

확률 기반 목구조설계법을 위한 기초 연구¹

김광철²

A basic research for the probability based design of wood structures¹

Gwang-Chul Kim²

ABSTRACT

Probability based design(PBD) method is independent of construction materials and uses real material properties unlike allowable stress design(ASD) that depends on small clear specimen property, also give quantitative safety and endurance lifetime of a certain material. Moreover, almost advanced country accepted PBD method instead of ASD method. So it is urgent to convert the current ASD method into the PBD method. However, there are wholly lacking of domestic researches related to current issue, and to solve several points in ASD method and to take advantage of PBD method, the conversion from the ASD method into the PBD method is a worldwide trend.

Other domestic construction codes, such as steel or concrete constructions, accept the PBD method as well. Accordingly, to introduce PBD method into wood structural design, general theory, and preliminary data and methods were reviewed. With keeping this in mind, some important contents were reviewed, sorted some points for wood structural design that have distinctions against the other construction materials. Furthermore, the history of PBD method, and statistical data and theories for the PBD method, and preliminary data of resistance and load that are two random variables for the PBD method, and finally the difference between limit state design(LSD) and load and resistance factor design(LRFD) that were two superpowers in the PBD method.

Keywords: Probability based design method, allowable stress design method, wood structural design, LSD, LRFD.

1. 서 론

1. 논문접수: 2009. 04. 01.; 심사: 2009. 05. 01.; 투고확정: 2009. 07. 17. 본 연구는 국립 산림과학원지원연구 “강도 설계법 전환 기술 개발”의 일부임.

2. 전북대학교 주거환경학과, Dept. of Housing Environmental Design, Chonbuk National University, Jeonju, Korea. E-mail: gckim@chonbuk.ac.kr.

최근 들어 경제와 시장의 세계화로 인해 건축과 관련된 재료나 서비스의 분산이 세계적인 규모로 확장되고 있고, 건축 기술과 정보 기술내의 기술혁신이 급속히 진행되고 있으며, 건축물에 대한 관리 체계의 관점에서 좀 더 융통성 있고 합리적이며 투명하고 이해하기 쉬운 체제를 개발하고 확립하는 것이 전 세계적으로 요구되고 있다. 이러한 필요성에 대응해나가기 위해 많은 국가들은 성능 기반 기준의 도입과 함께 국제적 표준의 화합에 노력을 기울이고 있다.(The building center of Japan, 2004) 구조물의 설계를 한마디로 요약하면 해당 구조물에 필요한 신뢰도(안전성)와 합리적인 경제성과의 균형이라 할 수 있다. 구조물의 신뢰도는 다양한 인자에 영향받는데 대표적으로 하중이나 온도 변화 같은 외부적 영향과 구조물의 모델링과 해석, 기준 해석, 설계 공정을 구성하고 있는 설계의 가정과 기타 판단들 그리고 시공에 사용되는 재료의 강도와 일관성, 마지막으로 시공 공정의 품질을 들 수 있다. 이중 설계 공정의 신뢰도에 가장 큰 영향을 끼치는 오차와 통계적 편차는 구조해석과 구조설계에서 확률 기반 설계법(Probability based design, PBD)의 도입 이외에는 적절한 방법이 없다.(CWC, 2005) PBD의 기본 개념(김 & 이, 1994; 김 & 이, 1995; Faherty & Williamson,1989; Lee & Kim,1994; Lee & Kim,1996)은 부하되는 하중보다 재료의 강도가 강할 경우 안전하다는 것으로 $\text{Design strength} \geq \text{Effect of design loads}$, $R - L \geq 0$ 으로 나타낼 수 있다

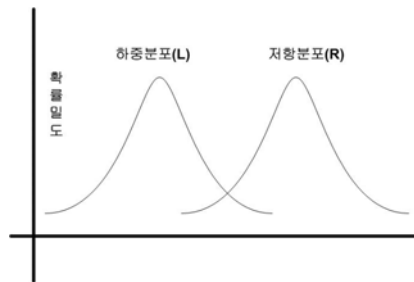


Fig. 1. Basic concepts of structural reliability(safety).(L-R model)

이러한 PBD에서 기본이 되는 신뢰도라는 것은 정해진 시간이나 기준 기간 동안 주어진 한계상황을 구조물이 침해받지 않을 확률로서 정의할 수 있다. 가장 간단한 경우로, 저항(R)과 하중효과(L)가 서로 독립적이고 시간에 따라 변화가 없다고 가정한다면, 구조물이 어떤 설계 요구조건을 수행하지 못할 확률, 다시 말하면 파괴확률은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$P_f = P[M < 0] = P[(R - L) < 0] = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(x) f_L(x) dx \dots \dots \dots (1)$$

여기서 P_f 는 파괴확률을 나타내며, M 은 safety margin, 즉 $R-L$ 을 의미하고, $F_R(x)$ 는 저항에 대한 누적 분포 함수, 그리고 $f_L(x)$ 는 하중효과의 확률밀도 함수이다. 식(1)은 특별한 경우에 해당하며 R과 L이 서로 독립적이지 못하고 시간에 따라 변화하는 일반적인 경우에 대한 파괴확률은 식 (2)와 같은 복잡한 형태로 표현된다.

$$P_f = P[g(X) < 0] = \int_D \dots \int f_x(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \dots \dots \dots (2)$$

여기서, $g(X)$ 는 기본 변수 x_i 의 함수로 표현되는 한계상태 함수이며, $f_x(\cdot)$ 는 결합 확률밀도 함수, D는 $g(X) < 0$ 인 영역에 해당하는 적분영역이다. 이러한 일반적인 경우의 신뢰성 지수는 파괴확률을 먼저 구하여 파괴확률과 파괴되지 않을 확률의 합은 1이라는 확률 이론에 근거해 식

(3)과 같이 구할 수 있다.

