

2004 춘계학술발표회 논문집
한국원자력학회

열화를 고려한 원전 철근콘크리트 보의 취약도 분석

Fragility Analysis of Deteriorated Reinforced Concrete Beam in NPP Facilities

이명규, 김인수

전주대학교

전라북도 전주시 완산구 효자동 1200

김문수, 정연석

한국원자력안전기술원

대전광역시 유성구 구성동 19

요 약

원자력발전소에서 철근콘크리트 구조물의 경년열화에 따른 안전여유도(safety margin)를 평가하기 위하여 고정단 내민보를 대상으로 취약도 해석을 수행하였다. 해석모델은 Latin Hyper Cube방법을 이용하여 생성하였으며, 정적하중이 작용하는 경우 여러 가지 열화조건에 따른 취약도를 구하여 비교하였다. 해석결과 상부와 하부철근의 20% 손실에 의하여 구조물의 성능저하가 약15%발생하여 가장 큰 영향을 주는 것으로 나타났다.

Abstract

The fragility analyses of reinforced concrete propelled beam are performed to evaluate safety margin. The models were simulated by Latin Hyper-Cube (LHC) method considering various aging-related deterioration of RC beam. Fragility curves under various condition subjected to static load are compared. It is found that the 20% loss of top and bottom steel lower 15% of the undegraded beam strength.

1. 서론

원자력발전소에서 콘크리트 구조물은 원자로 차폐구조물 및 원자로 안전의 최후 보루인 격납구조물을 구성하고 있으며, 보조건물, 연료건물, 터빈건물, 취수구조물 등의 주요 건설재료로 사용되고 있다. 이러한 콘크리트 구조물이 적절하게 설계되고 시공된 건설 초기에는 상당한 안전 여유(safety margin)를 가지고 있다. 그러나, 열화된 구조물이 가지는 안전 여유는 거의 알려져 있지 않다. 또한, 경년열화(age-related degradation)는 동특성(dynamic properties), 구조응답(structural response), 구조저항 또는 성능(structural resistance or capacity), 파괴양상(failure mode), 파괴 시발 부위(location of failure initiation)에 영향을 주게된다. 구조물의 안전여유도가 충분한가를 판단하거나, 발전소의 운전연장 요구시 모든 하중조건에서 현재의 면허취득기준(current licensing basis : CLB)을 만족하는 가를 판단하기 위해서는 구조물의 경년열화 영향을 잘 이해하고 평가해야한다.

이러한 필요성에 의해 본 논문에서는 원자력 발전소의 철근 콘크리트보 구조물의 열화에 따른 하중 저항 특성의 변화를 취약도 분석을 통하여 살펴보았다.

2. 취약도모델의 개념

취약도 분석은 설계값을 초과하는 검토수준의 사건이라는 특정한 사고에 저항하는 공학적으로 설계된 부재나 계통의 성능을 확률론적으로 나타내고 평가하기 위한 기법이다. 취약도 모델링은 대개 전체적인 시스템의 거동과 특히 시스템이 잘못될 수 있는 거동에 초점을 맞춘다. 취약도 모델링 과정에서는 거동에서의 불확실성 거동 추정치와 연관된, 시스템 거동의 중앙값 추정치를 구한다. 이것은 구조 매개변수들에 대해 보수적으로 평가하고, 가정한 보수성이 안전도 해석에 예측 불가능한 방식으로 전파되는 전형적인 결정론적 해석방식과 구별된다. 취약도 개념은 원자력 산업에서 널리 사용되어 왔으며, 그 중에 발전소의 안전계통의 확률론적 지진 안전도나 여유도의 평가에 사용된 바 있다(Kennedy and Raviudra, 1984). 지진 여유도 연구에서, 기준변수는 대개 유효 최대 지반가속도 혹은 구조물 고유진동수에서의 spectral acceleration를 사용한다.

구조물의 취약도는 대개 대수정규(lognormal) 누적분포함수(CDF : cumulative distribution function)에 의해 나타낸다. 만일 구조 성능을 통계적으로 독립인 여러 가지 확률변수의 곱으로 나타내지는 경우에는 중앙극한정리(central limit theorem)에 의해 이러한 CDF의 선택은 타당하다고 볼 수 있다. 대수정규 누적확률분포는 다음과 같이 나타내진다.

$$F_R(x) = \Phi[\ln(x/m_R)/\beta_R] \quad (1)$$

여기서, $F_R(x)$ 는 작용하중이 x 인 경우 파괴확률, $\Phi[\cdot]$ 는 표준 정규확률의 적분(표준정규 분포의 CDF), m_R 은 성능의 중앙값 능력, β_R 은 대수정규분포의 표준편차로 $V_R < 0.3$ 인 경우 확률변수의 변동계수(COV : coefficient of variance, V_R , when)와 거의 같다.

식(1)은 일반적인 공업역학 범위내 정도로 완벽한 지식수준에서 어떤 계통의 조건부 한계상태 확률을 묘사한다. 이 경우에, 매개변수 m_R 및 β_R 은 고유의 무작위성(혹은 우연한 불확실성)을 나타낸다. 그러한 불확실성은 특히 현재의 공학분석 과정에서는 더 이상 제거할 수 없다. 일 예로 표준 ASTM 과정에 따라 분석된 ASTM A615/60 철근의 항복강도는 평균 490 MPa, 변동계수 0.10인 대수정규분포로 기술할 수 있는 무작위변수이다. 이러한 통계적 추정치는 표본의 크기가 적절하다면 각 데이터들(dataset)간에도 비교적 안정하다. 다른 생산공정에 의한(혹은 직경이 다른) A615/60철근으로부터 샘플링 한 경우 본질적으로 동일한 통계 값을 보일 것이다. 이것은 우연한 불확실성의 특징이다 ; 부가적인 데이터나 다른 정보가 확률모델을 심각하게 변화시키지 않는다. 유사하게 ACI 시방에 의해 제작되고 검사한 콘크리트의 압축 및 인장강도와 구조부재의 치수는 본질적으로 무작위적이다.

그러므로, 알고있는 정보가 본질적으로 완벽하다면, 식(2)와 같이 정의된 성능에 대한 5% 배제한계가 안전율을 검토하기 위한 기반으로 선택될 수 있다(정해진 값 이하가 될 확률이 5%미만인 값). 만약 선택된 검토수준의 부재성능이 $R_{0.05}$ 보다 작은 경우에는 그 수준에서 구조부재의 허용거동에 대한 확률(하중이 $R_{0.05}$ 보다 작은 경우 부재가 안전한 상태일 확률)이 최소 95%이다.

$$R_{0.05} = m_R \exp(-1.645 \beta_R) \quad (2)$$

그렇지만, 시스템분석 및 기본자료의 한계 때문에 생긴 가정에 의해 성능에 있어서 부가적인 불확실성이 발생한다. 우연한 불확실성과 반대로, 이러한 지식기반(인식론적) 불확실성은 분석의 수준과 기초한 자료에 의존하며, 일반적으로 좀더 상세한(비용이 추가되는) 분석에 의해 감소될 수 있다. 철근콘크리트 구조물의 인식론적 불확실성의 원인은 삼차원 구조물을 2차원으로 모델링하는 것, 완전한 고정단이나 회전단이 아닌 지지조건, 구조해석시 전단변형을 무시하는 것, 분포(smear)모델에 의해 균열을 다루는 것, 기초자료의 한계 등이다.

