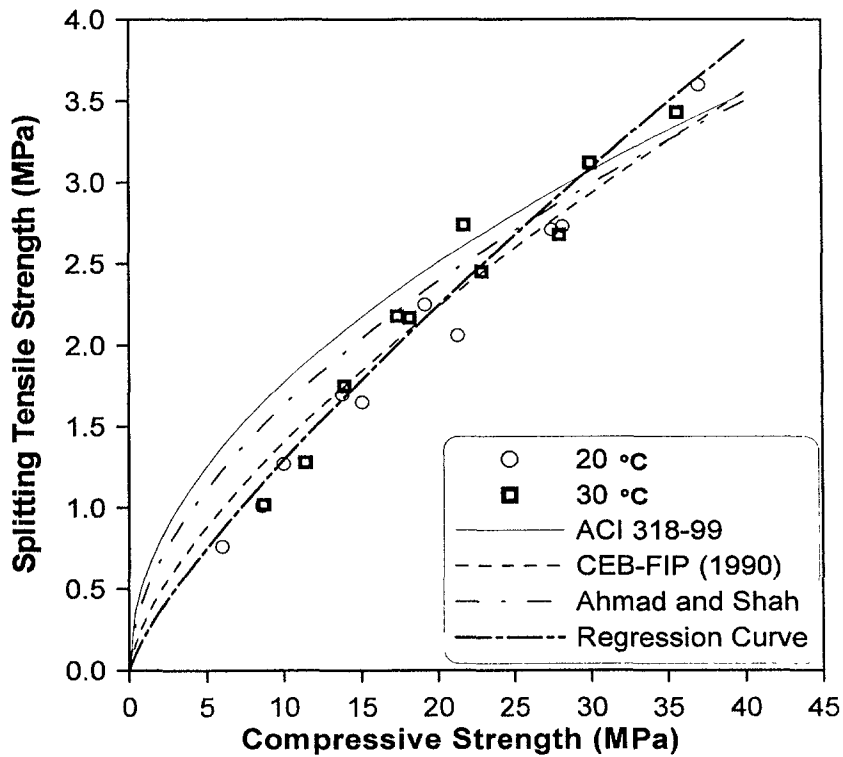


그림 3.2.26 압축강도와 쪼갬인장강도의 상관관계

그림 3.2.26에 나타난 바와 같이 ACI 318(1999) 모델식과 Ahmad와 Shah(1985) 모델식은 저강도 혹은 초기재령에서는 쪼갬인장강도를 크게 예측하고 30 MPa 이상의 압축강도에서는 쪼갬인장강도를 실험값보다 다소 작게 예측하는 경향을 나타냈다. CEB-FIP 모델식은 초기재령의 강도 즉, 약 30 MPa 이하에서는 실험결과에 상당히 근접한 쪼갬인장강도를 예측하지만 그 이상의 강도에서는 조금 작게 예측한다. 마지막으로 실험결과를 이용하여 회귀분석한 압축강도-쪼갬인장강도의 관계식을 사용하면 그림 3.2.26에서 볼 수 있듯이 저강도와 30 MP 이상에서도 실험값을 잘 예측하고 있으며, 양생온도에 관계

없이 압축강도-조깁인장강도의 관계가 크게 변화가 없음을 알 수 있다. 실험결과를 이용한 조깁인장강도 예측식은 시방서의 모델식과 동일한 형태를 나타내며 다음과 같이 표현된다.

$$f_{sp} = 0.21 f_{cu}^{0.79} \quad (3.2.9)$$

일반적으로 조깁인장강도는 균열의 발생여부를 판단하는 자료로 예측값이 실험값보다 작으면 그 차이만큼의 안전률을 확보할 수 있다. ACI 318(1999) 모델식과 Ahmad와 Shah(1985) 모델식은 저강도의 경우 압축강도에 비해 조깁인장강도를 크게 예측하고 있으므로 안전율을 확보할 수 없다. 따라서, CEB-FIP(1990) 모델식과 식 (3.2.9)의 조깁인장강도 예측식은 조깁인장강도를 실제보다 과대평가하지 않으므로 어느 정도의 안전율을 확보할 수 있다고 판단된다.

본 연구에서 수행한 조깁인장강도 실험값과 식 (3.2.9)에 의한 예측값을 비교하면 그림 3.2.27과 같다. 그림에서 나타난 바와 같이 실제 실험결과와 예측결과의 오차가 다소 존재하지만 그 오차값이 한 쪽방향으로 치우치지 않아 예측 모델식이 조깁인장강도를 과대평가하거나 과소평가한다고 볼 수 없다. 또한, 양생온도 20, 30℃의 경우를 비교하면, 강도예측의 정확도가 크게 차이가 나지 않았다. 따라서 압축강도와 조깁인장강도의 상관관계가 양생온도에 따라 변한다고 볼 수 없다.

그림 3.2.26과 3.2.27의 강도예측결과를 종합해 볼 때, 양생온도에 관계없이 앞에서 제시한 식 (3.2.9)를 압축강도-조깁인장강도의 상관관계 모델식을 사용할 수 있으며 기존의 모델식 중에서는 CEB-FIP 모델식이 적합한 모델로 사료된다.

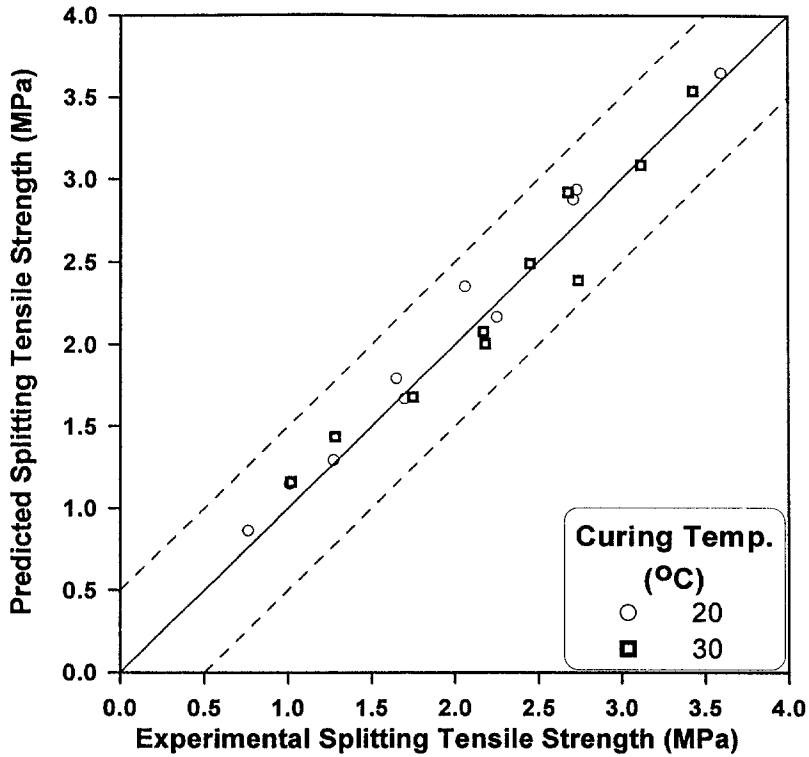


그림 3.2.27 쪼갬인장강도 실험결과와 예측결과의 비교

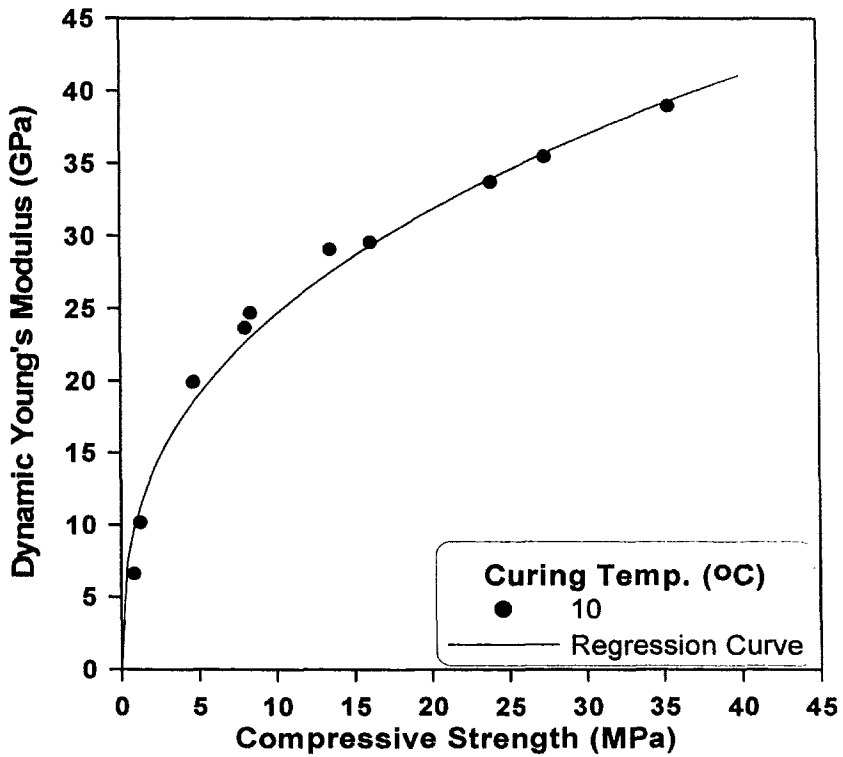
나. 탄성계수

탄성계수에는 크게 정탄성계수와 동탄성계수로 나뉜다. 정탄성계수는 일축 인장 또는 일축 압축하중을 받는 재료의 응력-변형률 곡선의 기울기로 결정할 수 있지만, 실험상의 오차가 상당히 많이 존재하게 된다. 반면, 충격공진법을 이용하여 측정할 수 있는 동탄성계수는 정탄성계수보다 좀 더 객관적인 측정이 가능하며, 동탄성계수-정탄성계수와의 상관관계를 이용하여 정탄성계수를 산정할 수 있다. 또한, 동탄성계수는 쪼갬인장강도의 경우와 마찬가지로 압축강도-동탄성계수의 상관관계를 이용하여 추정할 수 있다. 쪼갬인장강도의 경우와 같이 압축강도, 동탄성계수의 실험결과를 이용하여 서로간의 상관관계식을 결정하고, 상관관계식에 의해 산정된 예측값과 실제 동탄성계수 실험값을 비교하였다. Gardner(1989)는 압축강도와 동탄성계수의 상관관계식을 양생온도에 따라 산정하였다. 그 결과 양생온도에 따라 관계식의 계수가 큰 차이가 없으므로, 양생온도에 관계없이 하나의 관계식을 사용할 수 있다고 주장하였다. Gardner(1989)가 제안한 동탄성계수의 예측식은 다음과 같다.

$$E_d = 13(f_{cu})^{1/3} \tag{3.2.10}$$

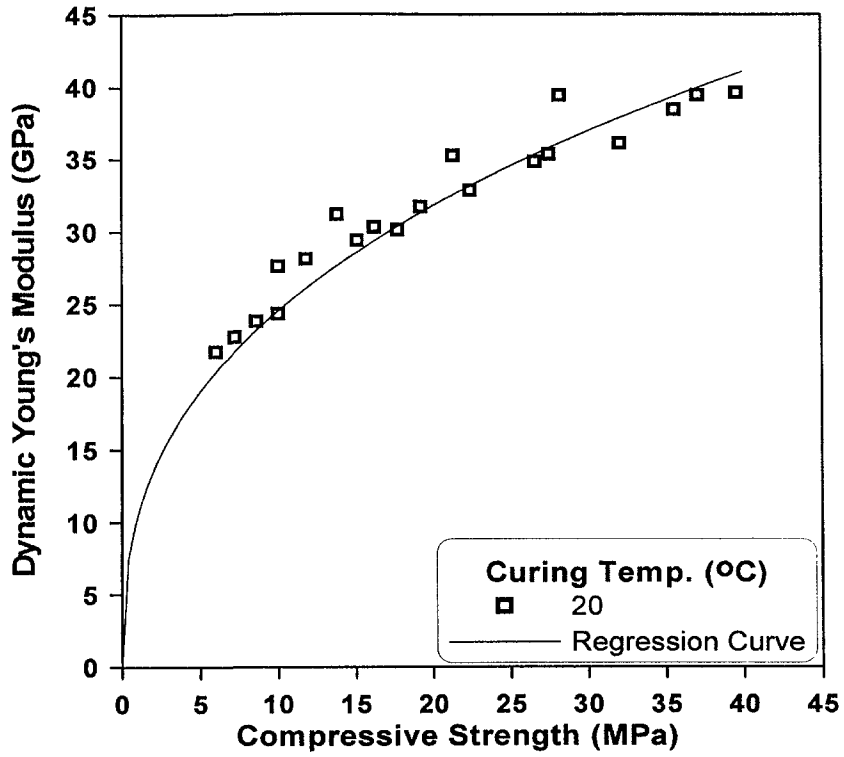
여기서, E_d 는 동탄성계수(GPa)이고, f_{cu} 는 압축강도(MPa)이다.

그림 3.2.28는 압축강도 실험결과와 동탄성계수간의 상관관계를 나타낸 것이다. 표 3.2.2의 네 종류의 배합을 사용하여 압축강도를 측정하고, 동시에 동탄성계수를 측정하여 상관관계를 산정하였다. 먼저 양생온도별로 압축강도-동탄성계수의 상관관계가 어떠한 변화를 나타내는지 검토하기 위해 10, 20, 30℃로 분류하여 관계식을 각각 결정하였다. 양생온도별 동탄성계수 예측식은 다음과 같다.

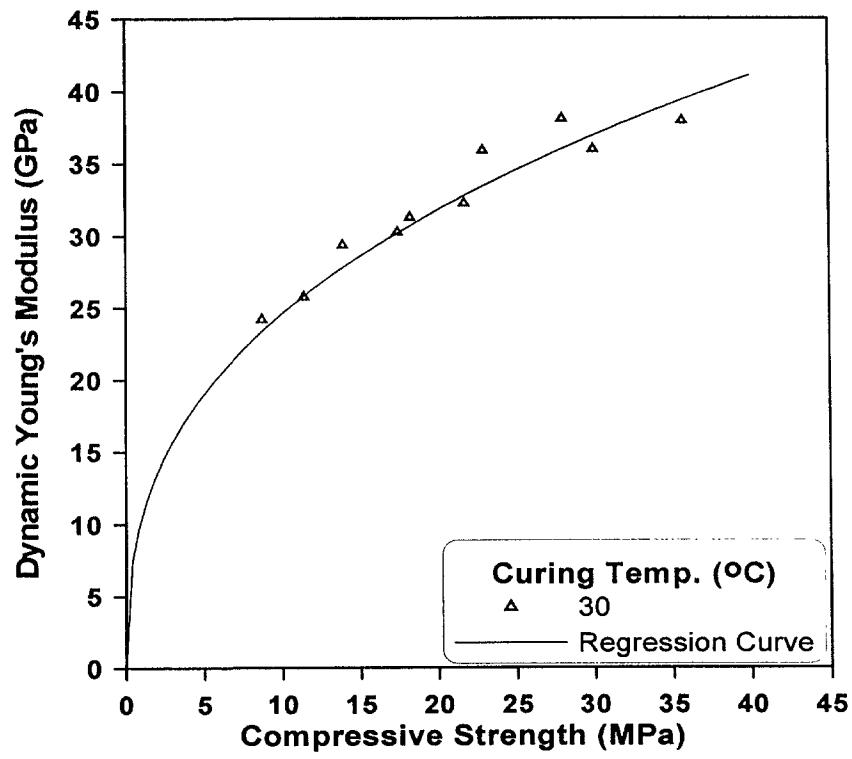


(a) 양생온도 10℃

그림 3.2.28 양생온도별 압축강도-동탄성계수의 관계 (계속)



(b) 양생온도 20°C



(c) 양생온도 30°C

그림 3.2.28 양생온도별 압축강도-동탄성계수의 관계

양생온도 10℃의 경우

$$E_d = 10.49 (f_{cu})^{0.37} \quad (3.2.11)$$

양생온도 20℃의 경우

$$E_d = 12.65 (f_{cu})^{0.31} \quad (3.2.12)$$

양생온도 30℃의 경우

$$E_d = 11.78 (f_{cu})^{0.34} \quad (3.2.13)$$

양생온도에 관계없이 모든 실험결과에 대해서 적용해 보았을 경우 다음과 같은 관계식을 구할 수 있다.

$$E_d = 11.54 (f_{cu})^{0.34} \quad (3.2.14)$$

그림 3.2.29는 10, 20, 30℃의 양생온도별 동탄성계수 실험값과 양생온도에 관계없이 모든 실험값을 회귀분석한 식 (3.2.14)를 비교한 것이다. 그림 3.2.29에 나타난 바와 같이 식 (3.2.14)에 의한 예측값과 실제 실험값과의 오차가 양생온도에 따라서 큰 차이를 나타내지 않았다. 따라서, 양생온도에 관계없이 식 (3.2.14)를 사용하여 압축강도에 따른 동탄성계수를 추정할 수 있다고 사료된다.

그림 3.2.30은 식 (3.2.14)의 예측식을 사용한 동탄성계수 예측값과 실제 실험결과를 비교한 것이다. 그림에서도 볼 수 있듯이 압축강도를 기준으로 볼 때, 과대평가되거나 과소평가 없이 일정 오차내에서 동탄성계수를 예측하고 있다고 판단된다.

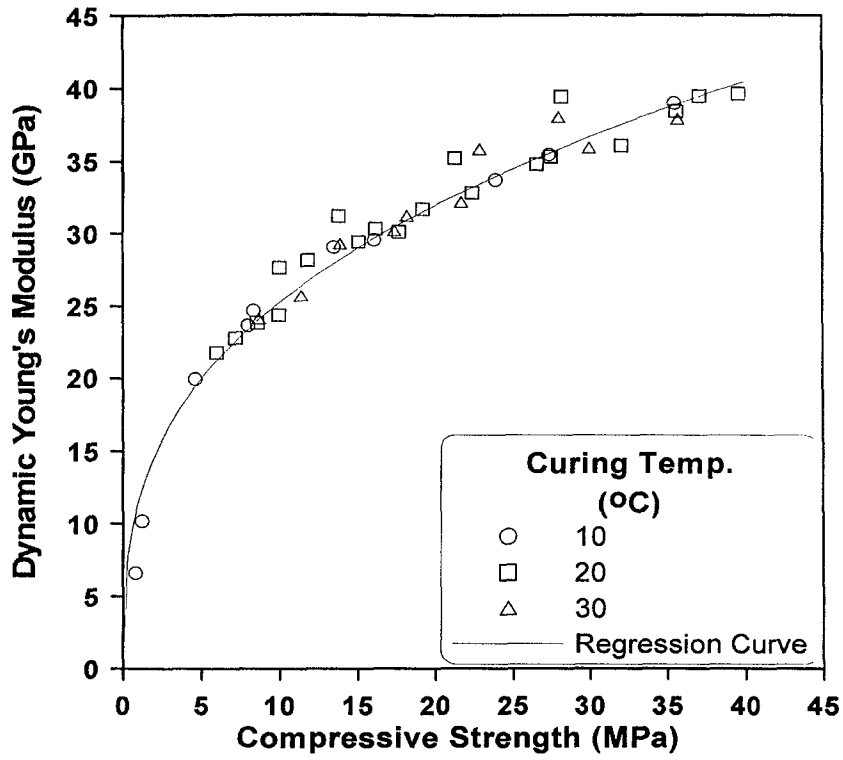


그림 3.2.29 압축강도와 동탄성계수의 상관관계

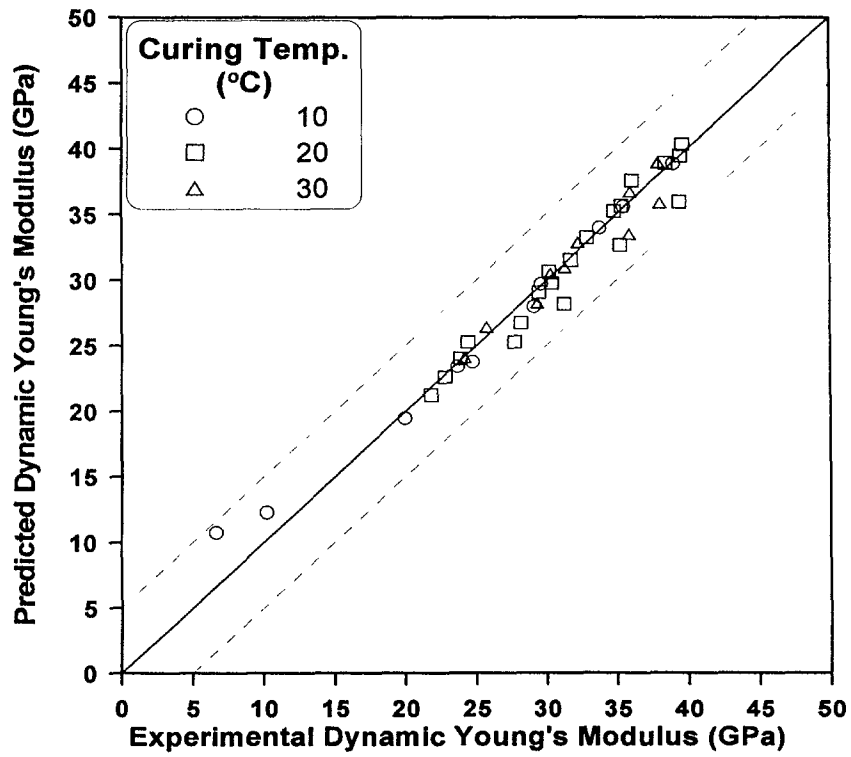


그림 3.2.30 동탄성계수 실험결과와 예측결과의 비교

다. 임계변형률

표 3.2.2의 네 가지 배합 중에서 C320과 C370배합의 20℃ 양생에 대하여 KS F 2438 (콘크리트의 탄성계수 시험방법)에 준하여 실험을 수행하여 응력(σ)-변형률(ϵ) 곡선을 구하였다. 이 응력-변형률 곡선에서 최대하중에 도달할 때의 변형률인 임계변형률을 구할 수 있다. Khan et al.(1995)은 압축강도와 양생조건에 따른 콘크리트의 응력-변형률 관계를 연구하였으며, Khan et al.(1995)의 실험결과에서도 C320, C370배합과 같이 재령이 경과할수록 임계변형률은 증가하는 경향을 나타냈다. Khan et al.(1995)의 실험결과 중에서 28일 평균압축강도가 30 MPa이고 수중양생($21 \pm 1^\circ\text{C}$)한 경우를 선택하였다.

표 3.2.11 재령별 콘크리트의 임계변형률 ($\mu\epsilon$)

배 합	재 령 (day)			
	1	3	7	28
C320	1,600	1,750	1,850	1,900
C370	1,700	1,820	1,900	2,000
Khan et al. (1995)	1,500	1,720	1,880	1,950

표 3.2.11와 그림 3.2.9를 보면, 재령이 경과할수록 콘크리트의 압축강도는 증가하고 이에 따라 응력-변형률의 직선구간도 증가한다. 또한 최대하중이 되는 응력-변형률 곡선의 극대점도 강도의 증가와 함께 약간 오른쪽으로 이동함을 볼 수 있다. 그러나, 이러한 경향은 실험결과에 의존한 것이므로 임계변형률을 정량적으로 평가하기는 어렵다. 왜냐하면 혼화재의 첨가와 양생조건 등 여러 가지 변화요인이 있기 때문이다. 일반적으로 콘크리트의 임계변형률은 $2000 \mu\epsilon$ 로 여겨진다.

라. 파괴에너지

본 연구를 통하여 콘크리트의 파괴에너지는 재령이 증가함에 따라 파괴에너지가 증가한다는 것을 알 수 있었다. 그림 3.2.31을 보면 재령 7일에서의 압축강도와 인장강도는 각각 74.1%와 75.3%의 발현률을 보이는 반면에, 파괴에너지는 같은 재령에서 87.4%의 발현률을 나타내었다. 즉, 초기 재령에서의 파괴에너지의 발현은 콘크리트의 압축강도나 인장강도에 비하여 빠르게 발현됨을 알 수 있다. 또한 콘크리트의 압축강도보다는 인장

강도가 초기 재령에서 높은 발현률을 보이는 것으로 나타났다.

파괴에너지와 압축강도 인장강도의 발현의 차이는 재령이 지남에 따라 그 차이가 줄어들어 가는 것으로 나타났다. 이는 콘크리트가 타설 이후 초기 재령에서 경화가 빠르게 일어나기 때문인 것으로 사료된다.

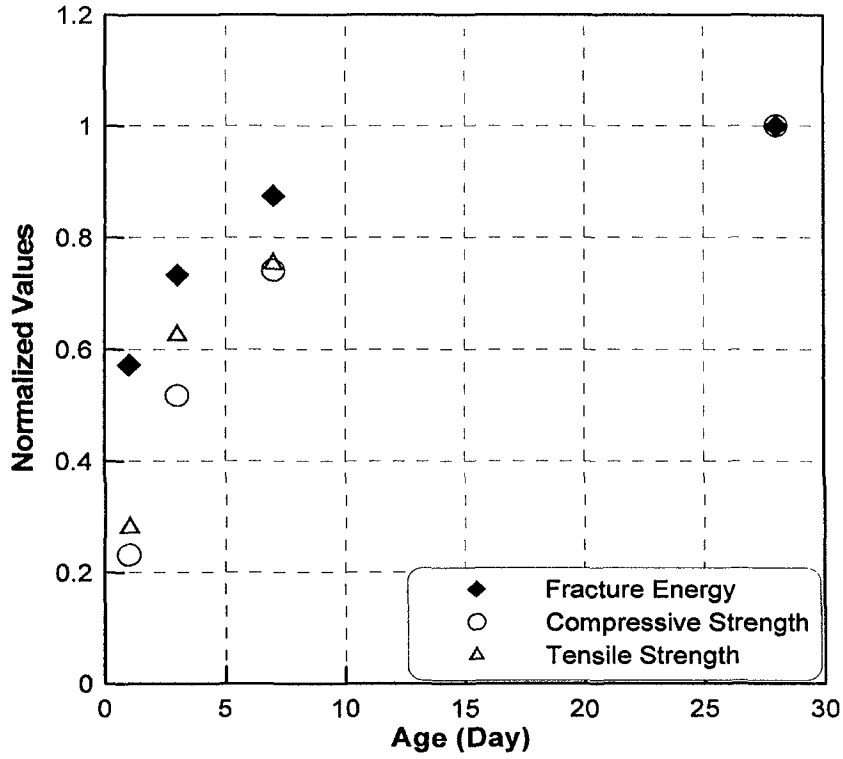


그림 3.2.31 C370의 파괴에너지와 강도 특성의 상관관계

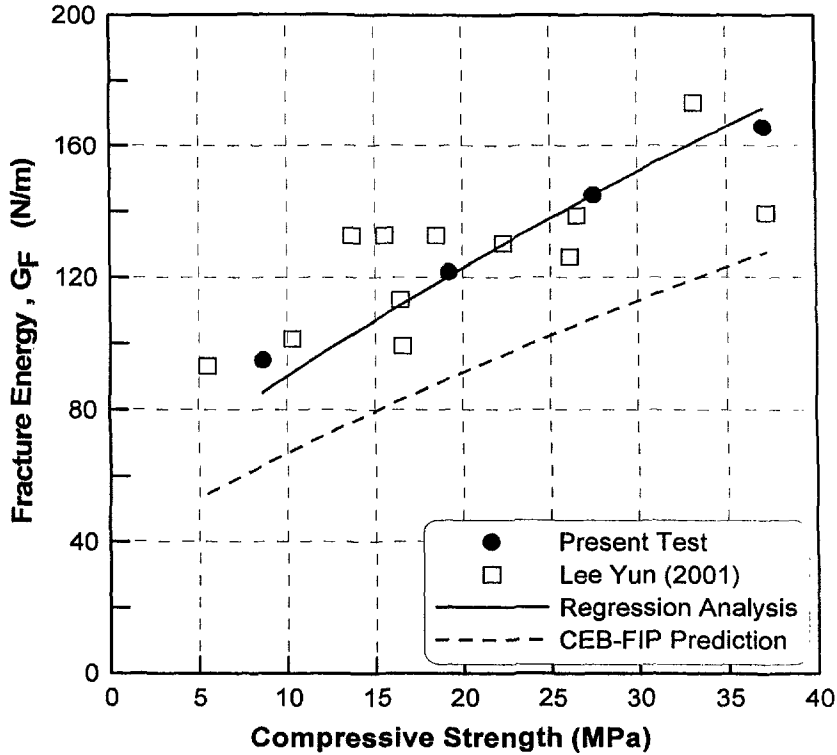


그림 3.2.32 콘크리트의 압축강도와 파괴에너지의 상관관계

CEB-FIP(1990)에서, 파괴에너지 G_F 는 콘크리트의 압축강도와 굵은 골재 최대치수의 함수로 정의되며, 굵은 골재 최대치수가 25 mm인 경우 파괴에너지의 기본값 G_{f0} 의 값은 0.0444 N/mm를 사용하여 파괴에너지를 다음과 같이 예측할 수 있다.

$$G_F = 44.4 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.7} \quad (3.2.15)$$

식 (3.2.15)를 적용하여 점선으로 나타낸 그림 3.3.32를 보면, CEB-FIP model 에 의한 파괴에너지 예측값은 실험값에 비해 과소 평가되는 경향이 있다. 따라서, 본 실험에서의 결과와 이윤(2001)에서 연구된 실험결과를 회귀분석을 통해 다음과 같은 식을 얻었다.

$$G_F = 60.0 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.7} \quad (3.2.16)$$

식 (3.2.16)에서 파괴에너지 기본값은 60.0 N/m로 CEB-FIP에서 제안하는 파괴에너지 기본값인 44.4 N/m에 비하여 35% 정도 증가한 값을 나타냈다. 그러나 이러한 결과는 한정된 실험 결과를 바탕으로 결정된 것이므로 추후 많은 실험을 통해 검증되어야 할 것으로 사료된다.

3절 계면 특성

1. 계면특성실험의 이론적 배경

가. 계면파괴인성

Mitsui et al.(1994)은 시멘트 풀과 골재 계면의 파괴인성에 대하여 연구하여 파괴인성, 강성 그리고 부착강도를 포함하여 계면특성이 계면의 미세구조와 깊은 관련이 있다고 밝혔다. 그리고 낮은 물-시멘트 비나 실리카 폼의 첨가 그리고 코팅된 골재의 사용은 계면 부착강도를 현저하게 증가시킨다고 발표하였다.

Hillemeier와 Hilsdorf(1977)는 개량된 Compact Type 시편을 사용하여 시멘트 풀-골재 계면의 파괴인성을 측정하여 계면역이 시멘트 풀과 골재보다 매우 약하다는 것을 실험으로부터 알아냈으며, 그 이유는 낮은 인장강도 때문이 아니라 낮은 파괴인성과 극심한 노치 민감성(notch sensitivity) 때문이라고 결론지었다.

일반적으로 계면에서의 균열은 인장과 전단하중이 동시에 작용하는 혼합 모드(mixed mode) 상태에 있다. Lee와 Buyukozturk(1995)와 이광명(1995)은 혼합 모드를 고려할 수 있는 시험방법을 제안하였으며, 샌드위치 시편을 사용하여 모르타르-골재 계면의 파괴인성을 모드 I 에서 모드 II까지 고려하여 측정하였다. 그들은 실험을 통해 계면의 파괴인성은 위상각이 증가할수록 즉 전단효과가 커질수록 매우 증가한다고 보고하였다. 또한, 고강도 모르타르와 골재 사이의 계면 파괴인성이 보통 강도 모르타르와 골재 사이 계면의 파괴인성보다 크고 이것은 이미 알려진 바와 같이 계면의 특성이 콘크리트의 강도와 탄성계수 발현과 밀접한 관계가 있다고 결론지었다. 안기석(1997)도 계면파괴인성이 고강도 콘크리트의 역학적 특성에 미치는 영향에 관한 연구를 수행하여 계면특성과 재료특성이 서로 상관관계가 있음을 밝혔다.

나. 계면파괴역학 이론

계면파괴역학 개념을 이용하여 복합재료의 일종인 콘크리트에 존재하는 모르타르-골재 계면의 파괴인성을 결정할 수 있다. 본 연구에서는 콘크리트를 모르타르와 골재로 이루어진 이상 복합체로 이상화하여 모르타르-골재 계면의 파괴인성에 적용할 수 있는 계면파괴역학이론에 대하여 고찰하였다.

그림 3.3.1에 나타낸 바와 같이 균질, 등방의 재료 1과 재료 2가 붙어 있는 물체에서 계면을 따라 위치하고 있는 반무한 자유 균열을 생각해 보자. 이 때 균열선단 앞의 계면

에서 장력과 변위의 연속성이 유지된다고 가정한다. 평면변형 하에서 두 가지 재료로 이루어진 등방성의 재료에 대해 계면 균열장을 지배하는 무차원의 탄성계수 부조화 변수 α 및 β 는 각각 다음과 같이 정의된다.

$$\alpha = \frac{\overline{E}_1 - \overline{E}_2}{\overline{E}_1 + \overline{E}_2}, \quad \beta = \frac{1}{2} \frac{\mu_1(1-2\nu_2) - \mu_2(1-2\nu_1)}{\mu_1(1-\nu_2) + \mu_2(1-\nu_1)} \quad (3.3.1)$$

여기서, 평면탄성계수 $\overline{E} = E/(1-\nu^2) = 2\mu/(1-\nu)$ 이고 E , μ 와 ν 은 각각 탄성계수, 전단계수 및 포와송 비이며 첨자 1과 2는 재료 1과 재료 2를 나타낸다. 콘크리트를 모르타르와 골재로 이루어진 이상 복합재료로 단순화하면 재료 1과 2를 각각 모르타르와 골재로 나타낼 수 있다.

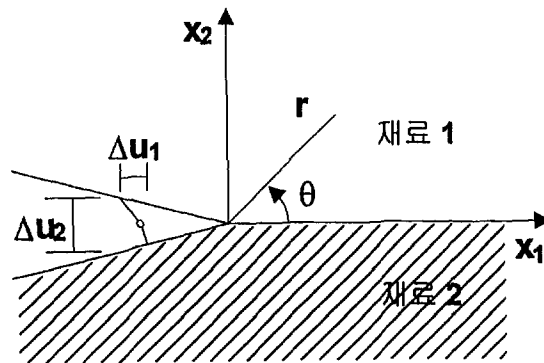


그림 3.3.1 계면에서의 반무한 자유 균열

평면탄성문제에서 균열선단 부근의 응력장은 다음과 같이 주어진다.

$$\sigma_{22} + i\sigma_{12} = \frac{K_1 + iK_2}{\sqrt{2\pi r}} r^{i\epsilon} \quad (3.3.2)$$

여기서, K_1 과 K_2 는 계면응력 확대계수이고 진동지수 ϵ 은 β 의 함수로서 다음과 같이 정의된다.

$$\epsilon = \frac{1}{2\pi} \ln\left(\frac{1-\beta}{1+\beta}\right) \quad (3.3.3)$$

일반적으로 계면에 위치하고 있는 균열선단에서는 혼합 모드 하중 즉 전단과 인장 하

중이 동시에 작용하며, 이러한 하중에 의한 계면 방향의 에너지해방률이 임계값 즉 계면 파괴인성에 도달할 때 계면균열이 진전하게 된다. 계면파괴인성은 계면의 임계 에너지해방률 혹은 계면 파괴에너지라고도 하며, 에너지해방률과 위상각의 두 가지 변수로 표현된다. 이들 두 변수는 식 (3.3.1)에서 정의된 α 와 β 에 의해 영향을 받는다. 에너지해방률(G)은 계면에 위치하고 있는 균열의 계면과 같은 방향의 에너지해방률을 말하며 계면 응력확대계수와의 관계는 다음과 같다.

$$G = \frac{(1/\overline{E}_1 + 1/\overline{E}_2)}{2 \cosh^2(\pi\epsilon)} (K_1^2 + K_2^2) \quad (3.3.4)$$

여기서 $\cosh^2(\pi\epsilon) = 1/(1 - \beta^2)$ 이다. 위상각은 전단 변위와 열린 변위의 비를 나타낸다. 균열면에 대하여 기하학적으로나 외부 하중이 대칭이라 하더라도 균열선단에서 위상각은 0이 아니며 그 정도는 탄성계수 부조화 변수값에 좌우된다. $\beta = 0$ 으로 가정할 때 위상각(ψ)은 다음과 같이 정의된다.

$$\psi = \tan^{-1}\left(\frac{K_2}{K_1}\right) \quad (3.3.5)$$

위상각이 0이면 인장 모드, $\pi/2$ 이면 전단 모드를 뜻하며 K_1 이 K_2 와 같은 값을 가질 때 ψ 는 $\pi/4$ 가 된다.

대부분의 콘크리트를 구성하고 있는 모르타르와 골재 조합의 탄성계수 부조화 변수를 계산해 보면 보통 β 의 값이 α 보다 매우 작아서 $\beta = 0$, 즉 $\epsilon = 0$ 으로 가정할 수 있기 때문에 실험의 편의를 위하여 본 연구에서는 β 는 0으로 가정하고 단지 α 만을 고려하기로 한다. 이러한 가정 하에서 계면파괴역학을 기초로 하여 계면파괴인성을 위상각의 함수로 나타내는 계면파괴인성곡선을 결정할 수 있다.

다. 계면 파괴인성 측정 모델

(1) 샌드위치 모델

여러 종류의 복합재료에 존재하는 계면의 파괴인성을 측정하기 위하여 매트릭스인 재료 1과 그 안에 끼워져 있는 재료 2의 박층으로 이루어져 있는 샌드위치 모형이 Suo와 Hutchinson(1989)에 의해 제안되었다. 콘크리트 복합체에서는 재료 1과 2를 각각 모르타르와 골재로 나타낼 수 있다. 그림 3.3.2과 같이 샌드위치 모형의 균열해석을 위하여 각

각의 재료를 등방성, 선형탄성으로 가정하고, x_1 축과 일치하는 두 재료 사이의 계면에 균열이 위치하는 경우를 생각해 보자. 이 때 재료 2의 두께 h 가 균열 길이를 포함한 다른 평면내의 길이들보다 매우 작다고 하면 샌드위치 모형에서의 계면응력 확대계수(K_I, K_{II})와 재료 2의 층이 없는 경우, 즉 균질의 모형에서의 응력 확대계수(K_I, K_{II}) 사이에 보편적인 점근적 관계(universal asymptotic relationship)가 $\beta=0$ 일 때 다음과 같이 존재한다.

$$K_I + iK_{II} = \sqrt{1-\alpha} (K_I + iK_{II}) e^{i\omega(\alpha)} \quad (3.3.6)$$

여기서 실수함수 ω 는 계면응력 확대계수와 재료 2의 층이 없는 경우(즉 모르타르만으로 이루어진 경우)의 응력확대계수와와의 상대적인 위상차로서 $\beta=0$ 인 경우 α 만의 영향을 받는다. 이 때 변화 위상각이라고도 불리는 ω 는 수치해석을 통해 구해질 수 있다. 식 (3.3.6)은 다음과 같이 위상각에 관한 식으로서도 나타낼 수 있다.

$$\phi = \phi + \omega(\alpha) = \tan^{-1}(K_{II}/K_I) + \omega(\alpha) \quad (3.3.7)$$

이때 기본적인 에너지 이론 혹은 J-적분의 적용에 의해 샌드위치 모형에 존재하는 계면균열의 에너지 해방률은 다음과 같이 계산된다.

$$G = \frac{1}{E_1} (K_I^2 + K_{II}^2) \quad (3.3.8)$$

여기서 E_1 는 재료 1(모르타르)의 평면탄성계수이다.

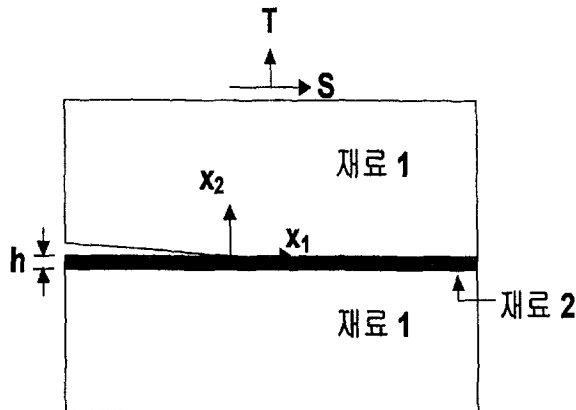


그림 3.3.2 샌드위치 모델

샌드위치 시편은 모르타르 매트릭스로 이루어진 기존의 파괴강도 측정용 시편에 골재박편을 끼움으로써 만들어진다. 골재 층의 두께가 균열 길이와 시편두께에 비하여 매우 작은 경우에는 시편의 한계 하중값으로부터 K_I 과 K_{II} 를 계산할 수 있으며, K_I 과 K_{II} 는 K_I 과 K_{II} 값을 식 (3.3.6)에 대입하여 구한다. 아울러 위상각과 에너지 해방률은 식 (3.3.7)과 식 (3.3.8)로부터 계산할 수 있다. 샌드위치 시편은 실험실에서 손쉽게 제작되며, 계면응력 확대계수를 계산하지 않고도 위상각과 계면균열의 에너지 해방률을 구할 수 있다는 장점을 가지고 있다.

(2) 샌드위치 브라질리언 디스크 시편

그림 3.3.3에 주어진 샌드위치 브라질리언 디스크 시편은 모르타르 사이에 얇은 골재편이 삽입되어 부착되어 있으며 길이 $2a$ 인 균열이 경계면을 따라서 위치하고 있다. 이러한 브라질리언 디스크 시편은 혼합모드 파괴시험에 폭넓게 사용되어 왔다. 이 시편을 균열의 모형으로 생각할 때 모드 I 과 모드 II 응력확대계수는 유한요소해석이나 Atkinson et al.(1982)에 의해서 계산된 급수해로부터 계산된다.

일반적으로 모드 I 과 모드 II 의 응력확대계수는 초기균열길이 a , 파괴하중 P 등의 함수로서 다음과 같이 구해진다.

$$K_I = \frac{P\sqrt{a}}{\sqrt{\pi R t}} N_1 \quad , \quad K_{II} = \pm \frac{P\sqrt{a}}{\sqrt{\pi R t}} N_2 \quad (3.3.9)$$

둘째 식에서 (+)는 균열선단 A에서의, (-)는 균열선단 B에서의 K_{II} 의 부호이다. R 과 t 는 각각 디스크의 반경과 두께를 나타내며, N_1 과 N_2 는 상대적인 균열길이(a/R)와 경사각 (θ)의 함수로 구해지는 무차원의 계수이다. 브라질리언 디스크 시편에서 혼합모드 응력 상태는 경사각을 압축하중이 가해지는 방향에 대하여 조절함으로써 얻어진다. 하중 재하 방법은 콘크리트의 쪼갬인장시험의 경우와 흡사하다.

브라질리언 디스크 시편을 실험할 때에는 파괴하중 P 와 경사각 θ 를 측정한 후 K_I 과 K_{II} 의 값을 식 (3.3.9)를 식 (3.3.8)에 대입하여 다음과 같이 에너지 해방률을 구한다.

$$G = \frac{P^2 a}{E_1 \pi R^2 t^2} (N_1^2 + N_2^2) \quad (3.3.10)$$

또한, 선단 A와 B에서의 위상각은 식 (3.3.9)를 식 (3.3.7)에 대입하여 구한다.

$$\psi = \pm \tan^{-1}\left(\frac{N_2}{N_1}\right) + \omega(\alpha) \quad (3.3.11)$$

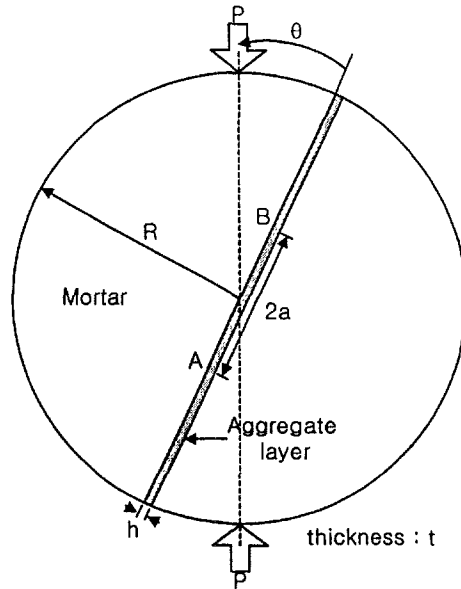


그림 3.3.3 샌드위치 브라질리안 디스크 시편

2. 계면 파괴인성 실험

가. 실험 목적 및 변수

모르타르 매트릭스와 골재로 구성되어 있는 콘크리트의 역학적인 성질은 그들의 개별적인 특성과 상호작용, 모르타르와 골재 사이의 계면의 성질에 영향을 받는다. 본 연구에서는 샌드위치 브라질리안 디스크 시편을 이용하여 모르타르/골재 조합에 대하여 계면의 파괴인성을 측정하고, 재령에 따른 모르타르-골재 계면의 파괴인성의 변화와 콘크리트의 역학적 특성과의 상관관계를 조사하였다.

나. 실험 재료 및 배합비

모르타르와 콘크리트의 배합에 사용된 시멘트는 국내 D사 제품의 1종 포틀랜드 시멘트이다. M450의 경우에는 물-시멘트비를 낮추기 위해 고성능 감수제를 시멘트 중량의 1.5% 정도 사용하였다.

배합에 사용된 잔 골재는 비중 2.65, 조립률 2.73인 강모래를 세척하여 불순물을 제거한 후 사용하였으며, 배합시 표면건조포화상태가 되도록 흡수율을 조정하여 사용하였다.

콘크리트 배합에 사용된 굵은 골재는 최대치수가 25 mm이고, 비중 2.74, 조립률 6.70인 화강암 쇄석을 사용하였다.

본 실험에서는 재령에 따른 모르타르-골재 계면의 파괴인성 실험을 위하여 표 3.3.1과 같이 시멘트량을 기준으로 한 M320, M370 그리고 M450의 배합비를 갖는 모르타르를 사용하였으며, 콘크리트의 압축강도 및 정탄성계수 실험에는 표 3.3.2와 같이 C320, C370 그리고 C450의 배합비를 갖는 콘크리트를 사용하였다.

콘크리트 배합시 굵은 골재, 잔 골재, 시멘트를 투입하여 건비빔을 약 1분간 실시한 후 배합수와 혼화제를 첨가하여 2분간 배합하였다.

표 3.3.1 계면파괴인성 실험을 위한 모르타르 배합비 (중량비)

	시멘트	잔골재	배합수	고성능 감수제 (%)	S/a (%)	공기량 (%)	W/C (%)
M320	1	2.23	0.58	0	41	5.0	0.58
M370	1	1.84	0.50	0	40	5.0	0.53
M450	1	1.54	0.36	1.5	39	3.0	0.356

표 3.3.2 계면파괴인성 실험을 위한 콘크리트 배합비 (kgf/m³)

	배합수	시멘트	W/C	굵은 골재	잔골재	고성능 감수제 (%)	S/a. (%)	공기량 (%)
C320	185	320	0.58	1025.6	712.7	0	41	5.0
C370	185	370	0.50	1016.2	680.8	0	40	5.0
C450	160	450	0.356	1083.2	692.6	1.5	39	3.0

다. 실험체의 제작 및 실험방법

본 실험에서는 재령에 따른 모르타르-골재 계면의 파괴인성을 측정하기 위하여 M320, M370, M450의 모르타르와 화강암 골재편을 사용하여 재령에 따른 모르타르-골재 계면의 파괴 실험에 사용될 브라질리언 디스크 시편을 제작하였다. 실험체의 초기 균

열의 제작은 시편제작용 몰드의 중심부에 두께가 0.1 mm인 얇은 플라스틱 노치판을 부착하여 모르타르를 타설한 후 노치판을 제거하여 날카로운 초기 균열을 만들었다.

본 실험에서는 그림 3.3.5에 나타난 바와 같이 브라질리언 디스크 시편의 크기를 결정하였다. 시편의 반경(R)과 두께(t)는 각각 37.5 mm와 25.0 mm이며, 시편의 제작을 위해 아크릴 재료를 사용하여 몰드를 제작하였다. 시편에서의 상대적인 균열 크기(a/R)는 0.25이다. 시편에 사용될 골재편의 두께(h)는 2.5 mm로 결정하였다. 이것은 사용된 시편에서 균열 길이를 포함한 다른 길이에 비해 상대적으로 작도록 하여 계면응력 확대계수를 결정하는데 있어서 보편적인 점근적 관계가 성립하도록 하였다.(식 (3.3.6) 참조)

본 실험에서는 타설 이후부터 1일, 3일, 7일, 28일 즉 4가지 재령에 대해서 실험을 수행하였다. 각 시험체는 타설 24시간 후에 몰드에서 꺼낸 후 $20 \pm 3^\circ\text{C}$ 인 수중에서 양생을 하였으며, 실험이 실시되기 3시간 전에 폭로되었다. 모르타르-골재 계면의 파괴인성 실험에서 하중재하 경사각은 10° 로 일정하게 하였으며, 각 재령에 따라 모르타르-골재 계면의 파괴 실험을 통하여 파괴 임계하중을 측정하였다. 하중경사각(θ)은 압축하중이 가해지는 방향과 균열방향을 조절하여 구하였으며, 하중 재하방법은 그림 3.3.4와 같이 시편의 길이가 상대적으로 얇은 것을 제외하면 콘크리트의 쪼갬인장시험의 경우와 흡사하다.