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f) \dots \dots \dots (3)$$

여기서, β 는 신뢰성 지수이며, $\Phi^{-1}(\cdot)$ 는 역 표준 정규 누적 분포 함수이다. 국내의 자료가 존재하지 않아 북미에서 사용되고 있는 각 신뢰기준에 따른 신뢰성 지수 β 의 대표값과 각각에 해당되는 의미를 표 1에 제시하였다.(Bodig, 1991)

기존의 허용 응력 설계법(Allowable stress design, ASD)에서 위의 기본 이론에 근거한 PBD로의 전환 필요성은, 첫째 교육적 측면이다. 한 교수가 모든 건축 재료에 대해서 강의를 하기에는 불가능하기 때문에, 각 해당 교수가 한 가지 재료만을 택해 전문적인 분야로 나누어서 강의를 진행할 수밖에 없어서, 이로 인해 여러 건축 재료에 대한 각각의 특성에 제한 받지 않는 독립적인 성격을 가지는 PBD의 적용이 반드시 필요하게 되었던 것이다. 둘째, 80년대까지 사용되던 대개의 목재 법규는 ASD 형태였으며 무결점 시험편의 실험값에 기초한 값을 사용하여왔다. 즉, 실제 건축에 사용되는 목재 및 목질재료와는 강도적 특성과 파괴 거동 측면에서 현저한 차이를 보이는 무결점 시험편의 결과에 기초한 ASD는 과학적·논리적으로 타당성을 인정받을 수 없으며 실험대개의 결과에 근거하는 PBD의 필요성은 더욱 확대될 수밖에 없었다. 셋째, 기존의 설계법들에서는 구조물의 안전여부에 대해 그리고 구조 설계의 결과에 대한 내구연한에 있어 정량화된 수치로 표현할 방법이 없었다. 이는 사용자나 설계자에게 해당 구조물에 대해 확신을 심어줄 수 없고, 나아가 구조물 자체의 안전 정도를 객관적인 기준으로 나타낼 수 없다는 큰 문제점이 있었다. 하지만, PBD는 이러한 단점을 극복하고 수치화된 안전도와 내구연한을 제공함으로써 설계자나 공학자들에게 폭 넓은 판단을 할 수 있도록 도움을 줄 수 있어 반드시 필요한 것이다. 마지막으로, 미국과 캐나다나 호주, 유럽 등에서 이미 PBD가 목재 분야에서 법규화 되어 사용량이 꾸준히 늘고 있는 상황을 고려한다면 가까운 미래에는 전 세계적인 통합 법규와 기준들이 만들어져 교역에 있어 PBD가 목재 분야의 기준 설계법으로 대두될 확률이 아주 높다고 할 수 있다. 위와 같은 PBD의 성질에 따라 국내의 구조 설계법 역시 ASD에서 타당성과 실용성을 겸비한 PBD로 전환해야 할 절대적 필요성이 있다. 이미 미국, 캐나다, 유럽, 호주, 뉴질랜드, 일본 등 목구조 선진국들은 기존의 ASD를 지양하고 PBD로 전환을 실시하거나 진행하고 있음은 앞에서 강조한 바 있다. 특히 유럽을 중심으로 80년대말부터 캐나다와 호주까지 PBD에 대한 초안이 완성되었고 미국 역시 90년대들어 관련 설계법의 초안이 완성되어 현재에는 일본까지 PBD가 확정되어 실제 건축 기준으로 사용되고 있다. 하지만 본 연구와 관련된 국내의 연구로는 김 과 이 (1994,1995)와 Lee 와 Kim(1994, 1996)의 연구결과 이외에는 전무한 상태이다. 국내의 경우 다른 구조에 있어서 특히 강구조 및 콘크리트구조에서는 PBD가 주류를 형성하고 있다. 이에 본 연구에서는 목구조설계에 PBD를 도입하기 위해 필요한 제반 이론 및 기초 자료와 방법들에 대한 고찰을 하고자 한다.

Table 1. Examples of how values of reliability(safety) index, β .

Limit state	Consequence of failure	β
Excessive deflection	Discomfort	1.5
Rupture of single member	Property damage	3.0
Collapse of structures	Loss of life	4.5