지식 불확실성의 존재는 실제 구조물 취약도를 취약도를 모델링하기 위해 사용된 매개변수들에 대한 불확실한 지식을 반영하는 몇 개의 곡선군으로 나타내게 한다; 분산계수의 중앙값, 누적확률분포. 일차적으로 이러한 불확실성은 식(1) 및 (2)에 나타나있는 부재성능의 중앙값 추정치 m_R 에서 포함되어 있는 것으로 가정될 수 있다. 이러한 가정아래 m_R 은 중앙값 m_R 과 대수 표준편차 β_U 인 대수정규분포에 의해 나타낼 수 있는 것으로 가정된 확률변수 M_R 에 의해 대체된다. 그러면, 매개변수 (m_R, β_R, β_U)에 의해 정의되는 몇 개의 대수정규분포의 누적확률분포(CDF)를 통해 성능의 전체적인 불확실성을 나타낸다. 식(2)의 5% 배제한계는 β_U 에 의해 모델링된 M_R 에 대한 불확실성의 결과로서 확률

변수가 된다. 하위 5% 신뢰구간 $R_{0.05}$ 는 다음과 같이 정의된다.

$$R_k = m_R \exp[-1.645(\beta_R + \beta_U)] \quad (3)$$

Bayesian interpretation을 통해 세기가 R_k 인 사고시 잔존확률은 95%신뢰도를 가지고 95%라고 말할 수 있다. 앞서 수행된 지진 안전여유도 연구에서는 R_k 를 HCLPF 혹은 “높은 신뢰성, 낮은 파괴확률”의 성능이라고 표현하기도 했다.

적용시 대부분은 검토목적으로 우연한 불확실성과 인식론적 불확실성 모두를 반영하는 전체적으로 하나의 추정치로 나타내는 것이 바람직하다. 평균 취약도에 의해 구해지는 부재성능의 추정치는 다음과 같이 정의 할 수 있다.(Ellingwood, 1994).

$$E[F_R(x)] = \Phi[\ln(x/m_R)/\beta_c] \quad (4)$$

$$\text{여기서, } \beta_c = (\beta_R^2 + \beta_U^2)^{1/2} \quad (5)$$

철근콘크리트구조물의 평가시 발생하는 우연 및 인식론적 불확실성의 일반적인 수준에서, 식(3)에 의한 부재의 성능추정치 R_k 는 대략 $E[F_R(x)]$ 에 대하여 비초과확률(=부재의 성능이 그 값을 넘지않을 확률)이 1~2% 정도인 값이다.

3. 구조 거동 평가를 위한 한계상태 및 해석

본 연구에서는 등분포하중을 받는 한쪽 부재단이 단순 지지된 외팔보인 일반적인 철근 콘크리트 구조물에 대하여 구조 취약도 평가를 수행하였다. 사용된 과소철근 보는 보와 1 방향 슬래브에서 흔히 볼 수 있는 휨을 받는 부정정구조물이다. 열화되지 않은 경우의 분석은 앞서 수행된 결과(MacGregor et al.,1983)와 비교하였으며, 철근부식과 콘크리트 탈락에 의한 성능저하로 인해 강도, 강성 및 연성에 미치는 영향을 고려하여 유한 요소해석을 수행하였다. 낮은 전단벽(높이/길이 비가 대략 1.0인 경우)은 원자력 발전소내의 격납 빌딩 이외에 안전관련 시설물에서 찾을 수 있는 전형적인 부재이다. 이러한 전단벽은 중요한 내진부재이며, 종종 원자력 발전소의 지진에 대한 확률론적 안전도 평가에서 사용하는 발전소 논리모델에서 가장 중요한 부재로 평가되기도 한다(예, Zion,1981 ; Ellingwood and Song, 1996).

구조거동의 한계상태는 취약도 모델을 구성할 수 있도록 정의되어야한다. 그러한 한계상태는 기능적인 요구와 이들이 수행해야 할 시스템의 거동목표에 따른다. 거동목표는 대개 정성적이다. 즉, “시스템이 사용상태에서 기능을 유지할 것” 또는 “시스템이 극한 상태에서 통제가능 및 회복 가능할 것” 등이다. 그러한 목표는 해석이나 실험에 의해 증명 가능한 구조적 한계상태로 변환되어야만 한다. 비록 ACI 318기준에 의한 종래의 철근 콘크리트 설계의 근본은 극한강도법이지만, 구조적 강도한계상태는 구조물이 구조적, 기계적, 전기적 계통이 모두 적절히 접해야만 하는 복잡한 시스템의 중합된 부재인 경우에는 변형과 관련된 한계상태보다 더 중요하지는 않다. 안전과 관련하여 가장 중요한 기계적 또는 전기적인 부재는 종종 구조물에 부착되거나 접해있다. 적절히 설계된 철근콘크리

트 구조물은 -특히, 부정정도가 큰 경우- 극한하중상태에서 연성적으로 거동을 하게 되나, 부속된 시스템에 미치는 손상은 구조물 붕괴시보다 훨씬 낮은 수준의 구조적 변형에 의해 발생하기 쉽다. 이것은 특히 지진과 같은 횡방향 하중에 저항하는 구조물에서 두드러진다.

본 연구에서는 상업적인 범용해석프로그램을 사용하여 구조해석을 수행하였으며, 이것을 통하여 콘크리트 구조물 해석시 발생할 것으로 예측되는 커다란 비선형 거동을 모델링하였다. 프로그램은 부정정보의 구조적 모델링을 사용하여 수행한 후 다른 방법에 의해 검증하였으며, 동적하중에 대한 구조물의 거동 특성을 모델링하여 동적하중에 대한 취약도 해석까지 확장하여 수행하였다. 외팔보의 한계상태는 중앙부에 발생하는 최종 소성힌지 형성 직전의 최대등분포하중과 연관되어있다.

4. 취약도 평가를 위한 자료

취약도 해석은 구조물의 성능에 영향을 미치는 모든 매개변수들에 대한 통계 값들을 기술하는 자료(database)에 기초해야만 한다. 철근콘크리트 구조 부재 및 시스템의 거동에 중요한 역할을 하는 모든 매개변수에 대한 통계적 모델과 통계치가 필요하다.

몇몇 취약도 매개변수들은 문헌 분석을 통해 정의될 수 있다. 다른 매개변수들은 전문가의 견해를 통해 정의되고 추정될 수 있다. 전문가 그룹에도 공학적 거동과 매개변수에 관한 경험적 지식이 있으므로 조심스런 질문을 통하여 구체적인 수치값을 얻어야 한다. 종종 Delphi라고 불리는 통계추정조사 방법을 적절하게 구성하여 그 결과를 신중하게 분석하여 통계적인 모델을 만들 수 있으며, 만들어진 모델은 유용한 추가적인 자료가 있는 경우 Bayesian 테크닉을 사용하여 지속적으로 발전시킬 수 있다. 기존 시스템의 취약도 모델링을 위해서는 강도의 최적 추정치(평균 혹은 중앙값)를 정확히 하는 것이 매우 중요하다. 그렇지 않은 경우에는, 전통적인 설계변수와 관련된 보수성이 예측할 수 없을 정도로 분석과정에 전파된다. 게다가 모든 불확실성의 원인은 사용상태에 있는 구조물의 거동에서의 가능한 변동성을 예측하기 위하여 취약도 해석에 포함되어야만 한다.