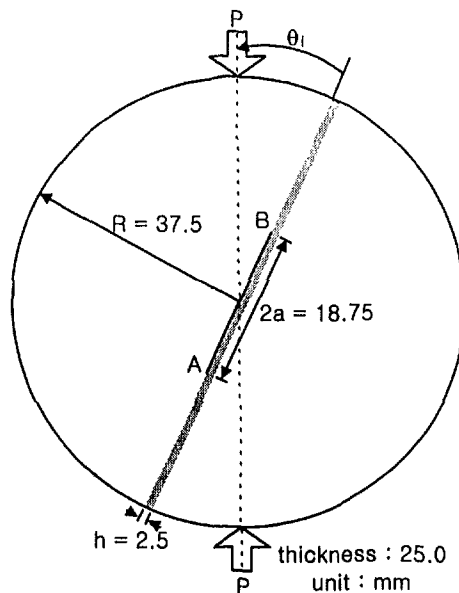


그림 3.3.4 모르타르-골재 계면파괴인성 실험을 위한 시편의 크기

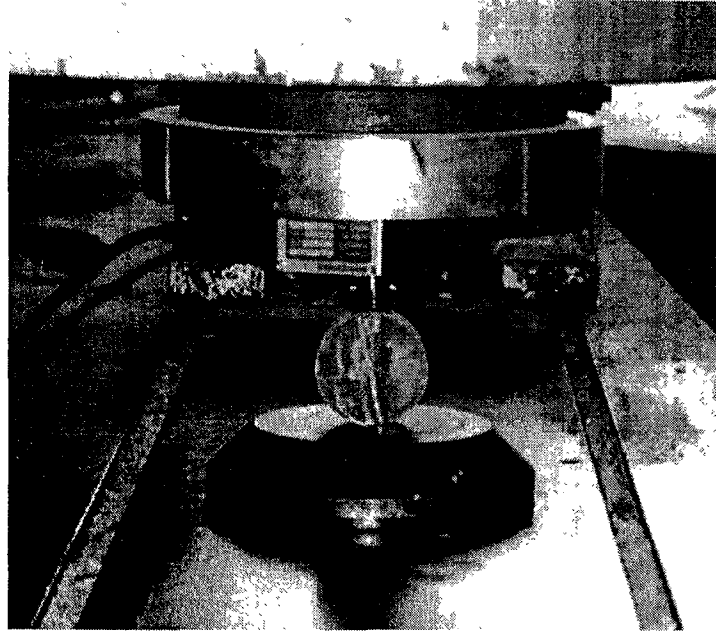


그림 3.3.5 브라질리언 디스크 시편의 하중재하장면

라. 재령에 따른 콘크리트의 역학적 특성 실험

본 실험에서는 재령에 따른 콘크리트 및 모르타르의 압축강도, 인장강도와 정·동탄성계수를 측정하기 위하여 원주형 공시체(Φ 10 cm×20 cm)를 제작하였다. 측정된 재령은 재령에 따른 계면파괴인성 실험과 같이 타설 이후부터 1일, 3일, 7일 그리고 28일이다. 콘크리트 제조에 사용된 골재는 계면파괴 실험에 사용된 골재인 화강암이며 25 mm 이하의 골재를 사용하여 제작하였다. 시험체 타설 24시간 후 몰드에서 꺼내져 실험 전까지 $20\pm 3^{\circ}\text{C}$ 의 온도에서 수중상태로 저장하여 양생하였다. 압축강도, 쪼갬인장강도와 정탄성계수 시험은 각각 KS F 2405, KS F 2423, KS F 2438에 준하여 수행하였으며, 동탄성계수 실험은 충격공진법을 이용하였다.

3. 실험 결과

가. 모르타르와 골재의 역학적 특성

표 3.3.3은 본 연구에서 사용한 모르타르와 골재의 역학적 특성을 나타내고 있다. 모르타르의 압축강도와 탄성계수 시험은 KS F 2405와 KS F 2438에 준하여 실시하였으며, 파괴인성 시험은 브라질리언 디스크 시편을 사용하여 측정하였다. 본 연구에서 고려한 모르타르 M320, M370, M400의 28일 평균압축강도는 각각 35.2 MPa, 42.2 MPa, 68.0 MPa이며, 탄성계수는 각각 23.6 GPa, 26.5 GPa, 32.8 GPa이었다. 화강암의 압축강도는 231.3 MPa이며 탄성계수는 39.5 GPa이었다.

각각의 모르타르-골재 조합에 대한 위상각 변화 ω 를 α 와 β 의 함수로 나타낸 표 3.3.4을 보면 α 의 절대값이 감소함에 따라 위상각의 변화가 작아짐을 알 수 있다.

표 3.3.3 모르타르와 골재의 역학적 성질

재 료	f'_c (MPa)	E_c (GPa)	ν^*
M320	35.2	23.6	0.20
M370	42.2	26.5	0.18
M450	68.0	32.8	0.18
화강암(G)	231.3	39.5	0.17

* : 가정한 값

표 3.3.4 모르타르/골재 조합에 대한 α, β, ϵ 와 ω

모르타르 / 골재	α	β	ϵ	ω (°)
M320 / Granite	-0.247	-0.125	0.040	2.35
M370 / Granite	-0.195	-0.097	0.031	2.00
M450 / Granite	-0.091	-0.045	0.014	0.80

나. 재령에 따른 계면파괴인성의 변화

재령에 따른 M320, M370 그리고 M450과 화강암 계면의 파괴인성 실험을 통하여 그림 3.3.6 ~ 그림 3.3.8 그리고 표 3.3.5 ~ 표 3.3.7과 같은 결과를 얻었다. 재령의 변화에 대한 계면의 파괴인성의 변화를 나타내는 그림을 보면, 재령에 따라 M320과 M370의 계면 파괴인성은 거의 차이를 나타내지 않았다. 그러나 재령 1일과 3일에서, M450의 계면파괴인성이 M320의 파괴인성과 M370의 계면파괴인성보다 크게 나타났는데, 이는 재령 초기에 고강도 모르타르(M450)-화강암 계면의 부착이 보통강도 모르타르(M320과 M370)-화강암 계면의 부착보다 훨씬 빨리 발현된 것을 의미한다. 이러한 현상은 고강도 모르타르 제조를 위하여 낮은 W/C비를 사용하였기 때문으로 사료된다. 모르타르가 고강도일수록 골재와의 부착강도가 크기 때문에 M450에서 상대적으로 계면의 파괴인성이 크게 나타난 것으로 사료된다.

그림 3.3.9에 M320, M370, M450의 재령의 변화에 대하여 28일을 기준으로 계면의 파괴인성의 변화를 무차원으로 도시하였다. 각 배합에 대해서 재령 28일의 계면파괴인성에 대한 재령 7일의 계면파괴인성의 M320, M350, M450 발현정도는 각각 52.9%, 51.4%, 71.9%로 나타났다. 즉 M450의 경우에는 초기 계면파괴인성 발현률이 M320이나 M370에 비해 높다는 것을 알 수 있다.

표 3.3.5 재령에 따른 M320/G의 계면 파괴인성

Specimen	Age (day)	P (kN)	ϕ (degree)	Γ_i (J/m ²)
M320 -1	1	0.45	44.9	0.10
-2	1	0.53	44.9	0.14
-3	1	0.40	44.9	0.08
-4	3	2.16	44.3	1.37
-5	3	2.06	44.3	1.25
-6	7	2.93	43.6	1.88
-7	7	2.64	43.6	1.52
-8	28	4.04	42.9	2.90
-9	28	4.21	42.9	3.15

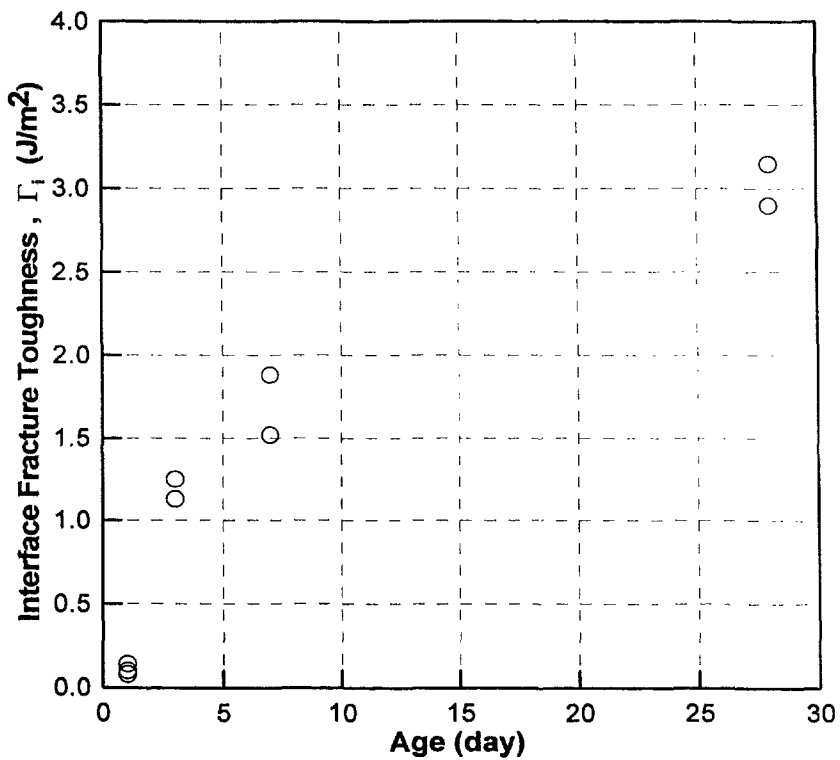


그림 3.3.6 재령에 따른 M320/G의 계면파괴인성

표 3.3.6 재령에 따른 M370/G의 계면 파괴인성

Specimen	Age (day)	P (kN)	ϕ (degree)	Γ_i (J/m ²)
M370 -1	1	0.43	44.6	0.07
-2	1	0.42	44.6	0.07
-3	1	0.45	44.6	0.08
-4	3	1.97	44.3	1.01
-5	3	1.90	44.3	0.93
-6	3	1.77	44.3	0.81
-7	7	2.78	42.9	1.51
-8	7	3.01	42.9	1.77
-9	28	4.50	42.0	3.23
-10	28	4.31	42.0	2.96
-11	28	4.60	42.0	3.38

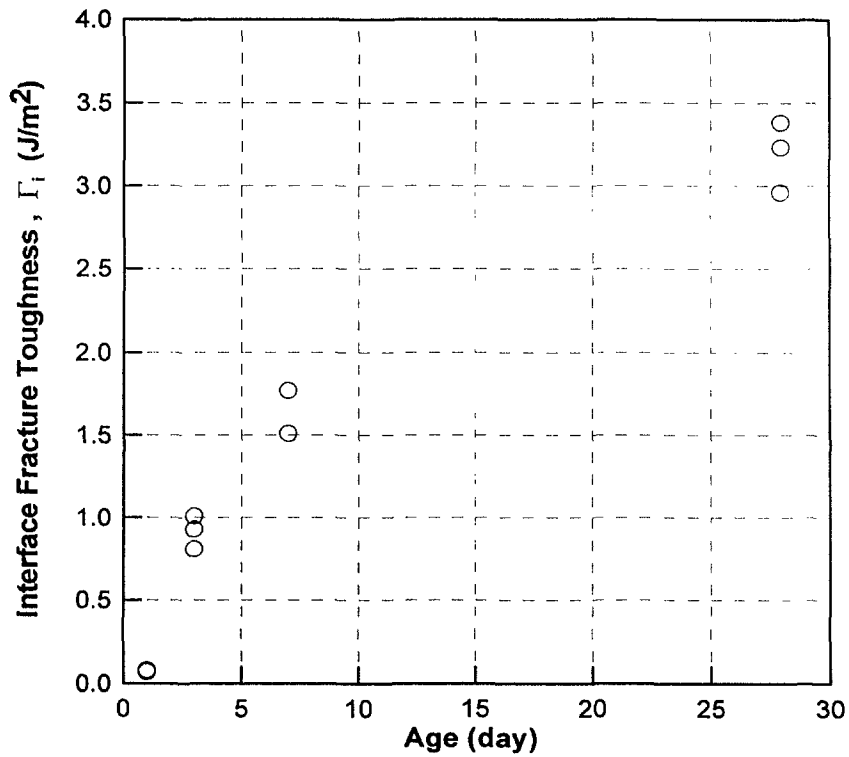


그림 3.3.7 재령에 따른 M370/G의 계면파괴인성

표 3.3.7 재령에 따른 M450/G의 계면 파괴인성

Specimen	Age (day)	P (kN)	ψ (degree)	Γ_i (J/m ²)
M400 -1	1	0.97	44.3	0.25
-2	1	1.47	44.3	0.58
-3	1	1.37	44.3	0.50
-4	3	3.19	42.0	1.71
-5	3	2.95	42.0	1.46
-6	3	3.15	42.0	1.67
-7	7	3.83	41.7	2.07
-8	7	4.17	41.7	2.46
-9	7	3.97	41.7	2.23
-10	28	4.82	40.9	2.99
-11	28	5.03	40.9	3.26
-12	28	4.94	40.9	3.15

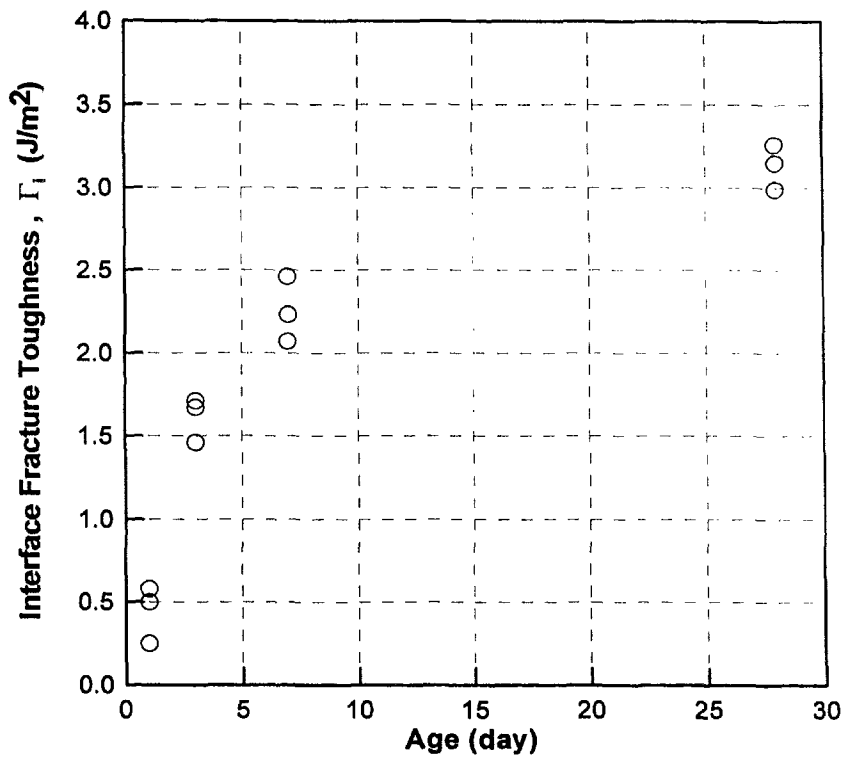


그림 3.3.8 재령에 따른 M450/G의 계면파괴인성

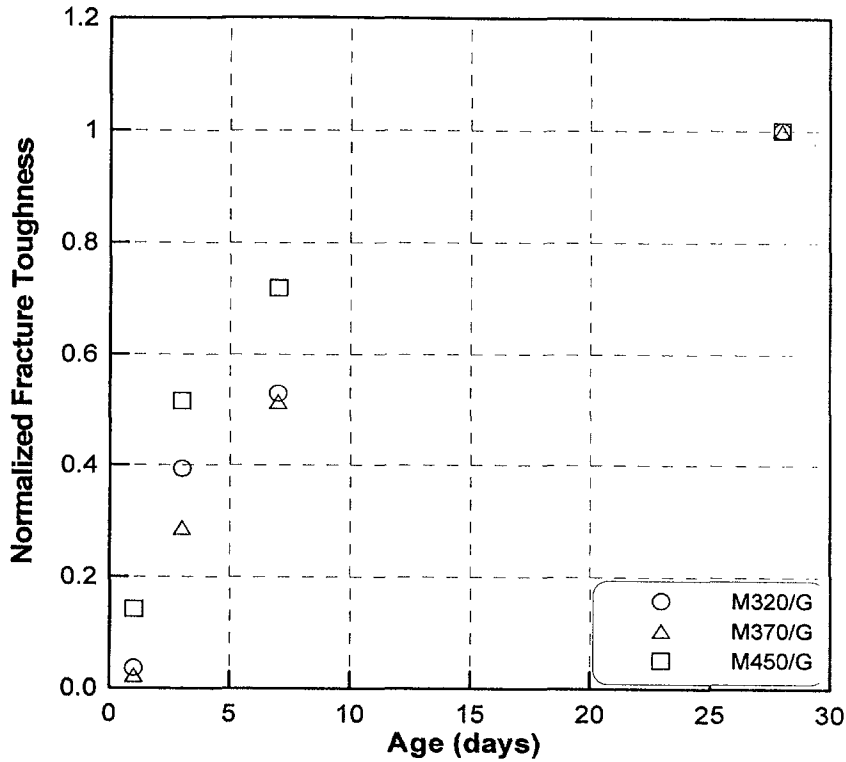


그림 3.3.9 재령에 따른 계면파괴인성

다. 재령에 따른 모르타르와 콘크리트의 역학적 성질

본 연구에서는 재령에 따라 표 3.3.2의 배합비를 이용하여 제조한 콘크리트의 압축강도, 인장강도와 정·동탄성계수를 측정하여 표 3.3.8과 표 3.3.9와 같은 실험결과를 얻었다.

콘크리트 C320, C370, C450의 재령 28일 평균압축강도는 각각 28.2 MPa, 37.1 MPa, 63.0 MPa이었다. 정탄성계수는 각각 27.4 GPa, 28.3 GPa, 33.5 GPa이었다. 또한 C320, C370, C450의 재령 28일 평균 조깅인장강도는 각각 2.73 MPa, 3.60 MPa, 6.12 MPa이었으며, 충격공진법에 의해 측정한 동탄성계수는 각각 39.4 GPa, 39.5 GPa, 43.3 GPa로 측정되었다.

그림 3.3.10부터 그림 3.3.12은 재령에 따른 계면파괴인성과 콘크리트의 성질을 나타낸 것으로, 재령 28일의 결과값을 기준으로 하였을 때 각 재령별 비율로 나타낸 값이다. 그림에서 보는 바와 같이 재령에 따라 계면파괴인성과 콘크리트의 역학적 성질은 재령 초기에는 빠르게 증가하다가 재령이 경과함에 따라 그 증가율이 점차 감소함을 알 수 있다.

재령 초기에는 계면파괴인성의 발현정도와 압축강도의 발현정도가 20% 정도의 차이를 나타냈으나 재령이 경과함에 따라 그 차이는 점차 줄어드는 것으로 나타났다. 이러한 실험결과를 보면 발현률은 서로 차이를 보이지만, 계면의 파괴인성이 압축강도의 발현과 밀접한 관계가 있는 것으로 사료된다.

탄성계수는 재령 초기에 발현률이 상당히 큰 반면에 계면파괴인성은 정·동탄성계수에 비해 발현률이 작았으나, 재령이 경과함에 따라 그 차이가 점차 줄어드는 것으로 나타났다. 특히 재령 초기에 동탄성계수의 발현정도가 정탄성계수의 발현정도보다 크게 나타났다.

표 3.3.8 콘크리트의 압축강도(f'_c)와 조깅인장강도(f_{sp}) 실험결과 (MPa)

Age (day)	C320		C370		C450	
	f'_c	f_{sp}	f'_c	f_{sp}	f'_c	f_{sp}
1	6.0	0.76	8.6	1.01	21.3	2.59
3	13.8	1.70	19.2	2.25	42.6	4.55
7	21.3	2.06	27.5	2.71	53.4	5.21
28	28.2	2.73	37.1	3.60	63.0	6.12

표 3.3.9 콘크리트의 정탄성계수(E_c)와 동탄성계수(E_d) 실험결과 (GPa)

Age (day)	C320		C370		C450	
	E_c	E_d	E_c	E_d	E_c	E_d
1	12.7	21.8	15.3	23.9	23.2	30.3
3	19.1	31.2	21.1	31.7	29.1	37.4
7	23.9	35.2	24.8	35.4	30.7	40.1
28	27.4	39.4	28.3	39.5	33.5	43.3

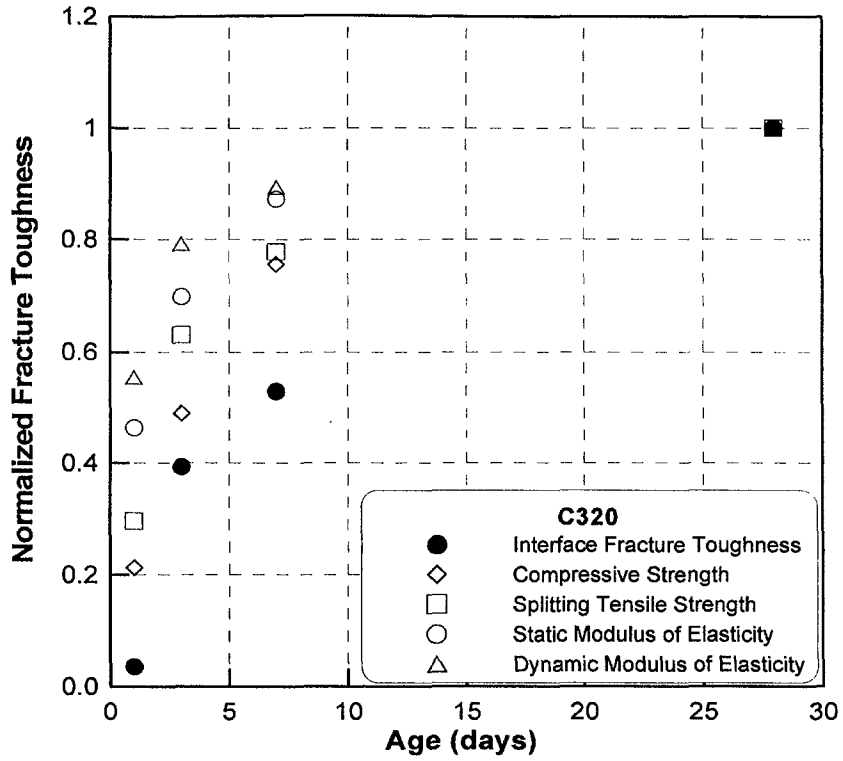


그림 3.3.10 M320/G 계면파괴인성과 C320의 역학적 성질 발현 특성

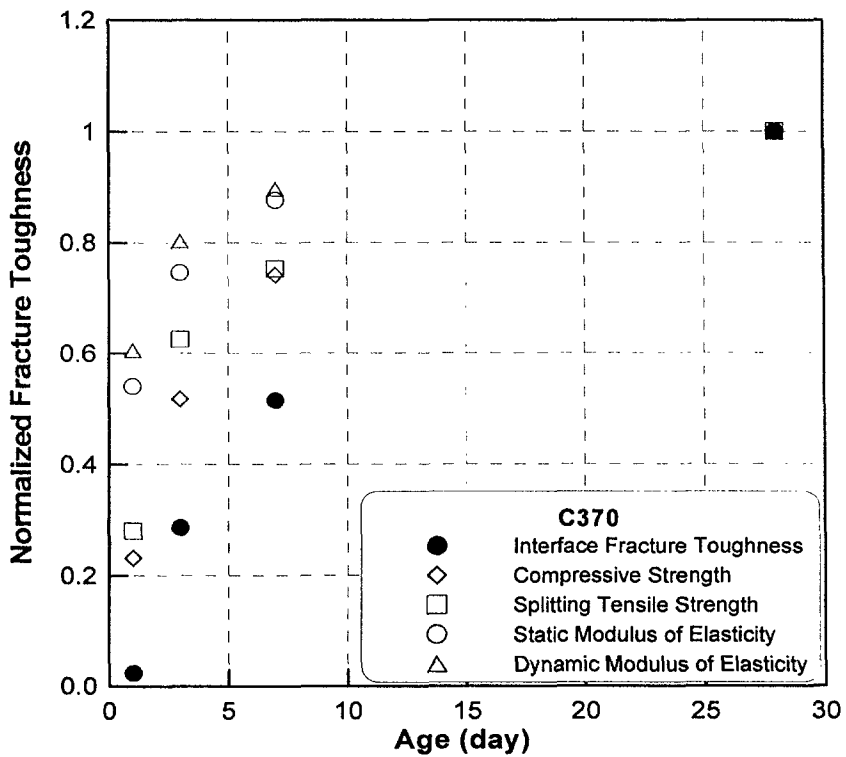


그림 3.3.11 M370/G 계면파괴인성과 C370의 역학적 성질 발현 특성

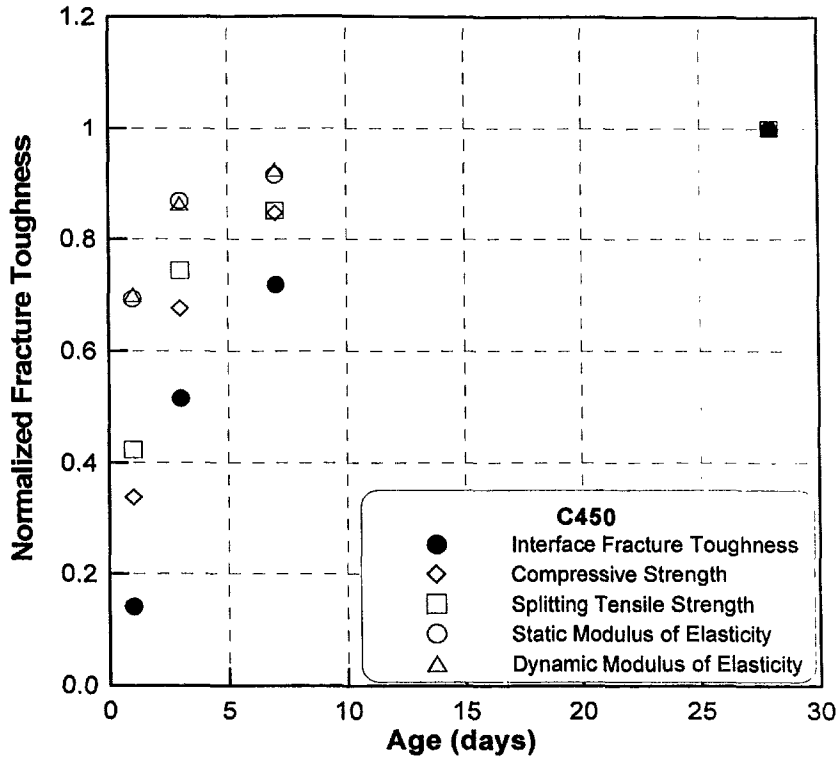


그림 3.3.12 M450/G 계면파괴인성과 C450의 역학적 성질 발현 특성

4. 계면특성과 콘크리트의 역학적 특성의 상관관계

모르타르-골재 계면 특성과 콘크리트의 역학적 특성의 상관관계를 그림 3.3.13부터 그림 3.3.16에 도시하였으며, 계면의 파괴인성과 파괴하중에 대한 콘크리트의 특성을 각각 재령 28일을 기준으로 무차원으로 나타내었다.

가. 계면특성과 강도

배합비와 재령에 따라 비례정도가 약간의 차이를 보이고는 있지만 계면파괴인성이 증가함에 따라 압축강도가 증가하는 경향을 보였다.

그림 3.3.13(a)와 그림 3.3.14(a)로부터 28일의 계면파괴인성을 기준으로 할 때 C320, C370, C450 콘크리트의 특성은 모두 계면파괴인성이 증가함에 따라 압축강도와 인장강도가 거의 선형적으로 증가하는 것으로 나타났다. 또한 압축강도와 인장강도의 발현은 재령 초기에 C320과 C370의 경우보다 C450의 경우가 훨씬 큰 것으로 나타났다.

그림 3.3.13(b)와 그림 3.3.14(b)로부터 28일의 부착파괴하중을 기준으로 할 때 C320, C350, C450 콘크리트의 특성 역시 부착파괴하중이 증가함에 따라 압축강도와 인장강도

가 거의 선형적으로 증가하는 경향을 보였다. 그리고 초기 재령에서의 발현률 역시 C320과 C370은 거의 차이를 보이지 않은 반면에 C450은 훨씬 초기 발현률이 높은 것으로 나타났다.

재령 28일을 기준으로 각 재령의 성질을 무차원화한 경우 계면파괴인성과 압축강도와의 관계와 부착파괴하중과 압축강도와의 관계는 다음과 같다.

$$\left(\frac{f_c}{f_{c28}}\right) = \left(\frac{\Gamma_i}{\Gamma_{i28}}\right)^{0.52} \quad (3.3.12)$$

$$\left(\frac{f_c'}{f_{c28}'}\right) = \left(\frac{P}{P_{28}}\right)^{0.78} \quad (3.3.13)$$

재령 28일을 기준으로 각 재령의 성질을 무차원화한 경우 계면파괴인성과 인장강도와의 관계와 부착파괴하중과 인장강도와의 관계는 다음과 같다.

$$\left(\frac{f_{sp}}{f_{sp28}}\right) = \left(\frac{\Gamma_i}{\Gamma_{i28}}\right)^{0.40} \quad (3.3.14)$$

$$\left(\frac{f_{sp}}{f_{sp28}}\right) = \left(\frac{P}{P_{28}}\right)^{0.60} \quad (3.3.15)$$

위와 같이 얻어진 관계식은 안기석(1997)의 연구결과를 참조하여 볼 때 골재의 표면 거칠기에 따라 차이를 나타내는 것으로 판단된다. 따라서 계면특성과 재료특성의 상관관계식을 제안하기에는 어려움이 있으나, 전반적으로 재령에 따라 계면의 부착강도 발현률보다는 강도발현률이 다소 크다는 사실을 알 수 있었다.

나. 계면특성과 탄성계수

그림 3.3.15(a)와 그림 3.3.16(a)을 보면 재령 28일을 기준으로 한 계면파괴인성에 대한 정탄성계수와 동탄성계수는 계면파괴인성이 증가함에 따라 정탄성계수와 동탄성계수가 거의 선형적으로 증가하는 경향을 보였다. 그림 3.3.15(b)와 그림 3.3.16(b)의 재령 28일의 부착파괴하중을 기준으로 한 정탄성계수와 동탄성계수의 발현 역시 선형적으로 증가하는 경향을 보였다. 그러나 C320과 C370의 동탄성계수의 발현률은 정탄성계수에 비하여

약 5%정도 높게 나타났으나, C450의 경우에는 동탄성계수의 발현률이나 거의 차이가 없는 것으로 나타났다.

재령 28일을 기준으로 각 재령의 성질을 무차원화한 경우 계면파괴인성과 정탄성계수의 관계와 부착파괴하중과 정탄성계수의 관계는 다음과 같다.

$$\left(\frac{E_c}{E_{c28}}\right) = \left(\frac{\Gamma_i}{\Gamma_{i28}}\right)^{0.21} \quad (3.3.16)$$

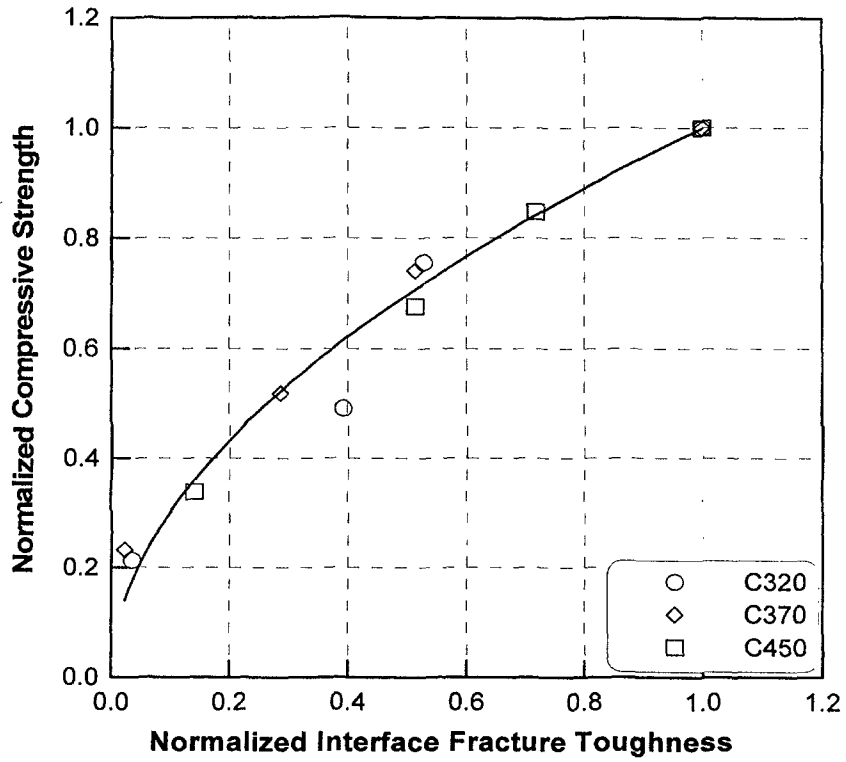
$$\left(\frac{E_c}{E_{c28}}\right) = \left(\frac{P}{P_{28}}\right)^{0.32} \quad (3.3.17)$$

재령 28일을 기준으로 각 재령의 성질을 무차원화한 경우 계면파괴인성과 동탄성계수의 관계와 부착파괴하중과 동탄성계수의 관계는 다음과 같다.

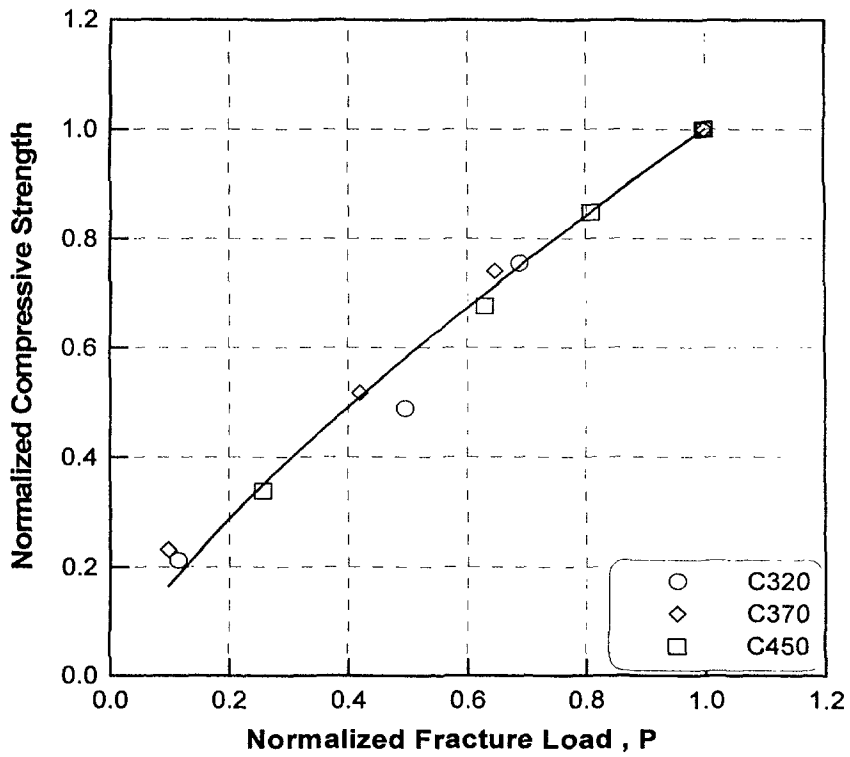
$$\left(\frac{E_d}{E_{d28}}\right) = \left(\frac{\Gamma_i}{\Gamma_{i28}}\right)^{0.17} \quad (3.3.18)$$

$$\left(\frac{E_d}{E_{d28}}\right) = \left(\frac{P}{P_{28}}\right)^{0.26} \quad (3.3.19)$$

강도와 계면특성의 관계와 마찬가지로 탄성계수와 계면특성의 상관관계도 골재의 표면거칠기에 따라 차이를 나타내는 것으로 판단되지만, 계면의 부착강도 발현률 보다는 탄성계수 발현률이 매우 큰 결과를 얻었다.

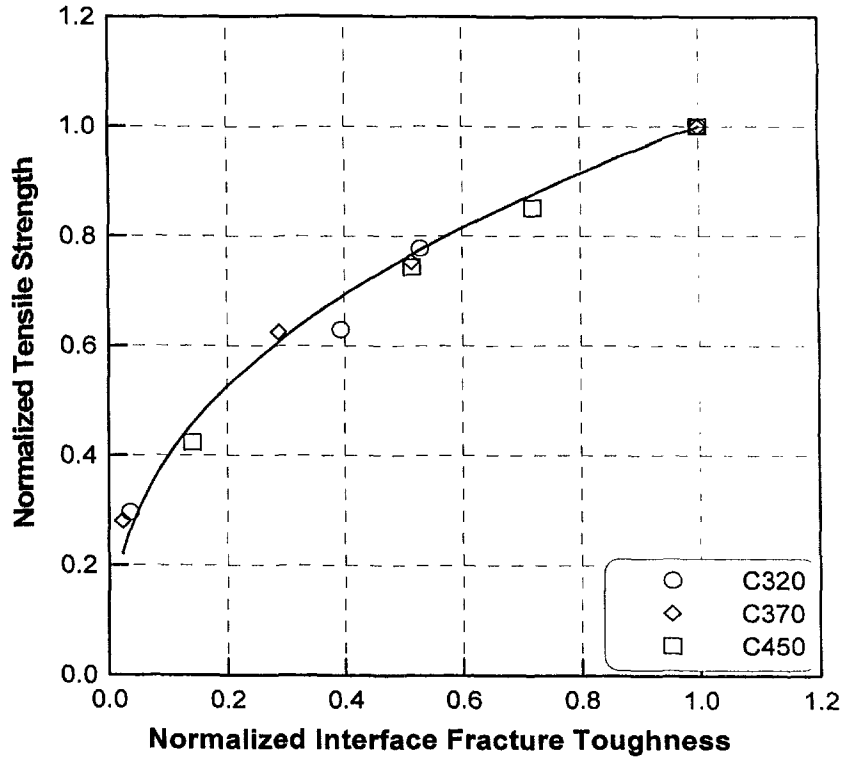


(a) 계면파괴인성과 압축강도의 상관관계

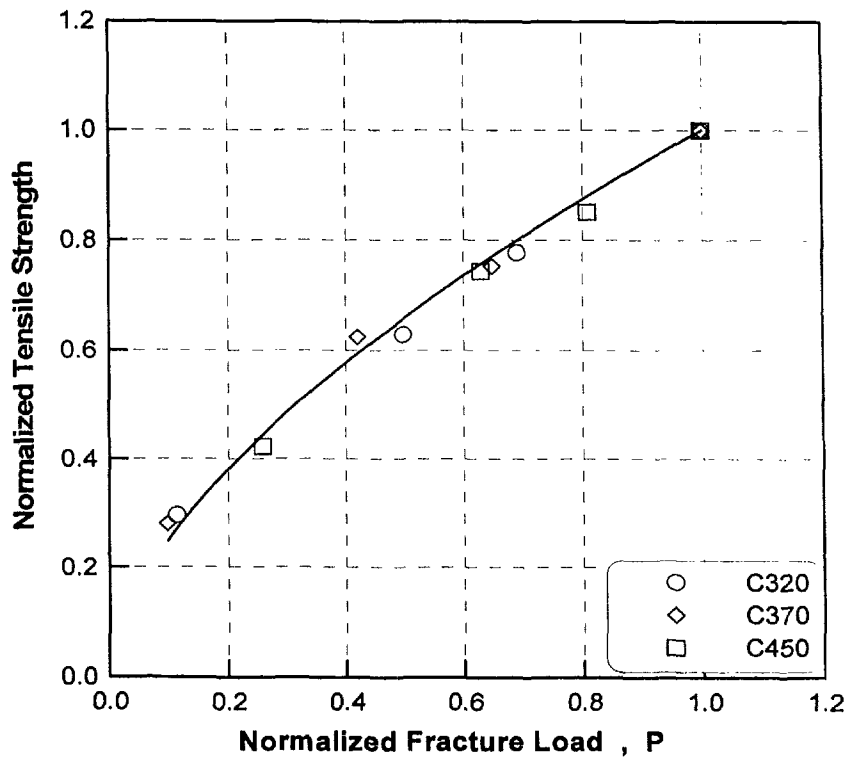


(b) 파괴하중과 압축강도의 상관관계

그림 3.3.13 계면특성과 압축강도의 상관관계

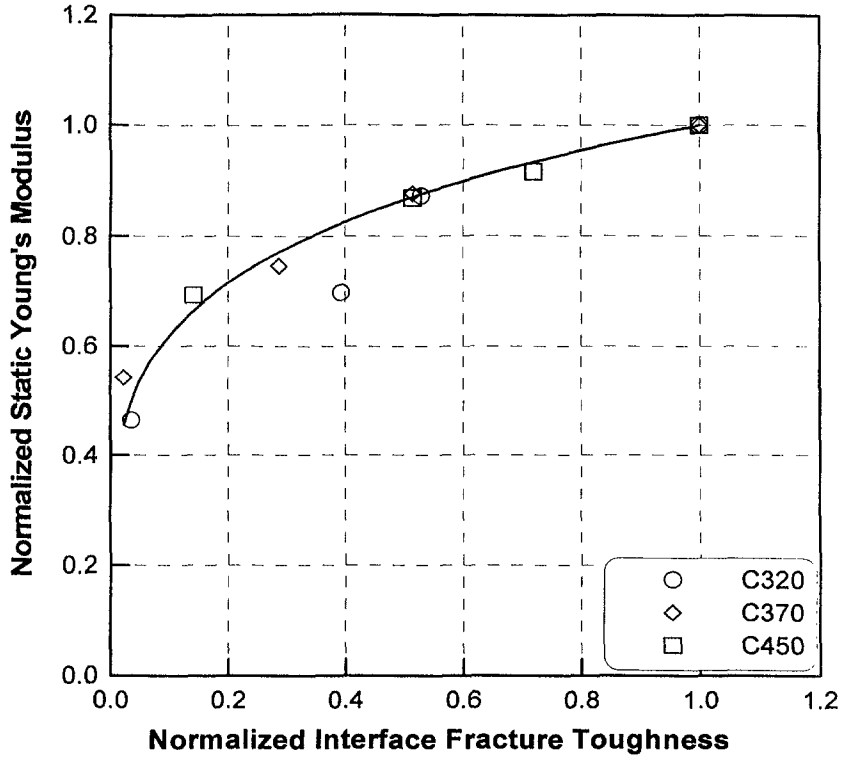


(a) 계면파괴인성과 인장강도의 상관관계

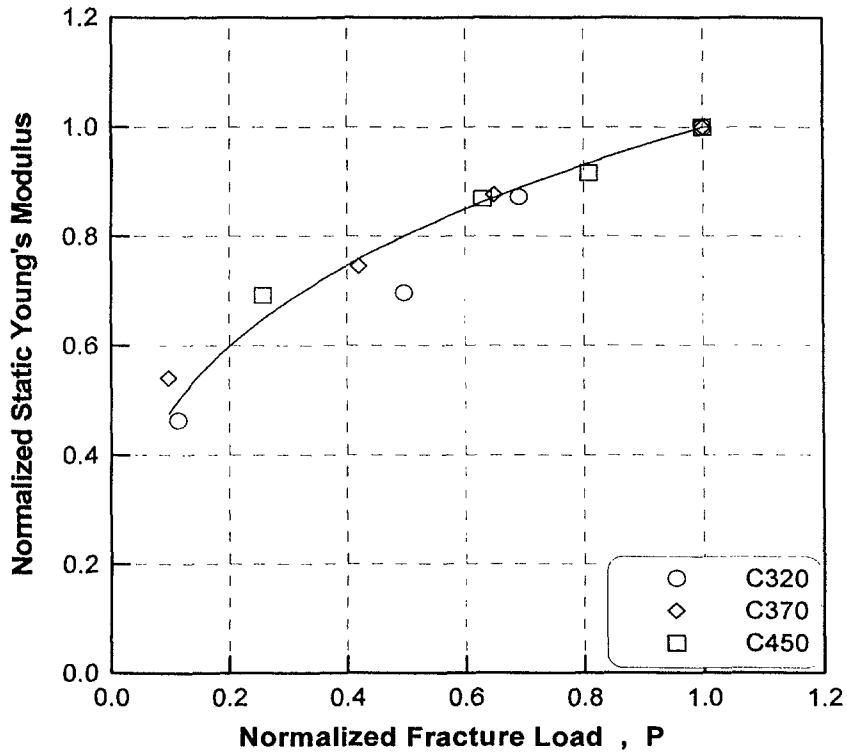


(b) 파괴하중과 인장강도의 상관관계

그림 3.3.14 계면특성과 인장강도의 상관관계

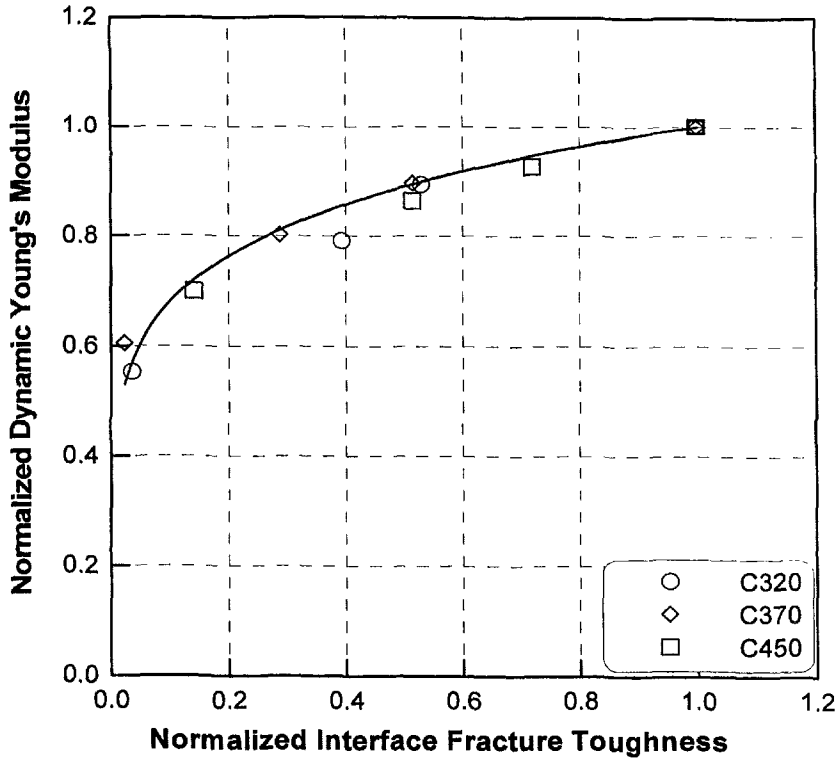


(a) 계면파괴인성과 정탄성계수의 상관관계

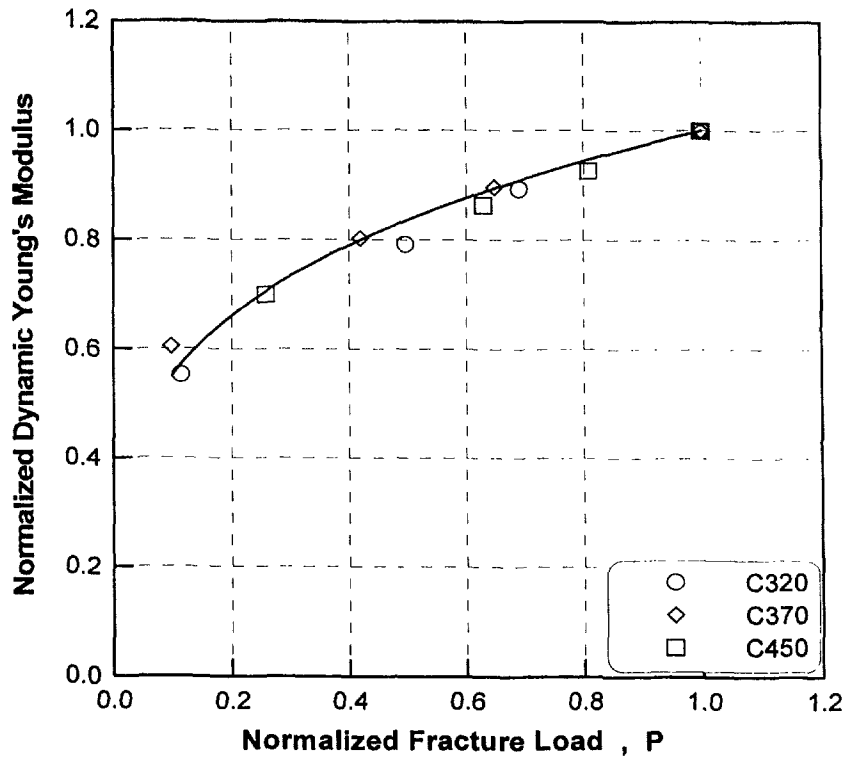


(b) 파괴하중과 정탄성계수의 상관관계

그림 3.3.15 계면특성과 정탄성계수의 상관관계



(a) 계면파괴인성과 동탄성계수의 상관관계



(b) 파괴하중과 동탄성계수의 상관관계

그림 3.3.16 계면특성과 동탄성계수의 상관관계

4절 건조수축 특성

1. 건조수축 메카니즘

일정한 온도에서 하중이 작용하지 않아도 시간이 경과함에 따라 콘크리트의 부피가 감소하는 현상을 건조수축이라 한다. 건조수축은 건조되기 쉬운 표면으로부터 발생하여 점차 내부로 진행되며, 이로 인한 변형은 단면 내에서 일정하지 않으나 일반적으로 평균 건조수축변형률을 사용하여 부재단면 내에서 균일하게 발생한다고 가정한다. 따라서, 시간 t_0 부터 t 까지 발생한 건조수축에 의한 변형률 $\epsilon_s(t, t_0)$ 는 다음과 같이 최종건조수축 계수 ϵ_{su} 와 시간의 함수 $f(t, t_0)$ 의 곱으로 나타낼 수 있다.

$$\epsilon_s(t, t_0) = \epsilon_{su} \cdot f(t, t_0) \quad (3.4.1)$$

여기서, t 는 관측시점, t_0 는 건조수축 발생시점을 의미한다.

콘크리트의 건조에 의해 발생하는 부피변화는 물 부피의 변화와 일치하지 않는다. 초기에 발생하는 자유수의 손실에 의한 수축량은 매우 작지만 건조가 계속 진행됨에 따라 흡착수가 증발되기 시작하면 이 시점부터는 물 부피의 감소량이 바로 시멘트 풀의 부피 변화와 일치한다. 물분자의 두께는 전체 겔 입자 크기의 약 1%에 해당하므로 이론적인 시멘트 풀의 선형변형률은 약 $10,000 \times 10^{-6}$ 이다. 그러나 실험적으로는 약 $4,000 \times 10^{-6}$ 의 변형률이 관찰된다.

건조수축에 대한 겔 입자 크기의 영향은 다음의 사실에서 추정할 수 있다. 굵은 골재가 많은 건축 폐기물을 사용한 콘크리트는 고운 세일을 사용한 콘크리트보다 건조수축량이 작다. 또한 고압 증기 양생한 시멘트 풀은 'microcrystalline' 형태를 띄어 낮은 비표면적을 가지고 있으므로 수축량이 5~10배, 경우에 따라서는 17배 이상 작다. 건조수축의 기본적인 원인은 시멘트 풀의 화학적 또는 광물적인 특성이라기 보다는 겔의 물리적인 구조의 변형에서 기인하는 바가 크다.