2. 목구조 설계의 특징

외국에서 뿐만 아니라 국내에서도 2005년 건축법 개정을 통해 독립적인 구조의 한 형식으로 인정받기 시작한 목구조물의 안전한 설계를 위해서는 목구조물의 골조부재인 목재가 여타의 건축 재료와는 다른 다음과 같은 몇 가지 특성을 가지고 있음을 사전에 인지하고 있어야 한다. 즉, 비강도가 우수하고, 수중 간뿐만 아니라 수중 내에서도 성질의 변이와 불균질성을 가지며, 이방성 재료이고, 수분에 따른 거동이 다른 건축 재료에 비해 상당하며, 강도에 대한 하중 지속 효과가 크고, 다른 재료에 비해 심각한 시간 의존적 변형을 가진다는 점 등을 충분히 인지하고 설계를 실시해야 안전한 구조설계가 가능할 것이다. 또한 철골 구조와 철근콘크리트 구조에서는 소성에 기초한 설계 모델이 파괴모드의 대표적 경향이지만, 목구조에서는 가장 빈번한 파괴 모드가 연성이나 반연성이다. 이는 구조물내에서 하중 효과의 재분산이 제한적임을 의미한다. 게다가 철골구조의 경우 설계나 해석시 사용하는 변수로는 단축방향 항복 강도, 탄성계수, 포아송비 세 가지뿐이지만 목구조의 경우 이보다 훨씬 많은 강도적성질과 방향별 강성까지를 포함해야 하기 때문에 목재에 대한 전문 지식이 없는 사람이 해석을 하거나 설계를 할 때에는 치명적인 위험에 노출될 수도 있는 것이다. 또한 목구조 요소들 간의 강도의 변이는 철골이나 강화콘크리트 부재의 변이보다 상당히 심하다. 변이계수(COV)가 대략 20-40%로서, 취성 형식의 파괴모드를 가지는 다른 건축재료에 대해서 상당히 높다. 일반적으로 목구조물에는 소성 이론이 적용되지 않기 때문에 구조 시스템의 효과가 단순한 공학적 계산 방법으로 정량화될 수 없다. 특히 목구조물 설계의 복잡성의 주요 원인은 많은 다양한 파괴 모드가 발생할 수 있기 때문이다. 특히 목리에 수직인 방향으로의 낮은 강도에 특별한 주의가 필요하다. 집성재나 공학목재 등을 사용하는 대규모 구조물의 경우 좀더 특별한 주의를 요하고 있다. 목재의 경우 철골이나 콘크리트 구조에 비해 제품 자체 내의 제한된 연성으로 인해 주의를 요하게 된다. 즉, 재료간 연성의 차이가 크므로 다른 건축 재료에 비해 주의 깊게 사용해야 한다는 것이다. 연성은 지진 하중의 사례에서 특히 중요한데 지진하중에서 목구조가 유리한 이유로 낮은 재료중량을 언급하기도 한다. 물론 한옥의 경우에는 한국형 전통 집합부의 고유한 특성이 지진에 강한 하나의 이유로 추가될 수 있다. 또한 목구조물의 경우 최대강도 뿐만 아니라 사용성(serviceability)에 대한 설계도 충분히 고려되어야 하는데 이때 영향하는 중요 인자로는 강도에 비해 낮은 중량, 모든 형식의 목제품에 있는 수분 유도 변형, 하중하에서 심각한 크리프 변형 등을 예로 들 수 있다. 다른 건축 재료와 마찬가지로 나무나 목질제품으로 만든 보의 처짐량은 단기 휨 강성과 장기 하중하의 크리프에 의해 크게 영향을 받는다. 다른 무엇 보다 사용성에 대한 설계에서 가장 중요한 측면은 성능 기준의 선택이다. 구조물에 있어서 성능 한계는 인간의 인지, 손상에 대한 위험, 기능 상실의 측면에서 유발될 수 있다.(Thelandersson and Larsen, 2003) 일반적으로 구조 계획이나 건축 계획을 하는데 있어 엔지니어가 구조용 재료를 선정할 때 영향 받는 주요 요인들로는 경제적 제약 조건과 재료의 이용성, 그리고 신뢰도에 대한 확신이다. 우리나라는 물론 강도 설계법을 채택하고 있는 국가에서도 목재의 경우 앞부분 2가지는 건축용 재료로써 적합함을 인정받고 있지만 세 번째는 철골이나 콘크리트에 비해 아직은 인정을 덜 받고 있으며 국내의 경우에는 전혀 고려되지 않고 있는 실정이다. 목재를 건축재료로 사용하는데 있어 가장 심각한 문제점 중의 하나는 목재의 강도가 하중 부하 속도와 하중 지속에 민감하다는 것이다. 속도가 높고 하중 지속이 짧으면 강도가 높아진다.

이 점은 설계시에 반드시 고려되어야 할 중요한 부분이다. 하지만 목재라는 건축재료에 익숙하지 않은 다른 구조설계자들에게서 이 부분의 간과는 목구조의 안전성에 큰 위험이 되고 있다. 특히 국내의 경우 목구조 설계 전문가가 거의 전무하여 더욱 심각한 상황이다. 하중 지속은 허용 응력 설계에서는 활하중의 경우 10년 누적 지속을 가정하여 반영되고 있고 다른 하중 조합에 대해서는 허용 응력을 보정하여 사용하고 있다. 하지만 여러 연구결과에서 현대적 통계 기법을 통한 모델링 결과에 의하면 10년의 하중 지속 기간은 충분치 않다고 드러나고 있다.(Bodig,1991).

ASD이론은 확률이론에 기반을 둔 설계법이다. 현행 전 세계 목조건축 설계의 기원은 미국임산물협회에서 발간된 Wood Handbook : Wood as an Engineering Material에 처음으로 목구조 설계에 대한 제반 사항이 정리 되어 발표된1935년으로 거슬러 올라간다.(Rammer, 2006)기본 개념은 유사하지만 목재와 다른 건축재료의 PBD가 차이가 나는 이유는 목재의 강도는 시간 의존성이 다른 재료에 비해 크고 파괴(failure)는 과부하 하중뿐만 아니라 크리프에 의한 파괴에 의해서도 일어나기 때문이다. 따라서 신뢰성 설계의 선결 요건이 되는 신뢰성 해석을 위해서는 전체적인 하중 이력이 반드시 알려져야 한다. 바로 이점이 목구조의 신뢰성 해석에 있어 다른 구조 즉 철골구조나 콘크리트 구조에서 직면하지 않는 어려움을 주는 것이다. 이들 다른 구조들에 있어서는 시간에 대한 강도의 의존성은 무시할 만하며 필요한 하중자료는 최대 하중값에 대한 확률 분포뿐이다. 목구조의 특징인 크리프 파괴 한계 상태는 정적 피로 손상 누적 모델(static fatigue damage accumulation model)을 사용하여 해석할 수 있다. 관련된 모델이 미국과 캐나다에서는 이미 개발되어 사용되고 있다. 이 모델들은 손상을 측정하기 위해 상태 변수 $a(t)$ 를 활용하는데, 상태변수는 손상을 받지 않은 상태인 0에서 파괴인 1까지 시간에 따라 증가하도록 표준화된다. 대표적인 모델로 미국에서 사용되고 있는 USFPL모델과 캐나다에서 사용되고 있는 FC모델이 있다. USFPL 모델은 $da/dt = \exp[-A + B\sigma(t)]$ 로 표현될 수 있으며, 여기서 $\sigma(t)$ 는 보통의 강도실험(5분에서 10분 지속)에서 측정된 단기 강도대 부하 응력의 비율이다. A와 B는 실험을 통해 결정되는 상수들이다. FC 모델은 응력뿐만 아니라 존재하는 손상 모두를 포함하는 함수로서, $da/dt = A(\sigma(t) - \sigma_0)^B + C\alpha$ 혹은, $da/dt = A(\sigma(t) - \sigma_0)^B \sigma_s^B + C\sigma_s^n (\sigma(t) - \sigma_0)^n \alpha$ 로 표현될 수 있다. 여기서 σ_0 는 아무런 손상도 축적되지 않는 손상 개시 응력이고 σ_s 는 단기 강도이다.(Bodig,1991).