정적하중을 받는 철근콘크리트 휨 부재(보와 슬래브)와 낮은 전단벽체 구조물의 강도를 나타내기 위한 통계자료 요약은 표1. 에 나타나있다. 이것은 출판물(Ellingwood and Hwang, 1983; MacGregor et al., 1983)에 대한 상세한 분석과 특정의 NPPs로부터 추가된 자료에 기초하였다.

표1.에 제시된 철근과 콘크리트의 강도는 강도를 결정하기 위한 하중재하가 대략 1시간 정도에 이루어지는 현장 정적강도에 대한 것이다. 표준 철근 인장시험과 콘크리트 공시체 압축강도시험은 통상의 정적구조하중보다 큰 변형률에 대해 수행된다. 철근의 인장시험 자료는 대략적으로 $f_{y, stat} = f_{y, mill} - 27.6MPa(4ksi)$ 의 관계식에 의해 정적인 상태로 조절되었다. 비록 몇몇 연구에 의하면 직경이 클수록 철근의 강도가 저하된다고 나타나고 있지만, 본 연구에서 검토한 문서에 의하면 이러한 효과를 무시할 수 있는 것으로 나타났다.

표 1. 정적하중을 받는 철근콘크리트 구성재료의 통계값
(Structural Resistance Statistics for Reinforced Concrete
Components Subjected to Static Forces)

<u>Property</u>	<u>Mean</u>	<u>COV</u>	<u>CDF</u>
Concrete(4000-psi)			
Compression strength	3,552 psi	0.16	N
Tensile (splitting) strength	358 psi	0.18	N
Initial tangent modulus	3,800 ksi	0.18	N
Limiting compression strain	0.004	0.20	N
Grade 60 reinforcement			
Yield strength	66 ksi	0.10	LN
Modulus of Elasticity	29,000ksi	na	na
Placement of reinforcement			
Effective depth, d	d in	0.5/d	N
Bar cover	c+1/4 in	0.625/c	N
Structural analysis			
Flexure (Bf)	1.04	0.07	N
Shear (Bsh)	1.00	0.14	N

Note : 1in = 25.4mm; 1psi = 6.895kPa; 1ksi =6.895MPa;

N = Normal Distribution; LN = Lognormal Distribution

표준양생 된 콘크리트 원형실린더 실험결과에 계수 0.89를 곱해서 정적인 하중재하 속도에 대한 강도로 수정되었다. 콘크리트의 현장강도를 구하기 위해서는 표준양생된 공시체 강도와 놓인 위치, 압밀, 양생조건에 따라 발생하는 현장강도와의 차이를 설명하기 위한 추가적인 보정이 필요하다(MacGregor et al.,1983; Ellingwood, 1983). 표 1. 의 2열에 있는 콘크리트 강도에 대한 통계치와 표본은 “static”하중 조건에서 28일 현장강도를 나타내는 것이다. 설계에 기초적으로 사용하는 28일 강도를 넘어서 상당한 강도 증진이 발생한다. 예를 들면, NPP와 연관된 시설로부터 얻어진 결과는 25년이 지난 콘크리트 강도는 28일 강도에 비해 50%이상 증가하는 것을 알 수 있다(Naus et al., 1996). 그러한 증가는 과소보강 보의 휨 강도에는 큰 영향을 미치지 않지만, 콘크리트의 강도가 더욱 중요한 전단벽의 거동에는 상당한 영향을 줄 수 있다.

유효깊이 d는 시공 중 철근배열의 변동성 때문에 발생하는 확률변수이다. d의 COV는 0.5/d이다. 해석 대상 보에서 이것은 0.024로 매우 작으며, 취약도에 미치는 영향은 매우

작다. 한편, d 의 불확실성은 슬래브의 해석에서 더욱 중요하다. 전체 치수 변동성은 취약도에 미치는 영향이 작아 무시될 수 있다. 철근 피복두께 c 는 사용수명동안 성능저하에 의해 발생하는 콘크리트 탈락에 의해 발생하는 강도변화를 결정하기 위해 필요한 확률변수이다. 연구에 의하면 모든 구조부재에서 공칭피복두께가 37mm보다 약간 큰 경향을 나타내고 있음을 알 수 있다. 철근위치의 오차 및 변동성은 슬래브의 경우가 기둥이나 보보다 다소 크다. 또한, 철근조립시 발생하는 오차는 하부철근보다 상부철근이 큰 경향을 보인다. 그러나 조사결과의 편차가 크기 때문에 이들을 구별할 필요는 없다. 이에 따라, 철근 피복두께는 모든 경우에 대해서 평균값(콘크리트 표면부터 최외곽 철근 중심까지 거리)이 (공칭피복두께+6mm), 표준편차 16mm인 정규분포를 따르는 것으로 가정되었다. 이러한 가정은 안전측이지만 과도하지는 않다.

표1.의 계수 B_f 와 B_{sh} 는 해석 자체의 불확실성을 나타내며 근본적으로 인식론적인 것이다. 이러한 불확실성은 구조물 해석모델이 거동을 이상화시키기 때문에 발생한다. B_f 를 나타내는 가장 쉬운 방법은 : (1) 동일한 재료에 대한 실험이나 독립적인 측정값 등에 의한 보의 모든 성질에 대한 가정; (2) 보의 극한능력 분석을 위한 이들 성질의 적용; (3) 보의 파괴실험; (4) 결과분석. 계산된 강도와 측정된 강도는 일치하지 않으며 실험값/계산값의 비가 모델링 계수 B_f 이다. 매개변수 B_{sh} 는 전단벽에 대해 비슷한 역할을 한다. 상세한 구조모델(즉, 비선형 FEA)은 설계기준 모델보다 실제에 가까우며, 이 경우 B_f 와 B_{sh} 는 1.0에 가깝다(unbiased). 앞서 언급한 것처럼 보의 취약도는 가능한 한 최대도 실제 매개변수에 기초해야 한다.

본 연구에서는 부식에 의해 발생하는 철근콘크리트보의 성능저하를 철근의 중량감소율에 의해 측정하였다. 10%와 20%의 중량손실을 가정하였으며, 이것은 발전소현장조사에서 관측된 콘크리트 표면균열에 해당하는 것으로 여겨지기 때문이다. 부식은 변동성이 큰 과정이다. 1996년 Naus et al.에 의해 수행된 구조열화 프로그램에 의한 철근부식 검토자료에 의하면 부식침투의 COV가 40에서 50%에 이르는 것으로 나타났다. 이에 따라, 부식침투는 평균 침투값이 10% 또는 20%의 중량손실에 해당하고 COV가 0.45인 정규분포를 이루는 것으로 가정되었다. 또한, No. 8(직경 25mm) 철근의 경우 중량손실 10%에 해당하는 평균면적은 458mm^2 , 20%에 해당하는 평균면적은 406mm^2 으로 나타났다.