그림 3.4.1에 나타난 바와 같이 물의 감소와 수축은 깊은 연관성이 있다. 순수한 시멘트 풀에 있어, 모세관수가 모두 증발하고 흡착수만 존재할 때에 위의 두 관계는 서로 비례한다. 그러나 분말 실리카가 첨가되거나 물/시멘트 비가 높은 배합은 완전히 수화된 후에도 모세 공극을 가지고 있다. 모세 공극의 물이 줄어들어 가는 것은 수축을 동반하지 않는다. 모세 공극의 물이 모두 증발되고 난 후에 발생하는 물의 감소는 시멘트 풀에 같은

수준의 수축을 발생시킨다. 이러한 이유로 그림 3.4.1의 모든 곡선의 마지막 부분의 기울기는 거의 같다. 또한 골재의 공극과 큰 공동의 물을 포함한 콘크리트는 물의 감소와 수축 곡선에 큰 변화를 미칠 수 있다.

그림 3.4.2에서 보는 것처럼 콘크리트 시료의 시간에 따른 물의 감소는 시료의 크기와 연관이 있다. 건조표면으로부터의 거리에 따른 물의 감소 패턴은 Mensi et al.(1988)의 가정에 따른다. 이 가정에 따르면 수증기의 확산율은 소비된 시간의 제곱근에 비례한다. 지름이 D_1 이고 시간이 t_1 인 실린더는 $k^2 t_1$ 시간에서 지름 kD_1 의 작은 실린더와 기하학적으로 동일하다. 프리즘인 경우에는 모서리의 존재로 인하여 조금 복잡하다.

물의 감소량을 바탕으로 수축량을 추정하는 것은 복잡하다. 실제 구조 부재에서는 균열이 발생하고 이러한 표면 균열은 실제 수축량에 영향을 미치며 내부 응력의 재분배가 발생하게 된다. 또한 균열은 물의 증발율을 증가시킨다.

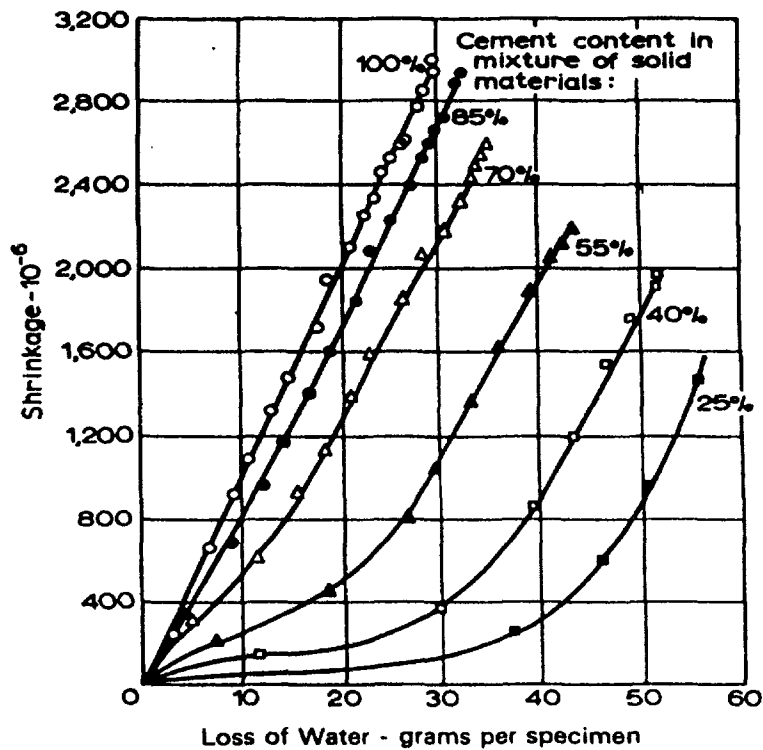


그림 3.4.1 실리카를 포함한 시멘트풀의 수축과 수분증발 사이의 관계 (Powers, 1959)
(20°C의 양생온도에서 7일동안 양생)

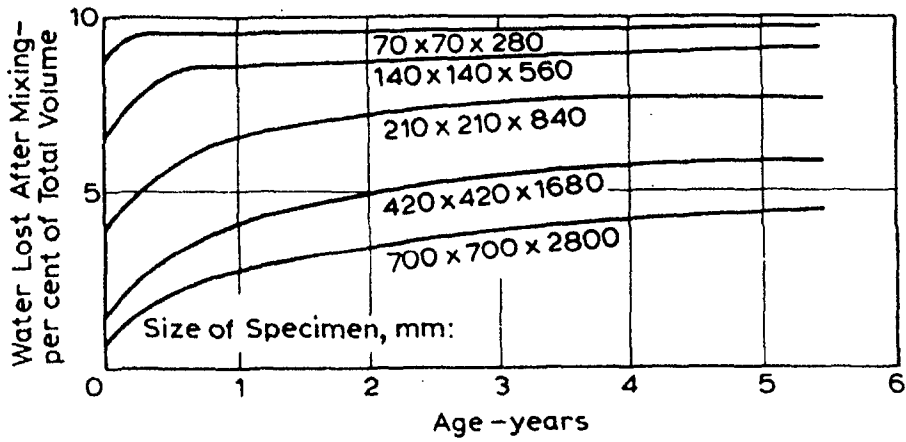


그림 3.4.2 시료의 형태와 수분증발사이의 관계(상대습도: 55%) (L'Hermite, 1978)

2. 건조수축모델

가. 콘크리트 구조설계기준의 건조수축 모델

콘크리트 구조설계기준(KCI, 1999)에서는 CEB-FIP 모델 코드(1990)와 동일한 건조수축 모델을 제시하고 있으며, 이때 건조수축 변형률은 콘크리트의 설계기준강도, 건조수축의 실험시점, 기온, 평균상대습도, 부재의 크기 등을 고려하여 다음과 같이 구해진다.

$$\epsilon_{sh}(t, t_s) = \epsilon_{sho} \beta_s(t - t_s) \quad (3.4.2)$$

여기서, ϵ_{sho} 와 $\beta_s(t - t_s)$ 는 다음 식들에 의해 계산할 수 있다.

$$\epsilon_{sho} = \epsilon_s(f_{cu}) \beta_{RH} \quad (3.4.3)$$

$$\epsilon_s(f_{cu}) = [160 + 10 \beta_{sc}(9 - f_{cu}/100)] \times 10^{-6} \quad (3.4.4)$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55[1 - (RH/100)^3] & (40\% \leq RH < 99\%) \\ 0.25 & (RH \geq 99\%) \end{cases} \quad (3.4.5)$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{t-t_s}{3.5 \times h^2 + (t-t_s)}} \quad (3.4.6)$$

$$\beta_{sc} = \begin{array}{l} 4 : 2\text{종시멘트} \\ 5 : 1\text{종, } 5\text{종시멘트} \\ 6 : 3\text{종시멘트} \end{array}$$

단, $h=2A_c/u$ (cm)이며 A_c 는 부재의 단면적, u 는 부재 단면에서 대기와 접하는 길이, f_{cu} 는 28일 압축강도, RH 는 상대습도, t_s 는 건조수축 실험 시점, 그리고 β_{sc} 는 시멘트 종류에 따른 계수이다.

외기의 온도가 20℃가 아닌 경우 β_{RH} 및 $\beta_s(t-t_s)$ 는 다음 식에 의해 구하여야 한다.

$$\beta_{RH} = \left[1 + \left(\frac{8}{103 - RH} \right) \left(\frac{T-20}{40} \right) \right] \times [-1.55(1 - (RH/100)^3)] \quad (3.4.7)$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{3.5 h^2 \exp[-0.06(T-20)] + (t-t_s)}} \quad (3.4.8)$$

나. ACI Committee 209의 건조수축 모델

ACI Committee 209(1999)의 건조수축 모델에서 건조수축시험은 ASTM C157에 의해 수행하고, 7일 습윤양생 후 건조수축 변형률은 식 (3.4.9), 3일 증기양생 후 건조수축 변형률은 식 (3.4.10)으로 추정한다.

$$(\epsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t} (\epsilon_{sh})_u \quad (3.4.9)$$

$$(\epsilon_{sh})_t = \frac{t}{55+t} (\epsilon_{sh})_u \quad (3.4.10)$$

$$(\epsilon_{sh})_u = 780 \gamma_{sh} \times 10^{-6} \quad (3.4.11)$$

여기서, $(\epsilon_{sh})_t$ 는 임의 시간의 건조수축 변형률이고, $(\epsilon_{sh})_u$ 는 최종건조수축 변형률이
 며 양생기간(cp , 일), 상대습도(λ , %), 부재의 형상(h , mm), 부피-표면적비(v/s , mm), 슬럼프
 프(s , mm), 잔골재율(Ψ , %), 시멘트량(c , kg/m^3), 공기량(a , %)의 보정계수를 사용하여
 식 (3.4.12)로 구한다. 양생 기간에 따른 γ_{cp} 의 값은 표 3.4.1과 같다.

$$(\epsilon_{sh})_u = 780 \gamma_{sh} \times 10^{-6},$$

$$\gamma_{sh} = \gamma_{cp} \cdot \gamma_{\lambda} \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{vs} \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{\Psi} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_a \quad (3.4.12)$$

$$\gamma_{\lambda} = 1.40 - 0.010 \lambda, \quad \text{for } 40 \leq \lambda \leq 80 \quad (3.4.13)$$

$$3.00 - 0.030 \lambda, \quad \text{for } 80 < \lambda \leq 100 \quad (3.4.14)$$

$$\gamma_h = 1.23 - 0.00015 h \quad (3.4.15)$$

$$\gamma_s = 0.89 + 0.00161 s \quad (3.4.16)$$

$$\gamma_{\Psi} = 0.30 + 0.014 \Psi, \quad \text{for } \Psi \leq 50 \quad (3.4.17)$$

$$0.90 + 0.002 \Psi, \quad \text{for } \Psi > 50 \quad (3.4.18)$$

$$\gamma_c = 0.75 + 0.00061 c \quad (3.4.19)$$

$$\gamma_a = 0.95 + 0.008 a \quad (3.4.20)$$

$$\gamma_{vs} = 1.2 \exp^{-0.00472 v/s} \quad (3.4.21)$$

표 3.4.1 습윤 양생기간에 따른 건조수축 보정계수

습윤양생기간 (일)	건조수축 보정계수 (γ_{cp})
1	1.2
3	1.1
7	1.0
14	0.93
28	0.86
90	0.75

다. B3 모델

BP 모델들 중 가장 최근의 모델로써, 이전의 BP 모델(Bazant와 Panula, 1978)과 BP-KX 모델(Bazant et al., 1992)의 새로운 형태이다. B3모델(Bazant와 Baweja, 1995)에서는 단면의 평균건조수축변형률을 다음 식에 의해 예측하고 있다.

$$\epsilon_{sh}(t, t_0) = -\epsilon_{sh\infty} k_h S(t) \quad (3.4.22)$$

여기서, $\epsilon_{sh\infty}$ 는 무한한 시간이 흘렀을 때의 건조수축변형률을 나타내며, 부재의 두께에 따라 약간 다른 값을 나타내나 그 차이는 크지 않다. k_h 는 공기 중의 상대습도에 관한 함수이고, $S(t)$ 는 시간에 따른 건조수축의 경향을 나타내는 함수이다.

$$S(t) = \tanh \sqrt{\frac{t-t_0}{\tau_{sh}}} \quad (3.4.23)$$

$$k_h = \begin{cases} 1-h^3 & : h \leq 0.98 \\ -0.2 & : h = 1 \\ \text{직선보간} & : 0.98 \leq h \leq 1 \\ h & : \text{상대습도} \end{cases} \quad (3.4.24)$$

$$\tau_{sh} = k_t (k_s D)^2 \quad (3.4.25)$$

여기서, $D = 2v/s(\text{in.})$ 로 유효단면두께를 나타내고, v/s 는 표면적에 대한 부피비를 나

타낸다. 그리고 k_t 와 k_s 는 아래식의 값과 같다. 식 (3.4.26)에서 t_0 는 건조수축이 시작된 시점이고, $\overline{f_c}$ (psi)는 재령 28일의 평균압축강도이고, 식 (3.4.31)의 w (lb/ft³)는 단위 수량을 나타낸다.

$$k_t = 190.8 t_0^{-0.08} (\overline{f_c})^{-1/4} \text{ (days/in}^2\text{)} \quad (3.4.26)$$

$$k_s = \begin{cases} 1.0 & \text{(무한한 크기의 슬래브판)} \\ 1.15 & \text{(무한한 길이의 원주 기둥)} \\ 1.25 & \text{(무한한 길이의 정사각형 단면 기둥)} \\ 1.30 & \text{(구)} \\ 1.55 & \text{(정육면체)} \end{cases} \quad (3.4.27)$$

$$\varepsilon_{sh\infty} = \varepsilon_{s\infty} \frac{E(607)}{E(t_0 + \tau_{sh})} \quad (3.4.28)$$

$$E(t) = E(28) \left(\frac{t}{4 + 0.85t} \right)^{1/2} \quad (3.4.29)$$

$$E_{28} = 57000 \sqrt{\overline{f_c}} \quad (3.4.30)$$

$$\varepsilon_{s\infty} = -\alpha_1 \alpha_2 [26 w^{2.1} (\overline{f_c})^{-0.28} + 270] \quad (3.4.31)$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} 1.0 & : \text{ for Type I Cement} \\ 0.85 & : \text{ for Type II Cement} \\ 1.1 & : \text{ for Type III Cement} \end{cases} \quad (3.4.32)$$

양생 방법에 따라서 α_2 의 값은 변하는데 수중양생은 1.0, 봉합양생은 1.2, 그리고 증기양생은 0.75의 값을 가진다.

3. 건조수축실험

단위시멘트량에 다른 콘크리트의 건조수축변형률을 측정하였고, 실험결과를 KCI모델과 B3모델을 이용해서 구한 예측결과와 비교, 분석하였다. ACI Committee 209 모델(1999)은 최종 건조수축 변형률을 가정해야하는 문제점이 있으므로 비교 모델로는 사용하지 않았다.

표 3.4.2에 주어진 콘크리트 배합비를 사용하여 크기가 $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$ 인 건조수축 시편을 제작하였다. 사용한 재료의 특성은 3장 2절의 1. 재료 및 배합비 편에 자세히 설명되어있다.

표 3.4.2 건조수축 실험에 사용된 네 종류의 콘크리트 배합비 (kgf/m^3)

Type	Water	Cement	W/C	Aggregate		A.E. (%)	S/a (%)	Air (%)
				Coarse	Fine			
C320	185	320	0.58	1025.6	712.7	0.2	41	5.0
C350	185	350	0.53	1008.3	703.1	0.2	41	5.0
C370	185	370	0.50	1016.2	680.8	0.2	40	5.0
C400	185	400	0.46	1032.0	691.0	0.2	40	3.0

콘크리트의 건조수축 변형률 실험은 $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$ 의 각주형 시편 중앙에 그림 3.4.3과 같이 매립게이지를 설치하여 데이터 로거(data logger)로 변형률을 기록하는 방법에 의해 실시되었으며, 시편은 1일 기건양생, 수온 20°C 에서 7일 수중양생 후 기온 20°C , 습도 51%와 66%의 조건인 항온항습기에서 양생하면서 건조수축 변형률을 측정하였다. 변형률 측정은 처음 1주일간은 매일, 처음 1달은 7일 간격으로, 그 이후에는 한 달에 한 번 측정하는 KS F 2424의 방법에 준하여 측정하는 것을 기본으로 하였다.

그림 3.4.4는 매립게이지를 이용해서 측정한 건조수축변형률을 저장하여 출력해주는 데이터로거이고, 그림 3.4.5는 일정한 온도와 습도를 유지할 수 있는 항온항습기 내부 사진이다.

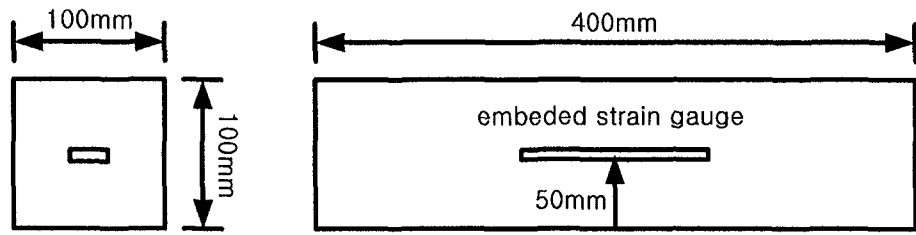


그림 3.4.3 건조수축실험 변형률 측정용 매립게이지 위치

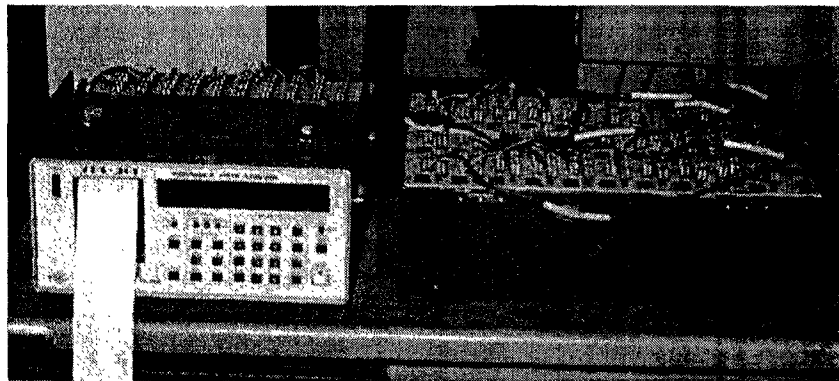


그림 3.4.4 건조수축 변형률 측정을 위한 데이터로거

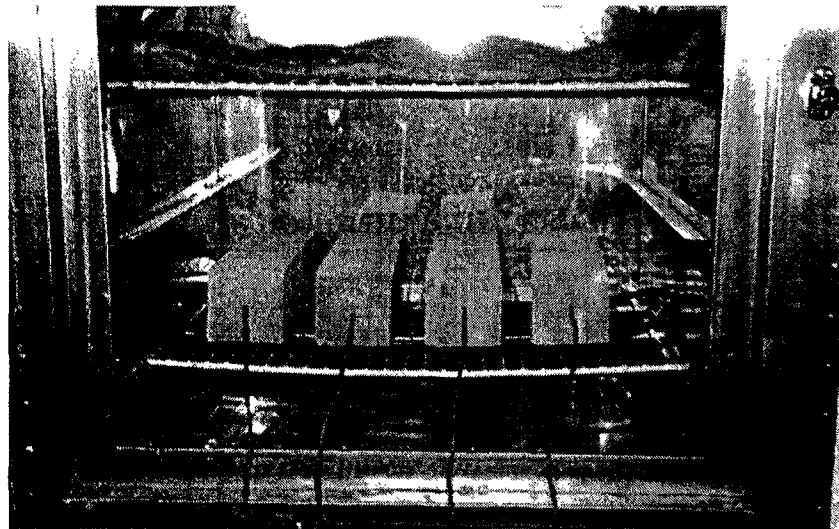


그림 3.4.5 건조수축실험용 시편이 저장되어 있는 항온항습기 내부 모습

4. 건조수축 실험결과와 예측결과의 비교

가. 압축강도 실험결과

표 3.4.2의 배합비를 사용한 콘크리트 공시체를 제작하여 각 재령별로 압축강도를 측정하였으며 실험 결과는 표 3.4.3과 같다. C320, C350, C370, C400의 배합은 재령 28일의 평균압축강도가 각각 28.3, 33.2, 37.4, 44.1 MPa로서 물/시멘트비가 감소함에 따라 점진적으로 강도가 증가하였다. 3장 2절의 C320, C350, C370, C400의 재령 28일 평균압축강도가 각각 28.2, 35.6, 37.1, 39.6 MPa인 결과와 비교하여 C400의 경우 본 실험의 결과가 10% 정도 큰 값을 보였는데, 이는 콘크리트 타설 시 외부 온도와 배합수의 온도 및 골재 등에 의한 영향으로 사료된다.

표 3.4.3 건조수축 시험에 사용한 콘크리트의 압축강도 실험결과 (MPa)

배합	시편	재령		배합	시편	재령	
		7일	28일			7일	28일
C320	1	20.2	28.4	C370	1	25.6	37.5
	2	19.9	29.1		2	26.5	37.8
	3	20.5	27.3		3	26.2	36.8
	평균	20.2	28.3		평균	26.1	37.4
C350	1	21.1	34.1	C400	1	28.3	44.0
	2	22.8	32.5		2	29.7	44.6
	3	22.7	33.1		3	28.3	43.7
	평균	22.2	33.2		평균	28.8	44.1

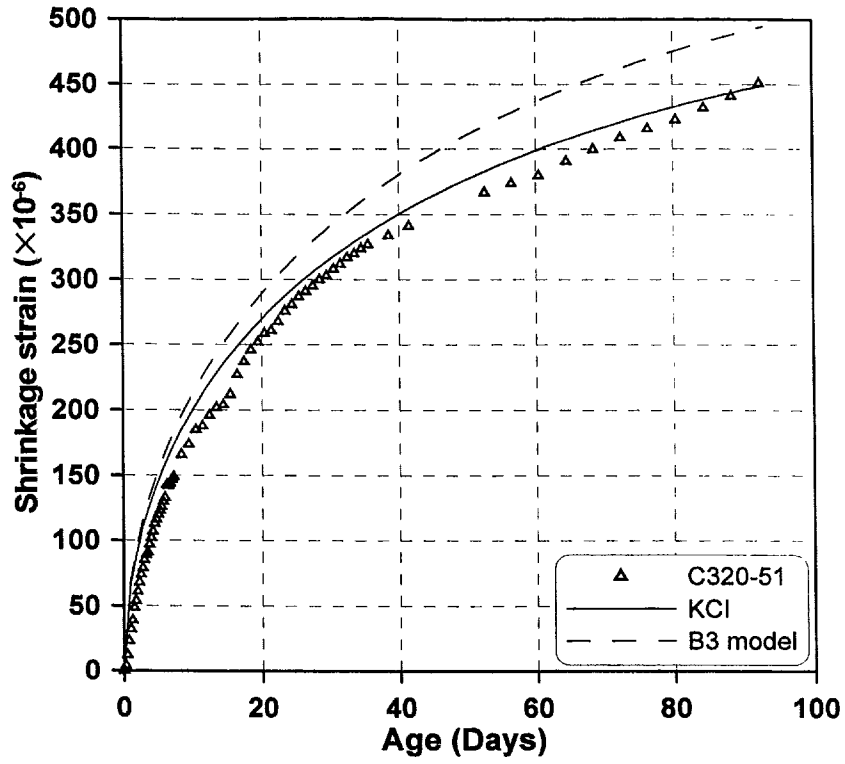
나. 건조수축 변형률

콘크리트 구조설계기준(KCI, 1999)의 건조수축 모델과 Bazant와 Baweja(1995)의 B3 모델에 의한 예측결과와 건조수축 실험결과를 그림 3.4.6 ~ 3.4.9에 나타내었다. 그림에서 보는 것과 같이 대체적으로 B3 모델의 예측값이 콘크리트 구조설계기준의 예측값보다 더 크게 나타났으며, 각 배합조건과 상대습도에 따른 콘크리트의 건조수축 변형률은 두 예측값과 큰 차이를 보이지 않았다. C370-66과 같이 일부 데이터는 콘크리트 구조설계기준의 예측값보다도 B3모델의 예측값에 더 근접하는 경우도 있지만, 전반적으로 실

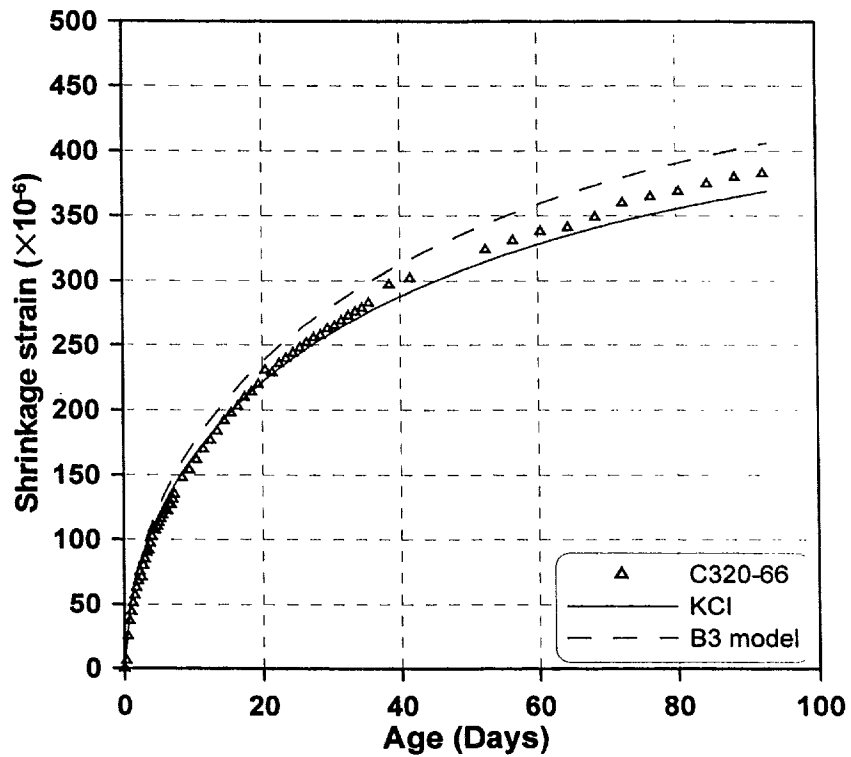
험값이 콘크리트 구조설계기준의 건조수축 모델에 의한 예측값과 잘 일치하는 것을 알 수 있다. 표 3.4.4에는 콘크리트 구조설계기준의 모델식에서 ϵ_{sh0} 를 구하기 위한 조건과 ϵ_{sh0} 의 예측값이 정리되어 있다.

표 3.4.4 콘크리트구조설계기준의 ϵ_{sh0} 를 구하기 위한 조건과 ϵ_{sh0} 의 예측값

구 분	C320-51	C320-66	C350-51	C350-66	C370-51	C370-66	C400-51	C400-66
온도(°C)	20	20	20	20	20	20	20	20
습도(%)	51	66	51	66	51	66	51	66
h(cm)	5	5	5	5	5	5	5	5
f_{cu} (MPa)	28.3	28.3	33.19	33.19	37.4	37.4	44.09	44.09
t_s	7	7	7	7	7	7	7	7
β_{sc}	5	5	5	5	5	5	5	5
$\epsilon_s(f_{cu})$	466	466	441	441	419	419	385	385
β_{RH}	1.34	1.1	1.34	1.1	1.34	1.1	1.34	1.1
ϵ_{sh0}	625.96	514.21	592.42	486.66	563.55	462.94	517.66	425.24

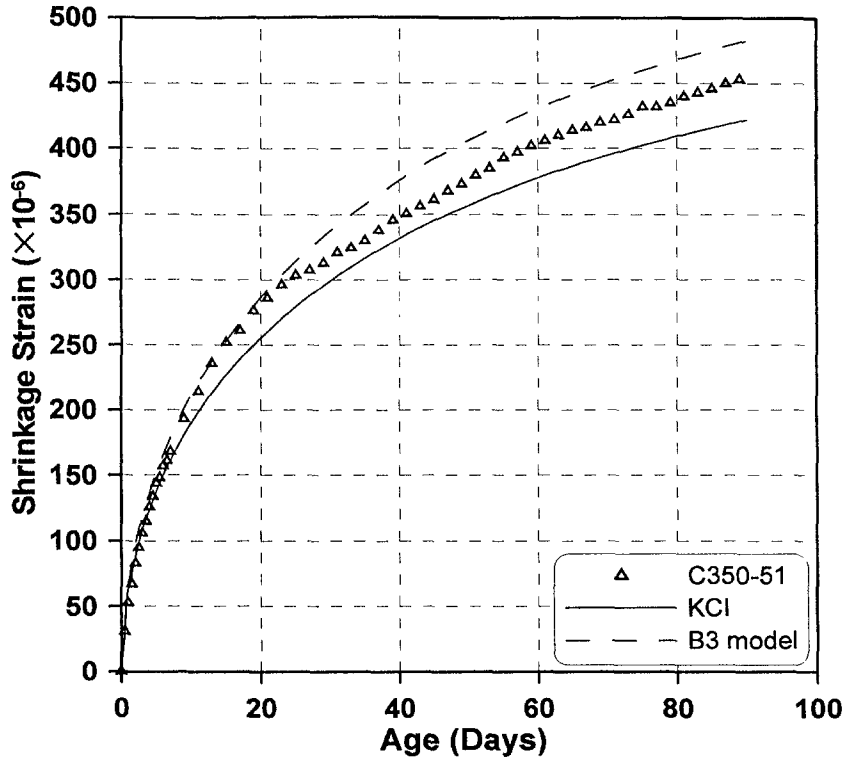


(a) 상대습도 51%

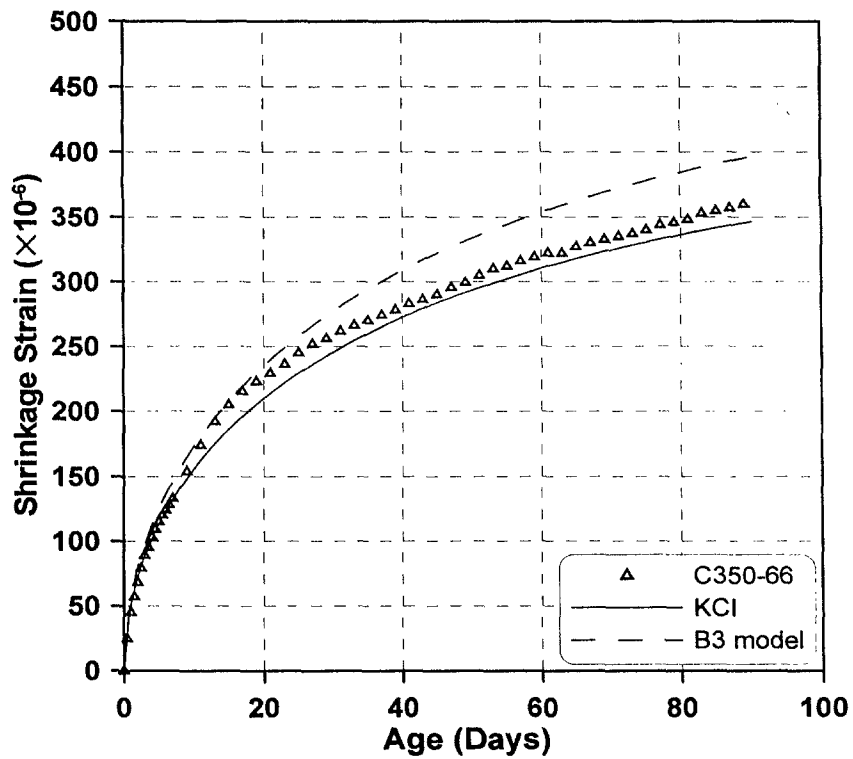


(b) 상대습도 66%

그림 3.4.6 C320의 건조수축 변형률 예측결과와 실험결과의 비교

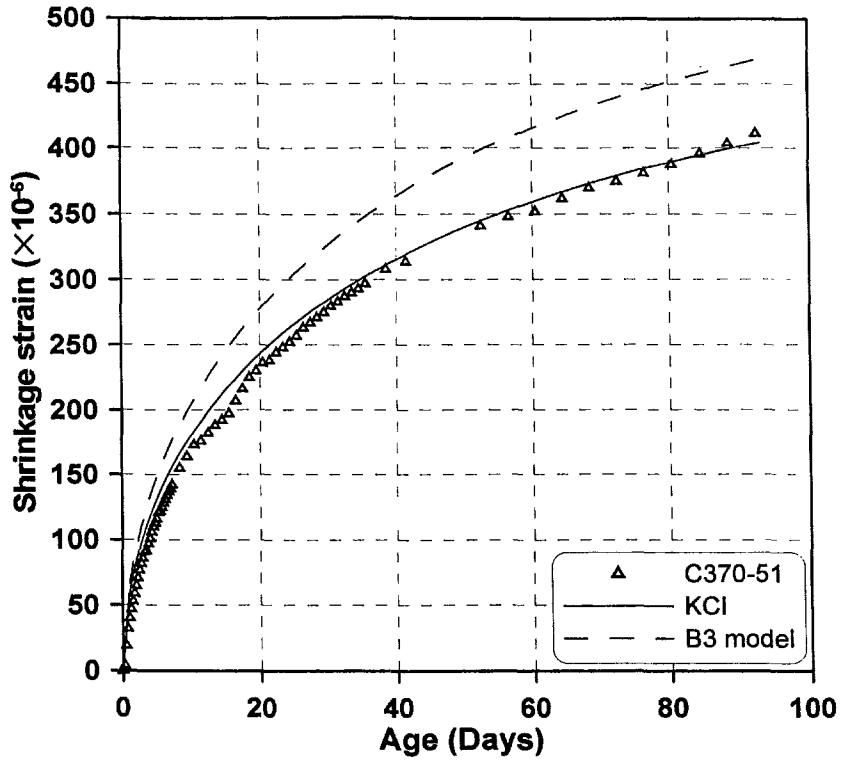


(a) 상대습도 51%

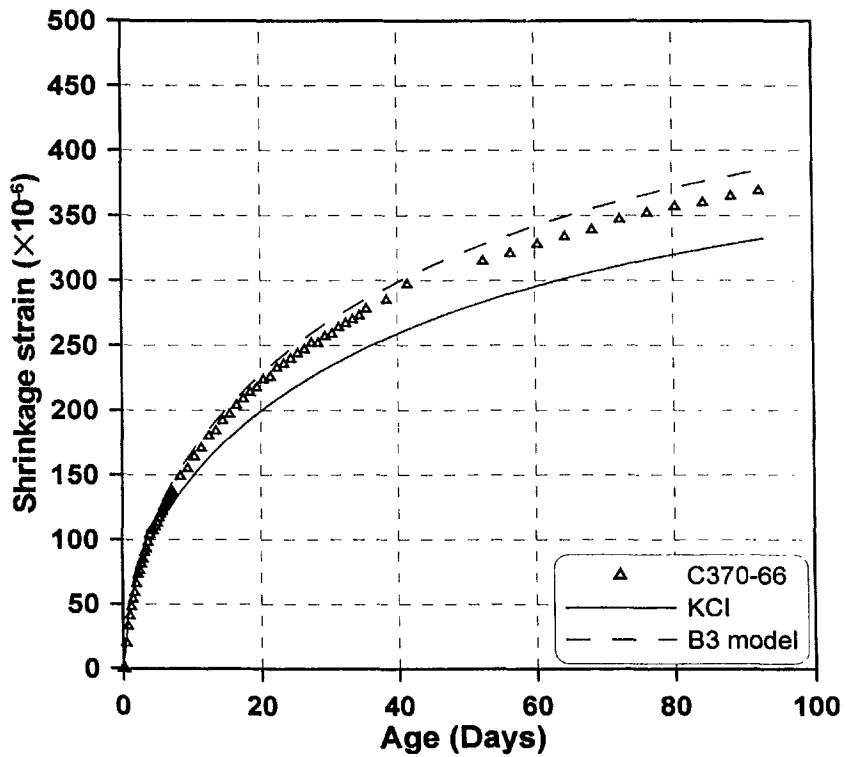


(b) 상대습도 66%

그림 3.4.7 C350의 건조수축 변형률 예측결과와 실험결과와의 비교

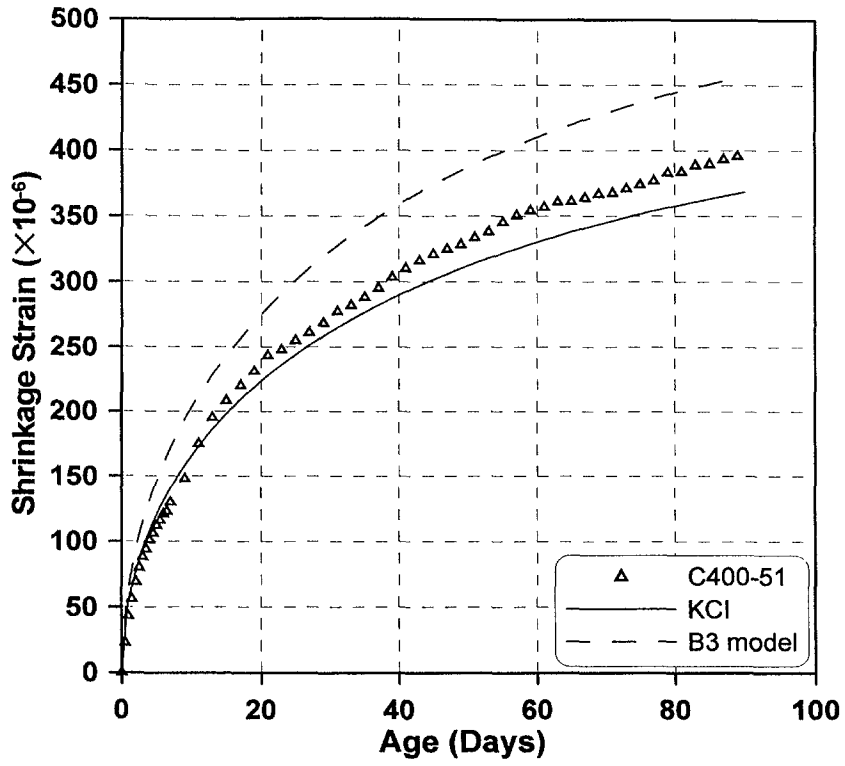


(a) 상대습도 51%

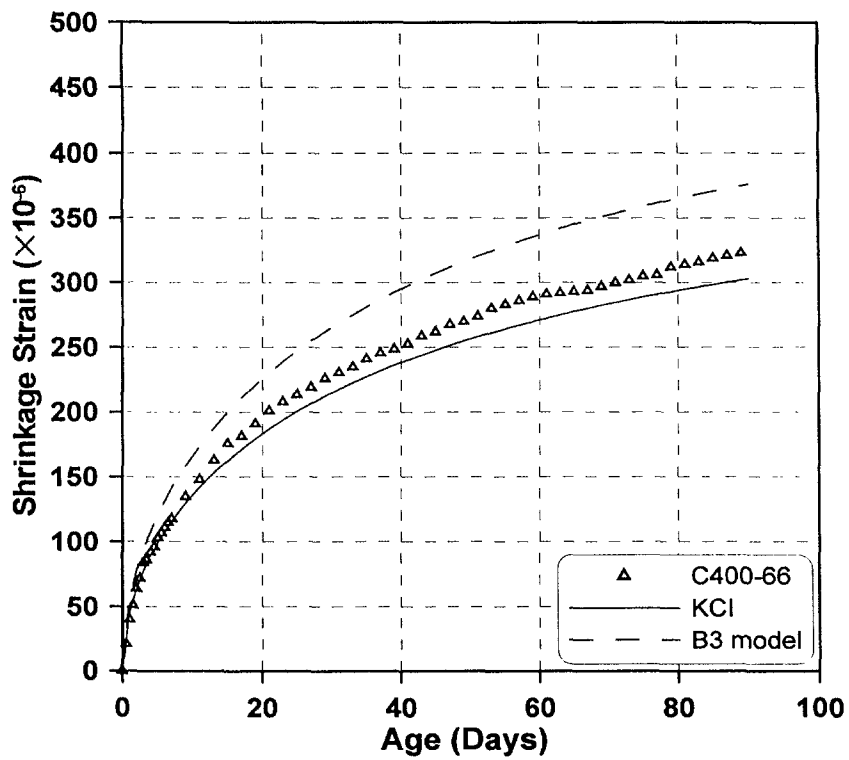


(b) 상대습도 66%

그림 3.4.8 C370의 건조수축 변형률 예측결과와 실험결과의 비교



(a) 상대습도 51%



(b) 상대습도 66%

그림 3.4.9 C400의 건조수축 변형률 예측 결과와 실험결과의 비교

5절 크리프 특성

1. 크리프 메카니즘

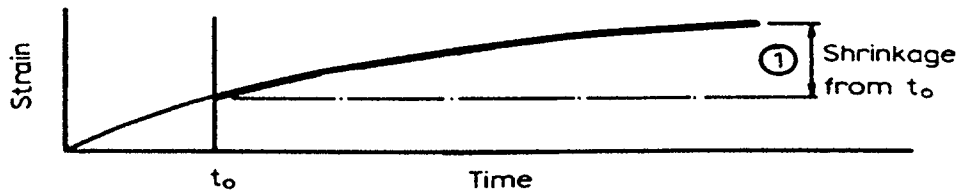
가. 크리프 변형특성

일정 하중 하에서 시간이 경과함에 따라 콘크리트의 변형률이 점차 증가하는 현상이 나타나는데 이것을 크리프(Creep)라고 한다. 이러한 크리프 변형률은 탄성변형률보다 더 클 수도 있기 때문에 구조물의 거동에 매우 중요하다. 그림 3.5.1은 크리프변형을 포함한 콘크리트의 시간 의존적 변형을 보여준다.

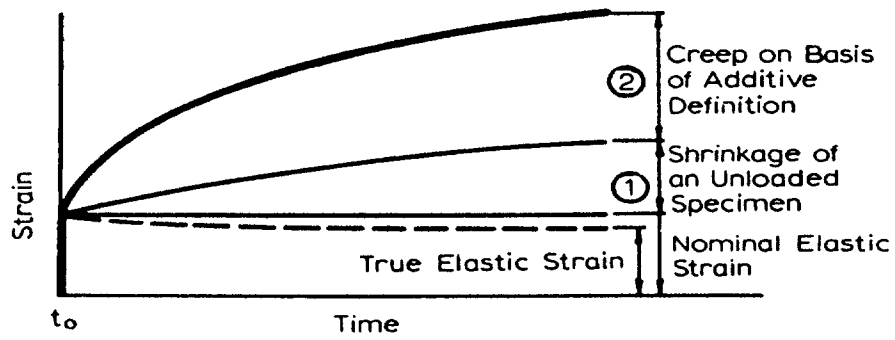
일반적인 하중 재하에서 순간 변형률은 하중의 재하 속도에 영향을 받으며 이 변형률에는 크리프 변형률도 포함되어 있기 때문에 순간적인 탄성변형률과 크리프 변형률을 구별하는 것은 매우 어렵다. 그러나 실용적으로 중요한 변형률은 이 두 변형률을 합한 '총 변형률'이므로 이 둘을 구별하는 것은 그렇게 중요하지 않다. 잘 알려진 바와 같이 콘크리트의 탄성계수는 재령에 따라 증가하므로 일정 하중 하에서의 탄성변형률은 점차 감소한다. 그러나 탄성변형률을 재령에 따라 구하지 않고, 크리프는 단지 초기탄성변형률을 제외한 변형률의 증가로 간단히 정의하기도 한다. 이러한 정의는 이론적으로 정확한 것은 아니지만 정밀한 분석을 제외한 경우에는 큰 오류 없이 사용할 수 있다.

수축과 팽창이 없는 조건에서도 크리프가 발생하지만 시편에 하중이 가해진 상태에서 건조된다면 크리프는 하중이 가해진 시편의 변형률에서 하중이 가해지지 않은 시편의 수축변형률을 제외시켜 구하여야 한다. 크리프와 수축은 상호 독립적인 현상이 아니다. 일정 하중 하에서 건조가 계속 일어난다면 이것은 크리프 변형률을 증가시킨다. 일반적인 콘크리트 구조물에서는 크리프와 건조수축이 함께 일어나므로 실용적인 관점에서 두 현상을 함께 고려하는 것이 바람직하다.

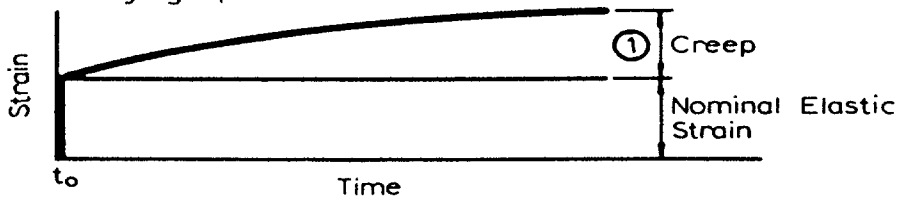
그림 3.5.2에서 보는 것처럼 재하 된 하중이 제거되었을 때, 하중 제거 시점의 탄성변형률(하중 재하 시점의 탄성변형률보다는 작다)만큼 변형량이 감소된다. 순간 회복(Instantaneous recovery)외에도 크리프 회복(Creep recovery)만큼 시간에 따라 더욱 감소된다. 크리프 회복도 곡선의 모양은 크리프 곡선의 그것과 비슷하다. 그러나 회복은 좀 더 빠르게 최대 값에 접근한다. 크리프 회복은 그 동안 일어난 크리프 변형 모두가 회복되는 것은 아니기 때문에 매우 짧은 시간동안 하중이 작용했을 때도 탄성변형 외에 부차적인 변형이 존재한다. 크리프 회복은 재령에 따라 변하는 하중조건하에 있는 콘크리트 구조물의 변형을 예측하는데 중요하다.



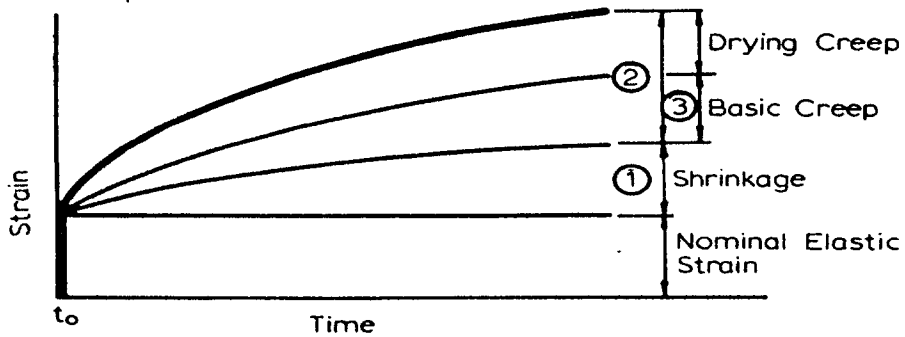
a) Shrinkage of an Unloaded Specimen



b) Change in Strain of Loaded and Drying Specimen



c) Creep of a Loaded Specimen in Hygral Equilibrium with the Ambient Medium



d) Change in Strain of a Loaded and Drying Specimen

그림 3.5.1 일정 하중하에 있는 콘크리트의 시간의존적인 변형 (Neville et al., 1983)

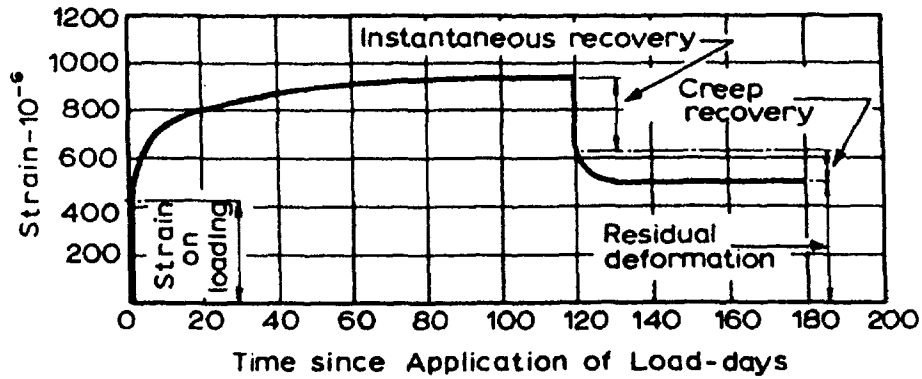


그림 3.5.2 14.8 MPa의 응력상태에서의 크리프와 크리프 회복 (Neville, 1959)

콘크리트 시편에 일정한 축방향 응력을 재령 t_0 일에 재하하였을 때 재령 t 일에서 발생하는 일축변형율을 $J(t, t_0)$ 라 하고, 크리프가 허용응력 범위에서 응력에 비례한다고 가정하면 임의의 일정한 응력 σ 에 대한 변형률은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\epsilon(t) = \epsilon^m(t_0) + \epsilon_c(t, t_0) = \sigma \cdot J(t, t_0) \quad (3.5.1)$$

여기서, $J(t, t_0)$ 는 크리프함수로서 단위응력이 작용할 때의 총 변형률을 의미한다. 그림 3.5.1에 나타낸 바와 같이 크리프함수 $J(t, t_0)$ 를 재하시의 초기탄성변형률과 크리프변형률의 합으로 나타내면 다음과 같다.

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E(t_0)} + C(t, t_0) \quad (3.5.2)$$

여기서 $E(t_0)$ 는 하중재하시의 탄성계수를 나타내며, $C(t, t_0)$ 는 재령 t 에서의 크리프 변형률을 나타내는데 이를 비크리프(Specific creep)라고 한다. 또한, 크리프함수 $J(t, t_0)$ 을 탄성변형률과의 비율로 나타내어 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$J(t, t_0) = \frac{1 + \phi(t, t_0)}{E(t_0)} \quad (3.5.3)$$

여기서 $\phi(t, t_0)$ 는 크리프계수로서 탄성변형률과 크리프변형률과의 비율을 나타내며 식 (3.5.2)와 식 (3.5.3)로부터 비크리프와 크리프계수는 다음과 같은 관계가 성립한다.

$$\phi(t, t_0) = E(t_0) \cdot C(t, t_0) \quad (3.5.4)$$

$$C(t, t_0) = \frac{\phi(t, t_0)}{E(t_0)} \quad (3.5.5)$$

그리고, 크리프 현상을 재료적인 측면에서 살펴보면 다음과 같은 현상으로 설명될 수 있다(Gilbert, 1988).

(1) 점탄성 플로우(Viscous flow)

시멘트 겔 속에 흡수된 수분이 시멘트 겔 층 사이의 콜로이드 판에서 미끄러져 나오는 현상

(2) 삼투압 현상(Seepage)

시멘트 겔 속에 채워진 물이 분해되고 배제되어지는 현상

(3) 지연 탄성 (Delayed elasticity)

점탄성 플로우와 삼투압의 복합적인 작용으로서 생긴 골재와 겔 결정 사이의 탄성변형이 시멘트 겔 속에서 일어나는 현상

(4) 미세균열(Microcracking)

결정간의 물리적인 결합의 파괴를 포함한 시멘트 겔 속의 지역적, 국부적인 파괴

(5) 높은 응력단계에서는 추가적인 변형이 발생하는데 이는 시멘트풀과 골재 분자사이의 결합의 파괴에 기인한다. 이것과 관련지을 때 작용하는 응력이 작은 단계에서는 크리프 변형률의 증가가 선형의 관계에 있다고 생각하며, 보통 압축강도의 50% 정도부터는 미세균열의 증가와 더불어 비선형의 관계로 진전한다고 본다.