3. 확률기반 설계의 역사

19세기에, 설계의 한 부분으로 공식적인 구조 계산의 출현에 따라 일정 수준의 안전도와 사용 성능을 확보하고자 안전 지수의 사용이 본격화 되었는데, 이들 초기의 설계법은 탄성 거동의 개념에 기초한 것으로 우리가 ASD라 부르는 것의 형태를 가졌다. ASD의 개념은 $f_k \leq F_k/FS$ 로 표현할 수 있으며, 여기서 f_k 는 가해지는 하중으로 인한 응력이고, F_k 는 한계 응력 그리고 FS 는 안전지수이다. ASD의 기본 개념은 하중을 선정하고 탄성해석을 통해 이들 하중들로부터 응력을 계산하고 이들 응력들이 항복이나, 파쇄 또는 좌굴 등이 일어나는 파괴점에서의 한계 응력에 대한 안전율 보다 작은지를 점검하는 것이다. 강도나 하중내의 불확실성의 효과는 이 FS값 하나에

섞여 있는 것이다. 1880년대에는 철골구조에 있어 FS값이 2.5인 반면에 1940년대에는 1.67로 감소하였다. 안전지수는 현존하는 해석방법과 설계 방법에 내재되어 있는 확신에 대한 판단적 반영이다. 결과적으로 과도한 확신은 파괴를 낳고 따라서 설계 절차는 점점 더 복잡하게 되어갔다. 하지만, 1940년대와 50년대 초, 여러 연구들을 통해 많은 하중과 강도 변수가 통계적인 규칙성을 가지고 있고 불확실성은 확률 분포를 통해 정량적으로 기술 할 수 있음이 밝혀졌다. 이때 파괴확률 P_f 가 안전성과 성능의 정량적 측정 수단으로서 기존의 경험적인 FS로 대체 되어야 함이 대두되었고, 이러한 연구들이 구조 신뢰성 해석 분야의 개발에 큰 기초를 확립한 것이다.(Bodig, 1991) 어떤 구조용 재료를 사용할지라도 성공적인 설계라는 것은 현실적이면서도 안전한 구조설계 기준에 대한 집착의 함수라 할 수 있다. 이들 안전기준은 주로 설계 표준에 정해져 있는데, 역사적으로 대부분의 설계 표준은 오직 강도기준에만 의존해 왔다. 즉, 하중에 의해 야기되는 응력을 표준에 정의되어 있는 허용 가능한 응력과 동일하거나 적게만 제한한 허용응력 설계 기준에 의존해 왔다. 1980년대까지 사용되던 대개의 목재 코드는 ASD 형태였으며, 전반 세기동안 수행되었던 무결점 시편의 실험값에 기초한 값을 사용하여왔다. 강도감소특성이 없다는 것은 가장 유리한 배향을 하고 있는 목섬유에서 발견되는 성질이므로, 이들은 실제 목재의 기대되는 성능의 상한값을 나타내게 된다.(Crews & Ritter, 1996) 기존의 구조 설계 방법은 확률론적 방법이 아닌 확정론적 방법(deterministic approach)을 선호하였다. 나름대로의 장점을 가지고 있는 확정론적 방법은 모든 부분이 경제적 가치로 환산되는 근래에 들어 재료의 비효율적 사용과 안전성을 정량화하지 못한다는 등의 문제점들로 인해 점차 PBD으로 변환되고 있는 상황이다. 확정론적 방법이라함은 구조물의 정확한 거동을 해석하는 데 있어서 일반적으로 이용해 온 방법으로서 해석에 고려되는 변수들이 일정한 불변의 값을 갖고 있다는 가정에 입각한 방법이다. 하지만 구조물에 작용하는 하중이나 구조물의 물성값들은 고정된 어떤 값을 갖는다기보다는 평균값을 중심으로 분산특성에 따라 분포되어 있다.(양 등, 1999) 이에 따라 확률이론에 기반한 구조 설계법들의 연구 및 개발이 전 세계적으로 시작되었다. 특히 미국의 경우 1963년에 ASD의 대체 수단으로 극한 강도 설계법(Ultimate strength design)이 American Concrete Institute Committee318에서 제안되었다. 이것이 FS를 하중인자와 저항인자로 나누는 최초의 시도였다. 이때 인자화된 연직 하중을 초과할 확률을 대략 10^{-3} 으로, 실제 강도가 인자화된 강도보다 작을 확률을 10^{-2} 로 지정하였다. 이후 1969년 미국 철강협회에서 실질적인 한계 상태 설계법을 개발하기 위한 연구를 시작하여 17년만인 1986년에 하중 저항 인자 설계법에 대한 세칙을 AISC:1896에 작성하였다. 철골구조에 대한 정밀한 LRFD(하중 저항 인자 설계법, Load and Resistance Factor Design)초안은 1990년에 들어와 완성되었다.(Bodig, 1991) 1970년대에 들어 구조설계의 개념은 급진적인 변화를 거쳤다. 이 분야에 관련된 상당한 연구와 개발이 신뢰성 해석을 설계에 적용하고자 하는 것이었고 몇몇 목재이외의 건축 재료들은 주요한 연구 성과를 보여주었다. 특히 철골구조물의 구조설계 분야에서 광범위한 연구가 진행되어 확률 기반(혹은 신뢰성 기반)설계법의 사용과 기준안의 제정으로 이어졌다. 현행 설계기준들을 신뢰성 기반 절차에 따라 대체하고자 미국과 캐나다뿐만 아니라 유럽에서도 신뢰성 기반 설계에 대한 추가적인 연구가 진행되어 전 세계적인 흐름으로 이어졌다. 이에 따라 목구조물의 설계에도 신뢰성에 기초한 개념들을 적용한 여러 연구자들에 의해 초안이 마련되기에 이르렀다. 신뢰성 설계 개념의 개발 이유는 더 낮은 안전성과 경제성의 적절한 조절에 있다. 또한 이 개념이 모든 종류의 재료에 더 효율적인 구조설계를 가능케 하는 통합