부정정 보의 조건부 한계상태 확률을 해석적 식(closed form)으로 표현하기 위해서는 극한능력의 이상화된 모델이외에 다른 방법을 사용하는 것은 어렵다. 그러므로, 구조적 능력의 불확실성은 해석적인 식보다는 반복적인 유한요소해석을 포함한 몬테카를로 과정에 의해 평가된다. 비선형 유한요소해석 비용 때문에 불확정성 모델과 취약도를 평가하기 위해 요구되는 시뮬레이션 수 N 은 최소로 유지해야만 한다. 수치실험을 효과적으로 수행하기 위한 무작위 표본추출 계획(변동감소 기술)을 적용할 수 있다(Rubenstein, 1981). 1980년 Imam과 Conover는 Latin Hypercube(LHC) 표본추출법이 복잡한 시스템을 포함한 시스템 신뢰성 문제에 매우 유용하다고 발표했다. LHC sampling에 의해 얻어진 추정치들은 편향되어 있지 않으며, 추정치들의 표준오차는 동일한 수의 표본에 대한 대부분

다른 방법에 비하여 가장 작다. LHC 표본추출법은 본 연구에서 각각 추출된 구조물의 하중-변형 곡선 및 취약도를 결정하기 위해 유한요소 프로그램과 결합되었다. 각 취약도 곡선은 19개 구조물의 해석에 기초하였으며, 이 경우 재료강도, 치수, 모델링 오차 등은 표1. 및 위에서 언급한 사항들과 동일하도록 생성하였다. 19개의 샘플수는 계산과 해석을 위해 주어진 시간과 노력을 고려한 실용적인 상한 값이다. 이들 계산과 유한요소해석 결과들을 비초과확률 5%와 95% 사이에 순서대로 정렬하여 평균 위치에 도시하였다. 계산 및 해석결과로부터 대수정규분포를 이용하여 취약도 변수 m_R 과 β_c 를 결정하였다.

표1.의 모든 확률변수들은 통계적으로 독립된 것으로 가정되었으며, 예외적으로, (f_c, f_t) 와 (f_c, E_c) 는 모두 0.7의 상관관계를 가지는 것으로 가정되었다. 그렇지만, 유한개의 독립된 표본들을 생성하는 경우에는 표본들이 어느 정도 연관성을 가지는 것은 자명하다. 본 연구에서 수행한 LHC에 의한 취약도모델에서의 상관도는 작은 것으로 볼 수 있다.

5. 휨부재의 취약도 평가

철근콘크리트 휨부재의 거동에 대한 열화의 영향을 고려하기 위하여 자유단이 단순지 지된 부정정 외팔보구조물이 열화된 경우와 열화되지않은 경우로 나누어 취약도 곡선을 구하였다. 열화된 경우나 열화되지않은 경우에 대하여 보의 극한모멘트 등 중요한 특성은 대수정규분포를 나타내었다. 이러한 특성은 보의 파괴확률을 산정하기 위하여 사용될 수 있다. 시방서 기준에 따라 해석적인 방법으로 정적하중이 작용하는 경우 부재의 저항성능을 산정하였다.

계산에서는 보의 강도는 등분포하중이 작용하는 경우에 대한 한계상태에 대하여 최대 로 작용할 수 있는 하중으로 구하였다. 두 번째로 보에 대한 동하중효과를 고려하지 않았다. 이는 보통의 하중조건에서 발전소 구조물의 주된 하중은 정적 중력하중(gravity load)인 점을 고려한 것이며, 본 절에서의 평가는 구조물의 열화상태에 따른 취약도곡선의 변화에 중점을 두고 수행하였다.

5.1 해석 대상 구조물과 해석모델

구조물은 그림1. 에 나타낸 바와 같이 자유단이 고정된 부정정 외팔보로 길이가 6m, 폭이 33cm, 깊이가 60.0cm인 보로 고정단 부모멘트 부분에 5개의 25mm 철근이, 정모멘트를 받는 보의 하단에는 3개의 25mm 철근을 배근된 상태에 대하여 재료 특성의 통계분포를 고려한 19개의 표본에 대하여 최대 등분포 하중을 산정하였다. 등분포하중이 작용하는 경우 구조물에 발생하는 전단력과 모멘트는 그림 2와 같은 분포를 가진다. 즉, 등분포하중이 증가하게 되면 외팔보의 좌단에서 상부균열에 이어 상부인장철근이 항복하여 소성힌지가 형성되고 계속해서 하중이 증가하게 되면 중앙에서 보의 하단에서 균열이 발생에 이어 인장철근이 항복하여 2차 소성힌지가 형성되면서 구조물은 한계상태에 이르게

된다. 이러한 소성힌지 생성과 관계된 소성해석과정을 거쳐서 2차 소성힌지 생성에 따른 구조물의 붕괴하중은 다음식과 같이 계산할 수 있다.

$$w_{p2} = 2[M_n^- + M_n^+ L / (L - x)] / Lx \quad (6)$$

여기서, w_{p2} = 붕괴 등분포하중

M_n^- = 고정단에서의 단면의 공칭저항부모멘트

M_n^+ = 보중앙에서 공칭저항정모멘트

L = 보의 길이

x = 고정단에서 2차 소성힌지까지 거리

붕괴하중은 식 (6)의 붕괴하중이 최소가 되도록 하는 x를 찾아 구하면 된다. 식에서 공칭 저항 정·부 모멘트는 각각 단면치수와 철근이 주어지면 휨부재의 저항모멘트를 구하는 식에 의하여 구할 수 있다.

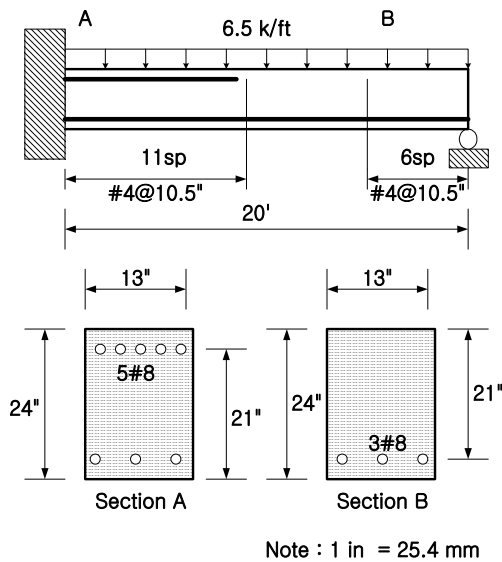


그림 1. Cantilever Beam의 배근도

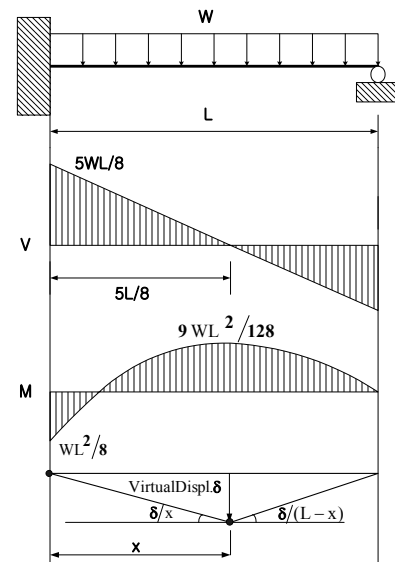


그림 2. 전단력 및 모멘트 선도

5.2 해석 구조물과 계산결과

해석을 위해 LHC에 의해 생성된 구조물의 단면재료 특성값과 붕괴하중은 표 2와 같다. 식 (6)을 적용하여 계산한 붕괴하중은 표에서 w_f 로 표시한 것이다. 19개의 계산결과가 대수정규분포를 이룬다고 가정하여 취약도 곡선을 그림3과 같이 구하였다. 표 3은 하부철근 표면 콘크리트 탈락, 표 4는 상부와 하부 철근 피복 탈락, 표 5는 상·하부 철근의 20%손실이 발생한 경우의 부재의 붕괴하중을 각각 계산한 것이다. 그림 4에서 그림 10까지는 각각 계산된 결과에 따른 취약도곡선이다. 그림 11은 열화조건에 따라 구한 취