나. 크리프 변형률의 구성

콘크리트에서 일어나는 크리프변형률의 경우 단독적인 것이기보다는 경화하는 과정과 콘크리트의 구성요소적인 차이, 그리고 변형이 발생하는 미세한 메커니즘과 더불어 발생하는 복합적인 것으로 여겨지고 있다. 이렇게 발생하는 크리프의 변형률은 그림

3.5.3과 같이 분류할 수 있다.

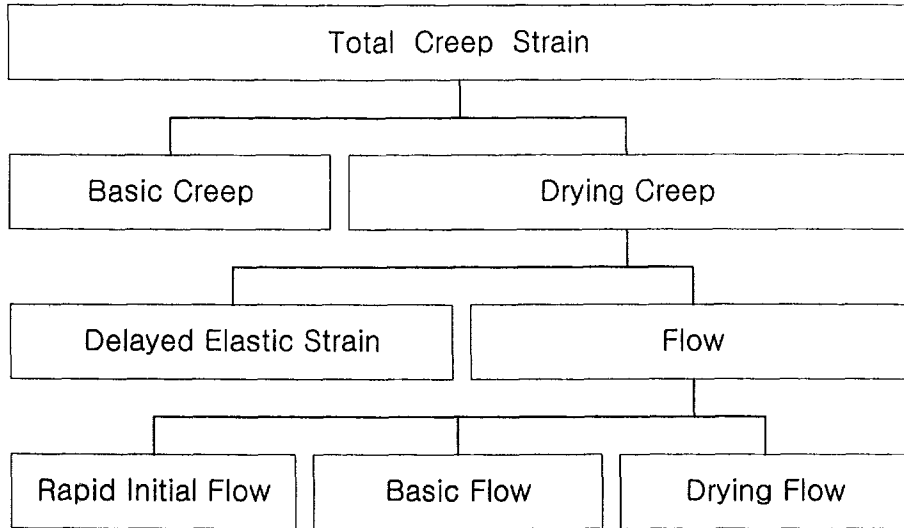


그림 3.5.3 크리프 변형률의 분류

하중 재하의 양상에 따라 크리프 변형률은 회복 가능한 요소와 회복 불가능한 요소로 나뉘어 지는데, 이것은 지연 탄성 변형률(ϵ_d)과 플로우 변형률(ϵ_f)이 각각에 해당된다.

그리고 각 변형률에 대한 산술적 표현은 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
 \epsilon_c(t) &= \epsilon_d(t) + \epsilon_f(t) \\
 &= \epsilon_d(t) + \epsilon_{fi}(t) + \epsilon_{fb}(t) + \epsilon_{fd}(t)
 \end{aligned}
 \tag{3.5.6}$$

여기서, $\epsilon_{fi}(t)$: Rapid Initial Flow

$\epsilon_{fb}(t)$: Basic Flow

$\epsilon_{fd}(t)$: Drying Flow

이며, 보통 $\epsilon_{fd}(t) > \epsilon_{fb}(t) > \epsilon_{fi}(t)$ 의 관계인 것으로 알려져 있다. 그리고 각 변형률에 대한 원인과 특성은 다음과 같다(Gilbert, 1988).

(1) 기본 크리프(Basic creep)

수분 혹은 습도의 변화가 없는 대기상태의 평형상태, 즉 건조수축이 없는 상태에서 하중을 받는 콘크리트 구조물의 시간 의존적인 변형을 의미한다.

(2) 건조크리프(Drying creep)

콘크리트가 경화해 가는 환경 하에서 크리프는 하중재하에 의한 것과 하중없이 건조수축에 의해 생기는 응력으로 인한 두 가지 변형이 진행되는데 여기서 건조크리프는 건조수축과 더불어 발생하는 부가적인 크리프 현상을 말한다.

(3) 지연탄성변형률(Delayed elastic strain)

지연탄성변형률은 하중이 제거됐을 때 나타난다. 이것은 시간의 경과에 따른 재료의 특성에 따라 다양한 값을 갖는다. 그러나 Strain Fraction이 크면 클수록 회복은 늦어진다. 일반적으로 지연탄성변형률은 시멘트 풀에 의한 것보다는 골재의 탄성회복으로 여겨진다.

콘크리트가 오랜 기간 동안 재하된 상태에 놓여있었다면 회복 가능한 크리프의 양은 탄성변형률의 40~50%(총 크리프 변형률의 10~30% 정도)에 달하게 된다. 그리고 탄성변형률과 지연탄성변형률이 플로우로부터 기인하는 응력을 감소시키는 반작용을 일으킨다.

(4) 플로우(Flow)

(가) 빠른 초기 플로우(Rapid initial flow) ($\epsilon_{fi}(t)$)

재령 일 수가 작은 콘크리트에서 발생한다. 초기 변형률(Initial strain)과 플로우의 차이는 변형률의 진전 경향과 하중재하의 시점과 하중이 재하된 기간에 의해 구분된다.

(나) 기본 플로우(Basic flow) ($\epsilon_{fb}(t)$)

기본플로우는 주변을 둘러싼 대기와의 수분교환이 없는 상태라는 가정 하에서 발생하는 크리프 변형률의 하나이다. 기본플로우의 주원인으로는 수화작용을 일으키는 시멘트 겔의 점탄성변형과 같은 지연탄성의 성분으로 추정된다.

기본플로우는 우선적으로 시멘트 풀의 구성성분과 수분의 성분에 의해 좌우되며 특히 굵은 골재의 종류, 크기, 양 등에 좌우되며 콘크리트의 강도에도 좌우된다. 그리고 하

중이 처음 재하된 시기와 관련이 있다.

(다) 건조플로우(Drying flow) ($\epsilon_{fd}(t)$)

건조플로우는 콘크리트가 건조하는 과정에서 크리프 변형률을 증가시키는 역할을 한다. 건조플로우는 수화작용을 하고있는 시멘트풀 사이의 공극구조에 외력이 작용하여 물 분자가 이동하는 과정 속에 발생한다.

건조플로우는 건조수축의 경우와 비슷하게 수분의 양이나 부재의 크기와 형태, 치수 등에 좌우된다. 그리고 건조플로우는 부재가 다시 수분을 흡수하면 부분적으로 회복될 수 있다.

2. 크리프 모델

가. 콘크리트 구조설계기준(KCI)의 크리프 모델

콘크리트 구조설계기준(KCI, 1999)에서는 CEB-FIP 모델 코드(1990)와 동일한 크리프 모델을 제시하고 있으며, 이 때 크리프 시험을 위한 공시체는 KS F 2403(콘크리트 강도 시험용 공시체 제작방법)에 따라 제작, 양생하고 크기는 $\phi 150 \times 300 \text{ mm}$ 가 기준이나 $\phi 100 \times 200 \text{ mm}$ 를 사용할 경우 강도 보정계수 0.97을 사용해야 하며 다음 규정에 의해 크리프를 예측할 수 있다.

시간 t' 에서 작용응력 $f_c(t')$ 에 의한 콘크리트의 순간 변형 및 크리프 변형을 함께 고려한 전체 변형률 $\epsilon_{cs}(t, t')$ 는 콘크리트의 압축강도 또는 설계기준강도, 부재의 크기, 평균 상대습도, 재하시의 재령, 재하기간, 시멘트 종류, 양생온도, 온도변화, 작용응력의 크기에 따라 다음 식을 사용하여 구할 수 있다.

$$\epsilon_{cs}(t, t') = f_c(t') \left[\frac{1}{E_{ci}(t')} + \frac{\phi(t, t')}{E_{ci}} \right] \quad (3.5.7)$$

여기서, $E_{ci}(t')$ 는 재령별 접선탄성계수, $\phi(t, t')$ 는 재령별 크리프 계수, E_{ci} 는 초기 접선탄성계수이다.

식 (3.5.7)에서 재령별 크리프 계수 $\phi(t, t')$ 은 양생온도가 20°C 이고, 하중이 작용하는 동안의 기온도 20°C 인 경우를 기준으로 한 것으로서 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\phi(t, t') = \phi_0 \beta_c(t-t') \quad (3.5.8)$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} \beta(f_{cu}) \beta(t') \quad (3.5.9)$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - 0.01 RH}{0.214 (h)^{1/3}} \quad (3.5.10)$$

단, $h = \frac{2A_c}{u}$ (cm)

$$\beta(f_{cu}) = \frac{53}{\sqrt{f_{cu}}} \quad (3.5.11)$$

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}} \quad (3.5.12)$$

$$\beta_c(t-t') = \left[\frac{(t-t')}{\beta_H + (t-t')} \right]^{0.3} \quad (3.5.13)$$

$$\beta_H = 15 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 250 \leq 1,500 \text{ 일} \quad (3.5.14)$$

여기서, A_c 는 부재의 단면적, u 는 부재 단면에서 대기와 접하는 길이, f_{cu} 는 28일 압축강도, RH 는 상대습도 그리고 t' 은 크리프 실험 시점이며 작용 응력의 크기, 온도 및 시멘트의 종류에 따라 식 (3.5.9)의 크리프계수는 다음과 같이 보정하여야 한다.

(1) 양생온도 및 시멘트 종류에 따른 보정 계수

양생 동안 온도의 변화가 있거나 20°C가 아닌 대기에 노출되어 있는 경우, 또는 시멘트 종류에 따른 재하 재령 t' 는 다음과 같이 보정해야 한다.

$$t' = t_{T'} \left[\frac{9}{2 + (t_{T'})^{1.2}} + 1 \right]^{\alpha} \geq 0.5(\text{일}) \quad (3.5.15)$$

$$t_{T'} = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \exp\left(-\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} + 13.65\right) \quad (3.5.16)$$

$$\begin{aligned} \alpha = -1 & : 2\text{종시멘트} \\ 0 & : 1\text{종, } 5\text{종시멘트} \\ 1 & : 3\text{종시멘트} \end{aligned}$$

그리고 $T(\Delta t_i)$ 는 Δt_i 일 동안 지속된 온도(°C), Δt_i 는 일정한 온도가 지속된 기간(일)이고, n 은 일정한 온도를 유지한 단계의 수이다.

(2) 작용응력의 크기에 따른 보정계수

작용응력 $f_c(t')$ 가 $0.4f_{cu}(t') < |f_c(t')| < 0.6f_{cu}(t')$ 인 경우 식 (3.5.9)의 ϕ_0 는 다음과 같이 보정해야 한다.

$$\phi_0 = \exp\left[1.5\left(\frac{|f_c(t')|}{f_{cu}(t')} - 0.4\right)\right] \phi_{RH} \beta(f_{cu}) \beta(t') \quad (3.5.17)$$

여기서, $f_{cu}(t')$ 는 식 (3.5.22)와 식 (3.5.23)에 의해 구할 수 있다.

(3) 온도변화에 따른 보정계수

지속하중이 작용하는 동안 온도가 5°C에서 80°C까지 변화할 때 크리프계수는 식 (3.5.10)의 ϕ_{RH} 를 식 (3.5.19)으로, 그리고 식 (3.5.14)의 β_H 를 식 (3.5.20)로 보정하여 식 (3.5.18)의 식으로 구해야 한다.

$$\phi(t, t') = \beta_c(t-t') \phi_0 + 0.0004(T-20)^2 \quad (3.5.18)$$

$$\begin{aligned} \phi_{RH} = & \exp[0.015(T-20)] + \left(\frac{1-0.01 RH}{0.214 (h)^{1/3}}\right) \\ & \times \{\exp[0.015(T-20)]\}^{1.2} \end{aligned} \quad (3.5.19)$$

$$\begin{aligned} \beta_H = & \exp\left[\frac{1,500}{273+T} - 5.12\right] \\ & \times (15[1+(0.012 RH)^{18}]h + 250) \end{aligned} \quad (3.5.20)$$

콘크리트의 압축강도는 $\phi 150 \times 300 \text{ mm}$ 원주 공시체의 실험결과에 따라 다음과 같이 평균압축강도 f_{28} 을 택하여야 하며, 시간에 따른 콘크리트의 강도발현 $f_{cu}(t)$ 는 식 (3.5.22)과 같이 구해야 한다. 이때 f_{ck} 가 28일 설계기준강도이면 식 (3.5.21)의 f_{cu} 는 f_{28} 과 같다.

$$f_{cu} = f_{ck} + 80 \quad (3.5.21)$$

$$f_{cu}(t) = \beta_{cc}(t) f_{28} \quad (3.5.22)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[\beta_{sc} \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \quad (3.5.23)$$

$$\beta_{sc} = \begin{array}{l} 0.20 : 3\text{종시멘트} \\ 0.25 : 1\text{종, } 5\text{종시멘트} \\ 0.38 : 2\text{종시멘트} \end{array}$$

$\beta_{cc}(t)$ 는 시간에 따른 강도발현속도이고, β_{sc} 는 시멘트 종류에 따른 상수이다.

크리프 변형을 계산할 때 콘크리트의 초기 접선탄성계수는 다음과 같이 구해야 한다.

$$E_{ci} = 2.15 \times 10^5 \times \sqrt[3]{f_{cu}/100} \quad (3.5.24)$$

한편 초기 접선탄성계수 $E_{ci}(t)$ 의 시간에 따른 변화는 다음과 같이 구해야 하며 $\beta_{cc}(t)$ 는 식 (3.5.23)과 같다.

$$E_{ci} = \sqrt{\beta_{cc}(t)} E_{ci} \quad (3.5.25)$$

나. ACI Committee 209의 크리프 모델

크리프 시험은 ASTM C 512에 의해 수행하며 지속 응력이 재하된 후, 임의 시간 t 일에서의 크리프 변형은 크리프 계수(Creep coefficient)를 이용하여 다음 식으로 추정한다.

$$\nu_t = \frac{t^{0.6}}{10 + t^{0.6}} \nu_u \quad (3.5.26)$$

여기서, ν_t 는 임의 시간의 크리프계수이고, ν_u 는 최종크리프계수(Ultimate creep coefficient)이며 하중재하시점(t_a), 상대습도(λ , %), 부재의 형상(h , mm), 슬럼프(s , mm), 잔골재율(Ψ , %), 공기량(α , %)의 보정계수를 사용하여 다음 식으로 구한다.

$$\nu_u = 2.35 \gamma_c = 2.35 \cdot \gamma_{t_a} \cdot \gamma_\lambda \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{vs} \cdot \gamma_s \cdot \gamma_\Psi \cdot \gamma_\alpha \quad (3.5.27)$$

$$\gamma_{t_a} = 1.25 (t_a)^{-0.118} \quad (\text{for moist cured concrete}) \quad (3.5.28)$$

$$= 1.13 (t_a)^{-0.094} \quad (\text{for steam cured concrete}) \quad (3.5.29)$$

$$\gamma_\lambda = 1.27 - 0.0067 \lambda, \quad \text{for } \lambda > 40 \quad (3.5.30)$$

$$\gamma_h = 1.14 - 0.00092 h \quad (3.5.31)$$

$$\gamma_s = 0.82 + 0.00264 s \quad (3.5.32)$$

$$\gamma_\Psi = 0.88 + 0.0024 \Psi \quad (3.5.33)$$

$$\gamma_\alpha = 0.46 + 0.09 \alpha \quad (3.5.34)$$

다. B3 모델

크리프 함수는 다음의 식과 같이 탄성변형과 기본크리프 변형 그리고 건조크리프 변형의 합으로 나타낼 수 있다.

$$J(t, t') = q_1 + C_0(t, t') + C_d(t, t', t_0) \quad (3.5.35)$$

여기서, $J(t, t')$ 함수는 재령 t' 일에 하중을 재하했을 경우 t 일에 일어나는 크리프 변형을 나타내고, q_1 은 하중재하에 의한 순간변형, $C_0(t, t')$ 는 수분의 이동이 없는 기본 크리프를 나타내고 $C_d(t, t', t_0)$ 는 건조크리프에 관한 함수이다. 그리고 t 는 콘크

리트의 재령이고, t' 은 하중 재하시의 재령이다. 위의 식과 같이 B3모델(Bazant와 Baweja, 1995)에서는 기본 크리프(Basic creep)와 수분의 발산이 일어나고 동시에 온도 또한 일정한 건조 크리프(Drying creep)로 나누어 식을 제시하고 있다.

크리프 계수 $\phi(t, t')$ 는 식 (3.5.36)과 같이 나타내며, $E(t')$ 는 하중 재하 시점의 정탄성 계수로서 실험값 대신에 식 (3.5.37)을 사용해도 된다. 탄성계수의 결정에 사용되는 $\overline{f_c}$ 는 원주형 공시체의 28일의 평균압축강도를 나타낸다.

$$\phi(t, t') = E(t')J(t, t') - 1 \quad (3.5.36)$$

$$E(t) = E_{28} \left(\frac{t}{4 + 0.85t} \right), \quad E_{28} = 57000 \sqrt{\overline{f_c}} \quad (\text{psi}) \quad (3.5.37)$$

(1) 기본 크리프(basic creep)

기본크리프 컴플라이언스(Compliance)는 시간에 따른 비율로 나타낸다. 아래의 식 (3.5.38)에서 t 와 t' 은 일(days)이고, m 은 0.5, n 은 0.1의 값을 가진다. q_2, q_3, q_4 는 실험값들이다.

$$\begin{aligned} \dot{C}_0(t, t') &= \frac{\partial C_0(t, t_0)}{\partial t} \\ &= \frac{n(q_2 t^{-m} + q_3)}{(t - t') + (t - t')^{1-n}} + \frac{q_4}{t} \end{aligned} \quad (3.5.38)$$

기본크리프 변형은 위의 식 (3.5.38)을 적분하여 얻을 수 있다.

$$C_0(t, t') = q_2 Q(t, t') + q_3 \ln[1 + (t - t')^n] + q_4 \ln\left(\frac{t}{t'}\right) \quad (3.5.39)$$

$$Q(t, t') = Q_f(t') \left[1 + \left(\frac{Q_f(t')}{Z(t, t')} \right)^{r(t')} \right]^{-1/r(t')} \quad (3.5.40)$$

$$r(t') = 1.7(t')^{0.12} + 8 \quad (3.5.41)$$

$$Z(t, t') = (t')^{-m} \ln [1 + (t - t')^n] \quad (3.5.42)$$

$$Q_f(t') = [0.086(t')^{2/9} + 1.21(t')^{4/9}]^{-1} \quad (3.5.43)$$

위의 식에서 $Q(t, t')$ 는 다음의 표 3.5.1에서 대략적 값을 찾아서 쓰면 된다. 식 (3.5.40)은 표 3.5.1에서 보여주는 값을 수식으로 만든 것이다.

q_1, q_2, q_3, q_4 의 값은 다음 식으로부터 구하며, c (단위시멘트량), w (단위수량), a (단위골재량)을 나타내고, 단위는 US단위계를 기본으로 한다.

$$q_1 = 0.6 \times 10^6 / E_{28} \quad (3.5.44)$$

$$q_2 = 451.1 \sqrt{c} (f_c)^{-0.9} \quad (3.5.45)$$

$$q_3 = 0.29 (w/c)^4 q_2 \quad (3.5.46)$$

$$q_4 = 0.14 (a/c)^{-0.7} \quad (3.5.47)$$

표 3.5.1 $m = 0.5, n = 0.1$ 일 때 $Q(t, t')$ 의 값 (Bazant와 Baweja, 1995)

log(t-t')	log t'								
	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
-2.0	0.4890	0.2750	0.1547	0.08677	0.04892	0.02751	0.01547	0.008699	0.004892
-1.5	0.5347	0.3009	0.1693	0.09519	0.05353	0.03010	0.01693	0.009519	0.005353
-1.0	0.5586	0.3284	0.1848	0.1040	0.05846	0.03288	0.01849	0.01040	0.005846
-0.5	0.6309	0.3571	0.2013	0.1133	0.06372	0.03583	0.02015	0.01133	0.006372
0.0	0.6754	0.3860	0.2185	0.1231	0.06929	0.03897	0.02192	0.01233	0.006931
0.5	0.7108	0.4125	0.2357	0.1334	0.07516	0.04229	0.02379	0.01338	0.007524
1.0	0.7352	0.4335	0.2514	0.1436	0.08123	0.04578	0.02576	0.01449	0.008149
1.5	0.7505	0.4480	0.2638	0.1529	0.08727	0.04397	0.02782	0.01566	0.008806
2.0	0.7597	0.4570	0.2724	0.1602	0.09276	0.05239	0.02994	0.01687	0.009494
2.5	0.7652	0.4624	0.2777	0.1652	0.09708	0.05616	0.03284	0.01812	0.01021
3.0	0.7684	0.4656	0.2808	0.1683	0.1000	0.05869	0.03393	0.01935	0.01094
3.5	0.7703	0.4675	0.2827	0.1702	0.1018	0.06041	0.03541	0.02045	0.01166
4.0	0.7714	0.4686	0.2838	0.1713	0.1029	0.06147	0.03641	0.02131	0.01230
4.5	0.7720	0.4692	0.2844	0.1719	0.1036	0.06210	0.03702	0.02190	0.01280
5.0	0.7724	0.4696	0.2848	0.1723	0.1038	0.06247	0.03739	0.02225	0.01314

(2) 건조 크리프(Drying creep)

크리프 함수의 마지막 항인 아래의 식 (3.5.44)에서 t'_0 는 건조와 하중재하가 동시에

일어나는 시간이며, t' 과 t_0 의 값이 같지 않다면 둘 중 큰 값을 쓴다.

$$C_d(t, t', t_0) = q_5 [\exp\{-8H(t)\} - \exp\{-8H(t'_0)\}]^{1/2} \quad (3.5.48)$$

$$H(t) = 1 - (1 - h)S(t) \quad (3.5.49)$$

$$q_5 = 7.57 \times 10^5 \overline{f_c}^{-1} |\epsilon_{sh\infty}|^{-0.6} \quad (3.5.50)$$

여기서, H 는 단면내부의 평균 상대습도를 나타내는데 1이하의 값을 가지고, h 는 상대 습도, $S(t)$ 는 시간에 관한 건조수축 함수이다. 그리고 $\epsilon_{sh\infty}$ 는 극한 건조수축 변형률 값이다. 이 값은 식 (3.4.28)을 이용해서 계산할 수 있다.

3. 크리프 실험

가. 사용재료 및 배합비

굵은 골재는 19 mm를 최대치수로 하는 쇄석 골재를 기준 골재로 사용하였고, 단위 시멘트량을 줄이기 위해 25 mm를 최대치수로 하는 쇄석골재를 현장조건을 고려하여 선정하였다. 잔 골재는 현장에서 채취한 해사를 세척하여 사용하였다. 본 연구에서 사용한 골재의 물성값은 표 3.5.2와 같다. 그리고, 콘크리트의 공기량 연행과 작업성을 확보하기 위해 혼화제를 사용하였다.

표 3.5.2 사용된 골재의 물리적 성질

구 분	최대 치수	비 중	흡수율	조립율
굵은 골재	19 mm	2.61	1.0	-
	25 mm	2.62	0.83	-
잔골재	-	2.60	1.0	2.85

단위 시멘트량에 따른 콘크리트의 크리프 특성을 규명하기 위하여 표 3.5.3 및 표 3.5.4와 같은 배합을 선정하였다. 표에서 최대골재치수를 나타내기 위하여 콘크리트 배합 종류를 단위시멘트량 뒤에 골재의 크기를 붙여 C000-19, 25와 같이 표시하였다.

표 3.5.3 크리프 실험에 사용된 콘크리트 배합비(골재 최대치수 19 mm)

Type	Water	Cement	W/C	Aggregate		A.E. (%)	S/a. (%)	유동화제 (%)
				Coarse	Fine			
C520-19	177	521	0.34	945	653	0.15	0.410	-
C480-19	163	480	0.34	944	724	0.15	0.435	-
C440-19	150	440	0.34	941	792	0.15	0.458	0.4

표 3.5.4 크리프 실험에 사용된 콘크리트 배합비(골재 최대치수 25 mm)

Type	Water	Cement	W/C	Aggregate		A.E. (%)	S/a. (%)	유동화제 (%)
				Coarse	Fine			
C520-25	172	521	0.33	1032	578	0.20	0.36	-
C480-25	158	480	0.33	1035	646	0.38	0.385	-
C440-25	145	440	0.33	1033	715	0.45	0.41	0.15

나. 실험방법

크리프 실험을 수행하기 위해서는 먼저 압축강도와 탄성계수 실험을 통하여 가압하중을 결정하여야 한다. 1종 배합에 대하여 $\phi 10 \times 20$ cm 공시체를 제작하여 수중 양생하였으며 각각 재령 3일과 28일에 압축강도와 탄성계수 실험을 수행하였다.

크리프 공시체는 $\phi 15 \times 30$ cm의 실린더를 사용하였고 타설 1일 후 탈형하여 가압시점까지 수중 양생하였다. 가압하중은 표 3.5.5와 같이 재령 3일 강도의 15% 수준으로 5.55 MPa로 일정하게 하였고, 50일 동안 실험을 수행하였다. 크리프는 공시체 중앙에 매립게이지를 설치하여 측정하였으며 실험기간동안 $23.0 \pm 2.0^\circ\text{C}$ 의 온도를 유지하였다. 기본 크리프를 측정하기 위하여 공시체를 랩으로 감싸 온도와 습도의 이동을 방지하였다.

표 3.5.5 각 콘크리트에 대한 응력/강도비

Types	가압응력/3일압축강도비(%)
C520-19	0.170
C480-19	0.153
C440-19	0.145
C520-25	0.151
C480-25	0.149
C440-25	0.143

4. 크리프 실험결과와 예측결과의 비교

가. 압축강도와 탄성계수

표 3.5.3과 표 3.5.4의 배합비를 사용한 콘크리트 공시체를 제작하여 각 재령별로 압축강도와 탄성계수를 측정하였으며 실험 결과는 표 3.5.6과 같다. 25 mm 골재를 사용한 콘크리트의 압축강도가 19 mm 골재를 사용한 콘크리트 보다 다소 큰 값을 보였다. C520-19, C480-19, C440-19는 재령 28일의 평균압축강도가 각각 49.4, 53.7, 57.9 MPa로서 단위수량이 감소함에 따라 점진적으로 강도가 증가하였다. 그러나 정탄성계수는 모든 콘크리트에서 거의 차이를 보이지 않았다.

표 3.5.6 크리프시험을 위한 콘크리트의 역학적성질 실험결과

Type	압축강도(MPa)		탄성계수(GPa)	
	3일	28일	3일	28일
C520-19	32.5	49.4	29.79	34.88
C480-19	36.2	53.7	30.07	34.77
C440-19	38.3	57.9	30.33	34.54
C520-25	36.7	53.4	30.59	34.55
C480-25	37.1	58.1	29.95	35.28
C440-25	38.9	59.4	30.69	35.94

나. 크리프 변형률

본 연구에서는 총 크리프 변형률이 아닌 기본 크리프만을 측정하였으므로 기본 크리프를 구할 수 있는 Bazant와 Baweja(1995)의 B3모델에 의한 기본 크리프 예측결과와 실험결과를 그림 3.5.4 ~ 3.5.9에 나타내었다. 그림에서 보는 것과 같이 대체적으로 B3 모델의 예측값이 콘크리트 구조설계기준의 예측값보다 전반적으로 크게 나타났으며, 특히 단위시멘트량이 많은 C520의 경우 B3모델의 예측값이 상당히 큰 경향을 나타냈다. C440-19와 C480-25의 경우에는 실험결과와 예측결과가 거의 일치하는 결과를 얻었다.

그림 3.5.10 ~ 3.5.12에 콘크리트 구조설계기준에서 제시하고 있는 크리프 모델과 B3 모델을 이용하여 예측한 크리프 계수가 비교되어 있다. 총 크리프 변형률을 구하기 위해서 필요한 조건인 온도와 상대습도는 각각 20℃와 60%, 재령 3일에 가압한 것으로 가정하고, 다른 조건은 본 실험에서 사용한 배합비와 압축강도 그리고 탄성계수 실험결과를 이용하였다. 그림에서 보는 것처럼 콘크리트 구조설계기준의 크리프 모델에 의한 크리프 계수가 B3모델을 이용하여 예측한 크리프 계수보다 큰 경향을 나타내었다.

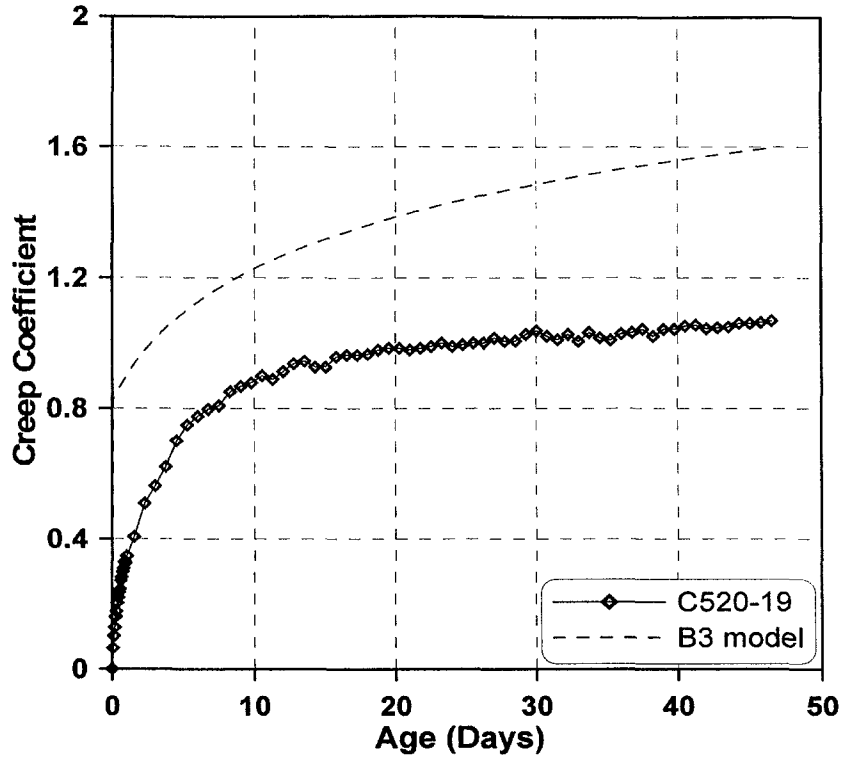


그림 3.5.4 C520-19의 크리프 계수 예측결과와 실험결과의 비교

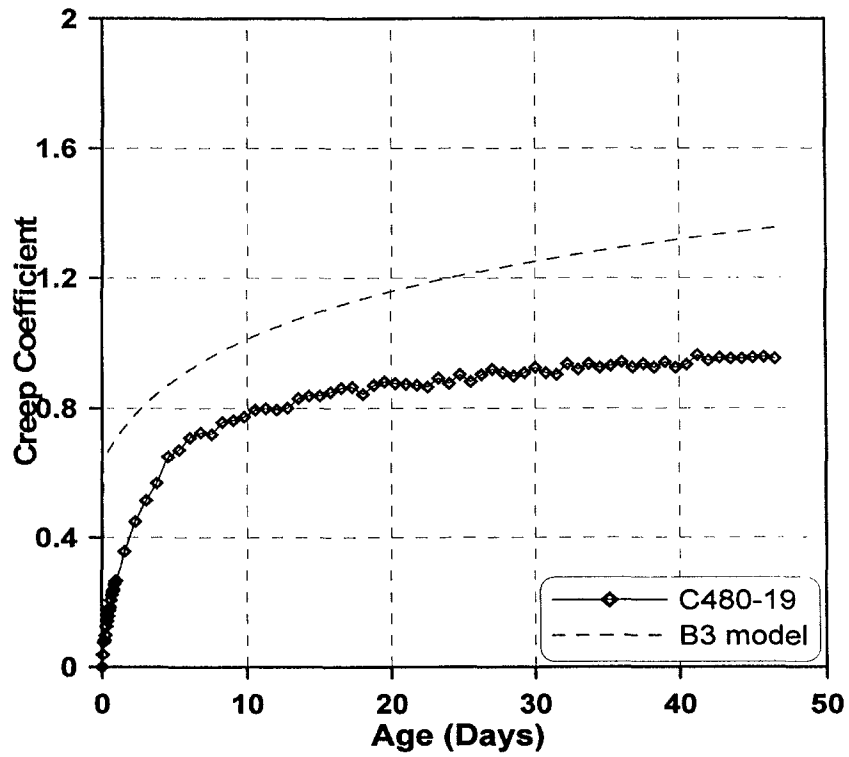


그림 3.5.5 C480-19의 크리프 계수 예측결과와 실험결과의 비교

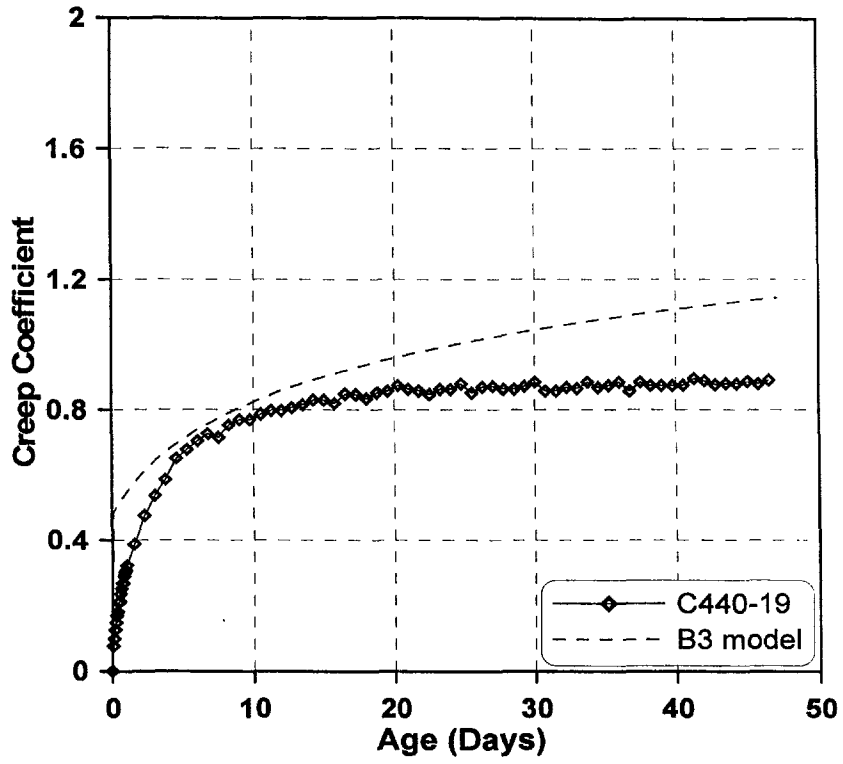


그림 3.5.6 C440-19의 크리프 계수 예측결과와 실험결과의 비교

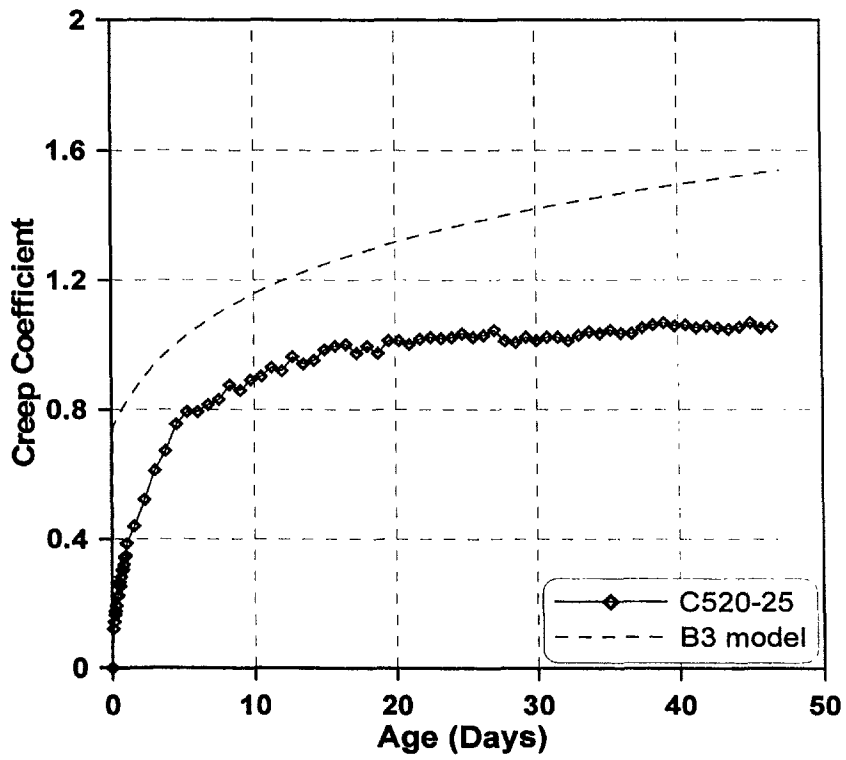


그림 3.5.7 C520-25의 크리프 계수 예측결과와 실험결과의 비교

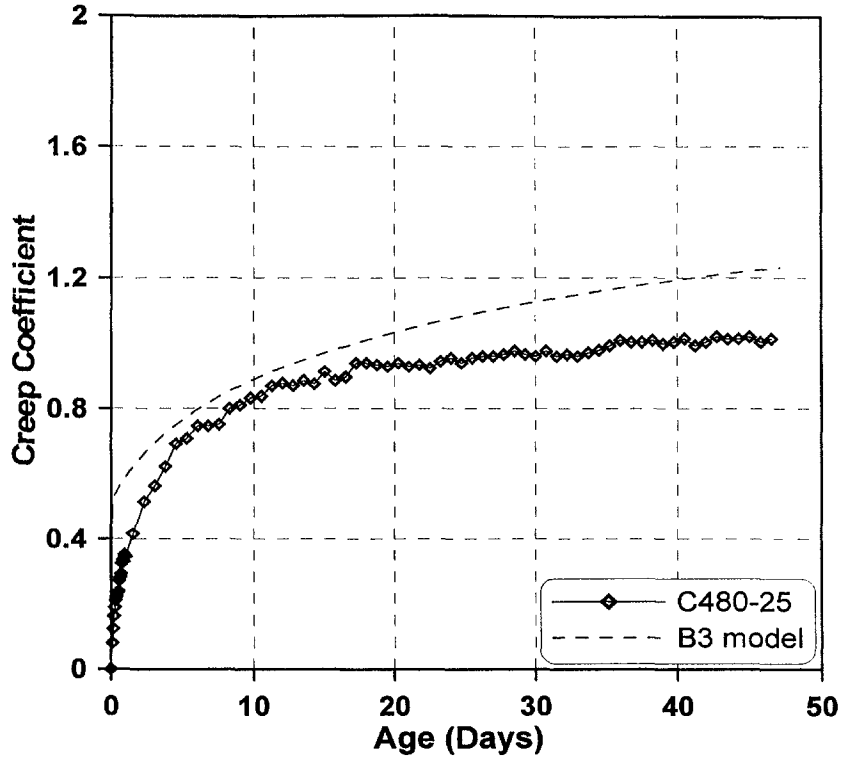


그림 3.5.8 C480-25의 크리프 계수 예측결과와 실험결과의 비교

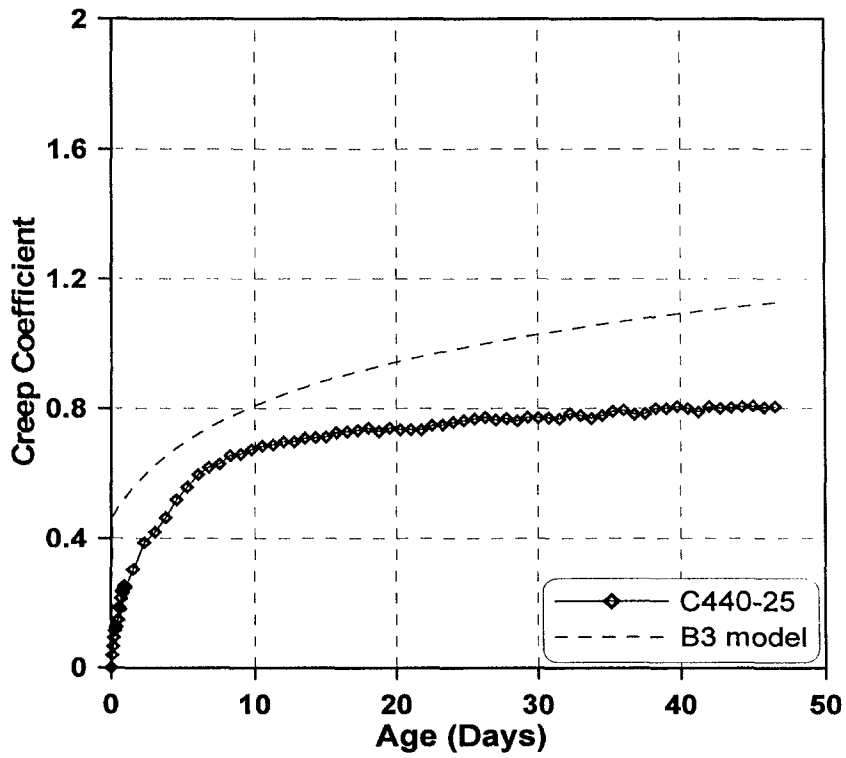


그림 3.5.9 C440-25의 크리프 계수 예측결과와 실험결과의 비교

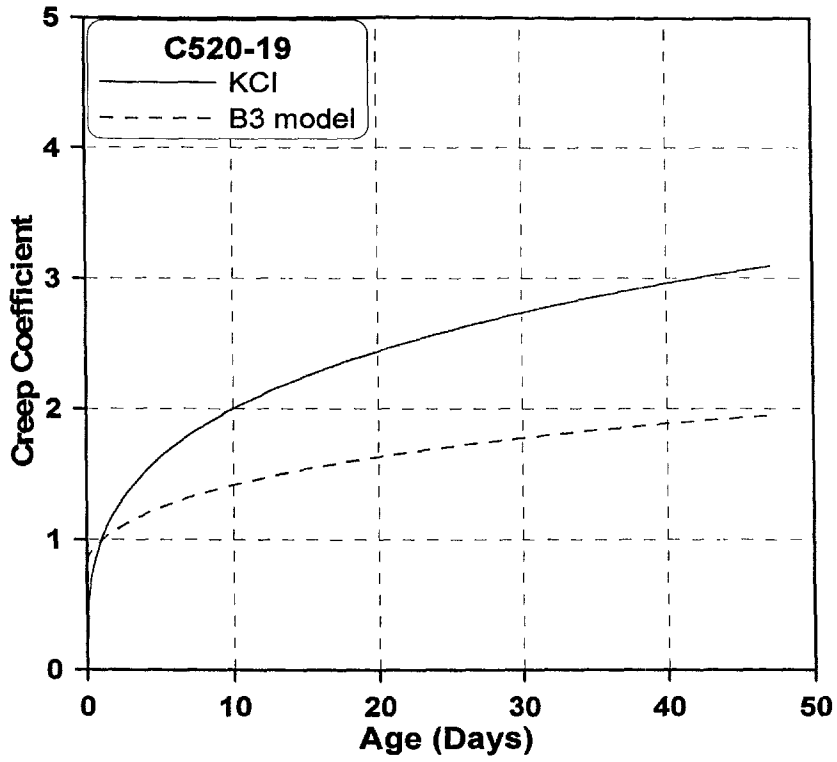


그림 3.5.10 C520-25의 KCI 모델과 B3모델의 예측결과 비교

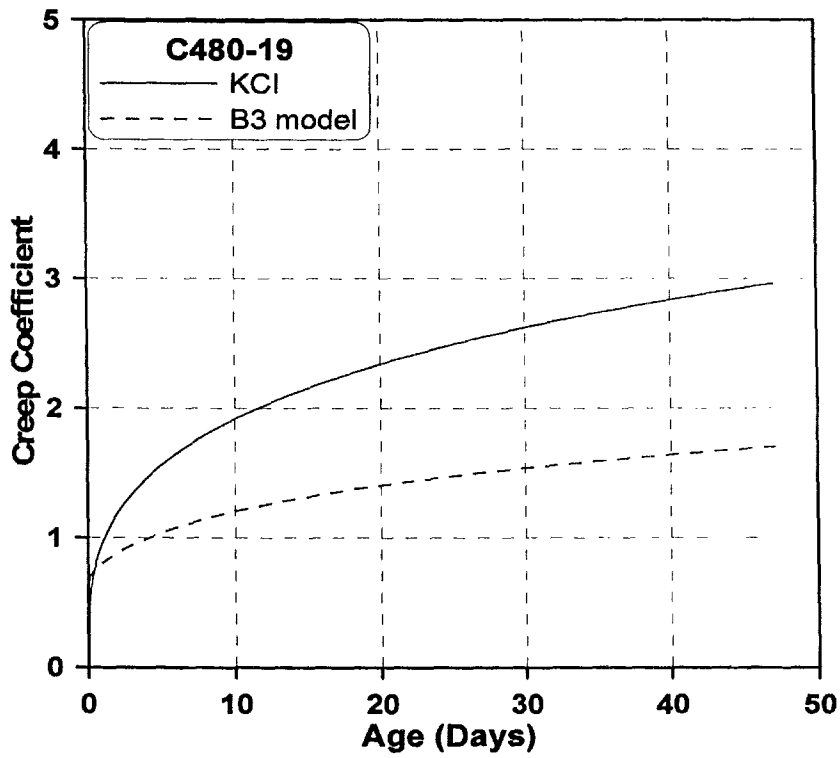


그림 3.5.11 C480-25의 KCI 모델과 B3모델의 예측결과 비교

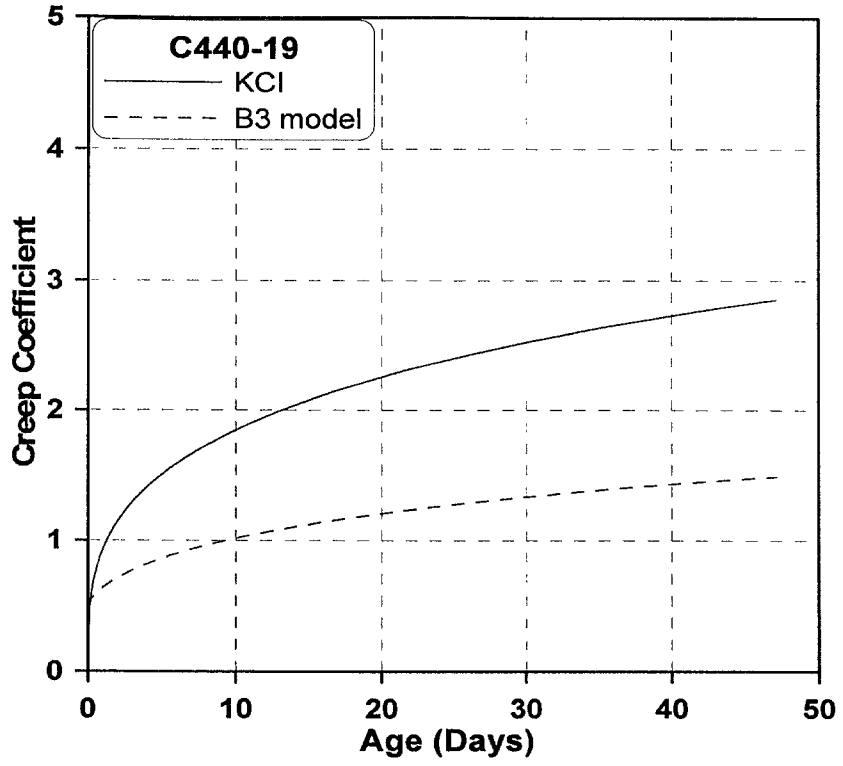


그림 3.5.12 C440-25의 KCI 모델과 B3모델의 예측결과 비교

6절 동결융해특성

1. 동결융해 메커니즘

경화콘크리트에 있어서의 동결융해란 콘크리트 중의 수분이 외부온도의 저하에 의한 동결과 융해의 반복작용에 의하여 균열이 발생하거나 표면부가 박리하여 콘크리트 표면층에 가까운 부분으로부터 파괴가 시작되어 성능이 저하되는 현상을 말한다.

콘크리트의 동결융해에는 몇 가지 형태가 있다. 가장 일반적인 것은 콘크리트의 균열과 스폐링(spalling, 급열 급랭을 받았을 때 열응력 때문에 표면에서 파손되는 성질)이며, 동결 융해 사이클의 반복으로 시멘트 풀의 팽창이 진행함으로써 생긴다. 수분과 제빙화학제의 존재 하에서 동결 융해를 받는 콘크리트 슬래브는 스케일링이 생기기 쉽다. 굵은 골재 중에는 콘크리트 슬래브의 이음매와 가장자리에 통상 평행으로 나타나며 최종적으로는 알파벳 대문자 D와 비슷한 모양의 균열을 발생시키며, 이런 균열을 D-균열이라고 한다. 연행 공기(entrained air)는 동결 작용에 따른 콘크리트의 손상 위험성을 저감하는데 효과적이다. 시멘트 풀과 골재의 동결 융해 작용은 다소 차이를 보인다.

가. 시멘트 풀의 동결융해

시멘트 풀의 동결융해에 대해서는 현재까지 여러 연구자들에 의해 두 가지의 가설로서 그 원인이 설명되고 있다.

(1) 수압설

콘크리트 동해의 기본원리는 내부수분의 동결과 이에 따른 팽창압력에 의한 조직의 이완이다. 이러한 성능저하의 기본원리는 미국 포틀랜드 시멘트협회(PCA)의 Powers(1958b)에 의해 발표된 수압설에 의해 설명되고 있다. 콘크리트가 냉각되는 과정에서는 표면부분이 먼저 동결온도에 도달하고 이어서 점차적으로 동결층이 내부로 진행된다. 이 때문에 콘크리트의 내부에서는 그림 3.6.1과 같은 현상이 발생한다.

먼저, 콘크리트의 표층부에 함유된 수분이 동결하여 표층부가 얼음으로 차단된다. 다음으로, 표면에서 가장 가까운 콘크리트 내부 모세관 공극 중의 수분이 동결하여, 물이 얼음으로 변화할 때의 체적 팽창량에 상당하는 미 동결수분이 함수의 정도가 낮고 아직 동결되지 않은 내부로 이동한다. 이러한 미 동결수의 이동은 미세한 공극의 내부에서 발생되므로, 점성저항에 의한 수압(정수압)을 발생시킨다. 발생된 수압이 콘크리트 인장강

도의 한계치 이하로 작은 경우에는 균열 등의 동해가 발생되지 않는다. 그러나 일반적인 동결속도의 범위내에서 이러한 미 동결수의 이동은 콘크리트 조직의 파괴를 일으키기에 충분한 압력이 될 수 있다.