성과 더 이성적이라는 것을 전제로 하고 있다. 확정론적 개념에 기초한 설계관습에서 신뢰성 기반 설계법으로의 전환은 재료의 효율적 사용이라는 끊임없는 요구와 설계법의 폭넓은 다양성을 인정하고자 하는 것이었다. ASD뿐만 아니라 모든 설계법은 안전성(사용성)에 근거하는 것으로 설계 저항값이 설계 하중들의 효과보다 커야 안전하다고 정의할 수 있다. 하지만 ASD의 중요한 문제점은 안전성을 담보하는 인자가 오로지 저항 측에만 부여된다는 것이다. 결과적으로 ASD는 모든 종류의 하중들에 균일한 공칭하중과 공칭저항비율을 낳게 되며 오로지 탄성적 개념만에 기초한 저항측면을 가지는 구조물을 낳게 된다. 이러한 접근법은 설하중 같은 환경하중들의 변이나 발생확률이 사하중의 그것과 아주 상이하고 비탄성거동이나 비선형 거동의 양이 모든 경우에 동일하지 않기 때문에 균일한 안전성을 낳지 못한다는 취약점을 가지고 있다. 다른 설계법들로 하중 인자 설계법과 강도 설계법이 사용되어왔다. 전체강도를 사용하며 하중을 인자화하는 하중 인자 설계법은 강골조의 소성설계와 전신주 시설물의 설계에 널리 사용된 방법으로, 프랑스를 중심으로 유럽에서 많이 사용된 방법이다. 안전성을 확보하기 위한 모든 인자를 하중측에 두는 것으로 ASD와 유사한 단점들을 많이 가지고 있다. 또 다른 설계법으로 1963년부터 콘크리트구조물 설계에 널리 사용한 강도설계법이 있다. 안전을 담보하기 위한 인자를 하중과 저항 양쪽에 부여한 진일보한 설계법이다. 이 설계법은 과부하상태를 나타낸다고 고려되는 인자화된(증가된)하중의 효과를 적절히 지탱하기 위해 인자화된(감소된) 구조부재의 성능을 필요로 하는 방법이다. 하지만 확률적 신뢰성 해석에 근거한 것이 아니고 주관적 판단이나 경험에 의거한 하중인자선정이 문제로 지적되어 왔다. 또한 다른 각기 다른 재료들 간의 일관성 있는 신뢰도의 부족이라는 문제점 역시 존재했었다.(Faherty & Williamson, 1989)

4. 확률기반 설계에 필요한 통계량

PBD에서는 강도와 하중이 모두 변이를 담보하고 있는 임의의 확률변수이므로 확률변수를 정의하기 위한 몇 가지 정의들과 이에 필요한 통계량들을 숙지하고 있어야 한다.

첫째, 확률밀도함수 $f_X(x)$ 는 $P[x \leq X \leq x + dx] = f_X(x)dx$ 로 정의 할 수 있다. 위 확률밀도함수는 다음의 4가지 성질을 만족시킨다.

$$f_X(x) \geq 0, \int_{-\infty}^{\infty} f_X(x)dx = 1, f_X(x) = dF_X(x)/dx, F_X(x) = \int_{-\infty}^x f_X(u)du$$

또한 확률변수 X 의 함수인 $g(x)$ 의 기댓값 $E[g(x)]$ 는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$E[g(x)] = \int_{-\infty}^{\infty} g(x)f_X(x)dx. \text{ 이식에서 } g(x) = x^m \text{일 때의 기댓값을 확률변수 } X \text{의 } m \text{차 모멘트라}$$

고 한다. $E[x^m] = \int_{-\infty}^{\infty} x^m f_X(x)dx.$ 확률변수 X 의 평균은 1차 모멘트로 정의되며

$\mu_X = E[x] = \int_{-\infty}^{\infty} x f_X(x)dx$ 이다. 분산과 표준편차는 각각 다음과 같이 정의된다.

$Var[X] = E[(x - \mu_X)^2] = E[x^2] - \mu_X^2, \sigma_X = \sqrt{Var[X]} = \sqrt{E[x^2] - \mu_X^2}.$ 확률변수 X 의 변동성에 대한 변동계수(또는 변이계수)는 평균과 표준편차의 비로 정의된다. $\delta_X = \sigma_X / \mu_X.$ (양 등, 1999)

신뢰도 계산을 위해서는 평균과 공분산, 표준편차, 변이계수 상관계수 등의 기본 통계 값들만으로는 충분하지 않다. 추가로 필요한 자료들로는 다음과 같다. 자료들로 함수를 구성하기 위해서는 순서에 따라 정렬되어야 하는데, 이것을 누적 확률 분포 F(x)라고 하며 다음과 같이 정의한다. $F(x_0) = Prob(x \leq x_0)$. 앞에서 언급한 확률 밀도 f(x)와는 다음의 관계가 성립한다.

$F(x_0) = \int_{-\infty}^{x_0} f(x)dx$. 또한 PBD을 적용하기 위해서는 강도나 하중의 확률분포가 중요한데 목재라는 건축 재료에 적용하기 유용한 분포 몇 가지는 다음과 같다.(Thelandersson & Larsen, 2003)

정규 분포(가우스 분포)-가장 유명하며 일반적인 확률 분포

- 다음의 확률밀도함수로 기술됨. $f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} \exp(-(x - \bar{x})^2/2\sigma^2)$
- 평균을 중심으로 대칭 • $-\infty$ 에서 $+\infty$ 의 범위
- 특별한 경우로 평균이 0이고 표준편차가 1인 경우-표준 정규분포, 누적분포 F(x)를 $\Phi(x)$ 로 표기, f(x)를 $\phi(x)$ 로 표기함.
- 변수 x가 음수가 될 수 없을 때, 예를 들어 휨강도나 탄성계수의 경우, 근본적인 문제를 가짐. 하지만 평균값이 양수이고 변이 계수가 작을 때, 결과적으로 x가 음의 값을 취할 경우가 아주 작을 경우 정규분포도 사용 가능하다.
- 정규분포의 특징-다른 분포에서는 볼 수 없는 것으로 정규분포의 선형조합은 결과도 정규 분포이다. 따라서 평균 m, 표준편차 σ 는 늘 다음과 같이 표현 가능하다. $x = m + \sigma R$ 여기서 R은 표준 정규 변수이다. 이 식은 정규분포를 가지는 임의의 숫자를 만들어 내는데 사용된다.