약도곡선을 비교한 그림이다. 계산결과로부터 열화에 따라 취약도곡선이 좌측으로 이동하고 있음을 알 수 있다.

표 2 Undegraded Beam

	f_y (ksi)	f_c (ksi)	f_t (ksi)	w	d (in)	E_f	E_{sh}	b (in)	A_{s+} (sq in)	A_{s-} (sq in)	ϕ_l	a^+ (in)	M^+ (kin)	a^- (in)	M^- (kin)	w_f (k/ft)	A_s ble (sq in)
	66.9	3.521	0.332	0.0024	21.1	0.94	0.96	13	2.37	3.95	0.050	4.32	3003	7.20	4024	8.42	5.02
	54.4	4.653	0.483	0.0041	21.3	1.03	0.87	13	2.37	3.95	0.017	2.51	2585	4.18	4128	7.34	11.23
	62.4	3.783	0.384	0.0043	20.9	0.97	1	13	2.37	3.95	0.050	3.54	2829	5.90	4425	7.98	7.93
	80.1	2.915	0.286	0.0039	20.5	1.05	1.13	13	2.37	3.95	0.050	5.09	3332	9.02	4932	9.21	4.10
	70.9	3.959	0.404	0.004	21.1	1.14	0.84	13	2.37	3.95	0.050	3.84	3223	6.40	5013	9.07	6.87
	59	4.354	0.449	0.0044	21.7	1.04	1.1	13	2.37	3.95	0.032	2.91	2831	4.84	4493	8.03	10.07
	63.4	3.552	0.358	0.0029	21	0.96	1.08	13	2.37	3.95	0.050	3.83	2868	6.38	4460	8.07	6.30
	73.8	4.063	0.418	0.0046	21.6	0.99	0.9	13	2.37	3.95	0.047	3.90	3437	6.49	5350	9.67	7.16
	56	3.4	0.341	0.0047	21.4	1.02	1.02	13	2.37	3.95	0.050	4.16	3022	6.94	4674	8.48	6.98
	67.8	3.477	0.349	0.0031	20.3	1.06	1.16	13	2.37	3.95	0.050	4.18	2926	6.97	4503	8.20	5.57
	64.3	2.75	0.267	0.0036	20.8	1.09	1.2	13	2.37	3.95	0.050	5.01	2788	8.36	4221	7.77	5.17
	69.8	4.189	0.43	0.0038	21.5	1.12	0.8	13	2.37	3.95	0.041	3.57	3251	5.96	5107	9.20	7.34
	76	2.451	0.233	0.0037	20.4	1.01	0.94	13	2.37	3.95	0.050	6.65	3076	11.88	4460	8.43	3.62
	72.2	3.627	0.367	0.0039	20.7	1	0.73	13	2.37	3.95	0.050	4.27	3177	7.12	4889	8.90	5.57
	60.3	3.145	0.312	0.0051	22	1.11	1.06	13	2.37	3.95	0.050	4.11	2850	6.85	4424	8.01	7.66
	68.7	3.704	0.375	0.0042	21.2	1.08	1.27	13	2.37	3.95	0.050	3.98	3128	6.63	4853	8.79	6.06
	61.4	3.237	0.322	0.0034	20	0.9	0.92	13	2.37	3.95	0.050	4.07	2614	6.78	4028	7.33	8.10
	57.3	3.867	0.384	0.0056	20.9	1.18	1.04	13	2.37	3.95	0.050	3.18	2622	5.30	4131	7.41	9.79
	65.1	3.041	0.3	0.0049	20.6	1.07	0.98	13	2.37	3.95	0.050	4.59	2824	7.65	4313	7.89	6.20
mean	66.3	3.552	0.358	0.0040	21	1.04	1				0.05	4.13	2968	6.89	4581	8.327	6.82
Std dev	6.59	0.56	0.06	0.0018	0.52	0.07	0.14				0.01	0.96	246.87	1.59	382.96	0.67	1.97
cov	0.099	0.159	0.179	0.1995	0.025	0.069	0.140				0.018	0.231	0.083	0.231	0.079	0.091	0.289

Note : 1ksi = 6.89 MPa, 1in = 25.4 mm, 1sq in = 6.45 cm², 1k-in = 113 N-m, 1k/ft = 14.6 kN/m

표 3 하부철근 콘크리트 피복탈락

	f_y (ksi)	f_c (ksi)	f_t (ksi)	cover (in)	d (in)	E_f	E_{sh}	b (in)	A_{s+} (sq in)	A_{s-} (sq in)	ϕ_l	a^+ (in)	M^+ (kin)	a^- (in)	M^- (kin)	w_f (k/ft)
	66.9	3.521	0.332	2.63	21.1	0.94	0.96	13	2.37	3.95	0.050	4.32	3003	7.20	3829	7.94
	54.4	4.653	0.483	1.75	21.3	1.03	0.87	13	2.37	3.95	0.017	2.51	2585	4.18	3752	7.99
	62.4	3.783	0.384	1.67	20.9	0.97	1	13	2.37	3.95	0.050	3.54	2829	5.90	4013	7.70
	80.1	2.915	0.286	1.3	20.5	1.05	1.13	13	2.37	3.95	0.050	5.09	3332	9.02	4521	8.32
	70.9	3.959	0.404	2	21.1	1.14	0.84	13	2.37	3.95	0.050	3.84	3223	6.40	4453	8.89
	59	4.354	0.449	1.05	21.7	1.04	1.1	13	2.37	3.95	0.032	2.91	2831	4.84	4248	7.86
	63.4	3.552	0.358	1.58	21	0.96	1.08	13	2.37	3.95	0.050	3.83	2868	6.38	4064	7.90
	73.8	4.063	0.418	2.1	21.6	0.99	0.9	13	2.37	3.95	0.047	3.90	3437	6.49	4738	9.26
	56	3.4	0.341	1.4	21.4	1.02	1.02	13	2.37	3.95	0.050	4.16	3022	6.94	4309	8.24
	67.8	3.477	0.349	2.45	20.3	1.06	1.16	13	2.37	3.95	0.050	4.18	2926	6.97	3847	7.75
	64.3	2.75	0.267	0.87	20.8	1.09	1.2	13	2.37	3.95	0.050	5.01	2788	8.36	4000	7.61
	69.8	4.189	0.43	0.94	21.5	1.12	0.8	13	2.37	3.95	0.041	3.57	3251	5.96	4958	9.10
	76	2.451	0.233	1.5	20.4	1.01	0.94	13	2.37	3.95	0.050	6.65	3076	11.88	4010	8.12
	72.2	3.627	0.367	1.83	20.7	1	0.73	13	2.37	3.95	0.050	4.27	3177	7.12	4367	8.55
	60.3	3.145	0.312	2.2	22	1.11	1.06	13	2.37	3.95	0.050	4.11	2850	6.85	3800	7.86
	68.7	3.704	0.375	1.19	21.2	1.08	1.27	13	2.37	3.95	0.050	3.98	3128	6.63	4530	8.57
	61.4	3.237	0.322	2.31	20	0.9	0.92	13	2.37	3.95	0.050	4.07	2614	6.78	3468	6.95
	57.3	3.867	0.384	2.86	20.9	1.18	1.04	13	2.37	3.95	0.050	3.18	2622	5.30	3461	6.96
	65.1	3.041	0.3	1.92	20.6	1.07	0.98	13	2.37	3.95	0.050	4.59	2824	7.65	3820	7.55
mean	66.3	3.552	0.358	1.75	21	1.04	1				0.05	4.13	2968	6.89	4026	8.016
Std dev	6.59	0.56	0.06	0.62	0.52	0.07	0.14				0.01	0.96	246.87	1.59	402.87	0.89
cov	0.099	0.159	0.179	0.355	0.025	0.069	0.140				0.018	0.231	0.083	0.231	0.098	0.088