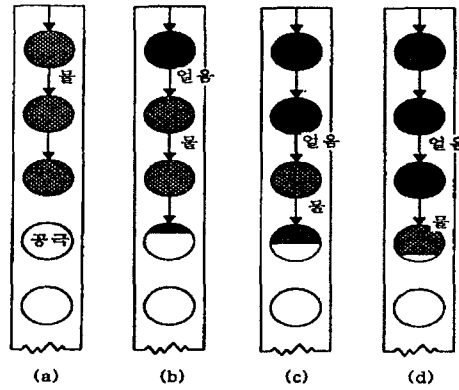


그림 3.6.1 연행공기의 작용

이와 같이 발생된 수압은 콘크리트 내부조직의 투수성이 낮고, 냉각속도가 빠르고, 동결할 수 있는 물의 양이 많을수록 커진다. 따라서 동해를 방지하기 위해서는 발생압력을 완화하기 위한 공기가 들어 있는 공간이 필요하다. 공기는 압력에 의해 쉽게 체적이 변화될 수 있기 때문에 발생압력에 대한 완충작용을 한다.

콘크리트 내부의 수분동결에 의한 체적의 팽창을 완화하기 위한 충분한 양 이상의 연행공기가 콘크리트 내부에 포함되어 있다면 콘크리트는 동해에 의한 손상을 피할 수 있다. 따라서 콘크리트 내부의 공극이 물로서 포화되어 있는 정도(포수도)가 동해의 지표가 되기도 한다. 콘크리트 중의 수분은 수분이 들어 있는 세공의 직경에 따라 동결온도가 달라지며 세공의 크기가 작을수록 보다 낮은 온도에서 동결되며 이것은 동해의 정도와 많은 관련이 있는 것으로 알려지고 있다. 따라서 동해를 방지하기 위해서는 콘크리트 조직 내부의 세공구조를 치밀화하는 것이 중요하며 물/시멘트비를 작게 함으로써 내부의 물이 동결하기 어려운 조건을 만드는 것이 중요하다. 그러나, 물/시멘트비가 작아도 초기재령에서 건조되면 굵은 세공이 형성되어 동해에 대한 저항성이 현저히 떨어진다. 이와 같이 초기재령에서 충분한 양생이 되지 않으면 내부 구조가 치밀화되지 않는다. 따라서 콘크리트의 동해를 방지하기 위해서는, AE제의 사용과 이에 따른 내부 발생압력의 완화가 가장 기본적인 대책으로 여겨진다.

(2) 침투압설

큰 공극 속의 물의 동결로 생기는 수압 외에 모세관 공극 속 용액의 부분적인 동결로 생기는 침투압이 시멘트 풀 속에 생기는 팽창압의 또다른 원인이다. 모세관 공극 속의 물은 순수한 물이 아니고 알칼리, 염화물, 수산화 칼슘 등의 여러 가지 용해 물질을 함유하고 있다. 용액은 순수한 물보다 저온에서 동결하고, 일반적으로 용액 속의 염 농도가 높을수록 동결점이 낮아진다. 모세관 공극 사이에 존재하는 국부적인 염 농도의 차이가 침투압의 원인이 된다. 하지만, 큰 공극 속의 물 동결로 인한 비용적(비체적)의 증가에 기인하는 수압과 공극 내 유체의 염 농도 차이에 기인하는 침투압이 동결 작용을 받는 시멘트 풀의 유일한 팽창 원인은 아니다. 물 대신에 공극내의 유체로서 동결시에 수축하는 벤젠을 사용하였을 경우에도 시멘트 풀 공시체의 팽창이 관찰되고 있다.(Beaudoin과 Mcinnis 1974)

이러한 침투압에 의한 동해의 예로서, 상층부부터 동결되는 슬래브는, 콘크리트 내부로부터의 물의 통로를 통해서 침투압에 의해 물이 빨려 올라가게 되어 큰 손상을 입을 수 있다. 이는 콘크리트의 함수량이 동결 전보다 커서 층상으로 형성된 얼음의 결정으로부터 표층부의 손상이 발생된다. 그 외에도 도로의 제설용으로 염류를 사용하는 경우에는 염류가 콘크리트의 상층부에 흡수되는 것이 있다. 이로 인해 높은 침투압이 발생되어 동결이 일어나기 쉬운 표층부로 물을 이동시켜 동해를 크게 하는 경우가 있으므로 적절한 대책이 필요하다.

나. 골재의 동결용해

동결 작용을 받는 골재의 거동에 따라 시멘트 풀 매트릭스 내부에 연행공기를 함유한 콘크리트라도 손상을 받을 수 있다. 동결 중에 포화 시멘트 풀에서 내부 압력이 증가하는 메커니즘은 그 밖의 다공체에도 적용할 수 있다. 이 다공체에는 수암(chert), 사암, 석회암, 이판암(혈암) 등의 다공질 암석으로 제조된 골재가 포함된다. 모든 다공질 골재가 동해를 받는 것이 아니라, 동결 용해 사이클을 받는 골재 입자의 거동은 주로 공극의 크기, 수량, 연속성에 좌우된다.

동결 작용에 대한 콘크리트의 내구성이 골재에 따라 많은 차이를 나타낸다는 관점에서 Verbeck와 Landgren(1960)은 골재를 세 종류로 분류하고 있다. 첫째는 저침투성 탄성골재로 고강도 골재이며, 물과 결합할 때 입자를 파괴시키는 것이 아니라 탄성 변형이 생긴다. 둘째는 중간 정도의 침투성을 지닌 골재이며, 500 nm보다 작은 공극이 전체 공극 중에 상당한 비율을 차지하고 있다. 이러한 작은 공극 속에 생기는 모세관 장력은 골

재를 포화하기 쉽게 하고, 또한 물을 유지한다. 동결 과정에서 발생하는 압력의 크기는 주로 온도 하락 속도와 피압수의 압력이 해방되는 누출경계까지의 이동거리로 결정하고 있다. 이는 동해에 관해 한계 골재 치수의 개념을 도출시킨다. 세공의 분포, 침투성, 포화도, 동결 속도 하에서 큰 골재는 손상을 받을지 모르지만 작은 입자는 손상을 받지 않을 수 있다. 그러나, 한 종류의 골재가 단일 한계 치수를 가지고 있는 것도 아니고, 동결 속도, 포화도, 골재의 침투성에 따라 변해간다. 침투성은 두 가지 역할을 하고 있다. 첫째, 포화도 또는 어떤 일정한 기간에 흡수 속도를 결정하고, 둘째 동결시 골재에서 물이 배출되는 속도를 결정한다. 일반적으로 한계 치수보다 큰 골재가 콘크리트 속에 있으면 동결은 팝 아웃(pop out) 현상을 발생시킨다. 이것은 골재의 일부분은 콘크리트 속에 남게 되고, 다른 부분이 모르타르 박편과 하나가 되어 벗겨지는 골재의 파손이다.

고침투성 골재는 일반적으로 큰 공극을 많이 함유한 제 3의 범주에 속한다. 이런 골재는 물이 드나들기 쉽지만, 내구성의 문제를 야기할 가능성이 있다. 물에 압력이 가해져 골재 입자에서 배출될 때 골재 표면과 시멘트 풀 매트릭스 사이의 계면역이 손상을 받을 가능성이 있기 때문이다. 이 때, 골재 자체는 동결 작용으로 손상을 받지 않는다. 이것은 골재만의 동결 용해 시험과 안정성 시험 결과에 따른 콘크리트의 거동 예측을 항상 신뢰할 수 없다는 이유를 말해준다.

다. 콘크리트에 대한 동결용해의 영향

연행된 공기 없이 골재 입자를 둘러싸고 있는 시멘트 풀 매트릭스는 심각하게 포화되고 동결되었을 때 파괴된다. 그러나 매트릭스가 대략 0.2 mm보다 작은 간격에 의해서 특성화되는 적당히 연행된 공기 분포를 가지고 있다면 동결은 파괴할 만한 응력을 발생시키지 못한다. 어떤 암석은 실제로 동결할 수 있는 물을 포함하고 있지 않다. 그런 암석들 전체로 이루어진 공기 연행된 콘크리트는 오랜 기간동안 연속적으로 습한 환경에 놓여있더라도 동결을 견딜 것이다. 그러나, 공극이 물과 고체 물질로 차 있다면 이 기간은 짧아 질 것이다. 만약 흡착성의 골재가 이용되고 콘크리트는 연속적으로 습한 환경에 놓여 있다면 콘크리트는 아마도 동결용해에 의해 파괴될 것이다. 동결기간 동안 입자가 물을 밖으로 밀어내면 내부압은 커지고 입자와 매트릭스를 파괴시킨다.

보통 콘크리트에서 골재는 경화기간 중에 화학적 반응에 의해서 이루어진 탈수 그리고 증발에 의한 손실 때문에 건설 기간의 종결 시점에 있어서 극한 포화상태에 도달하지 않는다. 그러므로 어떤 골재가 심각하게 포화되었다면 외부의 공급원으로부터 얻어진 물에 의한 것이다. 모든 노출된 표면이 연속적으로 젖은 상태에 있고 주기적으로 동결에

영향을 받는 상황에 처한 구조물은 특별한 경우이다. 보통 콘크리트 단면은 최소한 한 면은 대기에 노출되어 있기 때문에 건조한 계절동안 건조될 시간을 가진다. 이것은 흡착성 있는 골재가 사용되는 곳조차도 동결 작용에 의해서 공기 연행된 콘크리트가 피해를 입지 않는 이유이다.

분명히 콘크리트가 타설되는 시기에 있어서 골재가 마르면 마를수록 임계 포화상태에 도달하기 위해서는 더 많은 물을 필요로 하게 되고 물을 취하는 기간도 늘어나게 된다. 습기차고 추운 계절의 기간은 제한되어 있기 때문에 이것은 중요한 고려사항이다. 수면하의 골재를 직접 이용하는 것은 불이익이 따른다. 특히 겨울 전에 습한 계절동안 구조물이 사용된다면 더 위험하다. 골재를 건조시키고 물 속에 타설하는 경우에 있어서 어떤 종류의 암석들은 빠르게 물을 흡수하고 포화 상태에 도달할 수 있다. 그것들은 쉽게 포화되는 유형으로 묘사된다. 이런 유형은 시작점에 있어서 건조시킨 경우에 조차 콘크리트 믹서에 있는 동안 높은 수준의 포화상태에 도달하고 자기 수화반응에 의해서 충분히 건조되지 않는다. 그러므로 이런 유형의 재료에 있어서는 겨울이 오기 전 충분한 건조를 시키지 않는다면 문제에 봉착할 것이다. 골재에서 쉽게 포화되는 암석의 작은 양은 심각한 문제를 일으킬 수 있다.

2. 동결융해실험

가. 사용재료 및 배합

동결융해실험에 사용된 시멘트는 표 3.2.1의 시멘트 조성을 가지는 국내 D사의 1종 포틀랜드 시멘트이고, 골재는 3장 2절 2항에 소개된 화강암 쇄석과 강모래를 사용하였다. 표 3.2.2의 네 가지 콘크리트 배합 중에서 C320과 C370의 배합비를 갖는 콘크리트를 사용하여 동결융해 실험 시편을 제작하였다.

나. 실험방법

동결융해실험은 KS F 2456(급속 동결융해에 대한 콘크리트의 저항 시험법)에 따라 특정 동결융해 사이클에 대한 콘크리트의 저항성을 알아보기 위하여 실시하였다. KS F 2456의 시험방법에는 A방법(수중 급속 동결융해시험)과 B방법(공기 중에서 급속 동결하여 수중에서 용해하는 방법)이 있는데, 본 실험에서는 A방법의 규정에 따라 수행하였다. 콘크리트 타설 후 28일 후에 10×10×40 cm인 각주형의 콘크리트 시편을 동결융해시험기에 거치하였으며, 동결융해 사이클에 따른 중량변화와 동탄성계수를 측정하였다. 동탄

성계수는 KS F 2437에서 제시한 방법에 준하여 실시하였으며, 시험 전의 동탄성계수와 일정 사이클(총 300 사이클)을 반복한 후의 동탄성계수의 비(상대동탄성계수)의 감소정도로 동해의 정도를 판정하였다. 또한, 동탄성계수 외에도 중량감소율의 변화로서도 동해의 정도를 판정하였다.

동결융해시험 이후의 손상은 일정한 주기로 동탄성계수를 측정하여 판단하며, 상대동탄성계수는 다음과 같이 계산하였다.

$$P = \left(\frac{n_1^2}{n^2} \right) \times 100 \quad (3.6.1)$$

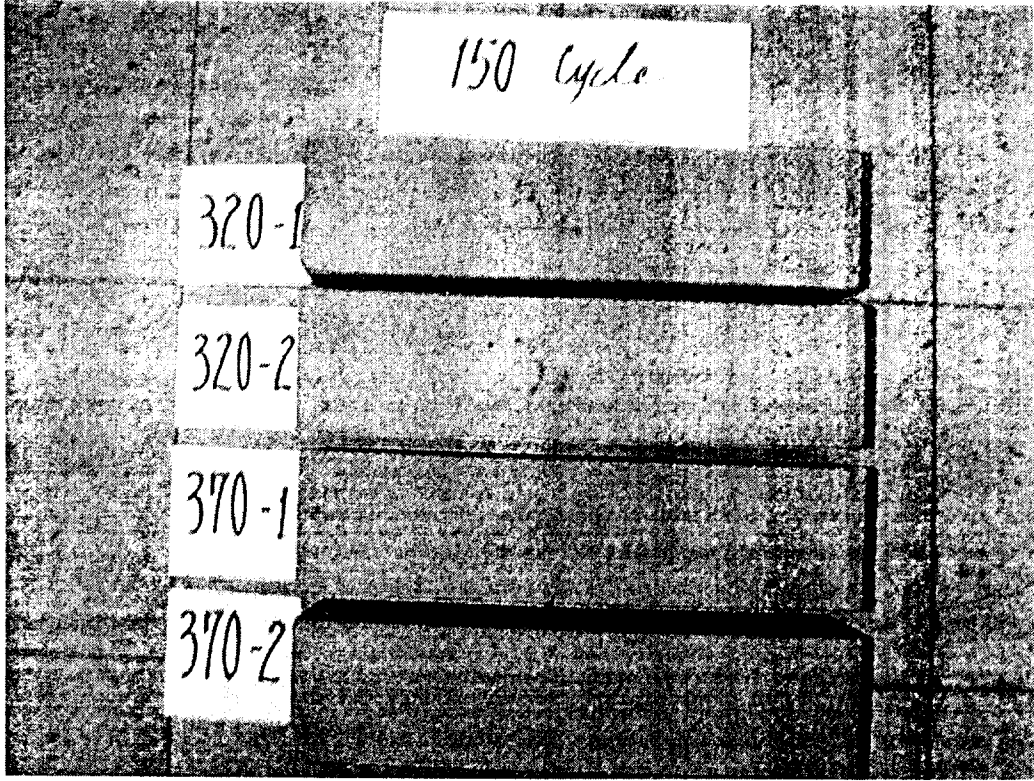
여기서, P 는 동결융해 C 사이클 후의 상대동탄성계수(%), n 은 동결융해 0사이클 후의 가로 1차 진동주파수, 그리고 n_1 은 동결융해 C 사이클 후의 가로 1차 진동주파수이다.

동탄성계수의 저하는 공시체 내의 조직이 이완이나 균열발생에 의한 열화를 시작하여 중량이 감소되는 스케일링에 의한 표면박리의 정도를 나타낸다. 콘크리트 시편을 일정한 주기간격으로 측정하여 성능저하를 판단하며 측정주기마다 상대동탄성계수를 구하여, 내구성지수를 산정하였다. 또한 측정주기마다 시편의 중량을 측정하여 중량감소율을 계산하였다.

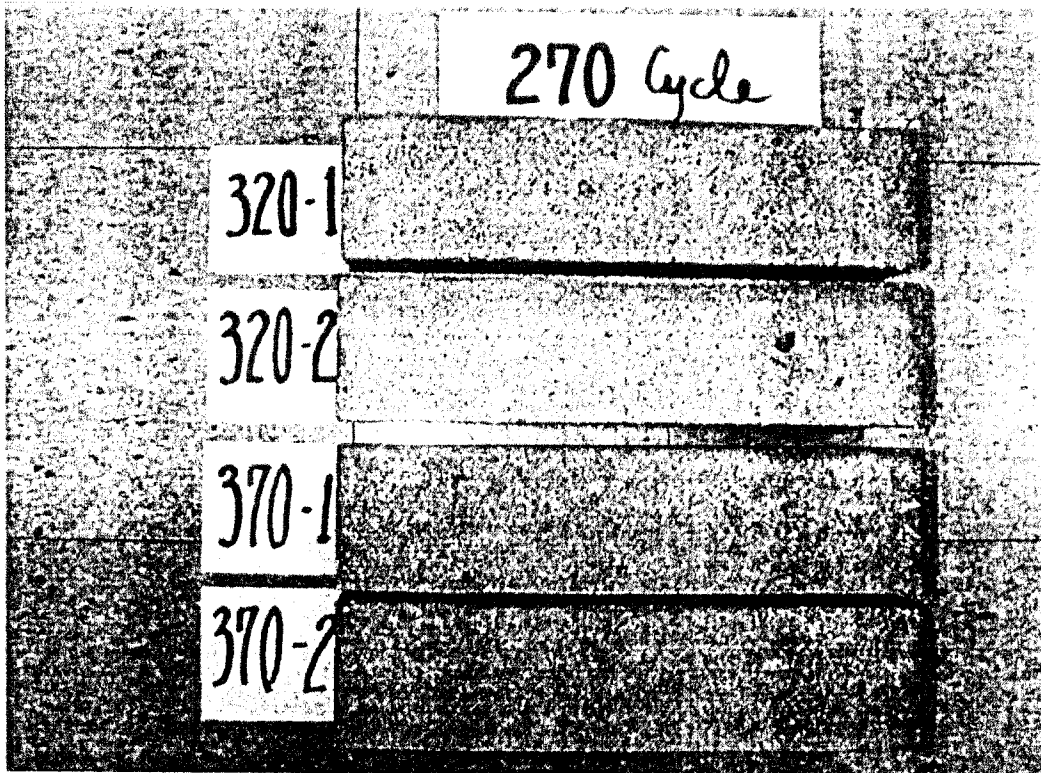
$$DF = \frac{P \times N}{M} \quad (3.6.2)$$

여기서, DF 는 내구성지수, P 는 N 회 반복에서 상대동탄성계수(%), N 은 동결융해실험을 마친 사이클수이며, M 은 300사이클이다.

그림 3.6.2는 동결융해시험(150, 270사이클)에 의해 손상된 시편을 나타낸다.



(a) 150사이클 후



(b) 270사이클 후

그림 3.6.2 동결융해시험에 의해 손상된 시편

3. 동결융해 실험결과

표 3.6.1은 표 3.2.2의 C320과 C370에 대한 동결융해 실험결과이며, 각 시료별로 상대 동탄성계수, 내구성지수, 그리고 질량감소율이 정리되어 있다. 각 시편에 대한 28일 평균 압축강도는 C320과 C370배합이 각각 28.3 MPa과 37.4 MPa의 값을 얻었다.

표 3.6.1 콘크리트 동결융해 실험결과

시료명	반복횟수 (Cycle)	1차 공명주파수(Hz)	중량(gf)	상대동탄성계수 (%)	내구성지수 DF(%)	질량감소율 (%)
C320 공기량 (5%)	0	7858	9267.8	100.00	0.00	0.000
	30	7429	9258.6	89.38	8.94	0.099
	60	7446	9250.4	89.79	17.96	0.188
	90	7332	9240.4	87.06	26.12	0.296
	120	7205	9185.0	84.07	33.63	0.893
	150	7135	9145.0	82.44	41.22	1.325
	180	6742	9055.0	73.61	44.17	2.296
	210	6677	9000.0	72.20	50.54	2.890
	240	6144	8929.1	61.13	48.91	3.655
	270	5900	8910.4	56.37	50.74	3.856
	300	4808	8843.9	37.44	37.44	4.574
C370 공기량 (3.8%)	0	7796	9455.2	100.00	0.00	0.000
	30	7714	9449.6	97.91	9.79	0.059
	60	7682	9446.5	97.10	19.42	0.092
	90	7546	9426.8	93.69	28.11	0.300
	120	7500	9409.7	92.55	37.02	0.481
	150	7434	9379.6	90.93	45.46	0.800
	180	7247	9358.6	86.41	51.85	1.022
	210	7209	9350.0	85.51	59.86	1.113
	240	6610	9337.2	71.89	57.51	1.248
	270	6194	9326.9	63.12	56.81	1.357
	300	4911	9312.1	39.68	39.68	1.513

그림 3.6.3은 배합강도별 콘크리트의 동결융해 저항성을 보여주고 있다. 반복횟수 210 사이클까지는 물/시멘트비가 큰 C320배합이 C370배합에 비해 상대동탄성계수가 약 10% 정도 작게 나타났다. 이는 공기량이 비슷한 조건하에서는 동일한 반복횟수일 경우 물/시멘트비가 큰 C320배합이 C370배합에 비해 동결융해 저항성이 낮음을 의미한다. 이것은 물/시멘트비가 낮은 배합일수록 내부조직이 치밀하여 동결융해 저항성을 높여 내구성을 향상시킨 것으로 사료된다. 또한 C320과 C370배합은 공기량이 각각 3.8%와 5%를 나타냈으며, 이로 인해 동결융해 저항성에 상당한 영향을 미친것으로 사료된다. 반복횟수가 300 사이클에서는 상대 동탄성계수값이 40% 정도에 이르러 시료가 상당히 손상되었다.

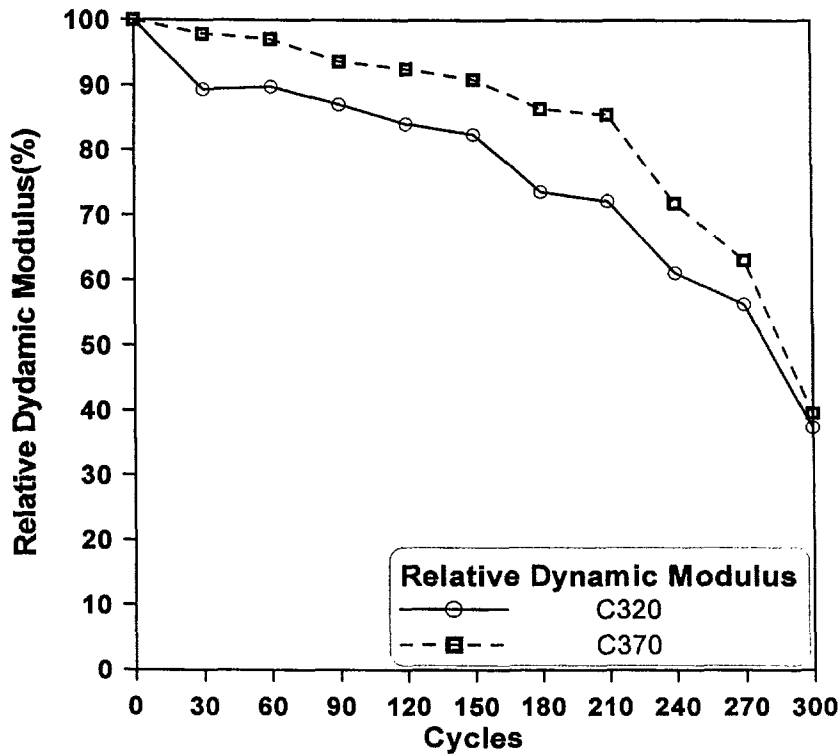


그림 3.6.3 배합강도별 상대동탄성계수(%)

그림 3.6.4는 반복횟수에 따른 콘크리트의 내구성지수를 나타낸 것이다. 그림에 나타난 바와 같이 C370배합이 C320배합에 비해 최대 약 10%정도의 높은 내구성지수를 나타냈다. 이것은 C370배합의 동결융해에 대한 저항성이 C320에 비해 10%정도 높다는 것을 의미한다. 이러한 결과는 그림 3.6.3에서 상대동탄성계수가 C320에 비해 10%정도 크게 측정된 것과 동일한 결과이다.

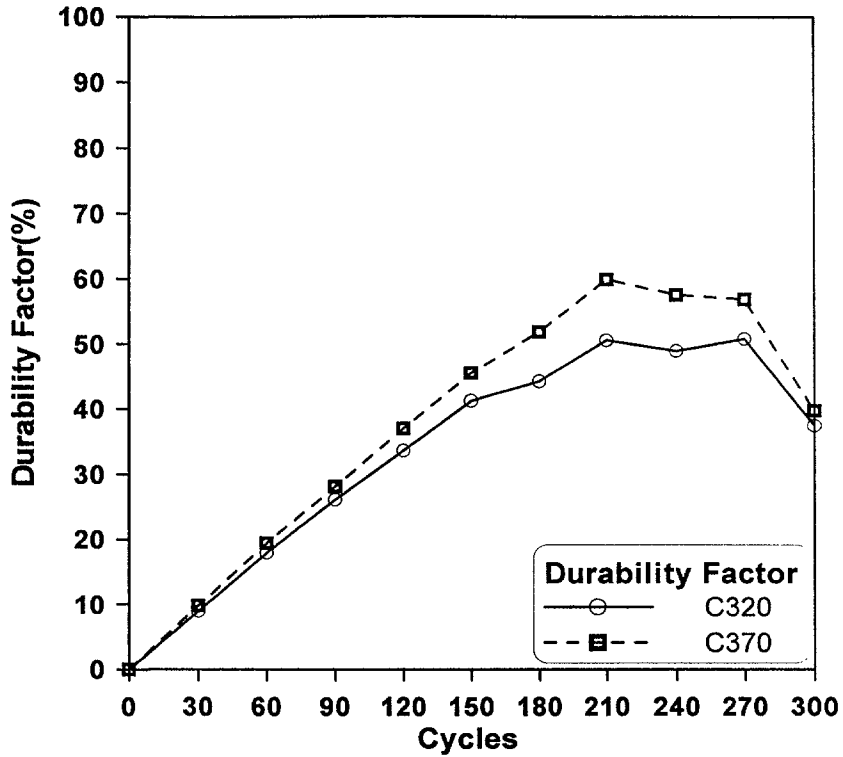


그림 3.6.4 배합강도별 내구성지수 DF(%)

본 실험에서는 동결융해 저항성을 나타내는 지표로써 상대동탄성계수와 내구성지수 외에 중량감소율을 측정하였다. 이는 동결융해가 반복될 때 동결융해 시점의 중량에 대한 각 반복횟수에서 측정된 시편의 중량차이를 의미한다. 즉, 동일한 반복횟수에서 중량 감소율이 큰 경우에는 동결융해에 대한 저항성이 낮아진다는 것을 의미한다. 그림 3.6.5는 각 반복횟수에 따른 콘크리트의 중량감소율을 나타낸 것이다. 그림 3.6.3과 그림 3.6.4의 결과에서 알 수 있는 것처럼 C320배합의 중량감소율이 C370에 비해 현저히 높게 나타났다. 특히, 동결융해 반복횟수가 90회 이상인 경우에는 두 배합의 중량감소율의 차가 급격히 증가하여 반복횟수 300회에서는 약 3%의 차이를 보였다. C370배합의 경우에는 중량감소율이 반복횟수 300회에서 3%보다 훨씬 낮게 나타났으므로 최대 300사이클까지는 시편의 급격한 파괴나 심한 박리 현상이 발생하지 않았다. 그러나, C320배합은 반복횟수 90회부터 사이클 수가 증가할수록 급격하게 중량감소율이 증가하는 현상을 나타냈다. 이것은 C370에 비해 온도변화에 대한 열화현상(탈락, 박리)이 빠른 속도로 이루어진 것으로 판단된다.

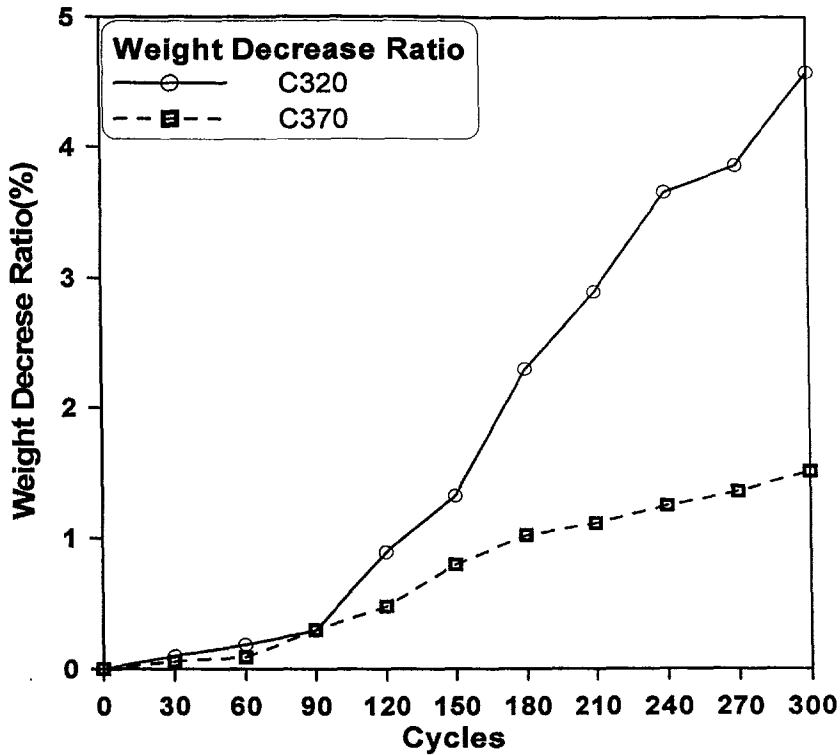


그림 3.6.5 배합강도별 중량감소율(%)

4. 동결융해 모델링

가. 피해의 형태

동해(Frost attack)는 동결융해를 반복해서 콘크리트 표면이 단계적으로 약해져서 파괴되는 것을 의미한다. 수분이 있거나 동결된 상태에서는 콘크리트의 강도가 감소하고 마침내 표면근처에서 파괴와 재료의 완전한 손실이 일어난다.

기공에서 물이 동결되면 콘크리트는 파괴된다. 피해의 한가지 이유는 물이 얼면 부피가 대략 9% 증가하기 때문이다. 콘크리트 내부의 압력에 대한 또 다른 이유는 수분조건에서 얼음 조각이 동결 상태를 유지할 때 커지는 경향이 있기 때문이다.

콘크리트의 동결 저항은 물질의 특성으로 이해될 수 있다. 이것은 콘크리트가 동결융해 반복을 견딜 수 있는 능력이다. 동결저항은 콘크리트의 다른 특성(강도, 수밀성, 공기함유량)에 따라 다르다. 피해의 정도는 콘크리트의 질 뿐만 아니라 환경적인 상태의 총합에 따라 다르다.

환경적인 상태의 총합은 길과 포장도로에 제빙화학제인 염화나트륨을 살포함으로써 더 나빠진다. 제빙화학제는 콘크리트 내부의 압력을 증가시킬 뿐 아니라 동결 저항능력을 저하시킨다. 제빙화학제 손상 메카니즘은 얇은 콘크리트 계층들의 점진적인 박리로

설명될 수 있다.

나. 동결융해의 모델링

순수한 동결 피해는 처음에는 콘크리트 구조물의 가장자리의 강도 감소로 나타난다. 다음은 동결융해가 진행함에 따른 강도의 감소를 모델링한 식이다.

$$f_{ck}(d) = f_{ck} \left[1 - \left\{ 1 - \left(\frac{d}{H} \right)^n \right\} \right] \quad (3.6.3)$$

여기서 $f_{ck}(d)$: 깊이 d에서 콘크리트의 특성 압축강도

f_{ck} : 피해를 입지 않은 콘크리트의 특성 압축강도

d : 표면으로 부터의 깊이

H : 영향을 받는 깊이

n : 동결융해 반복수와 관련된 지표

구조 설계에서 콘크리트 가장자리 구역에서의 강도감소는 저하된 설계강도로 다뤄질 수 있다. 혹은 콘크리트의 전체 단면적에 대해서 줄어든 단면적으로 적용될 수 있다.

그림 3.6.6은 식 (3.6.3)에 따라 영향력 안에 있는 깊이 H에서의 강도감소를 보여준다. n의 값은 무한대(t = 0일 때)에서 0(무한히 긴 시간이 지난 후)까지 감소한다. 측정치 x는 구조물의 넓이로부터 빼야 피해를 입지 않은 구조물과 같은 능력이 된다. 결보기 손실은 시간과 관련된 양 n+1로써 영향 깊이를 나눈 값이다.

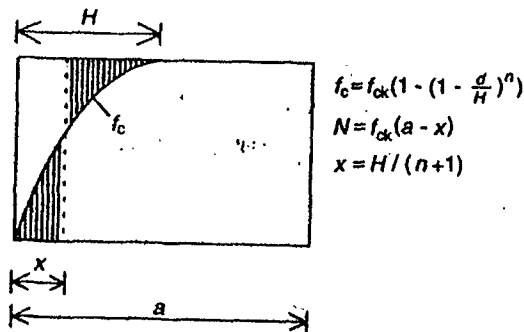


그림 3.6.6 콘크리트의 결보기 손실의 결정

시간의 함수로써 구조적으로 효과적인 콘크리트의 손실은 대략 선형모델로 나타낼 수 있다. 그림 3.6.7은 실제의 느슨함이 일련의 단계에 따라 일어나는 모델을 보여준다. 모델은 각 단계들을 부드러운 선형 과정으로 직선화한다. 이것은 각 단계들 사이에 콘크리트 전체에서 몇몇 겹보기 느슨함이 일어난다는 사실로 정당화된다.

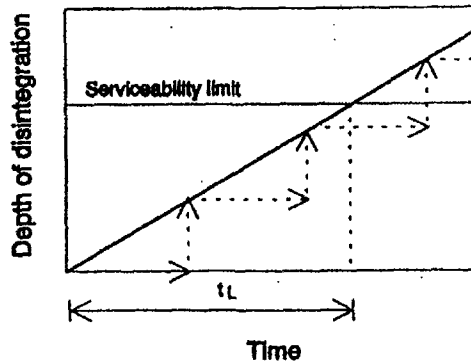


그림 3.6.7 동결로 인해 발생한 콘크리트 손실을 보여주는 모델

양생, 재령, 공기 함유량의 영향 그리고 콘크리트 압축강도는 frost-salt test와 함께 연구되었다. 실험결과적 적용성은 또한 순수한 frost attack의 영역으로 확장되었다. 환경적인 요소들은 현장 시험을 기초로 할 때 분해율 γ 와 콘크리트의 손실 s 는 다음 식으로 구할 수 있다.

$$\gamma = C_{env} C_{cur} C_{age} a^{-0.7} (f_{ck} + 8)^{-1.4} \quad (3.6.4)$$

$$s = \gamma t \quad (3.6.5)$$

여기서 C_{env} : 환경계수

C_{cur} : 양생계수

C_{age} : 재령계수

a : 공기함유량(%)

f_{sk} : 재령 28일에서 특성 입방 콘크리트 압축강도 (MPa)

모델식 식 (3.6.4)는 콘크리트의 압축강도에 관하여 잘 맞는다. 분해율에 따라 압축강

도가 감소하는 영향은 식에서 제안된 것보다 클 것이다. 그러나 매우 높은 압축강도에서는 제어할 수 없는 추가적인 내적 균열이 발생하며, 이로 인해 압축강도에 대한 주의 깊은 시간 개념을 유지하여야 한다.

양생계수 (C_{cur})과 재령계수 (C_{age})는 다음과 같다.

$$C_{cur} = \frac{1}{0.85 + 0.17 \log(d)} \quad (3.6.6)$$

$$C_{age} = \frac{1}{1 - 0.045 p_{sf} - 0.008 p_{st} - 0.001 p_{fl}} \quad (3.6.7)$$

여기서 d 는 양생시간(days)이고, p_{sf} 는 결합 요소의 전체 증량에 대한 실리카 폼의 비율, p_{st} 은 결합 요소 전체 증량에 대한 슬래그의 비율, 그리고 p_{fl} 는 결합 요소의 전체 증량에 대한 플라이애시의 비율이다.

7절 강도특성 예측프로그램

1. 강도특성 예측프로그램의 구조

본 연구에서는 3장 1절에서 제안한 수화도와 공극률을 고려한 강도예측모델을 기초로 하여 Visual Basic을 이용한 강도특성 예측프로그램을 작성하였다. 그림 3.7.1은 프로그램의 흐름도를 나타내며 프로그램은 크게 세 가지 부분으로 나뉘어진다. 첫째로는 강도특성 예측을 위해서 필요한 입력 파일을 작성하는 단계이다. 이 단계에서는 각 배합별 수화도와 압축강도 실험결과를 파일로 작성한다. 두 번째는 역학적 특성 예측으로 압축강도예측, 쪼갬인장강도예측, 그리고 정탄성계수 예측의 순으로 진행된다. 마지막으로 예측된 특성값을 데이터 파일로 저장하는 과정이며, 기타 다른 응용 프로그램과의 연계를 위해서 데이터 파일의 형태로 저장된다.

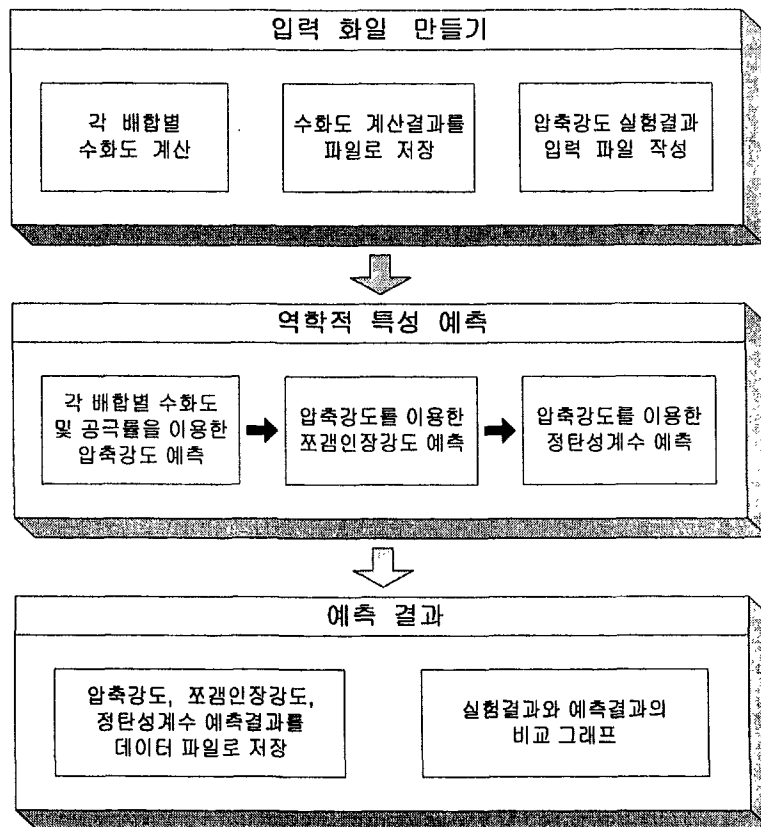


그림 3.7.1 강도 특성 예측 프로그램의 구조

2. 강도특성 예측을 위한 입력파일 만들기

가. 수화도 계산

3장 1절 1항에서 언급한 수화 모델링 이론을 바탕으로 수화도를 계산하는 프로그램을 Fortran을 이용하여 작성하였다. 그림 3.7.2는 수화도를 계산하는 화면을 보여준다. 메인 프로그램에서 수화도 계산을 클릭하면 Fortran으로 작성된 수화도 프로그램이 시작하여 그림 3.7.2와 같이 수화도가 계산된다. 수화도 프로그램에서는 물/시멘트비, 상대습도, 기온온도 그리고 양생온도 등 배합과 양생조건에 대해서 입력할 수 있다.

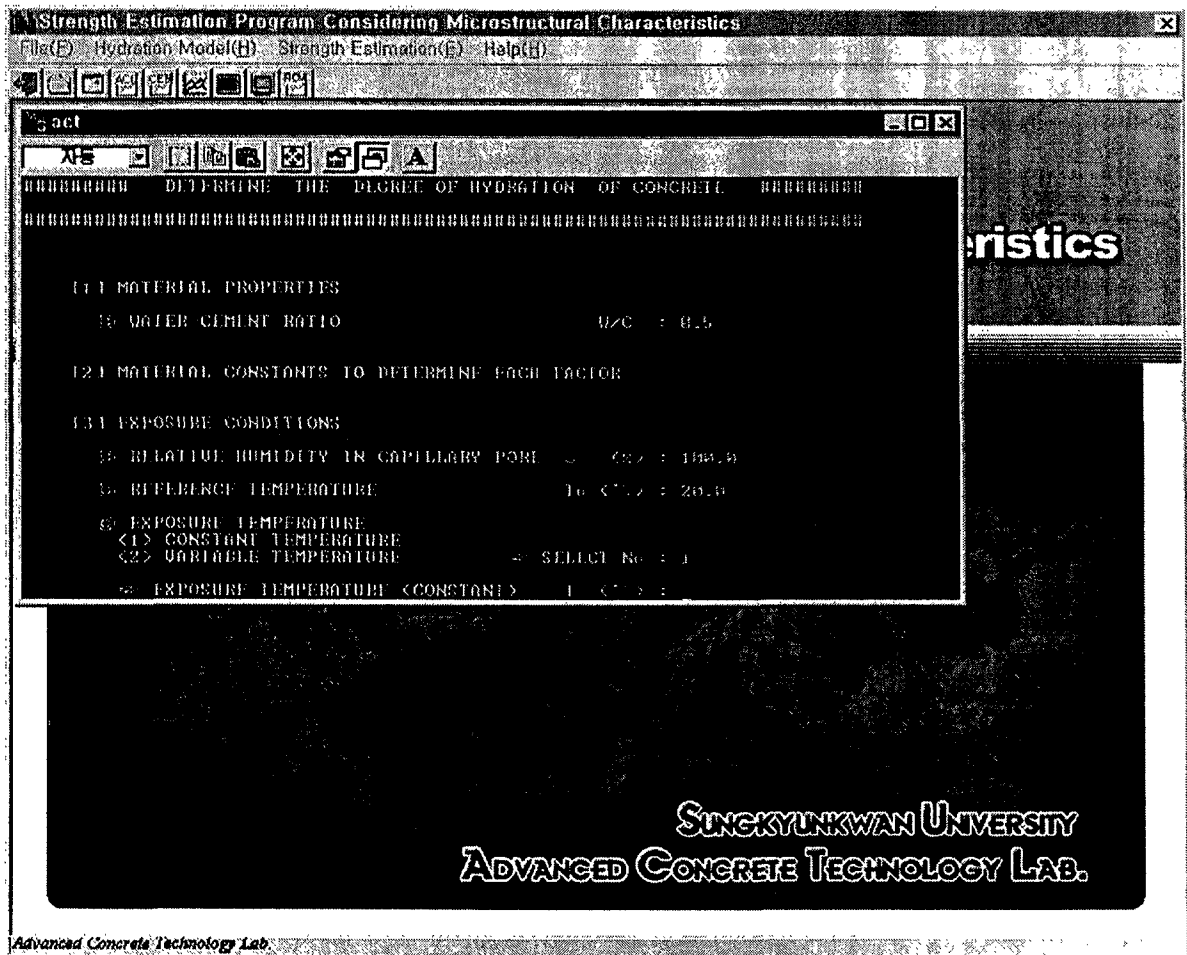


그림 3.7.2 배합별 수화도 계산 화면

나. 수화도 결과 파일 저장

수화도 계산 단계가 실행되고 나면, 'Doh.dat'라는 수화도 결과 파일이 자동으로 생성된다. 이러한 수화도 결과 파일을 배합별 또는 양생조건 별로 구분하기 위해서는 사용자가 원하는 파일명으로 다시 저장해 주어야한다. 이를 위해서 [메뉴]의 'Hydration Model'의 서브 메뉴에는 수화도 결과 파일을 그림 3.7.3과 같이 '파일명.doh'로 저장할 수 있는 기능이 있으며, 저장된 수화도 결과 파일을 직접 그래프로 출력할 수 있다.

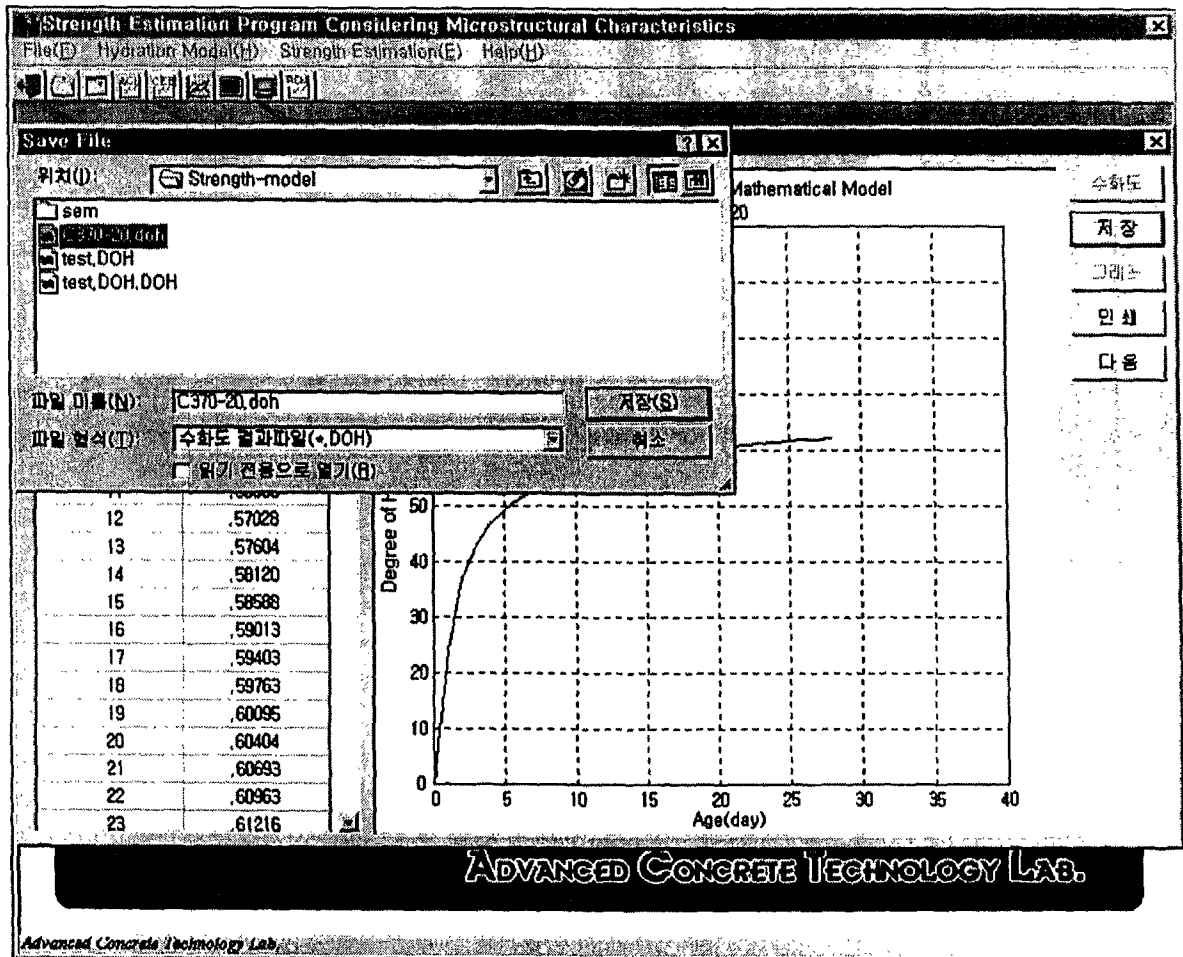


그림 3.7.3 계산된 수화도를 데이터 파일로 저장하는 화면

다. 압축강도 실험결과 입력

[메뉴]의 'Strength Estimation'은 5가지의 서브 메뉴로 구성된다. 그 첫 번째 단계가 예측프로그램에 의해 계산한 예측값과 실제값을 비교할 수 있도록 실제 압축강도 실험 결과를 입력하는 것이다. 그림 3.7.4는 'Strength Estimation'의 서브 메뉴를 나타내며, 그림 3.7.5는 압축강도 실험값의 입력 상태를 보여주고 있다. 압축강도를 입력하기 위해서 먼저, 강도측정 재령일 수를 입력하면 측정재령에 맞게 입력창이 생성된다. '강도측정값 입력' 폼의 저장 버튼을 클릭하면 원하는 파일명('파일명.IN')으로 저장 할 수 있다. 강도 저장이 끝나면 '다음' 버튼을 클릭해서 다음 단계로 진행한다.