대수 정규 분포-변수의 로그값이 정규분포이다.

- 변수 x는 음의 값이 될 수 없다. • 범위는 0 에서부터 ∞ 까지이다.
- 강도나 탄성계수 같은 양의 값을 표현하는데 좋은 수단이다.
- 지진동안 peak ground acceleration의 변이를 표현하는데 유용하다.

웨이벌 분포(Extreme type III)

- 누적함수가 다음과 같은 경우이다. $F(x) = 1.0 - \exp[-(x-x_0)/m]^k$ 여기서 x_0 는 location(x_0 보다 작은 x 는 없다), m은 scale, k는 shape를 나타내는 변수들.
- x_0 가 0인 특별한 경우가 2 parameters 웨이벌 분포이다.(변이가 커질수록 k는 작아짐)
- 대수정규분포가 갖는 장점을 지닌다.(음이 될 수 없으므로) • 변수 x의 많은 표본 중에서 최소값에 해당하는 분포에 대해 접근선의 형태를 띤다.(여러 재료로 이루어진 집합체의 성능이 가장 약한 재료의 성능에 의해 결정되는 취성 재료의 강도를 표현하기에 적합함. 따라서, 목리에 수직한 목재의 전단이나 인장 거동을 표현할 때 이 분포가 적합함. • 완전한 취성재료라는 가정이 정당화되지 않더라도 일반적으로 목재의 강도를 자료에 맞추기에 가장 적합함 • 위의 누적함수를 변환하면 $x = x_0 + m[-\log(1 - F(x))]^{1/k}$ 로서, 난수표를 활용하여 웨이벌 분포를 따르는 숫자 x(0과 1사이의)를 만들어 내는데 사용가능함

균벨 분포(Extreme type I)

- 누적함수는 다음과 같다. $F(x) = \exp(-\exp(-a[x - b]))$
- 변수 x의 많은 표본 중에서 최대값을 표현하기 때문에, 어떤 시간대내의 최대값 관심이

있는 요구자료를 표현하는데 사용하기 좋은 분포이다. 예를 들면 한 나라의 여러 지역내에서 최대 연간 강설량에 대한 통계값을 나타낼 때 좋은 분포 형식이다.

• 위의 누적함수를 변환하면 다음과 같으며 $F(x)$ 가 0에서 1까지 임의로 발생할때 균벨 분포를 따르는 숫자 x 를 발생시키는데 사용가능하다. $x = b + \frac{1}{a} - \log[-\log(F(x))]$

Uniform distribution

- 변수 x 를 두 숫자 a 와 b 사이에 균일한 확률로 임의의 숫자를 취할 수 있다.
- 밀도 함수는 다음과 같다: $f(x) = 1/(b - a)$
- 변수의 범위에 대한 주관적 가정 이외에는 아무런 이용 가능한 정보가 없을 때 유용한 분포 양식이다.
- 편차 발생을 원하지 않을 때 적합한 분포. 예를 들면 자세한 단층도를 이용할 수 없는 경우에 어떤 지진 영역 내에서 균등하게 분포하고 있다고 가정되는 지진의 진원지를 표시할 때 유용한 분포이다.

이와 같은 기초 확률 통계량들을 이용하여 파괴확률 혹은 불실행 확률을 구하는 방법 중 가장 기초적이며 직접적인 방법은 몬테카를로 시뮬레이션이고 가장 효율적인 방법은 신뢰도 지수의 계산에 기초한 근사법(FOSM)이다. 좀더 효율적인 시뮬레이션으로 Importance Sampling이나 Adaptive Sampling Simulation이 있다. 실제 확률 기반 구조설계에서 많이 사용되는 근사법인 1차원 2차모멘트법(FOSM)은 다음과 같다. 변수 x 는 정규분포를 따르고 서로 상관관계가 없다고 가정한다. 이 경우 성능 함수는 $G(x) = X_1 - X_2$ 이다. 앞에서 언급한 정규분포의 특성을 이용하면 $G(x) = \overline{X_1} - \overline{X_2} + \sigma_1 x_1 - \sigma_2 x_2$ 이다. 파괴나 불실행은 성능 함수가 음의 값이 되면 즉, $G(x) < 0$ 이면 발생하므로 $x_2 \geq (\overline{X_1} - \overline{X_2}) / \sigma_2 + \sigma_1 x_1 / \sigma_2$ 가 된다. 물론 $P_f = \Phi(-\beta)$ 가 성립하기 위해서는 다음의 세 가지 조건이 맞아야 한다. ① 모든 간접 변수가 정규분포여야 한다. ② 모든 변수가 상관관계가 없어야 한다. ③ 함수 $G(x)$ 가 선형이어야 한다. 위의 조건들이 충족되었을 경우 즉, 변수들이 정규분포이고 상관관계가 없을 때 신뢰성 지수는 $\beta = (\overline{X_1} - \overline{X_2}) / \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}$ 이다. 만일 두 변수들이 대수정규분포이고 변이가 적을 때의 신뢰성 지수는 $\beta \cong (\log \overline{X_1} - \log \overline{X_2}) / \sqrt{V_1^2 + V_2^2}$ 이다. (Theandersson & Larsen, 2003)

참고로, 여러 문헌들에서 제시한 구조물들에 따른 신뢰성 지수를 종합하여 분야별로 정리하면 다음의 표 2와 같고, 다른 건축 재료와 목재와의 신뢰성 정도를 비교하기 위해 표 3에 신뢰성 지수를 비교하였다. (김 & 이, 1994; 김 & 이, 1995; Faherty & Williamson, 1989; Lee & Kim, 1994; Lee & Kim, 1996)