Note : 1ksi = 6.89 MPa, 1in = 25.4 mm, 1sq in = 6.45 cm², 1k-in = 113 N-m, 1k/ft = 14.6 kN/m

표 4 상부 및 하부철근 콘크리트 피복탈락

	f_y (ksi)	f_c (ksi)	f_t (ksi)	cover (in)	d (in)	l/d	l/d_{sh}	b (in)	A_s+ (sq in)	A_s- (sq in)	ρ_l	a+ (in)	M+ (kin)	a- (in)	M- (kin)	wt (kg/ft)
	66.9	3.321	0.332	2.63	21.1	0.94	0.96	13	2.37	3.95	0.850	4.32	2586	7.20	3929	7.21
	54.4	4.653	0.483	1.75	21.3	1.03	0.87	13	2.37	3.95	0.817	2.51	2359	4.18	3752	6.69
	62.4	3.783	0.384	1.67	20.9	0.97	1	13	2.37	3.95	0.850	3.54	2582	5.90	4013	7.25
	80.1	2.915	0.286	1.3	20.5	1.05	1.13	13	2.37	3.95	0.850	5.89	3085	9.82	4521	8.49
	79.9	3.959	0.404	2	21.1	1.14	0.84	13	2.37	3.95	0.850	3.84	2887	6.40	4453	8.10
	58	4.354	0.449	1.85	21.7	1.04	1.1	13	2.37	3.95	0.832	2.91	2604	4.84	4248	7.60
	63.4	3.552	0.358	1.58	21	0.96	1.08	13	2.37	3.95	0.850	3.83	2630	6.38	4054	7.38
	73.8	4.063	0.416	2.1	21.6	0.99	0.9	13	2.37	3.95	0.847	3.90	3070	6.49	4738	8.61
	66	3.4	0.341	1.4	21.4	1.02	1.02	13	2.37	3.95	0.850	4.15	2808	6.94	4389	7.85
	67.8	3.477	0.349	2.45	20.3	1.06	1.16	13	2.37	3.95	0.850	4.18	2532	6.97	3847	7.86
	64.3	2.75	0.267	0.87	20.8	1.09	1.2	13	2.37	3.95	0.850	5.01	2656	8.36	4080	7.38
	69.8	4.189	0.43	0.54	21.5	1.12	0.8	13	2.37	3.95	0.841	3.57	3172	5.96	4958	8.94
	76	2.451	0.233	1.5	20.4	1.01	0.94	13	2.37	3.95	0.850	6.65	2805	11.88	4810	7.65
	72.2	3.627	0.367	1.89	20.7	1	0.79	13	2.37	3.95	0.850	4.27	2884	7.12	4367	8.00
	60.3	3.145	0.312	2.2	22	1.11	1.06	13	2.37	3.95	0.850	4.11	2536	6.65	3980	7.10
	68.7	3.704	0.375	1.19	21.2	1.08	1.27	13	2.37	3.95	0.850	3.98	2934	6.63	4530	8.23
	61.4	3.237	0.322	2.31	20	0.9	0.92	13	2.37	3.95	0.850	4.07	2278	6.78	3468	6.36
	57.3	3.867	0.394	2.86	20.9	1.18	1.04	13	2.37	3.95	0.850	3.18	2220	5.30	3461	6.25
	65.1	3.041	0.3	1.92	20.6	1.07	0.98	13	2.37	3.95	0.850	4.59	2528	7.65	3820	7.84
mean	66.3	3.552	0.358	1.75	21	1.04	1				0.85	4.13	2686	6.69	4126	7.538
Std dev	6.59	0.56	0.06	0.62	0.52	0.07	0.14				0.01	0.96	267.58	1.59	402.87	0.74
cov	0.089	0.159	0.179	0.355	0.025	0.069	0.140				0.010	0.231	0.999	0.231	0.898	0.098

Note : $f_{ksi} = 6.89 \text{ Mpa}$, $l_{in} = 25.4 \text{ mm}$, $l_{sq \text{ in}} = 6.45 \text{ cm}^2$, $l_{k-in} = 113 \text{ N-m}$, $l_{k/ft} = 14.6 \text{ kN/m}$