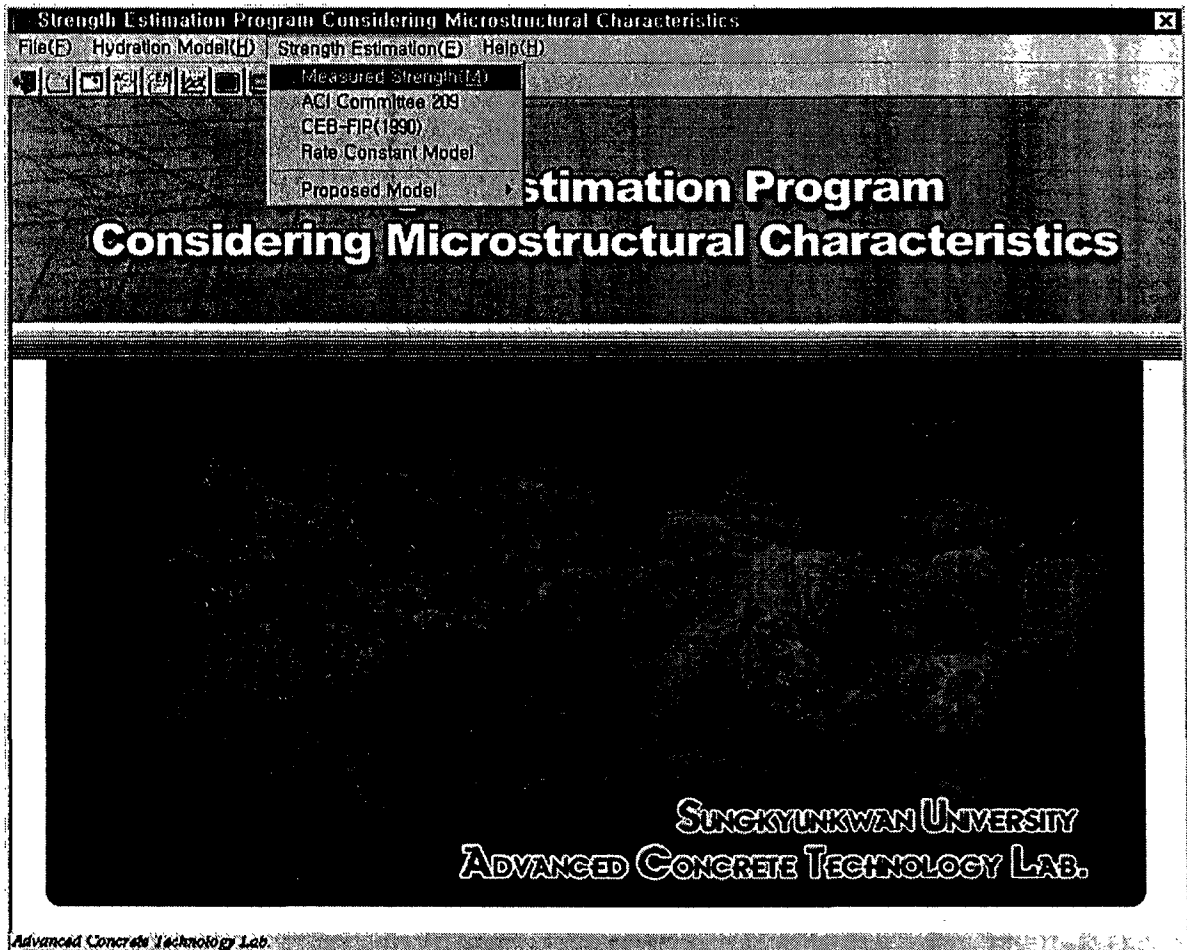


그림 3.7.4 Strength Estimation의 서브메뉴

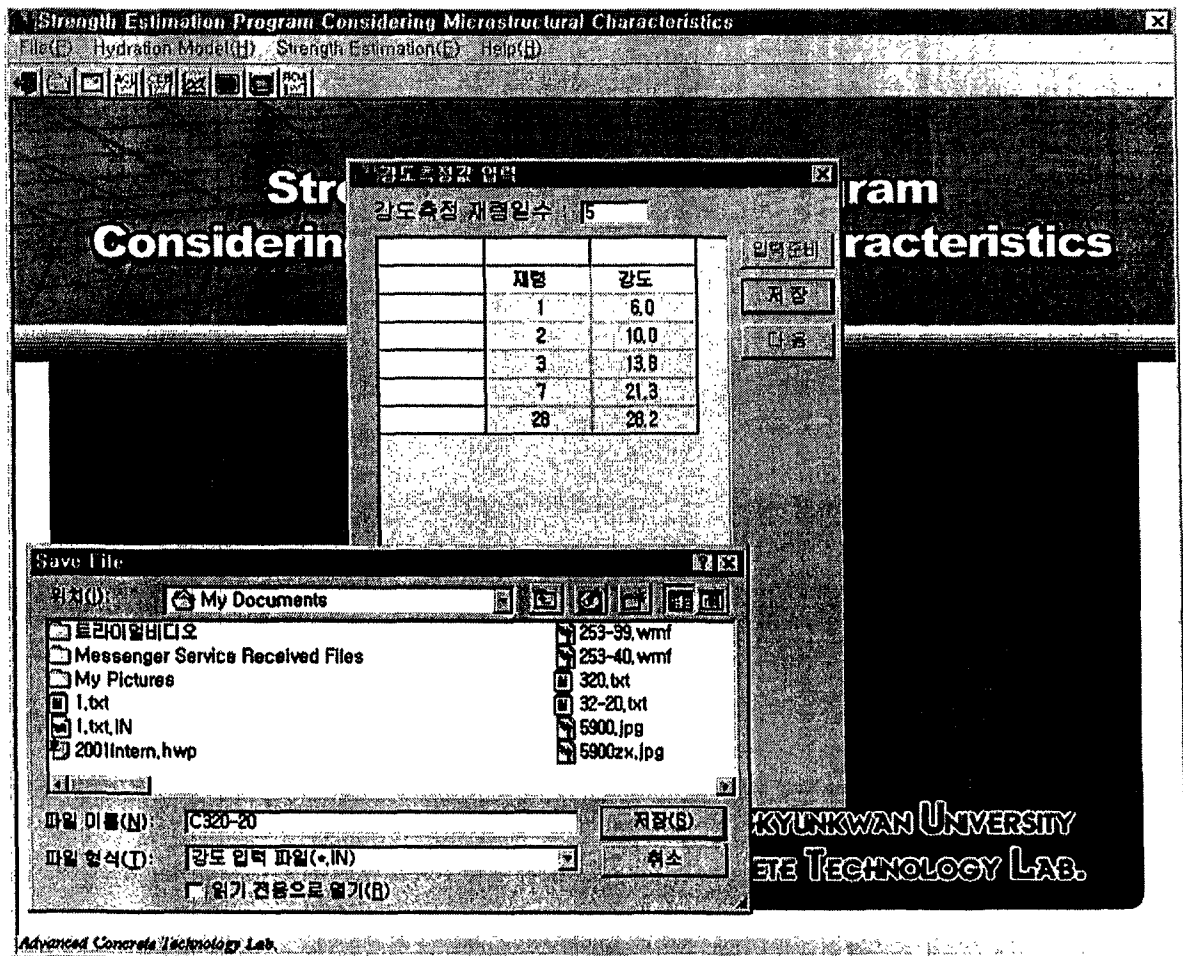


그림 3.7.5 압축강도 실험결과 입력 화면

3. 강도특성 및 탄성계수 예측

가. 압축강도 예측

(1) 비교 대상이 되는 압축강도 예측모델식의 선택

그림 3.7.4에 나타난 것처럼 ‘Strength Estimation’의 5가지 서브메뉴 중 ‘Proposed Model’을 클릭하면 ‘Proposed Strength Model’ 폼이 시작된다. 그림 3.7.6은 압축강도 예측모델식의 선택 상태를 보여준다. 실행된 폼의 왼쪽 하단을 보면 세 가지 강도예측모델식에 대한 체크박스가 있으며, 사용자의 필요에 따라 예측모델식을 선택할 수 있다. 본 연구에서 제안된 예측식과 비교할 수 있도록 가장 일반적으로 사용되는 ACI Committee 209, CEB-FIP Model Code(1990), Rate Constant Model(Tank & Carino, 1991)을 예측 프로그램에 포함시켰다.

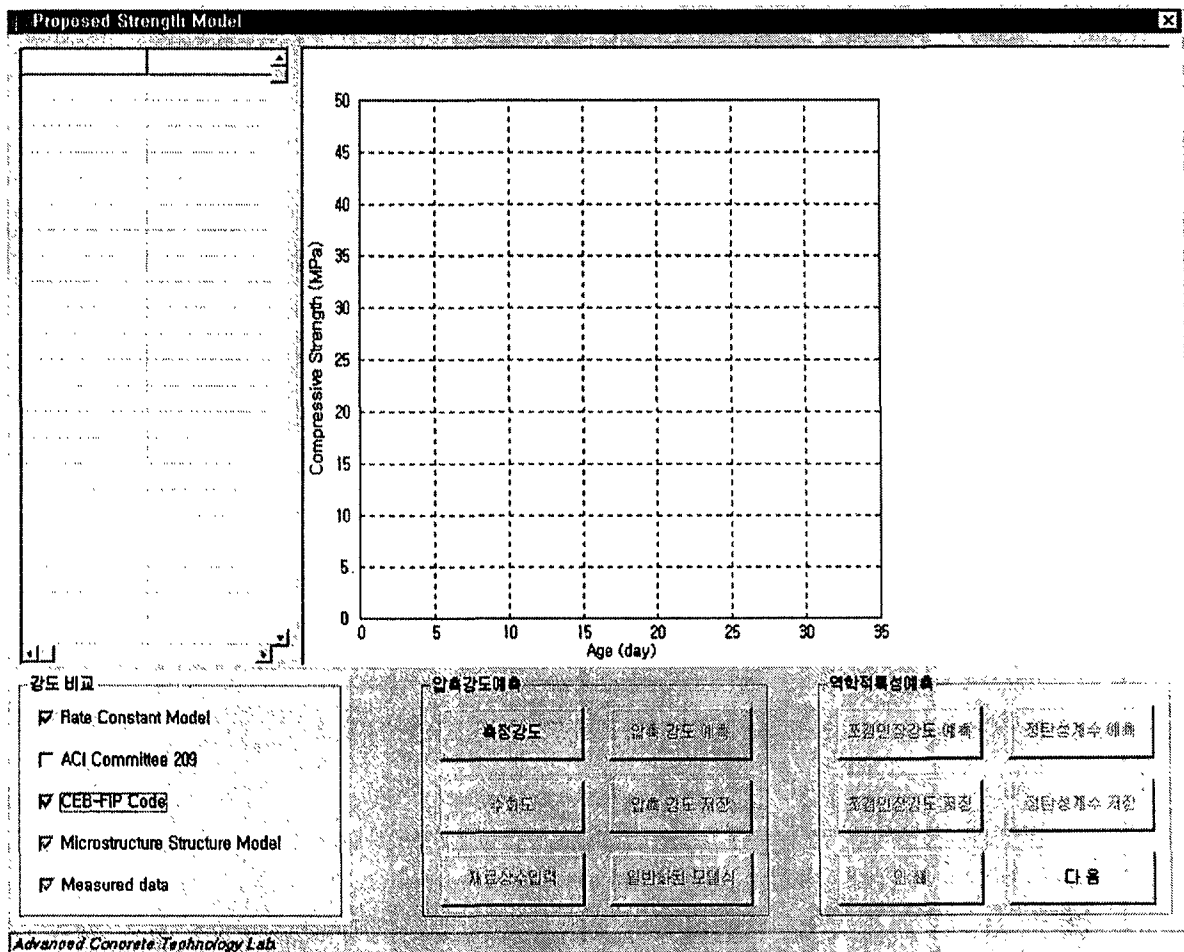


그림 3.7.6 압축강도 예측모델식의 선택 화면

(2) 실험결과와 예측결과의 비교를 위한 측정강도 파일을 선택

그림 3.7.7은 입력한 압축강도 실험값을 선택하는 단계를 보여준 것이다. 모든 강도 실험값은 파일의 확장자가 'IN'으로 저장되기 때문에 쉽게 각 배합에 따른 실험값들을 선택할 수 있다. 측정강도 파일을 선택하고 'Open File'폼의 '열기' 버튼을 클릭하면 된다.

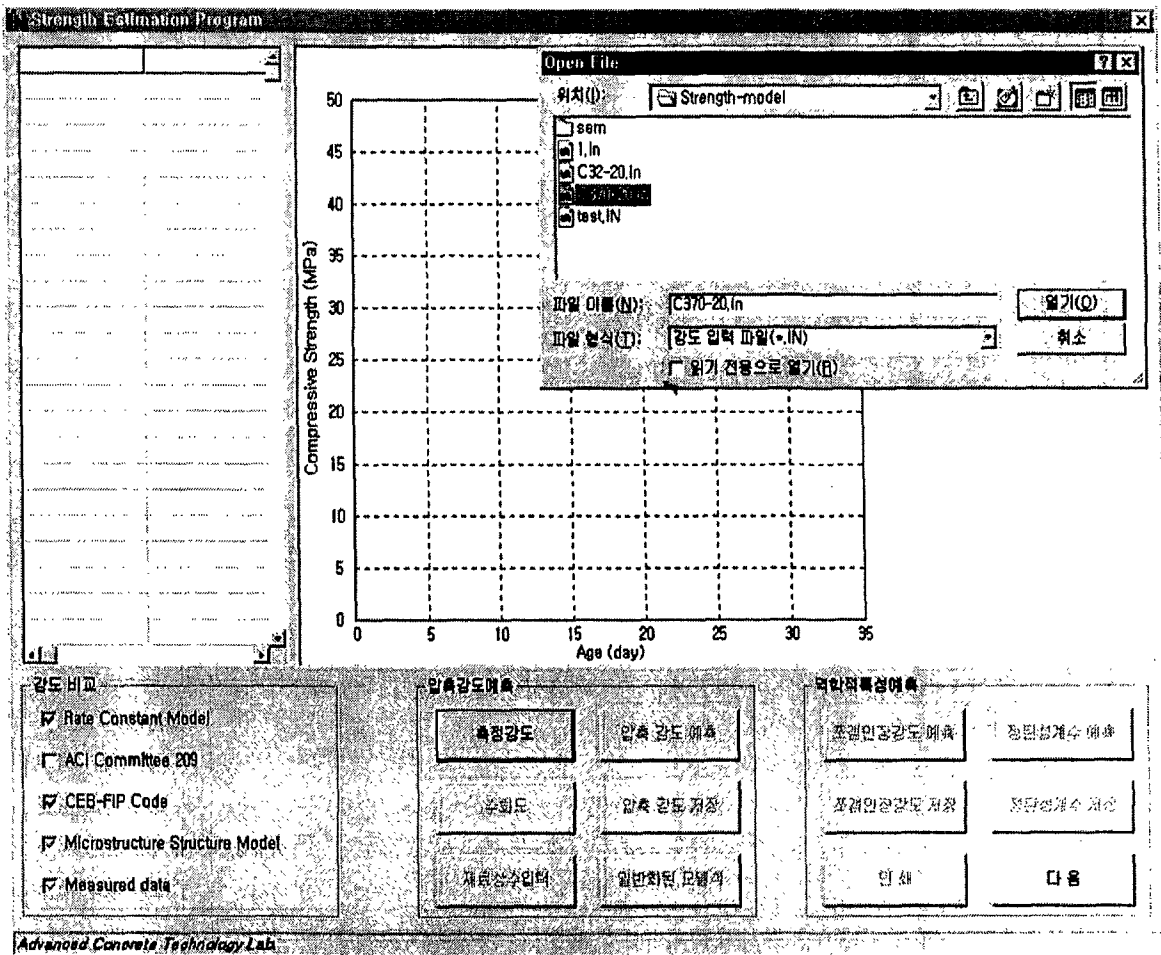


그림 3.7.7 강도입력파일의 선택 화면

(3) 강도에측식에 사용되는 재료상수의 입력

그림 3.7.8은 재료상수를 입력을 위한 창을 나타낸 것이다. 'Strength Estimation Program'품의 '재료상수입력' 버튼을 클릭하면 선택된 압축강도에측 모델식에 따라 재료상수 입력폼이 기동된다. 그림 3.7.7에서 Rate Constant Model과 CEB-FIP를 선택하였기 때문에 그림 3.7.8의 재료상수 입력폼에는 이에 대한 입력창만이 표시된다. 각각의 재료상수를 나타내는 'Text box'에 입력을 완료하면 'Save'버튼을 클릭하여 저장하고 다음 단계로의 진행을 위해 'Next'버튼을 클릭한다.

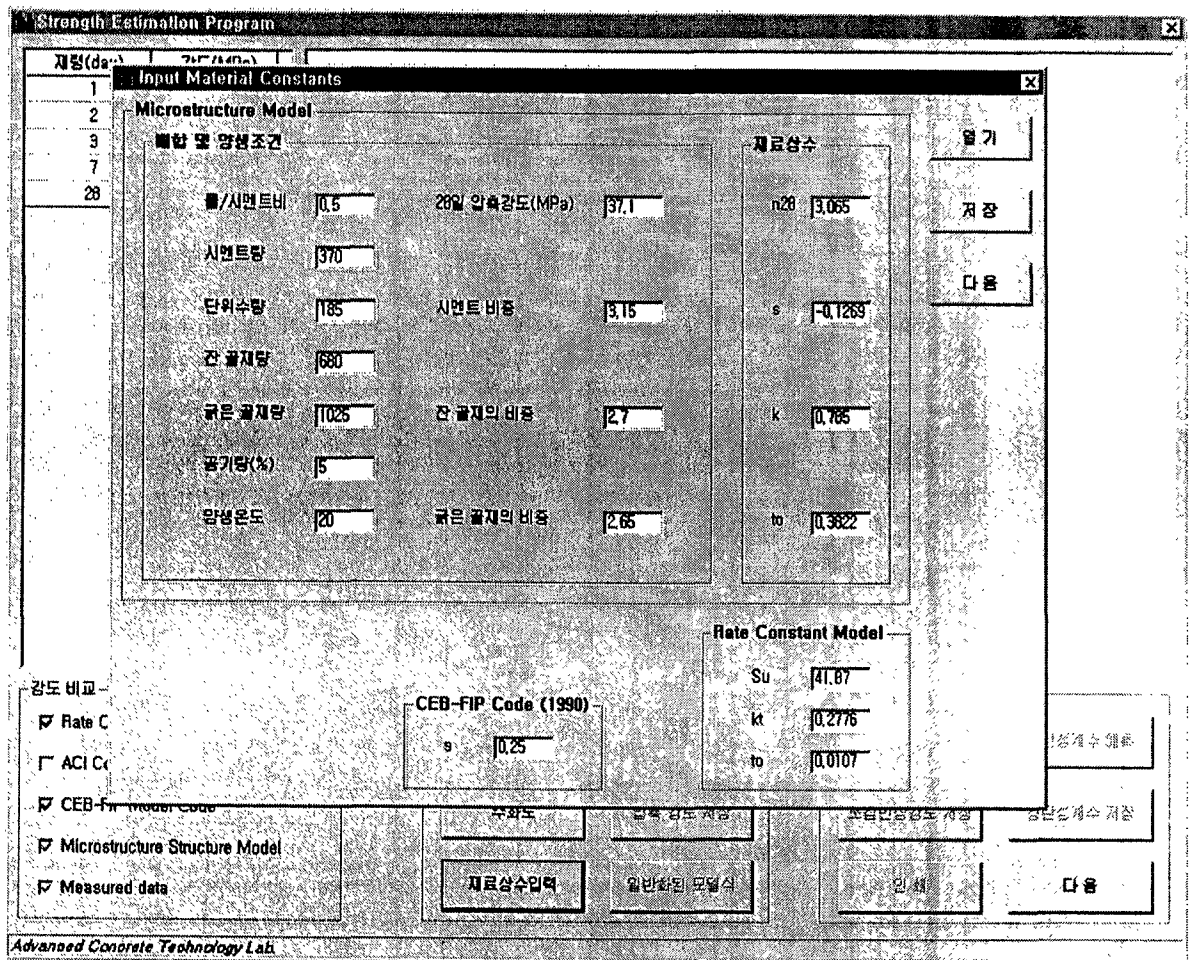


그림 3.7.8 강도에측식에 사용되는 재료상수의 입력 화면

(4) 기존의 재료상수 파일의 선택

(3)에서는 선택된 강도예측식에 필요한 재료상수를 입력하였다. 따라서, 한 번 입력 후에는 다시 입력할 필요 없이 재료상수 파일을 선택하여 사용할 수 있다. 그림 3.7.9는 미리 저장되어 있는 재료상수 파일을 선택하는 단계를 보여주고 있다. '대화상자'에서 선택된 재료상수 파일에 따라 각 재료상수에는 저장되어 있던 값들이 자동적으로 로드 (Load)된다.

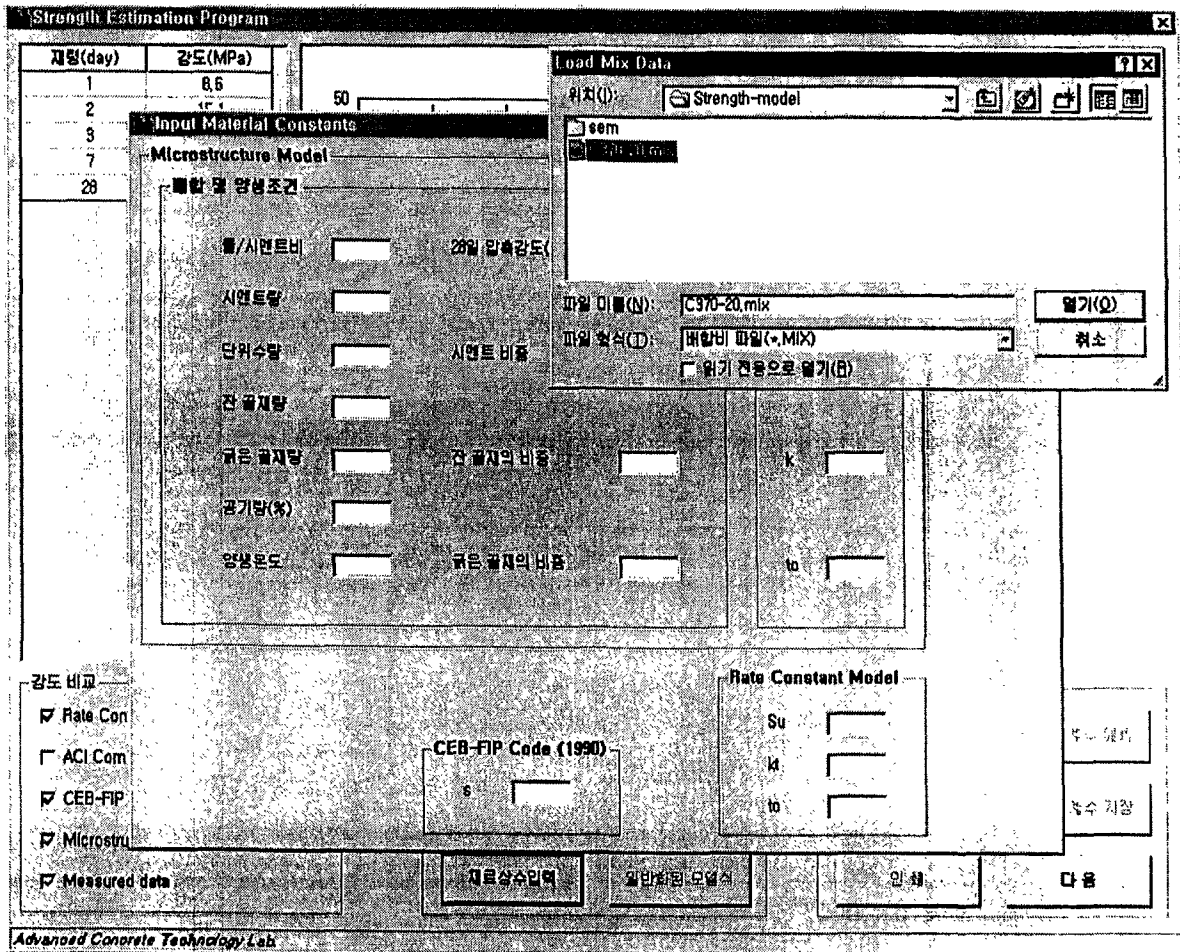


그림 3.7.9 재료상수 파일의 선택 화면

(5) 입력된 재료상수를 사용한 경우의 압축강도의 예측

그림 3.7.10은 각 배합에 따라 입력된 재료상수를 사용한 경우의 압축강도예측 단계를 나타낸다. 압축강도 입력파일을 선택하고, '수화도' 버튼을 클릭하면 강도 입력파일명과 동일한 수화도 파일이 자동으로 선택되며, '압축강도예측' 버튼을 클릭하면 식 (3.1.47)의 강도예측식에 의해서 각 재령에 따른 강도예측값이 계산된다. 그래프에는 식 (3.1.47)에 의한 예측값, 실제 압축강도 실험값, 그리고 선택한 강도예측식에 의한 예측결과가 함께 나타나기 때문에 쉽게 비교할 수 있다.

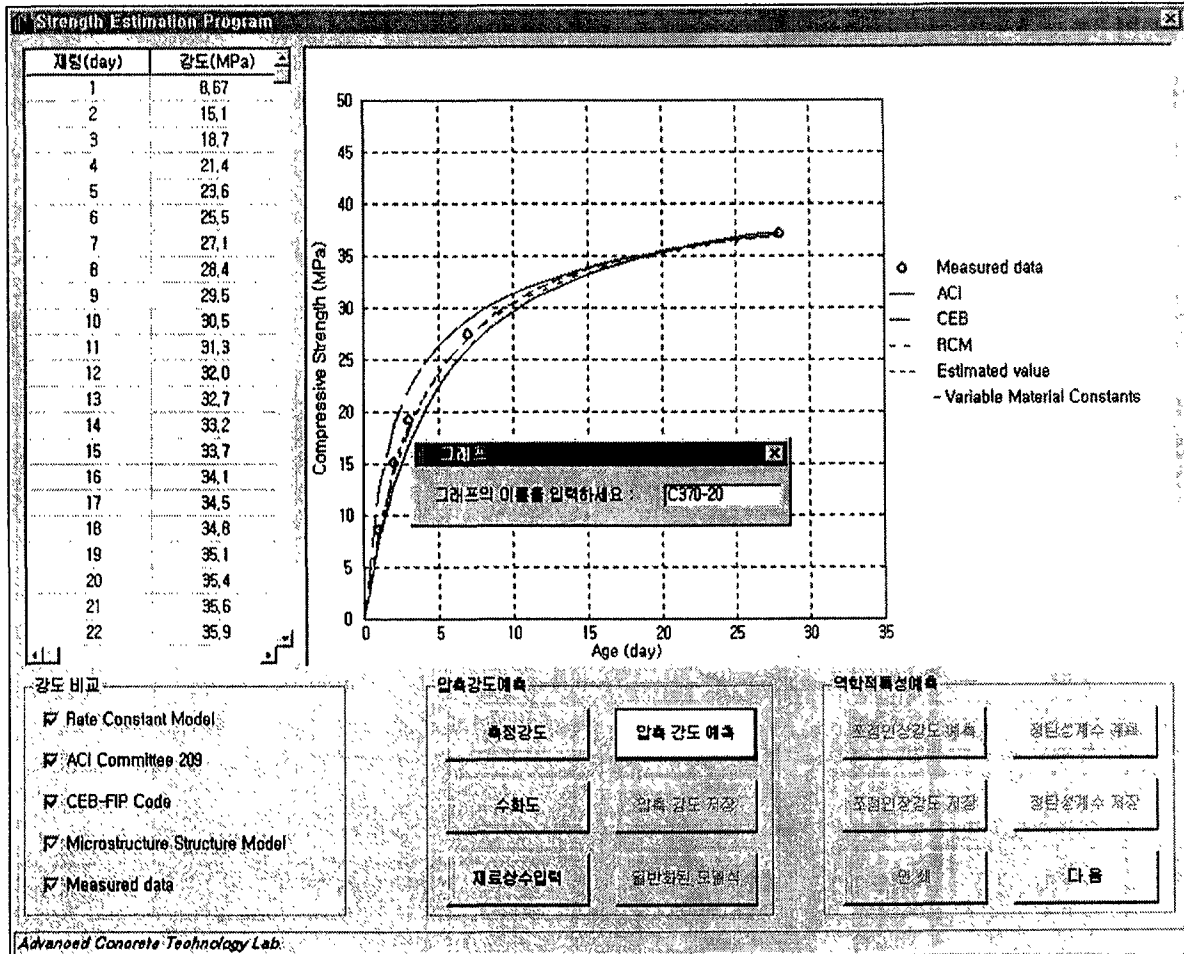


그림 3.7.10 입력된 재료상수를 사용한 압축강도의 예측 화면

(6) 일반화된 재료상수를 사용하여 압축강도 예측(일반화된 모델식)

(5)에서는 각 배합별로 입력한 재료상수를 이용하여 압축강도를 예측하였다. 그림 3.7.11은 표 3.2.10의 재료상수들을 이용하여 결정된 일반화된 재료상수식 식 (3.2.3), 식 (3.2.4), 식 (3.2.5)을 적용하여 예측한 결과를 보여주고 있다. 각 배합과 양생조건에 따른 재료상수를 모를 경우에는 일반화된 예측식을 사용하여 압축강도를 예측할 수 있다. 마.의 입력된 재료상수를 사용한 경우보다 오차가 다소 증가하지만 이것은 각 연구자별로 사용된 시멘트의 성분이나 양생조건의 차이에 기인한 것으로 사료된다.

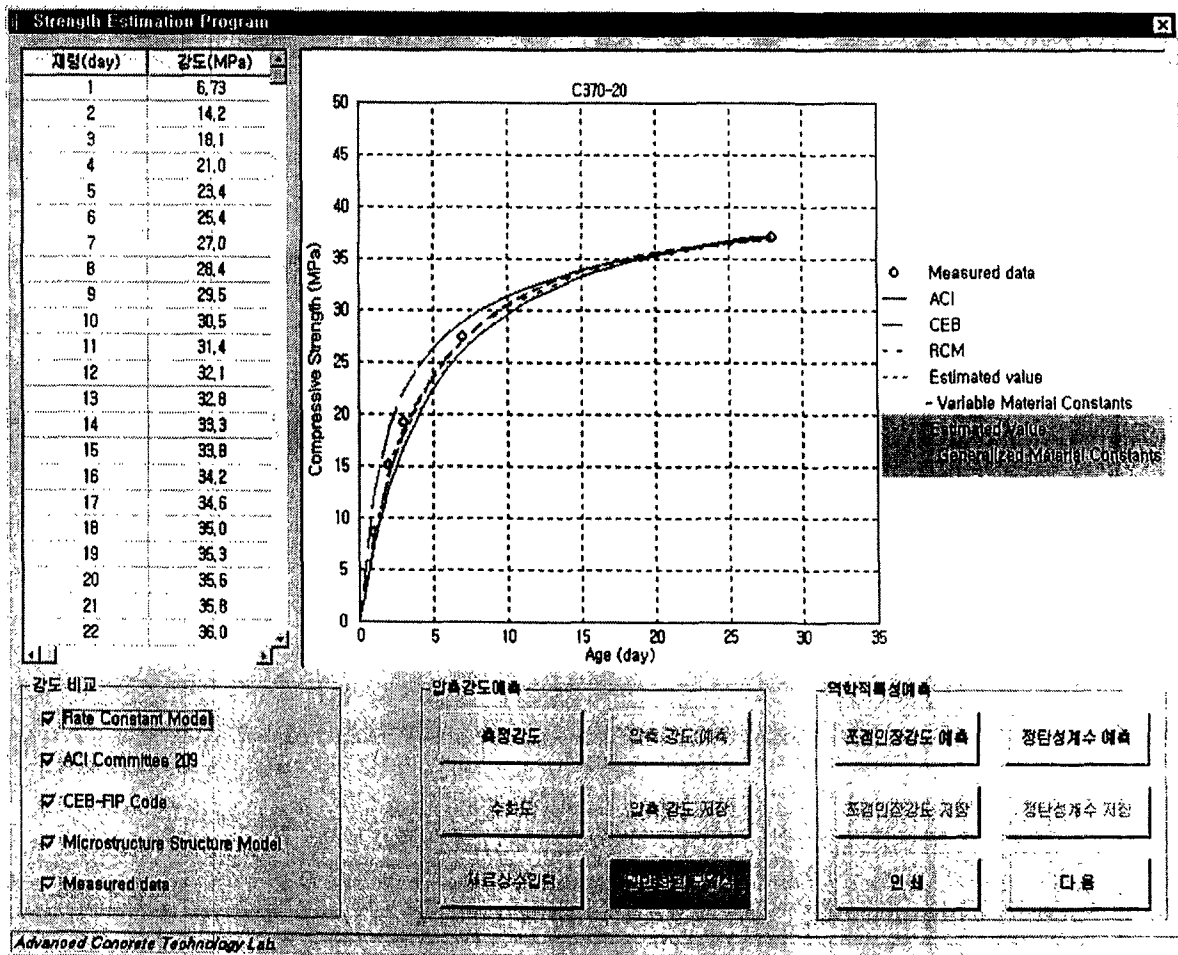


그림 3.7.11 일반화된 재료상수를 사용한 경우의 압축강도 예측 화면

나. 쪼갬인장강도 예측

쪼갬인장강도의 예측은 일반화된 재료상수식을 사용한 압축강도 예측결과를 이용한다. 압축강도와 쪼갬인장강도와의 상관관계식을 이용하여 쪼갬인장강도를 예측할 수 있다. 인장강도 예측에는 식 (3.2.6)의 ACI-318 (1999)와 식 (3.2.8)의 CEB-FIP Model Code (1990)을 사용하였다. 그림 3.7.12는 '쪼갬인장강도예측' 버튼을 클릭했을 경우의 실행결과를 나타내며, 예측결과는 그림 3.7.12의 왼쪽 그리드와 그래프로 표현된다.

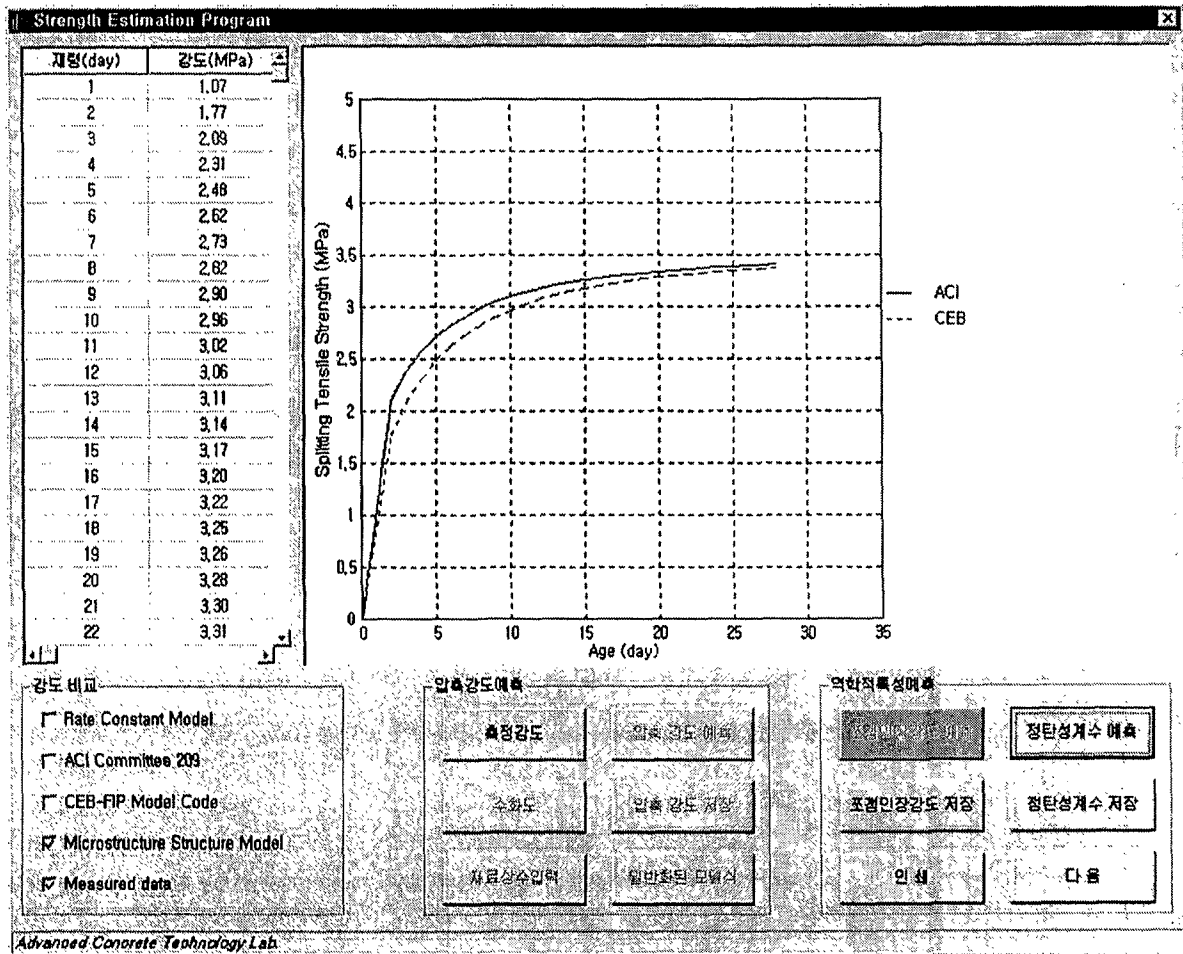


그림 3.7.12 쪼갬인장강도의 예측 화면

다. 탄성계수 예측

탄성계수의 예측은 쪼갬인장강도의 예측과 같이 압축강도 예측결과를 이용하였다. 식 (3.1.56)과 (3.1.57)의 ACI 363(1992)와 식 (3.1.58)의 CEB-FIP (1990) 모델 규정을 사용하였으며, 그림 3.7.13은 '정탄성계수예측' 버튼을 클릭한 경우를 나타낸 것이다.

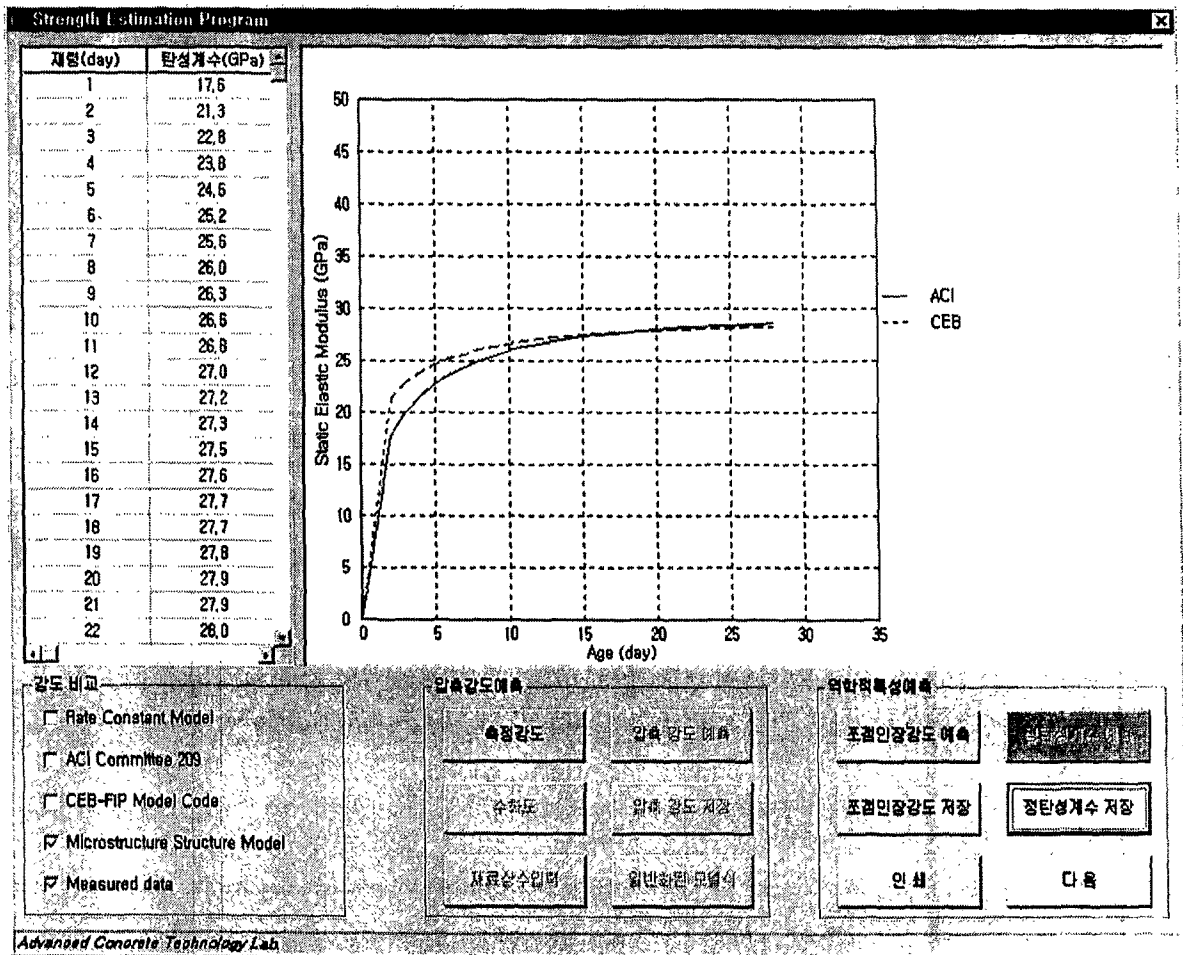
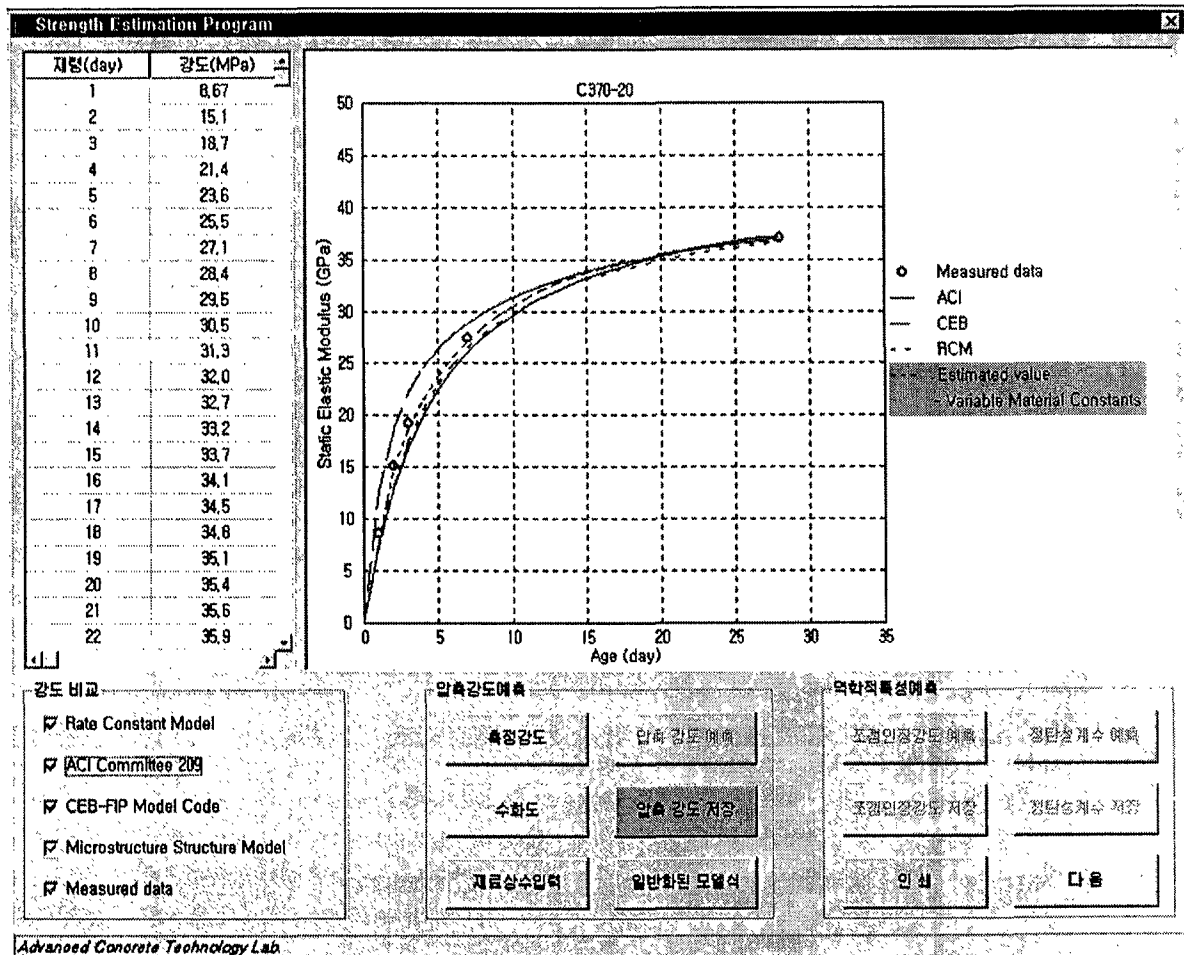


그림 3.7.13 탄성계수의 예측 화면

4. 강도특성 예측프로그램에 의한 결과 파일의 저장

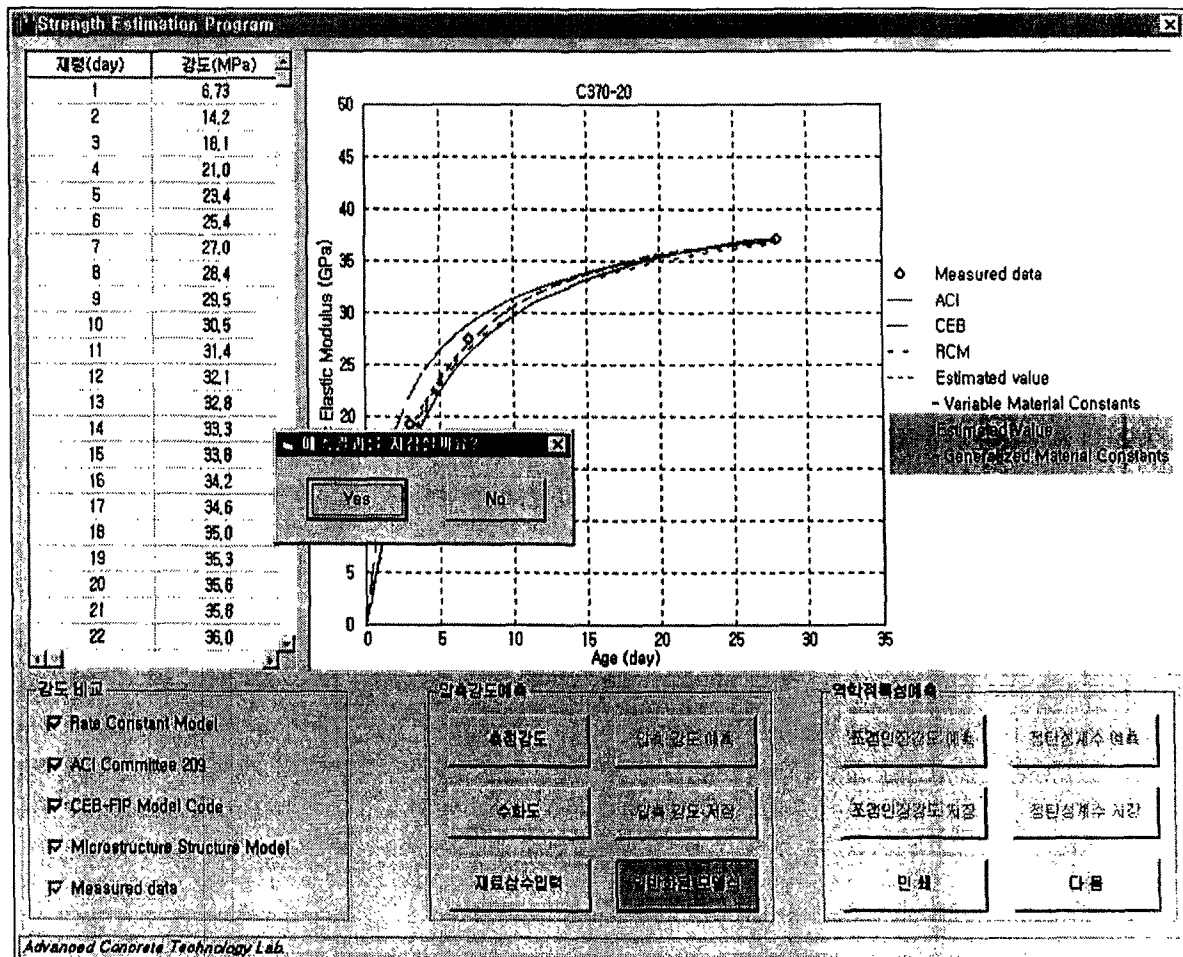
가. 압축강도 저장

그림 3.7.14는 압축강도 예측결과를 저장하는 단계를 나타낸 것이다. 3장 7절 3항에서 언급한 재료상수를 사용한 경우 강도특성 예측결과를 저장하려면, ‘압축강도저장’ 버튼을 클릭해야하며 측정강도 입력에서 선택한 파일명과 동일한 파일명(파일명.MSV)으로 자동 저장된다.



(a) 재료상수를 입력한 경우

그림 3.7.14 압축강도 예측결과 파일의 저장 화면 (계속)



(b) 일반화된 재료상수식을 사용한 경우
그림 3.7.14 압축강도 예측결과와 저장 화면

나. 쪼갬인장강도 및 탄성계수 저장

쪼갬인장강도와 탄성계수도 압축강도의 저장과 동일하다. 각각의 저장 버튼을 클릭하면 측정강도로 선택한 파일과 동일한 파일명을 갖는 확장자('파일명.SP', '파일명.EM')로 저장된다. 그림 3.7.15와 그림 3.7.16은 각각 쪼갬인장강도와 탄성계수의 저장하는 단계를 나타낸다.