Table 2. Suggested Ranges of structural Reliability

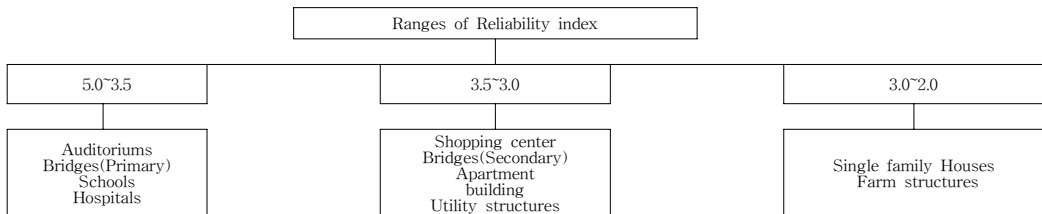


Table3. Average value of reliability index β (reference periods 50 years)

Limit state	Average β			
	Structural element	Steel	Concrete	Timber
Ultimate load	floor beam	4.2	4.7	3.9
	roof beam	2.7	4.5	3.1
	pin-ended column	5.0	6.1	4.8
	unbraced column	2.2	2.5	2.3
Serviceability	joint	4.0	4.7	3.0
	floor beam	2.8	-0.6	3.0
	roof beam	1.6	1.2	2.2

위와 같은 구조설계를 실시하기 위해 먼저 구조물의 설계에 중요한 기준이 되는 목표 신뢰계수(target reliability index)는 사회의 통념상 허용될 수 있는 기준에 의해 결정된다. 기존의 여러 나라들의 자료들을 종합해 보면 50년 기준으로 우리가 받아들일 수 있는 구조물의 파괴확률은 10^{-5} 정도이고, 실제 대부분의 구조설계는 파괴확률이 정도로 10^{-4} 될 것으로 가정하고 실시된다. Leicester의 비용 최적화 개념에 따른 목표 신뢰계수(target reliability index)를 구하는 이론식은 $P_{F,opt} \cong 0.5 V_R(C_R/C_F)$ 이다. 여기서 V_R 는 재료의 변이계수이고 C_R 은 구조물을 구성하고 있는 재료의 비용이며 C_F 는 사용 도중 구조물의 파괴로 인해 발생할 수 있는 유효 비용으로서, 여기에는 생명 손실, 부상, 사업장의 파괴로 인한 손해, 개인의 전문적 명성의 훼손 등이 포함되어 있다. 이러한 PBD은 사용성(serviceability)과 안전성(safety) 그리고 안정성(stability) 같은 세 가지 기준에 따라 각 나라별로 고유한 하중 조건을 적용하여 개발되고 있으며 한계 상황으로 규정하고 있는 것은 표4와 같다.(김 & 이, 1994; 김 & 이, 1995; Bodig, 1991; Foschi et al, 1993; Faherty & Williamson,1989; Lee & Kim,1994;Lee & Kim,1996)

Table 4. Definition of limit states

한계상황	하중의 반환 간격	임의의 1년에 초과할 확률
사용성(serviceability)	20년	0.05
최대 강도(Ultimate load)	2,000년	0.0005

Chen(1999)에 의하면, 우리가 가장 친숙한 정규분포에서는 평균과 표준편차의 두 개의 모멘트가 있으며 신뢰성 지수에 관련해서는 $\Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta)$ 라는 식을 이용한 보조 표준 정규 표를 사용하여 계산을 한다. 가장 흔한 일반화된 신뢰도의 정의는 2차 모멘트 신뢰도 지수, β 로서 이들 간단한 이차원 사례에서 유도되는 것으로 파괴 확률과는 다음의 관계가 있다. $\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f)$ 여기서, $\Phi^{-1}(\cdot)$ =역 표준 정규 누적밀도함수(CDF)이며 표 5에 파괴확률과 해당 신뢰성 지수를 표시하였다.

Table 5. Failure probability and corresponding reliability index

파괴 확률 P_f	신뢰성 지수, β
0.5	0.00
0.1	1.28
0.01	2.32
0.001	3.09
10^{-4}	3.71
10^{-5}	4.75
10^{-6}	5.60

특성수치(대부분의 세척에서는 공칭수치 혹은 설계수치라고 칭함)는 일반적으로 재료의 성질을 기술하는 분포의 낮은 꼬리쪽에서 선택한다. 전형적으로 5th percentile값을 공칭 저항으로 선택한다.(Chen,1999) 부재의 강도가 정규분포를 따를 경우 p-th percentile값과 평균 그리고 표준편차 사이에는 $x_p = m_x \pm k\sigma_x$ 관계가 성립한다. 여기서, k값은 표6과 같다.(CWC, 2005)

Table 6. k values by each percentile

Percentile	k
20	0.842
10	1.282
5	1.645
2.5	1.960
2.275	2.000
1.000	2.326
0.135	3.000
0.003	4.000
0.000	5.000

앞에서 언급한 바와 같이 평균 강도와 변이 계수의 실험을 통한 fifth percentile 값은 정규 분포에서 $R_{0.05} = R_m(1 - 1.645 V_R)$ 이고 대수정규분포에서는 $R_{0.05} = R_m e^{-(0.5 Y^2 + 1.645 Y)}$ 를 채택하고 있다. 여기서 $Y^2 = \ln(1 + V_R^2)$ (Gromala,1984)

5. PBD에 있어서의 저항 및 하중의 특성과 신뢰성 지수

PBD와 ASD의 차이를 규명하기 위해 표7에 두 개의 다른 휨부재를 제시하였다. 기존의 ASD에 익숙한 전문가의 경우 다음의 표에 제시된 재료 중 어느 하나를 선택하라고 요청을 받을 경우 주저 없이 재료 1을 택할 것이다. 확정론적 방법인 ASD의 경우 재료의 분포 특성과 같은 통계량과는 전혀 상관없이 재료의 대표값만을 가지고 재료의 품질이나 등급을 가리게 된다. 하지만 재료에 대한 확률적 관점에서 본다면 설계 전문가는 또 다른 선택을 할 수 있다. 기존의 대푯값 이외에 재료의 확률 분포를 고려한 PBD를 적용한다면 재료 2가 오히려 더 낫은 재료로서의 특징을 갖고 있다고 할 수 도 있을 것이다.