표 5 상·하부철근 20% 중량손실

	f_y (ksi)	f_c (ksi)	f_t (ksi)	cover (in)	d (in)	l/d	l/d_{sh}	b (in)	A_s 10% (sq in)	A_s 20% (sq in)	A_s+ (sq in)	A_s- (sq in)	ρ_l	a+ (in)	M+ (kin)	a- (in)	M- (kin)	wt (kg/ft)
	66.9	3.321	0.332	2.63	21.1	0.94	0.96	13	0.71	0.728	2.178	3.63	0.850	3.971	2795	6.618	4321	7.83
	54.4	4.653	0.483	1.75	21.3	1.03	0.87	13	0.725	0.581	1.743	2.905	0.817	1.944	1932	3.874	3123	5.52
	62.4	3.783	0.384	1.67	20.9	0.97	1	13	0.675	0.648	1.938	3.23	0.850	2.889	2353	4.822	3727	6.66
	80.1	2.915	0.286	1.3	20.5	1.05	1.13	13	0.736	0.6	1.8	3	0.850	4.476	2633	7.460	4080	7.36
	79.9	3.959	0.404	2	21.1	1.14	0.84	13	0.756	0.619	1.857	3.095	0.850	3.818	2580	5.816	4080	7.30
	58	4.354	0.449	1.85	21.7	1.04	1.1	13	0.706	0.569	1.787	2.845	0.832	2.889	2080	3.489	3560	5.93
	63.4	3.552	0.358	1.58	21	0.96	1.08	13	0.72	0.636	1.908	3.18	0.850	3.882	2354	5.137	3716	6.66
	73.8	4.063	0.416	2.1	21.6	0.99	0.9	13	0.688	0.677	2.031	3.385	0.847	3.338	2987	5.564	4780	8.44
	66	3.4	0.341	1.4	21.4	1.02	1.02	13	0.745	0.537	1.811	2.685	0.850	2.838	2125	4.717	3594	6.83
	67.8	3.477	0.349	2.45	20.3	1.06	1.16	13	0.682	0.591	1.773	2.955	0.850	3.129	2252	5.215	3545	6.36
	64.3	2.75	0.267	0.87	20.8	1.09	1.2	13	0.697	0.555	1.665	2.775	0.850	3.523	2038	5.872	3188	5.75
	69.8	4.189	0.43	0.54	21.5	1.12	0.8	13	0.667	0.61	1.83	3.85	0.841	2.768	2570	4.589	4088	7.29
	76	2.451	0.233	1.5	20.4	1.01	0.94	13	0.708	0.658	1.968	3.28	0.850	5.522	2638	9.204	3888	7.31
	72.2	3.627	0.367	1.89	20.7	1	0.79	13	0.715	0.628	1.884	3.14	0.850	3.394	2585	5.657	4052	7.29
	60.3	3.145	0.312	2.2	22	1.11	1.06	13	0.688	0.705	2.115	3.525	0.850	3.678	2572	6.116	4026	7.25
	68.7	3.704	0.375	1.19	21.2	1.08	1.27	13	0.64	0.689	2.067	3.445	0.850	3.468	2784	5.782	4383	7.80
	61.4	3.237	0.322	2.31	20	0.9	0.92	13	0.687	0.764	2.292	3.82	0.850	3.934	2538	6.557	3822	7.12
	57.3	3.867	0.394	2.86	20.9	1.18	1.04	13	0.775	0.665	1.995	3.325	0.850	2.675	2236	4.459	3557	6.35
	65.1	3.041	0.3	1.92	20.6	1.07	0.98	13	0.737	0.504	1.512	2.52	0.850	2.929	1884	4.882	2979	5.33
mean	66.3	3.552	0.358	1.75	21	1.04	1		0.706	0.629			0.85	3.29	2416	5.49	3792	6.820
Std dev	6.59	0.56	0.06	0.62	0.52	0.07	0.14		0.03	0.07			0.01	0.83	308.43	1.38	456.78	0.85
cov	0.088	0.159	0.179	0.355	0.025	0.069	0.140		0.048	0.106			0.010	0.252	0.128	0.252	0.120	0.125

Note : $f_{ksi} = 6.89 \text{ Mpa}$, $l_{in} = 25.4 \text{ mm}$, $l_{sq \text{ in}} = 6.45 \text{ cm}^2$, $l_{k-in} = 113 \text{ N-m}$, $l_{k/ft} = 14.6 \text{ kN/m}$