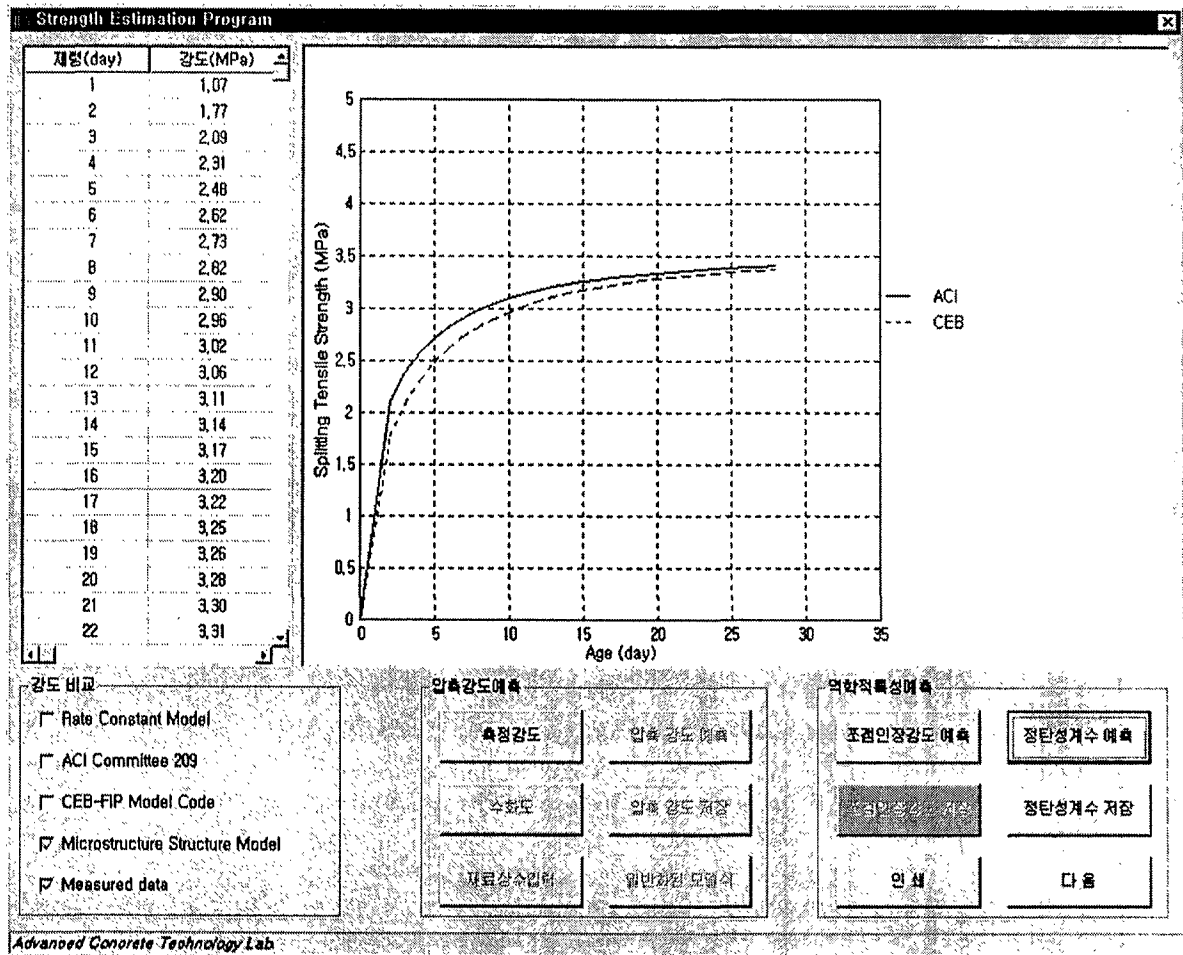


그림 3.7.15 쪼갬인장강도의 저장 화면

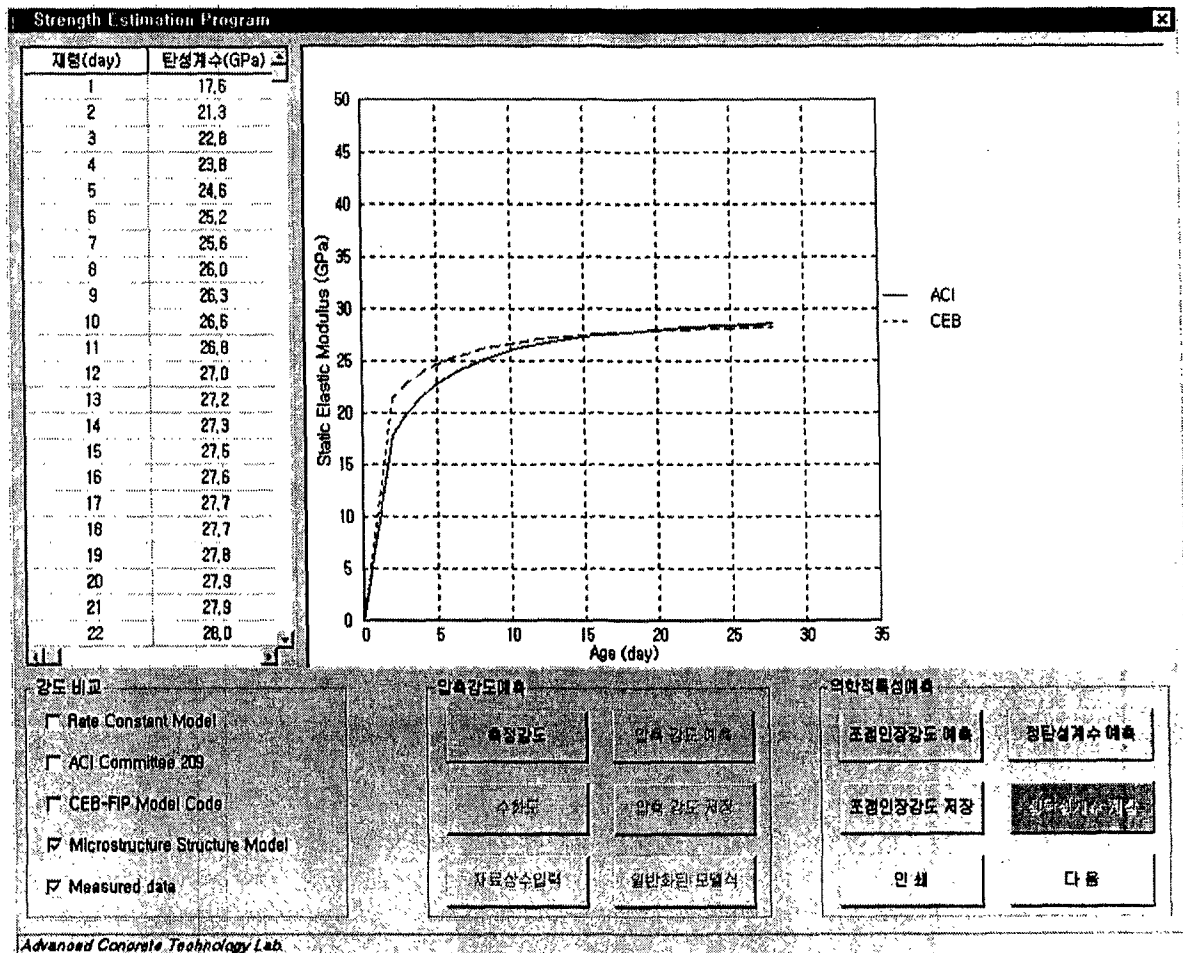


그림 3.7.16 정탄성계수의 저장 화면

예측결과 파일을 다른 프로그램과의 연계를 위해 데이터 파일로 저장하였기 때문에 다른 응용소프트웨어에서 다시 사용할 수 있다. 예를 들어 엑셀프로그램에서 예측결과 파일(조깅인장강도, 정탄성계수, 압축강도)을 다시 로딩해서 사용할 수 있다. 그림 3.7.17은 조깅인장강도와 정탄성계수 예측결과를 로딩한 예이다.

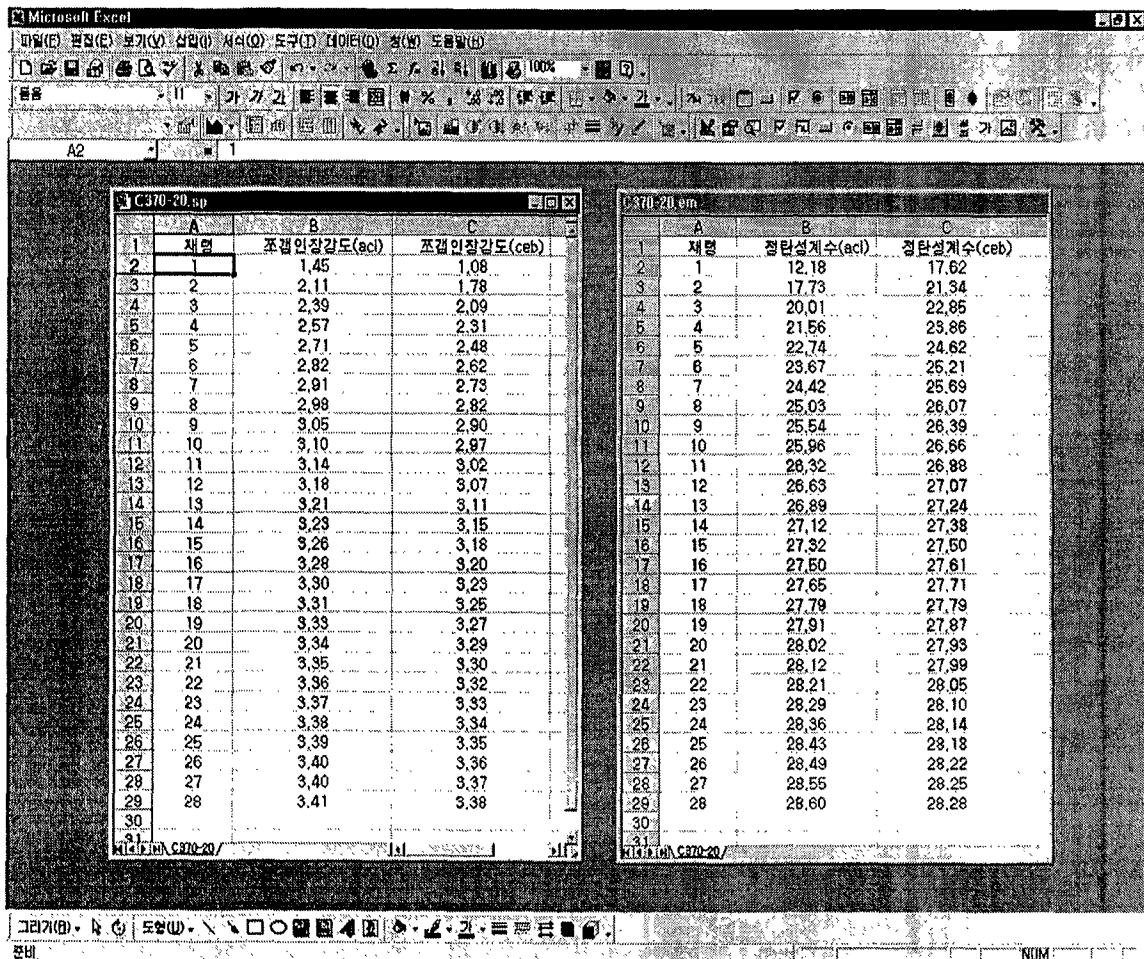


그림 3.7.17 응용소프트웨어에서 예측결과 파일을 로딩한 경우

본 연구에서 개발한 강도특성 예측프로그램은 한 배합당 동일한 파일명을 사용하며, 파일의 종류는 확장자로 구별할 수 있다. 표 3.7.1은 파일의 확장자에 따른 파일의 내용을 나타낸다. 강도특성 예측의 첫 단계인 측정강도 입력파일을 선택하면 파일명을 저장해서 수화도 파일, 배합비와 재료상수 파일을 자동으로 로딩하게 되며, 예측결과 저장버튼을 클릭하게 되면 측정강도 입력파일의 파일명에 따라 각 역학적 특성 예측치를 확장자를 달리하여 저장하게 된다. 이렇게 함으로써 사용자가 일일이 파일명을 지정하는 번거로움을 피할 수 있다.

표 3.7.1 강도특성 예측프로그램에 사용된 파일의 종류

파일의 확장자	파일의 내용
.doh	수화도 계산 결과 파일
.in	압축강도 실험결과 입력 파일
.mix	배합비와 재료상수 파일
.aci	ACI 예측식에 의한 압축강도 예측결과 파일
.ceb	CEB 예측식에 의한 압축강도 예측결과 파일
.rcm	Rate Constant Model에 의한 압축강도 예측결과 파일
.em	정탄성계수 예측결과 파일
.sp	조깅인장강도 예측결과 파일
.msg	일반화된 재료상수를 적용한 경우의 압축강도 예측결과 파일
.msv	입력한 재료상수를 적용한 경우의 압축강도 예측결과 파일

8절 모형실험

1. 모형실험개요

통합시스템에 적용된 수화열, 자기수축, 건조수축, 크리프 등의 모델식을 검증하기 위하여 모형 부재실험을 수행하였다. 콘크리트 내부의 온도와 철근의 변형률 그리고 콘크리트의 변형률을 측정된 계측결과와 해석결과를 비교하여 개발된 통합시스템의 정확성을 확인하고자 하였다.

2. 모형실험부재제작 및 실험방법

부재제작에 사용한 콘크리트의 배합비는 표 3.8.1과 같다. 28일 설계기준강도는 27.0 MPa이고 3일, 7일, 28일에서의 콘크리트 압축 강도 실험 결과는 표 3.8.2에 나타내었다. 28일 강도가 33.8 MPa로 목표한 설계기준강도를 초과하는 값을 얻었다.

표 3.8.1 모형실험에 사용된 콘크리트 배합비

f _{ck} (MPa)	Water	Cement	Aggregate		S/a (%)	Air (%)	AEWR/C (%)	W/C
			Coarse	Fine				
27.0	177	410	896	850	48.81	4.5	2.05	43.20

표 3.8.2 압축강도 실험 결과 (MPa)

Item	Age(day)		
	3	7	28
f _c '	15.8	22.9	34.2
	15.5	22.6	33.8
	16.1	22.7	33.7
평균	15.8	22.8	33.8

그림 3.8.1은 모형실험을 위한 실험 부재의 모양과 온도와 변형률을 측정하기 위한 게이지의 위치를 나타낸다. 부재의 크기는 1 m×1 m×1 m인 정육면체로 옆면 중 마주보는 두 면에서는 열이 방출되지 않도록 스티로폼을 이용하여 단열조건을 만들었다. 균일한 바닥면의 열경계조건을 만족시키기 위해서 기존에 제작되어 있던 슬래브 위에 거푸

집을 설치하여 콘크리트를 타설하였다.

재령에 따른 온도 측정은 8개의 위치에서 실시하였으며, 매립게이지에 의한 콘크리트의 변형률 측정은 5개의 위치에서, 철근의 변형률 측정은 5개의 위치에서 이루어 졌으며, 데이터 로거를 이용하여 11일 동안 계측결과를 저장하였다. 그림 3.8.1에 각 게이지 부착 위치에 대한 좌표가 표시되어있다.

그림 3.8.2(a)는 철근에 부착된 철근변형률 게이지와 매립형 콘크리트 변형률 게이지를, 그림 3.8.2(b)는 모형실험부재 전경을 보여 주고 있다.

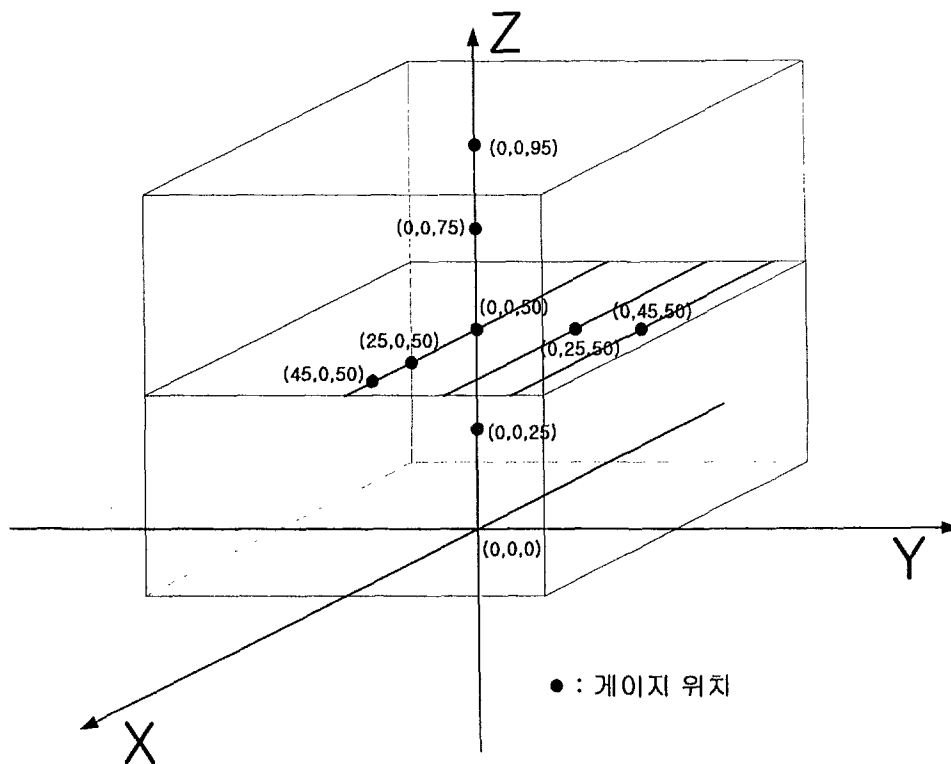
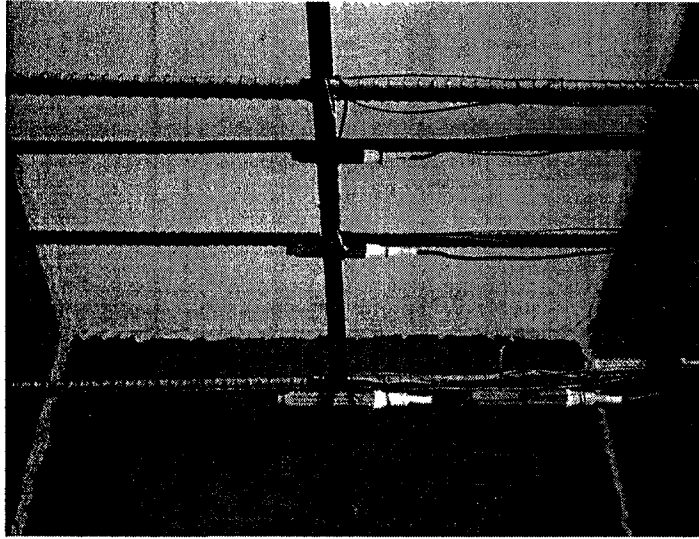
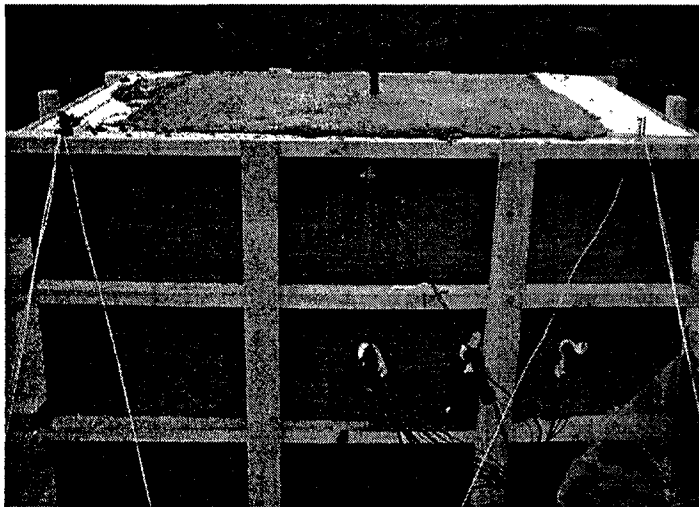


그림 3.8.1 모형 부재의 게이지 부착 위치



(a) 게이지 부착



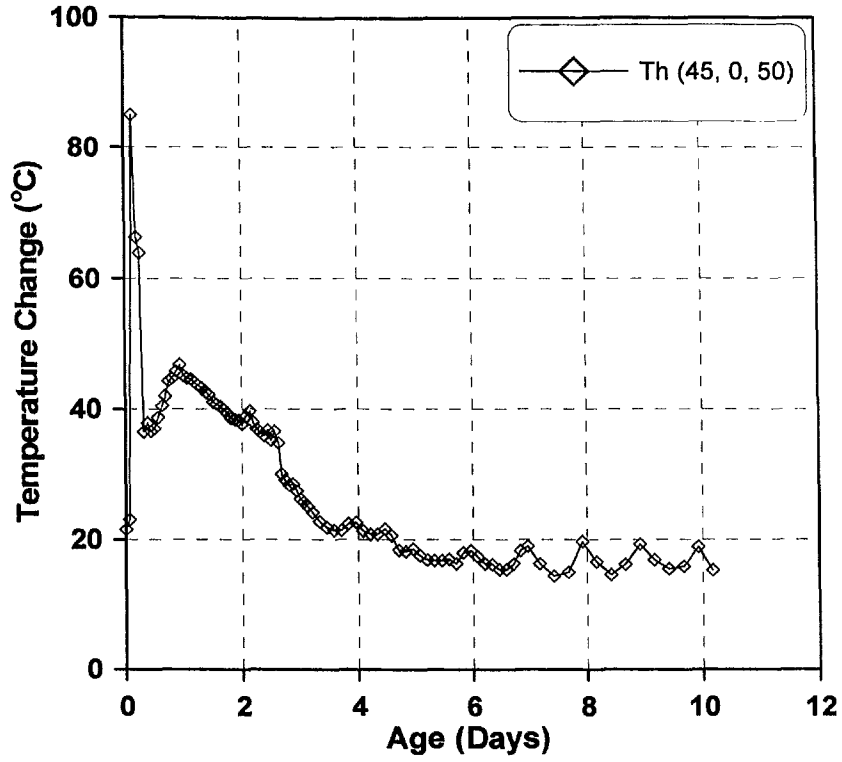
(b) 실험부재 전경

그림 3.8.2 실험부재 전경과 게이지 부착

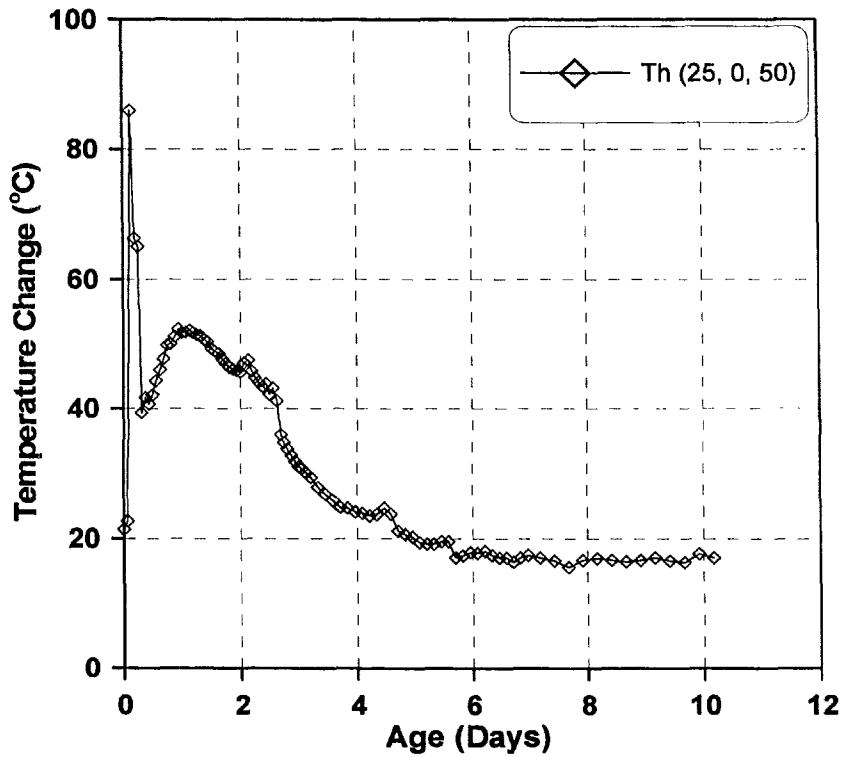
3. 계측 결과

가. 온도 이력

그림 3.8.3은 각 위치에서 온도이력 계측결과를 나타내고 있다. 부재의 중심부 (0,0,50)에서 타설후 27시간이 지난 후 최대 온도가 55.3℃이고, 단열상태인 면에 가까운 (0,25,50)과 (0,45,50)에서도 중심부와 비슷한 온도 이력을 보였다. 부재 상면에 가까운 (0,0,95)와 단열상태가 아닌 면에 가까운 (45,0,50)에서는 온도 이력이 거의 비슷하였으며, 중심부와 비교하여 최고 온도가 7℃정도 낮았다. 재령 7일에서 모든 계측 위치의 온도가 대기 온도에 근접하였다.

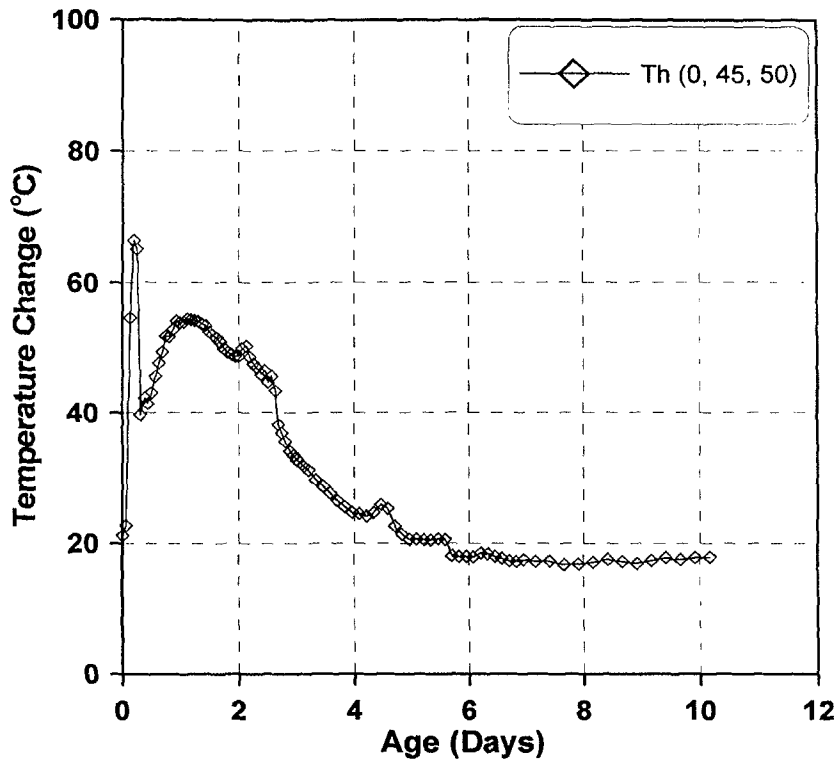


(a) (45,0,50)위치에서의 온도이력

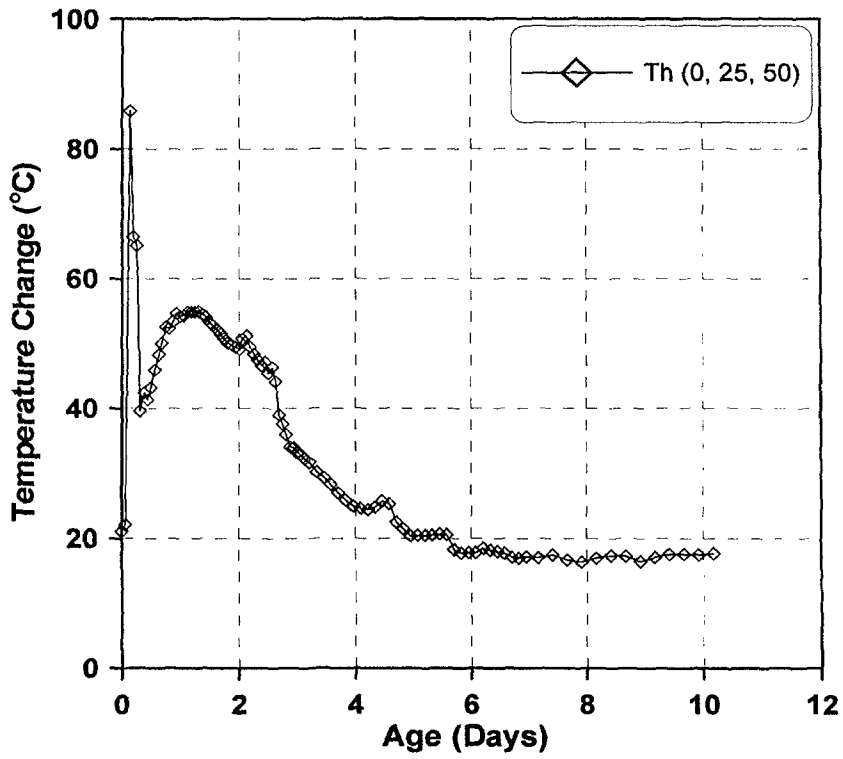


(b) (25,0,50)위치에서의 온도이력

그림 3.8.3 모형 부재내 각 위치에서의 온도 이력 (계속)

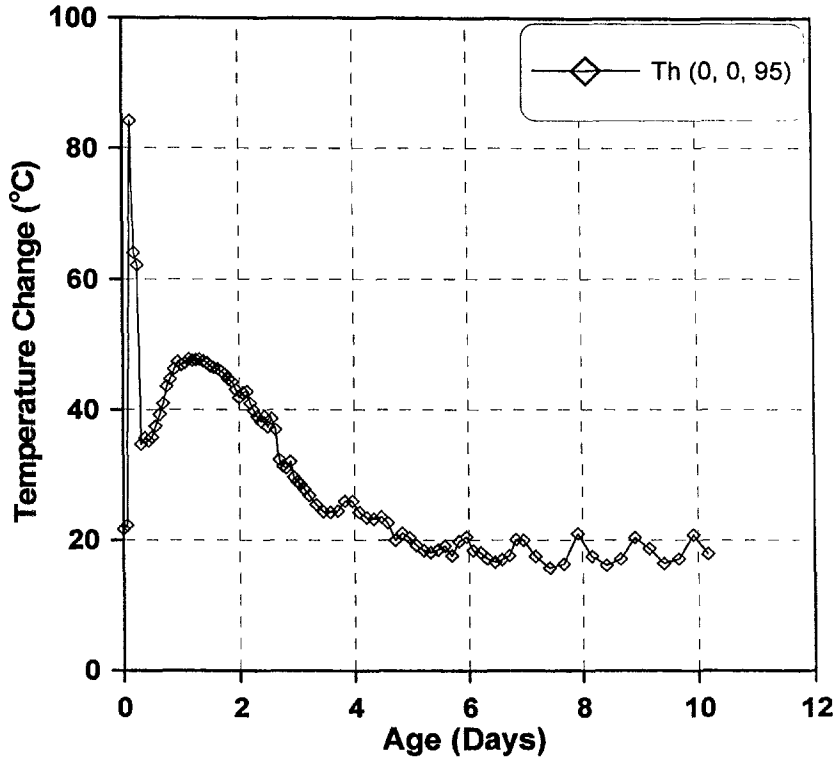


(c) (0,45,50)위치에서의 온도이력

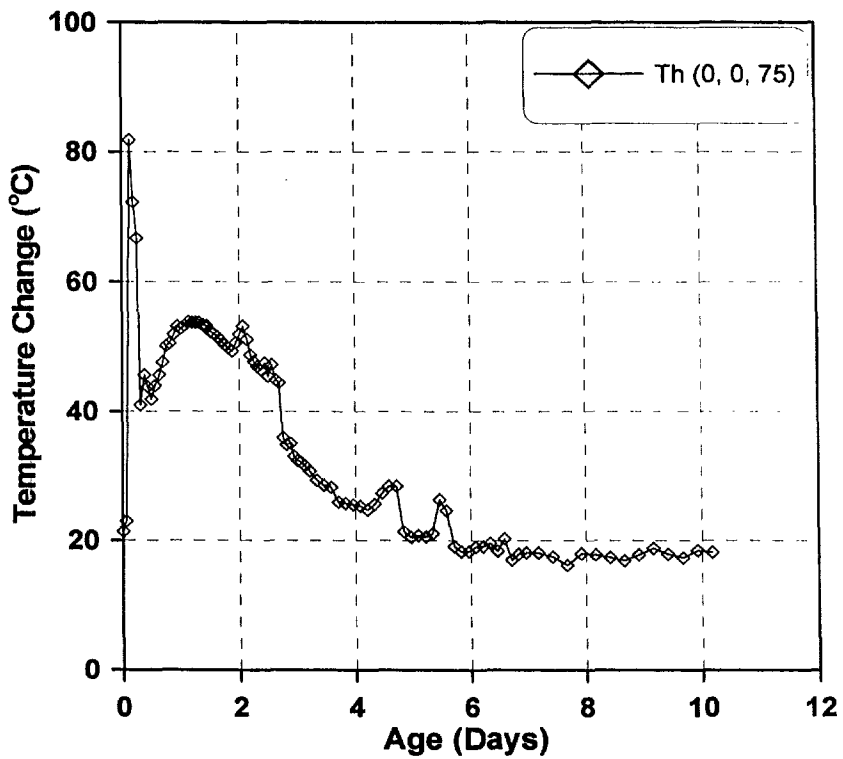


(d) (0,25,50)위치에서의 온도이력

그림 3.8.3 모형 부재내 각 위치에서의 온도 이력 (계속)

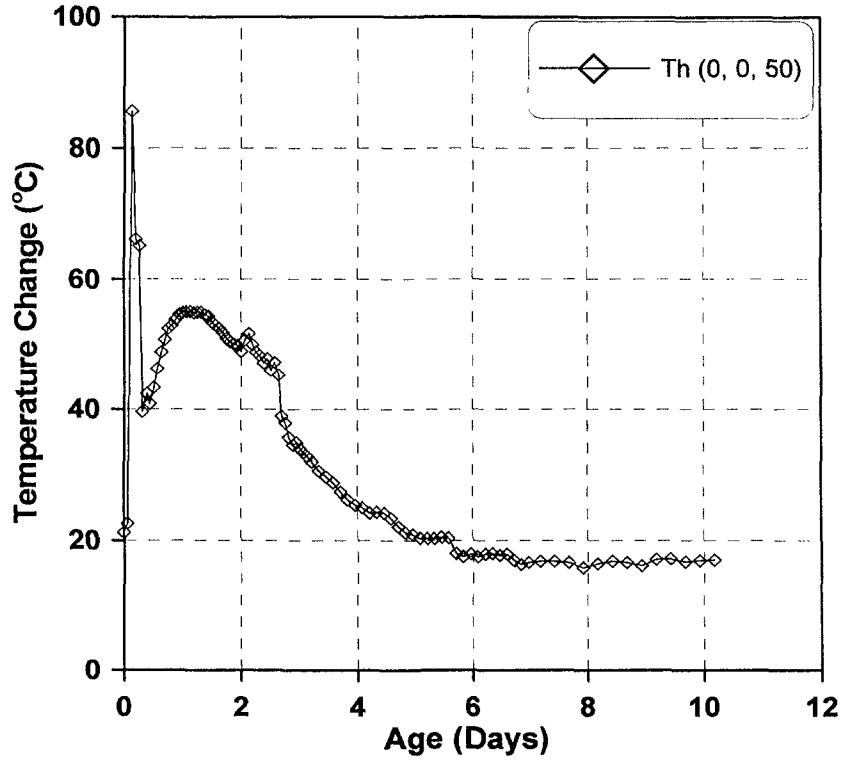


(e) (0,0,95)위치에서의 온도이력

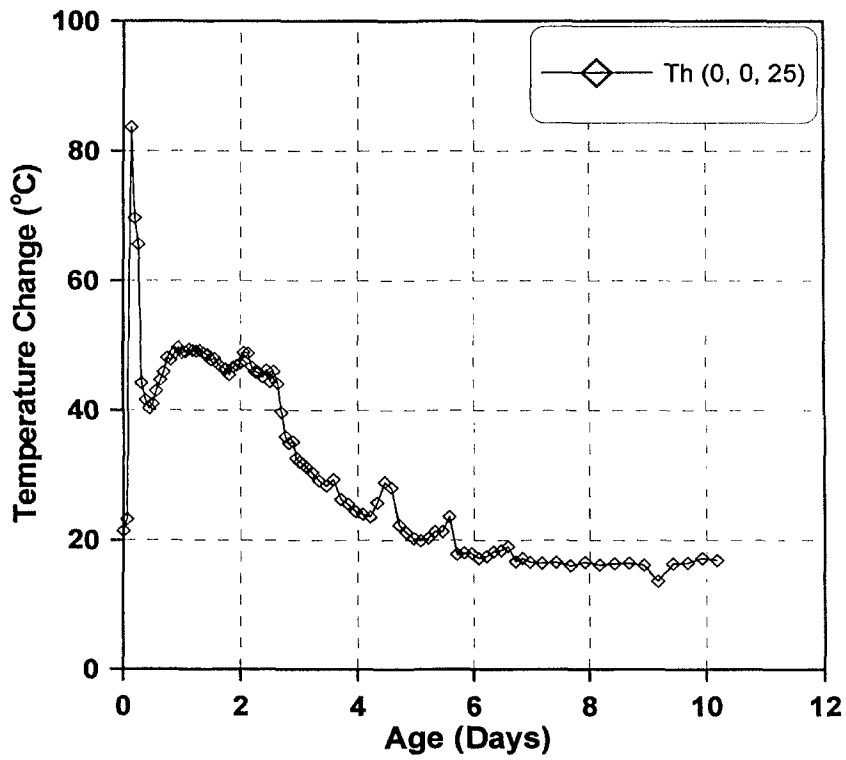


(f) (0,0,75)위치에서의 온도이력

그림 3.8.3 모형 부재내 각 위치에서의 온도 이력 (계속)



(g) (0,0,50)위치에서의 온도이력

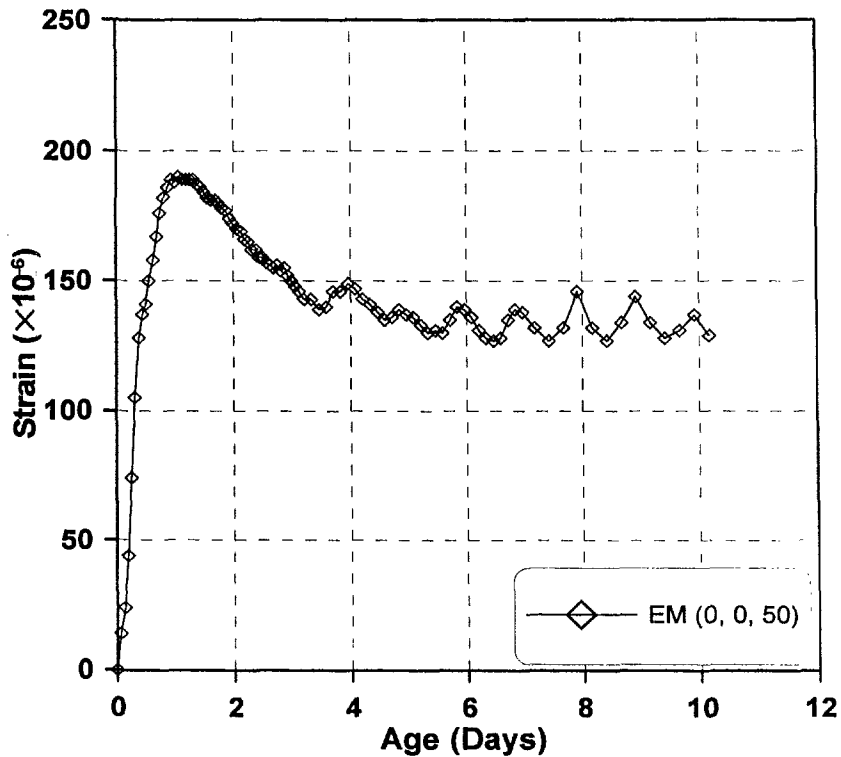


(h) (0,0,25)위치에서의 온도이력

그림 3.8.3 모형 부재내 각 위치에서의 온도 이력

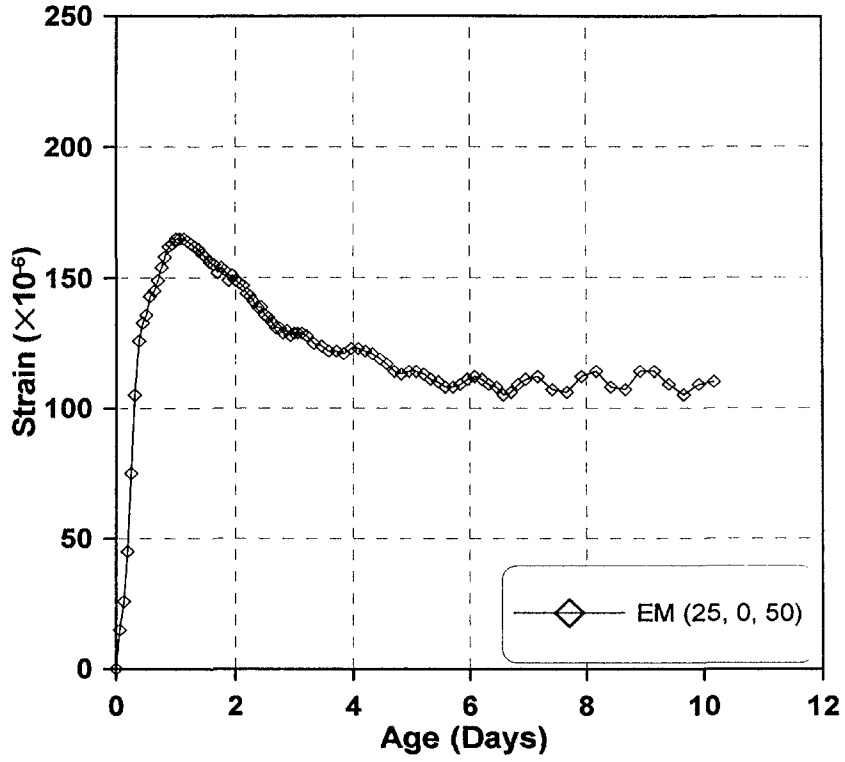
나. 콘크리트의 변형률 이력

그림 3.8.4는 모형 부재내 각 위치에서의 매립게이지를 이용한 콘크리트 변형률 계측 결과를 나타낸다. 부재의 중심부인 (0,0,50)에서는 최대 온도가 나타나는 시점에서 콘크리트 변형률이 0.00019 이었고, 단열상태인 면에 가까운 (0,25,50)과 (0,45,50)에서는 콘크리트 변형률이 중심부보다 약간 큰 0.000205 를 나타내었다. 단열상태가 아닌 면에 가까운 (45,0,50)과 (25,0,50)에서는 콘크리트 변형률이 0.00016 정도로 나타났다. 각 계측위치에서의 온도가 낮아질수록 콘크리트의 변형률도 낮아지는 경향을 보였으나, 변형률의 감소량은 각 계측위치 별로 차이를 보였다.

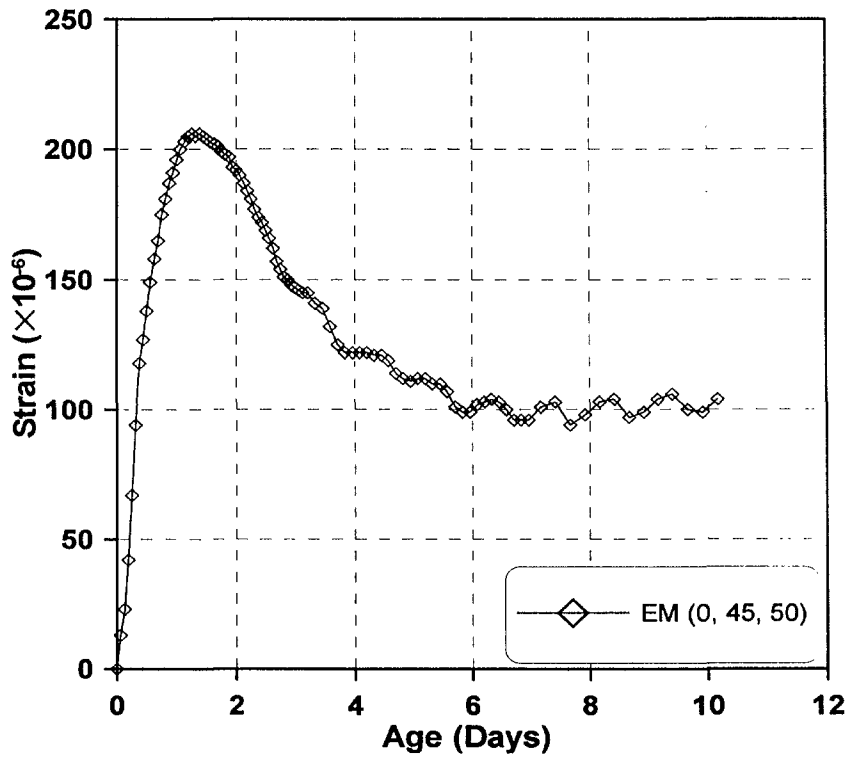


(a) (0,0,50)위치에서의 콘크리트 변형률 이력

그림 3.8.4 모형 부재내 각 위치에서의 콘크리트 변형률 이력 (계속)

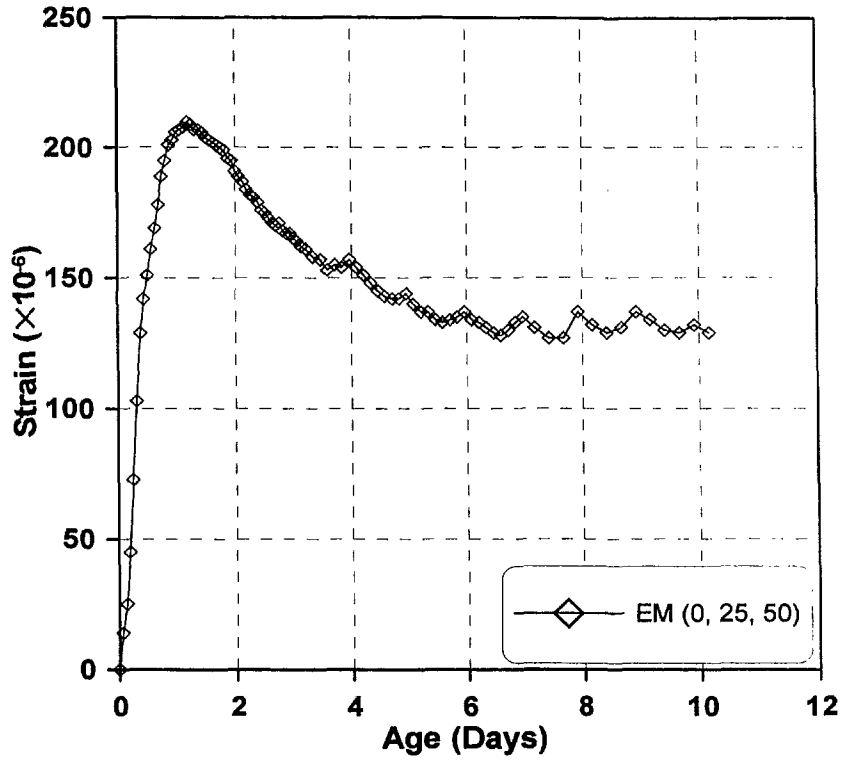


(b) (25,0,50)위치에서의 콘크리트 변형률 이력

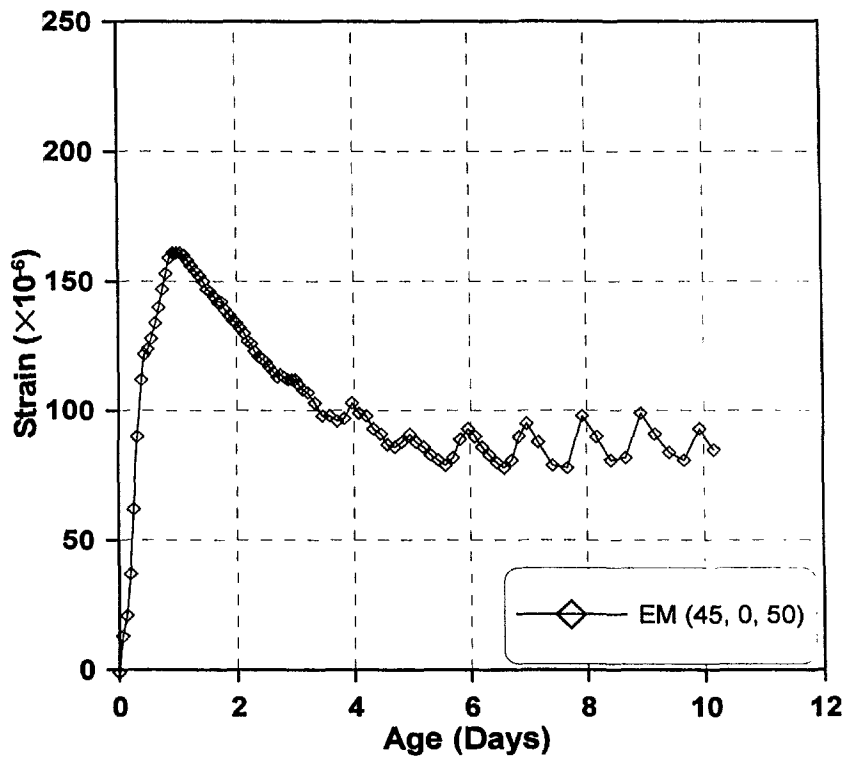


(c) (0,45,50)위치에서의 콘크리트 변형률 이력

그림 3.8.4 모형 부재내 각 위치에서의 콘크리트 변형률 이력 (계속)



(d) (0,25,50)위치에서의 콘크리트 변형률 이력

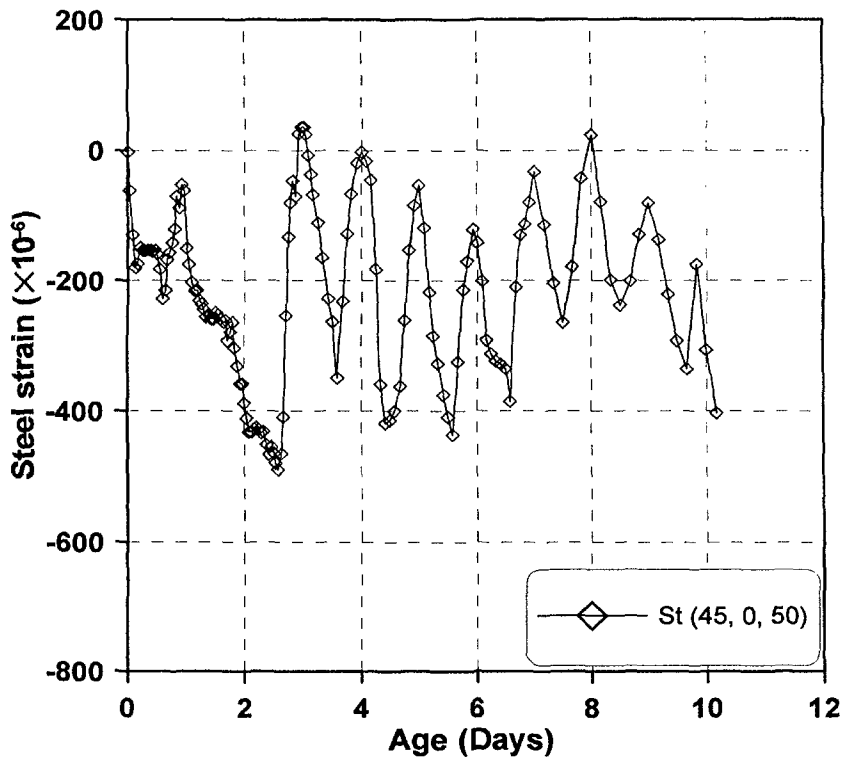


(e) (45,0,50)위치에서의 콘크리트 변형률 이력

그림 3.8.4 모형 부재내 각 위치에서의 콘크리트 변형률 이력

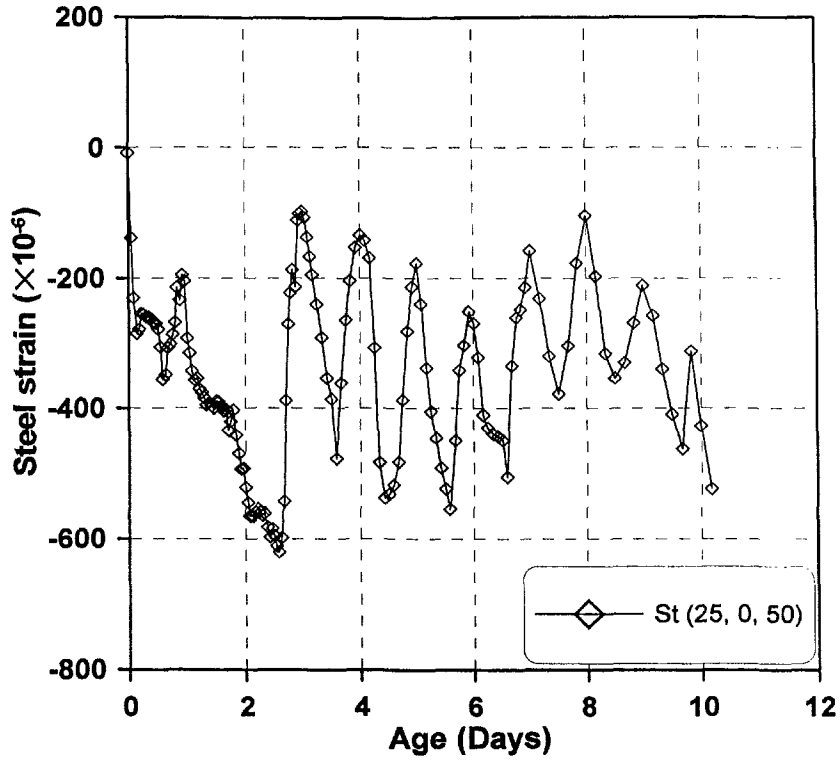
다. 철근의 변형률 이력

그림 3.8.5는 모형 부재내 각 위치에서의 철근 변형률 계측결과를 나타낸다. 철근의 변형률이 재령에 따라 차이가 큰 것은 철근의 끝부분이 거푸집 밖으로 노출되어 있어서 대기온도의 영향을 받았기 때문으로 사료된다. 따라서 철근 변형률에 대한 계측결과는 해석결과와의 비교가 어려울 것으로 판단된다.

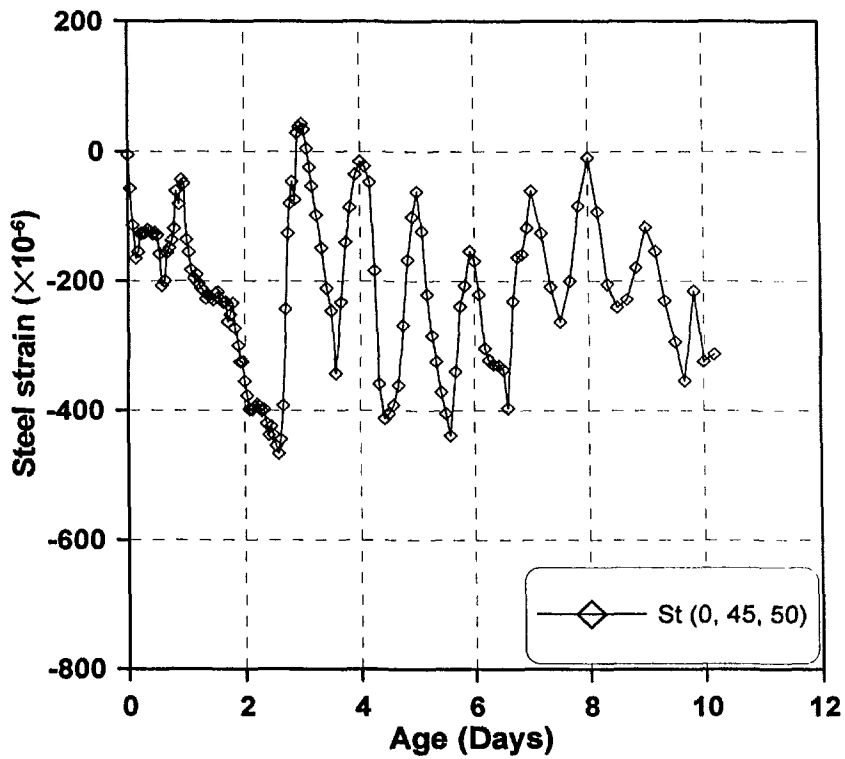


(a) (45,0,50)위치에서의 철근 변형률 이력

그림 3.8.5 모형 부재내 각 위치에서의 철근 변형률 이력 (계속)

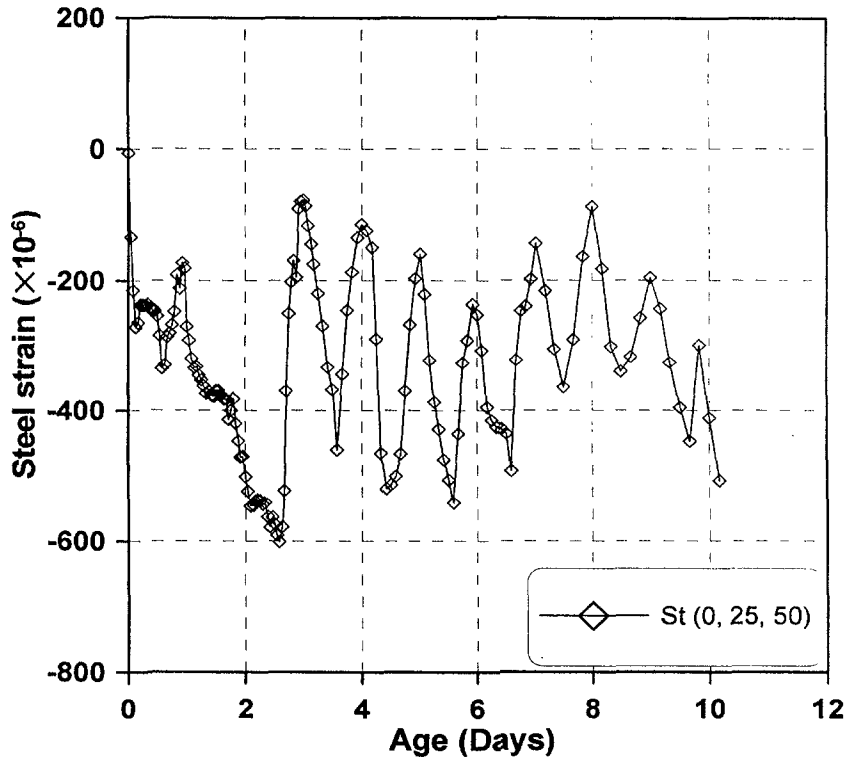


(b) (25,0,50)위치에서의 철근 변형률 이력

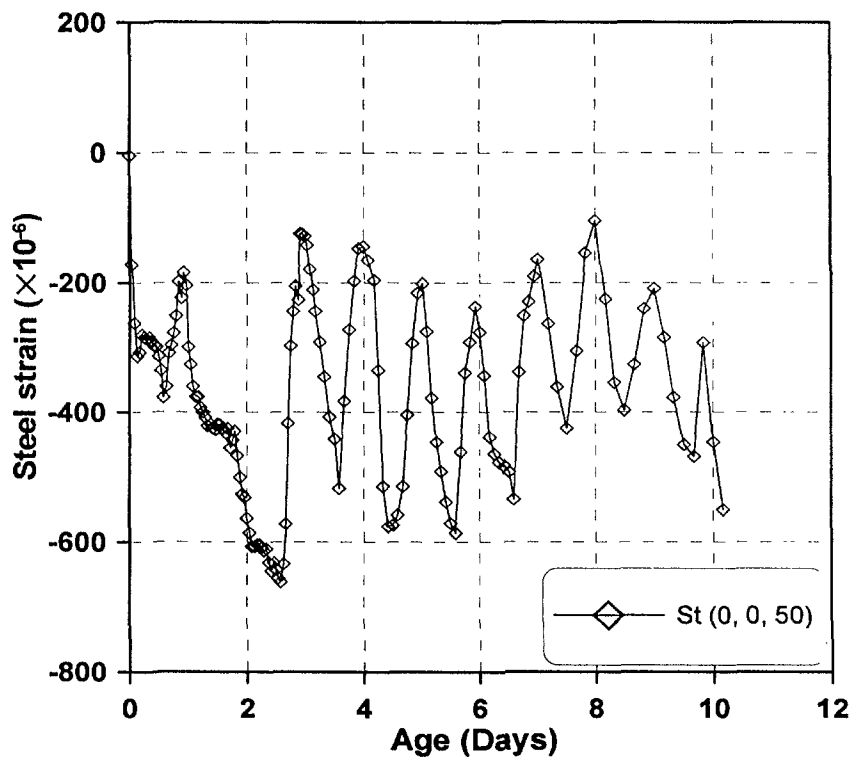


(c) (0,45,50)위치에서의 철근 변형률 이력

그림 3.8.5 모형 부재내 각 위치에서의 철근 변형률 이력 (계속)



(d) (0,25,50)위치에서의 철근 변형률 이력



(e) (0,0,50)위치에서의 철근 변형률 이력

그림 3.8.5 모형 부재내 각 위치에서의 철근 변형률 이력

9절 결론

본 연구를 수행하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 콘크리트의 미세구조 특성에 관한 자료를 수집하여 수화생성물 및 공극구조와 강도발현의 상관관계를 조사, 분석한 결과, 콘크리트의 강도는 수화작용에 의해 생성되는 수화생성물의 강도 발현과 공극 구조의 변화에 많은 영향을 받는다는 사실을 알 수 있었다. 따라서 콘크리트의 수화도를 임의의 배합비와 양생조건에서 산정할 수 있도록 수화모델링을 수행하였으며, 수화도를 이용하여 콘크리트 내부구조의 공극률을 계산하는 방법을 정립하였다. 압축강도뿐만 아니라 쪼갬인장강도, 탄성계수, 임계변형률, 그리고 파괴에너지와 같은 재료특성에 대한 기존의 모델식을 조사하여 적용성을 검토하였다.
- (2) 콘크리트와 모르타르의 재료특성에 영향을 미치는 인자인 양생온도, 물/시멘트비를 실험변수로 선택하여 재령에 따른 재료특성실험을 수행하였으며 실험결과를 기초로 하여 강도 증분과 수화도 증분 및 공극률의 상관관계를 분석하여 미시역학적인 강도예측식을 제안하였다. 또한 본 연구에서 수행한 강도실험결과와 기존의 강도 실험결과로부터 제안한 강도예측 모델식의 재료상수를 결정하였다. 이 때 공극률의 영향정도가 일정하다고 가정한 경우 동일한 양생온도에서는 강도 증분에 대한 수화도 증분의 효율이 물/시멘트비에 관계없이 거의 일치함을 알 수 있었다. 제안된 압축강도 예측식을 적용하여 구한 예측강도와 실제 강도를 비교하여 일정오차 내에서 잘 일치하는 결과를 얻었다.
- (3) 콘크리트와 모르타르의 압축강도 실험시 탄성계수와 임계변형률을 측정하여 탄성계수와 강도의 상관관계식을 얻었으며 임계변형률의 값은 재령과 강도에 상관없이 대략 0.0017 ~ 0.002의 범위를 나타내었다. 쪼갬인장강도와 탄성계수는 제안된 압축강도예측식을 이용하여 압축강도를 예측한 후, 압축강도와 강도특성의 상관관계식을 이용하여 예측하는 방법을 채택하여 예측결과와 실험결과가 잘 만족하는 결과를 얻었다. 콘크리트의 파괴에너지 실험을 수행하여 CEB-FIP에서 제안하고 있는 모델식의 재료상수값을 수정, 제안하였다.

- (4) 콘크리트의 크리프 및 건조수축 메카니즘에 대한 조사, 분석을 수행하였고, 크리프 및 건조수축 실험결과와 모델식에 의한 예측결과를 비교하였다. 건조수축의 경우 각 배합조건과 상대습도에 따른 콘크리트의 건조수축 변형률은 B3모델에 의한 예측값보다는 콘크리트구조설계기준의 건조수축 모델에 의한 예측값과 잘 일치하였다. 크리프의 경우에는 기본크리프에 대한 실험만을 수행하였기 때문에 B3모델에 의한 예측결과와 실험값을 비교하였는데 초기재령에서는 실험값이 다소 큰 값을 나타내었고 재령이 경과할수록 B3모델에 의한 예측값이 실험값보다 큰 경향을 나타냈다. 건조크리프까지 고려한 경우 콘크리트구조설계기준의 모델이 B3모델의 예측결과보다 상당히 큰 결과를 나타내었다. 결론적으로 통합시스템에 적용할 모델로는 콘크리트 구조설계기준의 모델뿐만 아니라 B3모델도 추천되었다.
- (5) 계면역의 미세구조에 대하여 조사, 분석하였고, 계면 파괴인성 실험을 통하여 재령에 따른 콘크리트의 재료특성과 계면특성의 상관관계를 조사하였다. 초기 재령에서 고강도 모르타르-골재 계면(M450)의 파괴인성이 보통강도 모르타르-골재 계면(M320, M370)의 파괴인성에 비해 상당히 큰 증가율을 보였다. 이러한 차이는 저강도 및 고강도 콘크리트가 강도와 탄성계수의 발현 및 균열거동에서 서로 차이를 보이는 주요한 이유라고 사료된다. 계면 특성과 강도 및 탄성계수가 서로 상당히 밀접한 관계에 있음을 알 수 있었으며, 재령 28일을 기준으로 각 성질을 무차원화한 경우 계면특성과 역학적특성의 상관관계를 나타내는 식을 구하였다.
- (6) 콘크리트의 동결융해 메카니즘에 대한 조사, 분석을 수행하였고, 동결융해 실험을 수행하였다. 기존에 제안된 동결융해 모델식의 적용성을 검토하였으며 가장 적합한 모델을 제안하였다.
- (7) 콘크리트의 품질평가 통합 시스템의 한 부분으로 사용하기 위하여 본 연구에서 개발한 미세구조와 재료특성의 상관관계 모델식을 Visual Basic을 이용하여 프로그래밍하였다. 개발한 강도특성 예측프로그램은 수화도와 공극률을 고려한 강도예측식을 기초로 하여 압축강도를 예측하는 기능을 갖추고 있으며, 압축강도와 쪼갬인장강도 및 탄성계수와의 상관관계식을 이용하여 예측된 압축강도로부터 강도특성을 예측할 수 있다. 본 연구에서 수행한 강도특성 실험결과와 기존 연구자들의 실험결과를 기초로 하여 예측프로그램의 검증을 수행하였으며, 임의의 배합비와 양

생조건에 대해서도 일정오차 내에서 강도특성값을 예측할 수 있었다.

- (8) 통합시스템에 적용된 수화열, 자기수축, 건조수축, 크리프 등의 모델식을 검증하기 위하여 모형 실험을 수행하여, 수화반응에 의한 수화열의 발생으로 인한 내부 온도의 변화와 변형률을 측정하였다. 온도와 변형률에 대한 실험결과와 해석결과가 잘 일치하는 결과를 얻어 개발한 통합시스템의 신뢰성을 입증하였다.
- (9) 강도예측식의 재료상수를 결정하기 위한 다양한 조건의 강도실험, 콘크리트 강도에 미치는 공극률의 영향에 대한 정량적인 평가와 변온양생에 대한 적용성 검토 등에 대한 연구가 지속적으로 수행된다면 보다 정확한 강도특성의 예측이 가능할 것으로 사료된다. 고성능 콘크리트의 실용화를 위해서는 압축강도뿐만 아니라 기타 재료특성 즉 쪼갬인장강도, 탄성계수, 파괴에너지, 크리프, 건조수축 등에 대한 실험과 모델링에 대한 연구도 더욱 심층적으로 이루어져야 할 것으로 사료된다.

제 4 장 연구개발목표 달성도 및 대외기여도

각 년차별 연구개발 목표 및 연구개발 결과 및 달성도는 다음 표와 같다.

구 분	연구 개발 목표	연구 개발 결과	달성도
1차 년도	<p>○ 미세구조와 재료특성(강도, 임계변형률, 탄성계수, 파괴에너지)에 대한 실험연구 및 상관관계 모델식 개발</p>	<p>○ 콘크리트의 수화도를 임의의 배합비와 양생조건에서 산정할 수 있도록 수화모델링을 수행하였으며, 수화도를 이용하여 콘크리트 내부구조의 공극률을 계산하는 방법을 정립하였다.</p> <p>○ 콘크리트의 재료특성에 영향을 미치는 인자인 양생온도, 물/시멘트비를 실험변수로 선택하여 재령에 따른 재료특성실험을 수행하였으며 실험결과를 기초로 하여 강도 증분과 수화도 증분 및 공극률의 상관관계를 분석하여 미시역학적인 강도예측식을 제안하였다. 제안된 압축강도 예측식을 적용하여 구한 예측강도와 실제 강도를 비교하여 일정오차 내에서 잘 일치하는 결과를 얻었다.</p> <p>○ 콘크리트의 탄성계수를 측정하여 탄성계수와 강도의 상관관계식을 얻었으며, 임계변형률을 제안하였다. 쪼갬인장강도와 탄성계수는 제안된 압축강도예측식을 이용하여 압축강도를 예측한 후, 압축강도와 강도특성의 상관관계식을 이용하여 예측하는 방법을 채택하여 예측결과와 실험결과가 잘 일치하는 결과를 얻었다. 콘크리트의 파괴에너지 실험을 수행하여 CEB-FIP에서 제안하고 있는 모델식의 재료상수값을 수정, 제안하였다.</p>	100

구 분	연구 개발 목표	연구 개발 결과	달성도
2차 년도	<p>○ 미세구조와 재료특성 (크리프, 건조수축)에 대한 실험연구 및 상관관계 모델식 개발</p> <p>○ 미세구조와 계면 특성에 대한 실험연구 및 상관관계 모델식 개발</p>	<p>○ 콘크리트의 크리프 및 건조수축 메카니즘에 대한 조사 및 분석을 수행하였고, 크리프 및 건조수축 실험결과와 모델식에 의한 예측결과를 비교하였다. 건조수축의 경우 콘크리트의 건조수축 변형률은 B3모델에 의한 예측값보다는 콘크리트구조설계기준의 건조수축 모델에 의한 예측값과 잘 일치하였다. 크리프의 경우에는 기본크리프에 대한 실험만을 수행하였기 때문에 B3모델에 의한 예측결과와 실험값을 비교하였는데 B3모델에 의한 예측값이 실험값보다 다소 큰 경향을 나타냈다. 결론적으로 통합시스템에 적용할 모델로는 건조수축모델로는 콘크리트 구조설계기준에 제시되어 있는 모델뿐만 아니라 B3모델이 추천되었다.</p> <p>○ 계면역의 미세구조에 대하여 조사, 분석하였고, 계면 파괴인성 실험을 통하여 재령에 따른 콘크리트의 재료특성과 계면특성의 상관관계를 조사하였다. 초기 재령에서 고강도 모르타르-골재 계면(M450)의 파괴인성이 보통강도 모르타르-골재 계면(M320, M370)의 파괴인성에 비해 상당히 큰 증가율을 보였다. 이러한 차이는 저장도 및 고강도 콘크리트가 강도와 탄성계수의 발현 및 균열거동에서 서로 차이를 보이는 주요한 이유라고 사료된다. 계면특성과 강도 및 탄성계수가 서로 상당히 밀접한 관계에 있음을 알 수 있었으며, 재령 28일을 기준으로 각 성질을 무차원화한 경우 계면특성과 역학적특성의 상관관계를 나타내는 식을 구하였다.</p>	<p>95</p> <p>95</p>

구 분	연구 개발 목표	연구 개발 결과	달성도
3차 년도	<p>○ 동결융해에 관한 실험 및 타연구자의 자료분석을 통한 모델식 개발</p>	<p>○ 콘크리트의 동결융해 메카니즘에 대한 조사, 분석을 수행하였고, 동결융해 실험을 수행하였다. 기존에 제안된 동결융해 모델식의 적용성을 검토하였으며 가장 적합한 모델의 사용을 제안하였다.</p>	95
	<p>○ 미세구조와 재료 특성에 대한 상관관계 모델식의 프로그래밍</p>	<p>○ 강도평가모델을 콘크리트의 품질평가 통합 시스템에 적용하기 위하여 본 연구에서 개발한 미세구조와 재료특성의 상관관계 모델식을 Visual Basic을 이용하여 프로그래밍하였다. 개발한 강도특성 예측프로그램은 수화도와 공극률을 고려한 강도예측식을 기초로 하여 압축강도를 예측하는 기능을 갖추고 있으며, 압축강도와 쪼갬인장강도 및 탄성계수와 상관관계식을 이용하여 예측된 압축강도로부터 강도특성을 예측할 수 있다. 본 연구에서 수행한 강도특성 실험결과와 기존 연구자들의 실험결과를 기초로 하여 예측프로그램의 검증수행하였으며, 임의의 배합비와 양생조건에 대해서도 일정오차 내에서 강도특성값을 예측할 수 있었다.</p>	100
	<p>○ 실제 모형실험을 통하여 개발된 모델식의 검증</p>	<p>○ 통합시스템에 적용된 수화열, 자기수축, 건조수축, 크리프 등의 모델식을 검증하기 위하여 모형 실험을 수행하여, 수화열에 의한 내부 온도의 변화와 변형률을 측정하였다. 온도와 변형률에 대한 실험결과와 해석결과가 잘 일치하는 결과를 얻어 개발한 통합시스템의 신뢰성을 확인하였다.</p>	100

제 5 장 연구개발결과의 활용계획

본 연구는 콘크리트의 미세구조 특성 즉 수화도와 공극률을 콘크리트의 강도평가에 적용함으로써 현재까지 초기 콘크리트에 대한 정성적이고 거시적인 연구 방향에서 보다 정량적이고 미시적인 관점으로 연구방향 전환의 계기가 될 수 있는 새로운 연구 방향을 제시하였다. 본 연구에서 개발한 강도평가 프로그램을 국내 건설회사 및 설계회사에 공급함으로써 거푸집관리 등의 현장에서의 콘크리트 품질관리를 보다 용이하게 수행할 수 있을 것으로 기대된다. 또한 정량적 평가법에 의해 새로운 고성능 시멘트 및 고성능 콘크리트 개발에 관련한 이론적 근거를 제공하였다. 추후 다양한 강도와 배합비를 갖는 콘크리트의 수화모델링, 공극구조의 예측, 강도시험을 통하여 개발된 강도평가 프로그램의 적용성을 극대화시킨다면 광범위하게 실용화할 수 있을 것이다. 본 연구결과의 활용계획을 정리하면 다음과 같다.

- 콘크리트의 수화도 및 미세구조특성을 고려하여 개발한 강도예측모델을 프로그래밍하여 국내 건설회사 및 설계회사에 공급함.
- 미시적인 관점에서 초기 재령 콘크리트의 특성을 조사할 수 있는 연구방향을 제시하여 활용함.
- 개발한 콘크리트 강도평가 프로그램을 현장에 적용하여 보다 용이하게 콘크리트 품질관리를 수행할 수 있도록 함.
- 추후 많은 실험을 통하여 모델의 적용성을 검토함.

본 연구는 공통 애로 기술 개발에 관한 기본적 연구과제로 그 경제적 효과를 예상수익으로 구체적 금액으로 나타낼 수는 없지만, 국내 건설공사의 초기 콘크리트 품질관리 잘못으로 야기된 부실공사의 보수 처리비용과 콘크리트 구조물의 내구성 문제를 고려할 때 그 경제적 효과는 매우 클 것으로 예상된다. 또한 국내 건설시장의 개방과 해외건설 시장 확대를 위한 경쟁력 확보에 있어서도 그 효과는 크다고 사료된다.

제 6 장 참고문헌

김진근, 김훈, 노재호 (1995), “공명주기식 동탄성계수를 이용한 초기재령 콘크리트의 역학적 성질 예측,” *콘크리트학회지*, 제7권 5호, pp. 164-171.

김진근, 김효범 (1994), “콘크리트의 부등건조수축으로 인한 응력의 해석,” *콘크리트학회지*, 제 6권 4호, pp. 102-112.

김진근, 이철성 (1997), “콘크리트의 부등건조수축에 관한 연구,” *콘크리트학회지*, 제 9권 2 호, pp. 153-161.

김진근, 이철성 (1998), “자체건조를 고려한 초기재령 콘크리트의 부등건조수축,” *콘크리트학회지*, 제 10권 5호, pp. 197-204.

김진근, 한상훈, 박연동, 노재호 (1996), “초유동 콘크리트의 재료특성에 관한 실험적 연구,” *콘크리트학회지*, 제 8권 3호, pp. 135-146.

김진근, 한상훈, 양은익, 송영철, 방기성 (1998), “양생온도변화에 따른 콘크리트의 재료역학적 특성,” *한국콘크리트학회 가을학술발표회 논문집*, 제10권 2호, pp. 42-47.

송영철, 송하원, 변근주 (2000), “단기크리프 시험결과를 이용한 콘크리트의 크리프 예측식의 수정,” *콘크리트학회지*, 제 12권 4호, pp. 69-78.

안기석 (1997), *고강도 콘크리트의 혼합모우드 파괴에 관한 실험적 연구*, 석사학위논문, 성균관대학교 토목공학과.

오병환, 이명규, 홍경옥, 김광수 (1996), “성숙도 개념을 이용한 콘크리트 초기강도 예측 모델 개발 연구,” *콘크리트학회지*, 제 8권 3호, pp. 197-207.

이광명 (1995), “모르타르-골재 계면의 파괴인성에 관한 연구,” *대한토목학회논문집*, 제15권 제2호, pp. 357-365.

이윤 (2001), *초기재령 콘크리트의 파괴특성*, 석사학위논문, 한국과학기술원 토목공학과.

이희근 (1998), *충격공진법을 이용한 콘크리트의 강도 평가*, 석사학위논문,

성균관대학교 토목공학과.

주지현, 최성우, 박선규, 길배수, 남재현, 김무한 (2000), “등가재령을 이용한 콘크리트의 강도예측에 의한 건설현장에서의 강도관리에 관한 실험적 연구,” *한국콘크리트학회 봄학술발표회 논문집*, 제 12권 1호, pp. 287-290.

차수원 (1999), *초기재령 콘크리트의 수화과정 모델링과 온도 및 습도 응력해석*, 박사학위논문, 서울대학교 토목공학과.

한국콘크리트학회(KCI) (1999), *콘크리트구조설계기준*, pp. 46-50.

한상훈, 김진근 (2000), “수정 반응률 상수 모델에 의한 콘크리트의 강도 예측,” *콘크리트학회지*, 제 12권 2호, pp. 31-42.

岩崎訓明, 富山泰全 (1976), “セメントペースト-骨材界面の結合・破壊機構と強度”, *セメント技術年報*, Vol. 30, pp. 354-357.

ACI Committee 209 (1999), *Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures*, 209R-4~209R-42.

ACI Committee 318 (1999), *Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary*, ACI 318-99/318R-99/318M-99.

ACI Committee 363 (1992), *State-of-the Art Report on High-Strength Concrete*, ACI 363R-92.

Ahmad, S. H. and Shah, S. P. (1985), “Structural Properties of High Strength Concrete and its Implications for Precast Prestressed Concrete,” *PCI Journal*, Vol. 30, No. 6, pp. 92-119.

Almudaiheem, J. A., and Hansen, W. (1987), “Effect of Specimen Size and Shape on Drying Shrinkage of Concrete,” *ACI Materials Journal*, Vol. 84, No. 2, pp. 130-135.

Almudaiheem, J. A., and Hansen, W. (1989), “Prediction of Concrete Drying Shrinkage from Short-Term Measurements,” *ACI Materials Journal*, Vol. 86, No. 4, pp. 401-408.

Atkinson, C., and Smelser, R. E., and Sanchez, J. (1982), “Combined Mode Fracture

via Cracked Brazilian Disk Test,” *International Journal of Fracture*, Vol. 18, No. 4, pp. 279–291.

Badmann, R., Stockhausen, N., and Setzer, M. J. (1981), “The Statistical Thickness and Chemical Potential of Adsorbed Water Films,” *Journal of Colloid and Interface Science*, Vol. 82, No. 2, pp. 534–542.

Barnes, B. D., Diamond, S., and Dolch, W. (1978a), “Hollow Shell Hydration of Cement Particles in Bulk Cement Paste,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 8, pp. 263–272.

Barnes, B. D., Diamond, S., and Dolch, W. (1978b), “The Contact Zone between Portland Cement Paste and Glass Aggregate Surface,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 8, pp. 233–234.

Basma, A. A., and Abdel-Jawad, Y. (1995), “Probability Model for Drying Shrinkage of Concrete,” *ACI Materials Journal*, Vol. 92, No. 3, pp. 246–251.

Bazant, Z. P., and Baweja, S. (1995), “Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures—Model B3,” *Materials and Structures (RILEM Paris)*, Vol. 28, pp. 357–365, 415–430, 488–495.

Bazant, Z. P., and Panula, L. (1978), “Practical Prediction of Time-Dependent Deformations of Concrete,” *Materials and Structures (RILEM Paris)*, Vol. 11, No. 65, pp. 307–328, No. 66, pp. 415–434, Vol. 12, No. 69, pp. 169–183.

Bazant, Z. P., Panula, L., Kim, J. K., and XI, Y. (1992), “Improved Prediction Model for Time-Dependent Deformations of Concrete: Part 6 – Simplified Code-Type Formulation,” *Materials and Structures*, No. 25, pp. 219–223.

Bazant, Z. P., Wittmann, F. W., Kim, J. K., and Alou, F. (1987a), “Statistical Extrapolation of Shrinkage Data—Part 1: Regression,” *ACI Materials Journal*, Vol. 84, No. 1, Jan.–Feb. 1987, pp. 20–34.

Bazant, Z. P., Wittmann, F. W., Kim, J. K., and Alou, F. (1987b), “Statistical Extrapolation of Shrinkage Data—Part 2 : Bayesian Updating,” *ACI Materials Journal*, Vol. 84, No. 2, Mar.~Apr. 1987, pp. 83–91.

- Beaudoin, and Mcinnis, C. (1974), *Cem. Concr. Res.*, Vol. 4, pp. 139-148.
- Bentur, A., Goldman, A., and Cohen, M. D. (1988), "The Contribution of the Transition Zone to the Strength of High Quality Silica Fume Concrete," *Bonding in Cementitious Composites, MRS Symposia*, Vol. 114, pp. 97-103.
- Bentz, D. P. (1999), "Modeling Cement Microstructure: Pixels, Particles, and Property Prediction," *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, Vol. 32, pp. 187-195.
- Bergstrom, S. G. (1953), "Curing Temperature, Age and Strength of Concrete," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 4, pp. 61-66.
- Bernhardt, J. (1956), "Hardening of Concrete at Different Temperatures," *RILEM Symposium on Winter Concreting*, Copenhagen, Danish.
- Bruhwieler, E., Wittmann, F. H. (1988), "The Wedge Splitting Test, A Method of Performing Stable Fracture Mechanics Tests," *Recent Publications*, ed by Wittmann, F. H., pp.147-162.
- Byfors, J. (1980). Plain Concrete at Early Ages, CBI report FO 3:8, Sweden.
- Carino, N. J. (1984), "Early Age Temperature Effects on Concrete Strength Prediction by the Maturity Method," *ACI Materials Journal*, Vol. 81, No. 1, pp. 98-104.
- CEB-FIP (1990), CEB-FIP MODEL CODE 1990, Thomas Telford, London, England
- Chengju, G. (1989), "Maturity of Concrete: Method for Predicting Early-Stage Strength," *ACI Materials Journal*, Vol. 86, No. 4, pp. 341~353.
- Chin, F. K. (1971), "Relation between Strength and Maturity of Concrete," *ACI Materials Journal*, Vol. 68, No. 3, pp. 196-215.
- Cuperus, F. P. (1990), "Characterization of Ultrafiltration Members, Pore Structure and Top Layer Thickness," Ph.D Dissertation, Enschede, University of Twente.
- Day, R. L. and Marsh, B. K. (1988), "Measurement of Porosity in Blended Cement Pastes," *Cement and Concrete Research*, Vol. 18, pp. 63-73.

Diamond, S., and Mindess, S. (1982), "The Cracking and Fracture of Mortar," *Materials and Structures*, Vol. 15, No. 86, pp. 107-113.

Detwilwer, R., Monterio, P. J. M., Wenk, H. R., and Zhong, Z. (1988), "Texture of calcium hydroxide near the cement paste-aggregate interface", *Cement and Concrete Research*, Vol. 18, pp. 823-829.

Farran, J. C., and Meso, J. C. (1964), *Revue Materials Construction*, pp. 587-588.

Feldman, R. F. (1968), "Sorption and Length-Change Scanning Isotherms of Methanol and Water on Hydrated Portland Cement," *5th International Symposium on the Properties of Cement Paste and Concrete*, Tokyo.

Gardner, N. J. (1989), "Effect of Temperature on the Early-Age Properties of Type I, Type III, Type I/Fly Ash Concretes," *ACI Materials Journal*, Vol. 87, No. 1, pp. 68~78.

Gilbert, R. I. (1988), *Time Effect in Concrete Structures*, Elsevier, chap. 1~3.

Hagymassy, J., Brunauer, J. R., and Mikhail, R. S. (1969), "Pore Structure Analysis by Water Vapour Adsorption - t-curves for Water Vapour," *Journal of Colloid and Interface Science*, Vol. 9, No. 3, pp. 485-491.

Hansen, F. P., and Pedersen, E. J. (1977), "Maturity Computer for Controlled Curing and Hardening of Concrete," *Journal of the Nordic Federation*, No 1, pp. 21-25, Stockholm, Sweden.

Hansen, T. C. (1986), "Physical Structure of the Hardened Cement Paste. A Classical Approach," *Materials and Structures*, Vol. 19, No. 114, pp. 423-436.

Hansen, W., and Almudaiheem, J. A. (1987), "Ultimate Drying Shrinkage of Concrete - Influence of Major Parameters," *ACI Materials Journal*, Vol. 84, No. 3, pp. 217-223.

Hillemeier, B., and Hilsdorf, H. K. (1977), "Fracture Mechanics Studies on Concrete Compounds", *Cement and Concrete Research*, Vol. 7, pp. 523-535.

Jonasson, J. E. (1994), *Modelling of Temperature, Moisture, and Stresses in*

Young Concrete, Ph.D dissertation, Lulea University of Technology., Lulea, Sweden, No. 153D.

Khan, A. A., Cook, W. D., and Mitchell, D. (1995), "Early Age Compressive Stress-Strain Properties of Low, Medium, and High-Strength Concretes," *ACI Materials Journal*, Vol. 92, No. 6, pp. 617-624.

Kishi, T., and Maekawa, K. (1993), "Multi-component Model for Hydration Heat of Concrete based on Cement Mineral Compounds," *Proceedings of the JCI*, Vol. 15, No. 1, pp. 1211-1216.

Kjellsen, K. O., and Detwiler, R. J. (1993), "Later-Age Strength Prediction by a Modified Maturity Model," *ACI Materials Journal*, Vol. 90, No. 5, pp. 220~227.

L'Hermite, R. G. (1978), "Quelques Problemes mal Connus de la Technologie du Beton," *Il Cemento*, Vol. 75, No. 3, pp. 231-246.

Lee, K. M., and Buyukozturk O. (1993), "Assessment of Interfacial Fracture Toughness in Concrete Composites," *Cement and Concrete Composites*, Vol. 15, pp. 143-151.

Lee, K. M., and Buyukozturk O. (1995), "Fracture Toughness of Mortar-Aggregate Interface in High-Strength Concrete," *ACI Materials Journal*, pp. 634-642.

Liechti K. M., and Chai Y. (1991), "Biaxial Loading Experiments for Determining Interfacial Fracture Toughness," *J. of Applied Mechanics*, Vol. 58, pp. 680-687.

Lin, Y., and Sansalone, M. (1992), "Detecting Flaws in Concrete Beams and Columns Using the Impact-Echo Method," *ACI Materials Journal*, Vol. 89, No. 4, pp. 394-405.

Lydon, F. D., and Balendran, R. V. (1986), "Some Observations on Elastic Properties of Plain Concrete," *Cement and Concrete Research*, No. 3, pp. 314-324.

Maso, J. C. (1980), *Proceedings of the Seventh International Congress on the Chemistry of Cements*, Vol. 1, Editions Septima, Paris.

Maso, J. C. (1996), RILEM Report 11 : Interfacial Transition Zone in Concrete,

E&FN SPON, Chaman & Hall, London.

Mehta, P. K., and Monteiro, P. J. M. (1988), "Effect of Aggregate, Cement and Mineral Admixtures on the Microstructure of the Transition Zone," *Bonding in Cementitious Composites*, MRS Symposia, Vol. 114, pp. 65-75.

Mehta, P. K., and Monteiro, P. J. M. (1993), *Concrete : Structure, Properties and Materials*, Prentice-Hall, New York, pp. 38.

Mensi, R., Acker, P., and Attolou, A. (1988), "Sechage du Beton: Analyse et Modelisation," *Materials and Structures*, Vol. 21, No. 121, pp. 3-12.

Mindess, S. (1988), "Bonding in Cementitious Composites : How important is it," *Bonding in Cementitious Composites*, MRS Symposia, Vol. 114, pp. 93-10.

Mitsui, K., Li, Z., Lange, D. A., and Oumera, A., and Shah, S. P. (1994), "Relationship between Microstructure and Mechanical Properties of the Paste-Aggregate Interface," *ACI Materials Journal*, Vol. 91, No. 1, pp. 30-39.

Mjornell, N. K. (1994), "Self-desiccation in Concrete," Licentiate thesis, Chalmers University of Technology, Sweden.

Neville, A. M. (1997), "Aggregate Bond and Modulus of Elasticity of Concrete," *ACI Materials Journal*, Vol. 94, No. 1, pp. 71-74.

Neville, A. M. (1959), "Creep Recovery of Mortars Made with Different Cements," *J. Amer. Concr.*, Vol. 56, pp.167-174.

Neville, A. M. (1996), *Properties of Concrete*, 4th edition.

Neville, A. M., Dilger, W. H., and Brooks, J. J. (1983), "Creep of Plain and Structural Concrete," Construction Press, London and New York, pp. 38-67.

Nikanen, A. (1956), "Hardening of Concrete at Different Temperatures," *Proceedings*, RILEM Symposium on Winter Concreting, Copenhagen, Danish, Institute for Building Research Copenhagen, Session B II.

Nilson, A. U., and Monterio, P. J. M. (1993), "Concrete : A three phase material,"

Cement & Concrete Composites, Vol. 23, pp. 147-151.

Nurse, R. W. (1951), "Steam Curing of Concrete," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 1, No. 2, pp. 127-140.

Oluokun, F. A., Burdette, E. G., and Deatherage, J. H. (1990), "Early-Age Concrete Strength Prediction by Maturity Another Look," *ACI Materials Journal*, Vol. 87, No. 6, pp. 565-572.

Oluokun, F. A. (1991), "Prediction of Concrete Tensile Strength from Its Compressive Strength." *ACI Materials Journal*, Vol. 88, No. 3, pp. 302-309.

Parrot, L. J. (1986), "Measurement and Modelling of Porosity in Drying Cement Paste," Materials Research Society Symposium, *Proceedings on Microstructural Development during Hydration of Cement*, Vol. 85, pp. 91-104.

Ping, X., Beaudoin, J. J., Brousseau, R. (1991), "Flat Aggregate-Portland Cement Interface, Electrical Conductivity Models," *Cement and Concrete Research*, Vol. 21, pp. 515-522.

Plowman, J. M. (1956), "Maturity and the Strength of Concrete," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 8, No. 22, pp. 13-22.

Popovics, S. (1975), "Verification of Relationship between Mechanical Properties of Concrete-like Materials," *Materials and Structure*, No. 45, pp. 183-191.

Popovics, S. (1998), "History of Mathematical Model for Strength Development of Portland Cement Concrete," *ACI Materials Journal*, Vol. 95, No. 5, pp. 593-600.

Powers, T. C. (1947), "A Discussion of Cement Hydration in Relation to the Curing of Concrete," *Proceedings of the Highway Research Board*, pp. 178-188.

Powers, T. C. (1958a), "Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste," *J. Am. Ceram. Soc.*, Vol. 41, No. 1, pp. 1-6.

Powers, T. C. (1958b), *The Physical Structure and Engineering Properties of Concrete*, Bulletin 90, Portland Cement Association, Skokie, Ill.

Powers, T. C. (1959), "Causes and Control of Volume Change," *J. Portl. Cem. Assoc.*, Research and Development Laboratories, Vol. 1, No. 1, pp. 29-39.

Rao, G. A. (2001), "Long-Term Drying Shrinkage of Mortar - Influence of Silica Fume and Size of Fine Aggregate," *Cement and Concrete Research*, Vol. 31, No. 2 pp. 171-175.

Raphael, J. M. (1984), "Tensile Strength of Concrete," *ACI Materials Journal*, Vol. 81, No. 2, pp. 158-165.

Rastrup, E. (1954), "Heat of Hydration in Concrete," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 6, No. 17, pp. 127-140.

Rosenburg, A. M., and Gaidis, J. M (1989), "A New Mineral Admixture for High Strength Concrete," *Concrete International*, Vol. 11, April, pp. 31-36.

Sansalone, M., Carino, N. J. and Hsu, N. N. (1986), "A Finite Element Study of Transient Wave Propagation in Plates," National Bureau of Standards, Gaithersburg, MD 20899, pp. 267-278.

Saul, A. G. A. (1951), "Principles Underlying the Steam Curing of Concrete at Atmospheric Pressure," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 2, No. 6, pp. 127-140.

Scrivener, Crumble and Pratt (1988), "A Study of the Interfacial Region between Cement Paste and Aggregate in Concrete," *Proceedings of MRS*, Vol. 114, pp. 87-88.

Setzer, M. J. (1976), "A Method for Description of Mechanical Behavior of Hardened Cement Paste by Evaluating Adsorption Data," *Cement and Concrete Research*, Vol. 6, pp. 37-48.

Shah, S. P., Swartz, E. S., and Ouyang, C. (1995), *Fracture Mechanics of concrete*, John Wiley & Sons, pp. 202-206.

Sharma, M. R. and Gupta, B. L. (1960), "Sonic Modulus as related to Strength and Ststic Modulus on High Strength Concrete," *Journal of Indian Concrete*, Vol. 34, No. 4, pp. 139-141.

자체평가의견서

1. 과제 현황

		과제 코드	98-NE-01-04-A-03		
사업구분	엔지니어링핵심공통기반기술개발사업				
연구분야	E-1	핵심공정 및 공법기술	과제구분	단위과제	
사업명				주관기관	
과제명	미세구조와 재료특성의 상관관계 모델개발		연구책임자	이 광 명	
			과제유형	(기초,응용,개발)	
연구기관	성균관대학교		연구책임자		
연구기간 연구비 (천원)	연차	기간	정부	민간	계
	1차년도	'98.9.10.~'99.7.9.	30,000천원	40,000천원	70,000천원
	2차년도	'99.7.10.~'00.7.9.	25,000천원	30,000천원	55,000천원
	3차년도	'00.7.10.~'01.7.9.	30,000천원	30,000천원	60,000천원
	계	'98.9.10.~'01.7.9.	85,000천원	100,000천원	185,000천원
참여기업	동양메이저(주)				
상대국		상대국연구기관			


2. 평가일 : 2001. 7. 5.

3. 평가자(연구책임자) :

소속	직위	성명
성균관대학교	부교수	이 광 명

4. 평가자(연구책임자) 확인 :

본인은 평가대상 과제에 대한 연구결과에 대하여 객관적으로 기술하였으며, 공정하게 평가하였음을 확약하며, 본자료가 전문가 및 전문기관 평가시에 기초자료로 활용되기를 바랍니다.

확 약	이 광 명	
-----	-------	---

1. 연구개발실적

※ 다음 각 평가항목에 따라 자체평가한 등급 및 실적을 간략하게 기술(200자 이내)

1. 연구개발결과의 우수성/창의성

■ 등급 : (아주우수, 우수, 보통, 미흡, 불량)

콘크리트의 압축강도 추정은 콘크리트가 건설재료로 사용된 이래로 명확히 해결하지 못하고 있는 과제이다. 따라서 시멘트의 수화도 및 콘크리트의 미세구조와 콘크리트 재료특성의 상관관계를 밝히는 본 연구는 매우 창의적이라 사료된다. 기존에 제안된 강도예측모델에 비하여 본 연구에서 개발한 강도예측모델의 재료상수가 일관성을 나타냈으며, 예측결과와 실험결과를 비교, 검토한 결과 정확성도 우수하다고 판단된다.

2. 연구개발결과의 파급효과

■ 등급 : (아주우수, 우수, 보통, 미흡, 불량)

현재 성숙도에 근거한 강도 추정에 관한 연구는 국내외적으로 활발히 연구되고 있지만, 수화도를 이용한 강도예측모델에 관한 연구는 국외에서는 몇몇 연구자에 의해 수행되고 있으며 국내의 연구는 미흡한 실정이다. 본 연구에서 개발한 강도예측모델을 평가해 볼 때 아직 완전하다고는 할 수 없으나, 기존의 수화도를 이용한 모델보다는 월등히 나은 결과를 나타내고 있고, 성숙도 모델에 비해서도 손색이 없다고 판단된다. 따라서 본 연구의 결과가 널리 보급된다면 그 기여도가 클 것으로 기대된다.

3. 연구개발결과에 대한 활용가능성

■ 등급 : (아주우수, 우수, 보통, 미흡, 불량)

본 연구에서 개발한 강도평가 프로그램을 현장에서의 콘크리트 품질관리에 이용함으로써 고품질시공이 가능할 수 있을 것으로 기대된다. 콘크리트 재료의 품질평가 기술 개발은 국내건설현장에서 콘크리트 관련문제(예를 들어 균열발생, 강도평가, 내구성 등)의 해결에도 활용성이 클 것으로 사료된다.

4. 연구개발 수행노력의 성실도

■ 등급 : (아주우수, 우수, 보통, 미흡, 불량)

연구기간 내에 다양한 종류의 재료특성 실험과 모델링을 수행함으로써 효율적인 연구 결과를 얻기 위하여 노력을 기울였으며, 강도예측프로그램의 개발에 주력하여 집중적이고도 성실하게 연구를 수행하였다고 사료된다.

5. 공개발표된 연구개발성과(논문, 지적소유권, 발표회 개최 등)

■ 등급 : (아주우수, 우수, 보통, 미흡, 불량)

연구결과를 국내 학술발표회에 3건, 국제학술발표회에 1건을 발표하였으며, 국내 학술지에 논문을 제출하여 심사 중이고 국외학술지 논문을 준비 중이다. 또한 개발한 프로그램을 소프트웨어로 등록할 예정이다.

II. 연구목표 달성도

번호	세부연구목표 (연구계획서상에 기술된 연구목표)	달성내용	달성도 (%)
1	미세구조와 재료 특성(압축강도, 인장강도, 탄성계수, 임계변형률, 파괴에너지)의 상관관계 모델식 개발	(1) 시멘트 수화모델링을 수행하였으며, 수화도를 이용하여 콘크리트 내부구조의 공극률을 계산하는 방법을 정립하였다. (2) 콘크리트의 재료특성에 영향을 미치는 인자인 양생온도, 물/시멘트비를 실험변수로 선택하여 재령에 따른 재료특성실험을 수행하였으며, 강도 증분과 수화도 증분 및 공극률의 상관관계를 분석하여 미시역학적인 강도예측식을 개발하였다. (3) 탄성계수와 강도의 상관관계식을 얻었으며, 임계변형률의 값은 재령에 따라 대략 0.0017 ~ 0.002의 범위를 나타내었다. CEB-FIP의 파괴에너지 모델식의 재료상수값을 수정, 제안하였다.	100
2	계면특성과 재료특성의 상관관계 모델식 개발	계면역의 미세구조에 대하여 조사, 분석하였고, 계면 파괴인성 실험을 통하여 콘크리트의 재료특성과 계면특성의 상관관계식을 제안하였다.	100
3	미세구조를 고려한 크리프 및 건조수축 모델링	건조수축 실험결과와 모델식에 의한 예측결과를 비교, 분석한 결과, 통합시스템에 적용할 건조수축모델과 크리프모델로는 콘크리트구조설계기준의 모델뿐만 아니라 B3 모델을 추천하였다.	95

번호	세부연구목표 (연구계획서상에 기술된 연구목표)	달성내용	달성도 (%)
4	동결융해 모델 개발	콘크리트의 동결융해 메카니즘에 대한 조사, 분석 및 동결융해 실험을 통해 적합한 동결융해 모델을 제안하였다.	95
5	강도예측 모델식의 프로그래밍 및 개발된 모델 검증	본 연구에서 개발한 미세구조와 재료특성의 상관관계 모델식을 프로그래밍하였다. 통합시스템에 적용된 수화열, 자기수축, 건조수축, 크리프 등의 모델식을 검증하기 위하여 모형 실험을 수행하여, 개발한 통합시스템의 신뢰성을 입증하였다.	100

III. 종합의견

1. 연구개발결과에 대한 종합의견

콘크리트의 재료특성은 여러 요인에 의하여 차이를 나타내는 경향이 있으므로 콘크리트의 강도 및 탄성계수의 추정은 매우 어려운 연구과제이다. 강도 특성에 관한 실험과 미세구조와 재료특성의 상관관계 모델링은 계획대로 만족스럽게 수행되었으나, 크리프 및 동결융해에 대한 실험이 충분하지 못하여 모델을 제안하는 데 어려움이 있었다. 강도예측프로그램을 실용화함으로써 현장의 콘크리트 품질관리 측면에서 기여도가 클 것으로 사료된다.

2. 평가시 고려할 사항 또는 요구사항

미세구조특성을 고려하여 콘크리트의 재료 특성을 모델링하는 작업은 단기간 내에 이루기는 힘들다고 생각된다. 본 연구에서 제안한 강도예측모델은 기존의 모델의 단점을 보완하여 새로운 개념을 도입하여 개발되었으므로 이 분야에 대한 기술의 우수성 및 기여도 등에 평가의 초점을 맞추는 것이 바람직하다고 사료된다.

3. 연구결과의 활용방안 및 향후조치에 대한 의견

개발한 강도평가 프로그램을 국내 건설회사 및 설계회사에 공급함으로써 거푸집관리 등의 현장에서의 콘크리트 품질관리를 보다 용이하게 수행할 수 있을 것으로 기대된다. 추후 다양한 강도와 배합비를 갖는 콘크리트의 수화모델링, 공극구조의 예측, 강도시험을 통하여 개발된 강도평가 프로그램의 적용성을 높여야 할 것으로 생각된다.