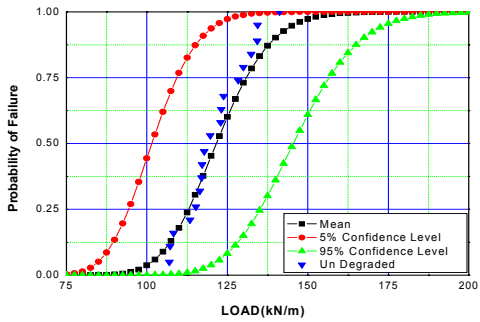


그림 3 건전한 보의 취약도 곡선

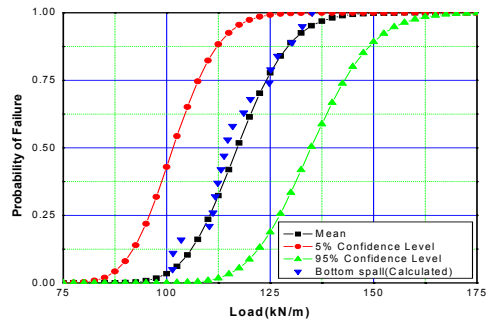


그림 4 하부 콘크리트 피복 탈락된 보의 취약도 곡선

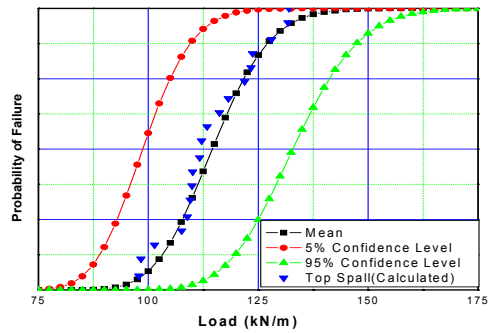


그림 5 상부 콘크리트 피복탈락된 보의 취약도 곡선

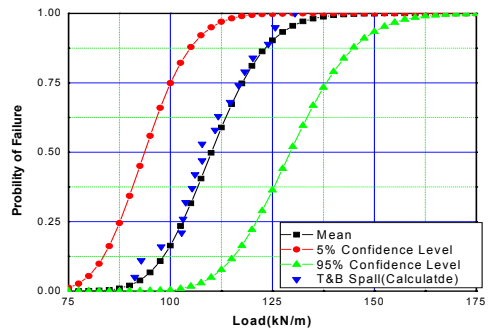


그림 6 상부 및 하부 콘크리트 피복탈락된 보의 취약도 곡선

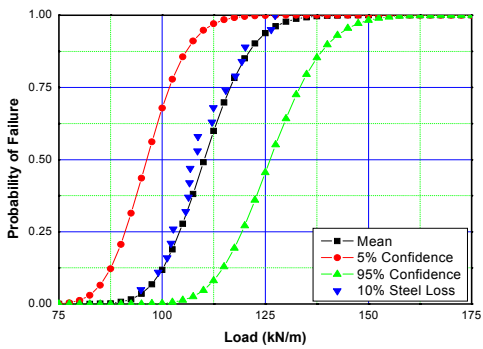


그림 7 상하부철근 10% 중량손실된 보의 취약도 곡선

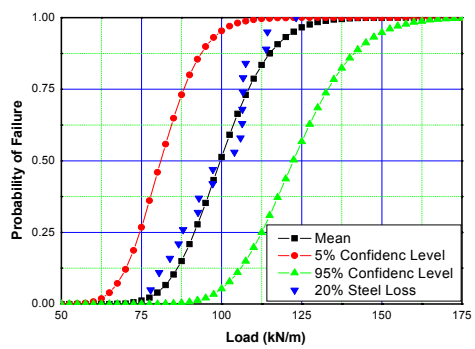


그림 8 상하부철근 20% 중량손실된 보의 취약도 곡선

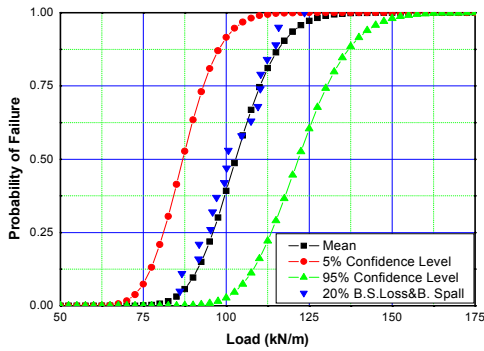


그림 9 하부철근 20%손실 및 하부 콘크리트
피복탈락된 보의 취약도 곡선

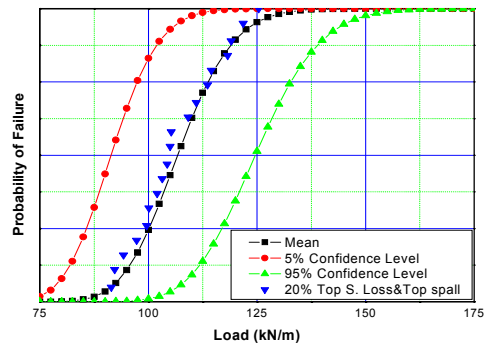


그림 10 상부철근 20%손실 및 상부 콘크리트
피복탈락된 보의 취약도 곡선

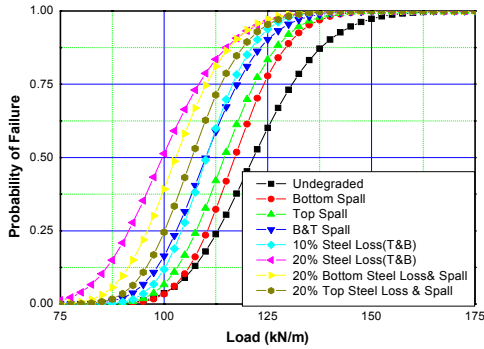


그림 11 보의 취약도 곡선 비교

6. 결론

경년열화에 의한 구조물에 하중 저항 특성 변화를 취약도 분석을 통하여 검토하기 위하여 원자력발전소 철근콘크리트 구조물의 물성 및 시공특성의 통계치를 이용하여 LHC 기법을 이용하여 고정단 내민보형태의 가상 구조물을 19개를 생성하여 정적하중에 의한 극한하중을 산정하였다. 보의 해석대상 구조물 19개는 각각 건전한 상태와 다양한 열화 상태에 대하여 정적하중이 작용하는 경우에 대한 극한성능을 해석적으로 계산하여 취약도 곡선을 구하였으며 열화 상태에 따른 취약도 곡선의 변화를 검토하였다. 검토결과 상부와 하부 철근 단면이 20%손실된 경우 구조물의 하중 저항특성의 저하가 가장 큰 것으로 나타났다.

참고문헌

- [1] 고리 1,2 및 영광 3,4호기 안전성 관련 구조물 특별점검, 한국전력공사, 1997.12
- [2] 국내 쇄석골재의 화학반응성 연구, 한국건설기술연구원, 1993. 12
- [3] 김기현, "철근부식에 의한 콘크리트 피복의 균열생성에 대한 실험 및 해석연구", 석사학위논문, 서울대학교 2002년
- [4] 월성 1,2 및 울진 1,2호기 안전성 관련 구조물 특별점검, 한국전력공사, 1999.11
- [5] 콘크리트 표준시방서, 건설교통부, 1999
- [6] Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI318-95) and Commentary(ACI318R-95), American Concrete Institute, 1996
- [7] Campbell, R.D., M.K. Ravindra, and R.C. Murray, "Compilation of Fragility Information from Available Probabilistic Risk Assessments," LLNL, UCID-26071, Rev. 1, September 1998.
- [8] Clifton, J. R., Knab, L. I., "Service Life of Concrete", NISTIR 89-4086, National Bureau of Standards U.S. Department of Commerce, 1989.
- [9] NEA/CSNI/R(99)1 Finite Element analysis of degraded concrete structures - proceedings of workshop at BNL, October 1998
- [10] NUREG-1144, Revision 2, "Nuclear Plant Aging Research (NPAR) Program Plan," U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, D.C., June 1991.
- [11] NUREG-1522, "Assessment of Inservice Condition of Safety-Related Nuclear Plant Structures," by H. Ashar and G. Bangchi, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, D.C., June 1995.
- [12] NUREG/CR-3558, "Handbook of Nuclear Power Plant Seismic Fragilities," by L.E. Cover, M.P. Bohn, D.A. Campbell, and D.A. Wesley, June 1985.
- [13] NUREG/CR-4334, "An Approach to the Qualification of Seismic Margins in Nuclear Power Plants," by R.J. Budnitz, P.J. Amico, C.A. Cornell, W.J. HALL, R.P. Kennedy, J.W. Reed, AND M. Shinozuka, Lawrence Livermore National Laboratory, July 1985.
- [13] NUREG/CR-6157, "Survey and Evaluation of Aging Risk Assessment Methods and Applications," by D. Sanzo, P. Kvam, G. Apostolakis, J. Wu, T. Milico, N. Ghoniem, and S. Guarro, Los Alamos National Laboratory, November 1994.
- [14] NUREG/CR-6415, "Application of Reliability Degradation Analysis," by W.E. Vesely and P.K. Samanta, Brookhaven National Laboratory, February 1996.

- [15] NUREG/CR-6424, "Report on Aging of Nuclear Power Plant Reinforced Concrete Structures," by D.J Naus and C.B Oland, Oak Ridge National Laboratory, March 1996.
- [16] NUREG/CR-6425, "Impact of Structural Aging on Seismic Risk Assessment of Reinforced Concrete Structures in Nuclear Power Plants," by B. Ellingwood and R. Song, The John Hopkins University/ Oak Ridge National Laboratory, 1996.
- [58] NUREG/CR-6490, " Nuclear Power Plant Generic Aging Lessons Learned(GALL)," by K. E. Kasza et al, Argonne National Laboratory, December 1996.
- [59] NUREG/CR-6679, "Assessment of Age-Related Degradation of Structures and Passive Components for U.S. Nuclear Power Plants," by J. I. Braverman, C.H. Hofmayer, S. Shteyngart, and P. Bezler, Brookhaven National Laboratory, August, 2000.
- [60] Park, Y., Draft Report- "Effects of Aging Degradation on Seismic Performance of Reinforced Concrete Structures: Summary of Japanese Literature in Related Areas," Brookhaven National Laboratory,
- [61] Park, Y. J., C. H. Hofmayer, and N.C. Chokshi," Survey of Seismic Fragilities Used in PRA Studies of Nuclear Power Plants, "Reliability Engineering & System Safety, v .62, No.3, pp. 185-195, December 1998
- [62] Emmons,P. H., "Concrete repair and maintenance illustrated", 1994
- [63] Sarja, A. and Vesikari, E., "Durability Design of Concrete Structures", E & FN SPON, 1996.
- [64] Schießl, P., "Corrosion of Steel in Concrete," Report of Rilem Report Technical Committee 60-CSC, Chapman & Hall, London, 1988.
- [65] Thomas, M., "Chloride thresholds in marine concrete", Cement and Concrete Research, Vol. 26, No. 4, 1996, pp513-519
- [66] Tumidajski,P.J., and Chan,G.W., "Effect of sulfate and carbon dioxide on chloride diffusivity", Cement and Concrete Research, Vol. 26, No. 4, 1996, pp551-556
- [67] Vesely, W.E., "More Comprehensive Approaches for Determining Risk Sensitives to Component Aging," Nuclear Engineering and Design, v. 106, pp. 389-397(1988).