Table 7. Material properties for example problem

	Mean strength (MPa)	COV (%)	5th %-ile strength (MPa)	Allowable stress (MPa)
Material 1	40.0	30	20.26	10.13
Material 2	20.0	10	16.71	8.36

해석의 편리를 위해 두 재료의 강도 분포는 모두 정규분포를 따른다고 가정한다. 또한 허용응력은 두 재료 모두 5th-percentile값에서 안전지수 2.0으로 동일하게 놓고 계산한다. ASD에 익숙한 사람이라면 당연히 재료 2가 재료 1에 비해서 약하다고 판단할 것이고 재료 1을 더 긴 지간거리에 사용할 것이다. 엔지니어는 안전지수 2.0에 의해 정량화된 동일한 안전 수준에 의해 계산된 허용응력값에 기초해 재료 선택을 하도록 암시를 받게 된다. 이들 허용 응력을 사용하여 설계의 실제 안전성을 평가해 보자. 하중 역시 정규분포라고 가정을 하고 변이계수는 30%이고, 설계치 L_n 은 분포의 95th-percentile값이다. R_a 가 허용응력이고 S가 단면계수라면 허용응력설계 방

정식은 $L_n = R_a S$ 가 된다. 설계의 실질적인 안전은 성능 함수 G 를 사용하여 평가되어야 한다. 즉, $G = R - L/S$ 이다. 여기서, R 은 실제의 확률 변수인 강도이다. 파괴 확률은 성능 함수 G 가 음의 값을 가질 확률($L > RS$)에 해당되며, 신뢰성 지수 β 의 계산에 의해 얻어 질 수 있다. 위 두 식을 정리하면 $G = R - R_a(L/L_n)$ 이 된다. 여기서 확률 변수는 R 과 비율 (L/L_n)이다. R 에 대한 통계량은 표7에 제시되어 있다. 공칭하중 L_n 에 대한 정의에 따르면(캐나다의 기준임) (L/L_n)의 평균값은 0.67, 그리고 표준편차 0.20이다. 표8은 해당 허용응력 R_a 를 사용하여 계산한 두 가지 재료에 대한 신뢰성 지수 값이다.

Table 8. Reliability analysis results

	Allowable stress (MPa)	Reliability Index
Material 1	10.13	2.73
Material 2	8.36	5.52

표8에 의하면 다음의 몇 가지 사실에 주목할 필요가 있다. 첫째 재료 1이 높은 허용응력을 가지고 있지만, 허용응력값이 낮은 반면(평균값이 작지만) 변이는 훨씬 감소된 재료 2에 비해 신뢰성은 훨씬 떨어짐이 명백하다. 둘째, 두 재료 모두에 대한 설계응력이 적절한 신뢰도 수준을 제공하기는 하겠지만 재료 2의 경우 허용응력설계에서는 과도한 제한을 받고 있다는 것이다. 셋째, 실제 안전도 수준은 두 재료에 대해 상당히 다르며 안전지수 2.0과 아무 상관없다는 것이다. 따라서 ASD 절차는 균일한 안전도를 낼 수 없으며 재료에 대해 실질적인 통계적 특성을 고려할 어떠한 수단도 제공하지 못한다. 반면에 PBD는 안전도 측면에서 더 이성적인 절차와 더 일관성 있는 구성 체제를 제공할 수 있다. 경제적인 측면에서도 PBD에 기초한 재료 2의 생산이 이점을 제공할 수 있다.(Foschi, 1990) PBD를 위해 필요한 부분은 기존의 ASD와 동일하게 저항 부분과 하중부분이다. 하지만 PBD에서는 저항과 하중 모두를 확정론적 대푯값이 아니라 확률 분포와 통계량에 기초하여 결정한다. 이 중 저항 부분에 대해서는 다음의 일련의 과정을 거쳐 저항값을 선택해야 한다. 우선 기준 저항 R_n 는 다음과 같이 나타낸다. $R_n = R_p \times \Omega \times K_R$. 여기서, 기준 저항은 최종 사용조건에 적합하게 모든 조건이 보정된 강도 값을 뜻한다. 분포 백분위수 예 측값 R_p 는 다음과 같다. $R_p = \eta[-\ln(1 - p)]^{1/\alpha}$ 여기서, η = Weibull 분포의 scale parameter, α = Weibull 분포의 shape parameter, p = 나타내고자 하는 퍼센타일(예, 0.05). 또한 각 변수들의 값은 다음의 최대 가능성 법(maximum likelihood method)을 응용해 구한다. 실제 계산에 사용한 자료의 수를 n_c , 사용하지 않은 수를 n_s , 그리고 이들의 합을 n 이라 할 때

$$(1/\alpha) = \frac{\sum y_i^\alpha \ln(y_i) + n_s y_s^\alpha \ln(y_s)}{\sum y_i^\alpha + n_s y_s^\alpha} - \frac{\sum \ln(y_i)}{n_c}$$

이때 상대오차가 0.00002보다 작을 때까지 무한

반복을 시켜 구하며, $\eta = \left[(\sum y_i^\alpha + n_s y_s^\alpha) / n_c \right]^{1/\alpha}$ 이다. 두 식 모두 합은 1부터 n_c 까지이다.

재료의 변이 계수는 아래의 자료 신뢰인자와 신뢰도 표준화 인자를 구하기 위해 필요한 기본 통계량으로서 다음과 같다. $CV_w = \frac{\eta[\Gamma\{1+2(1/\alpha)\} - \Gamma^2\{1+(1/\alpha)\}]}{n\eta^2[1+(1/\alpha)]^{1/2}}$ 여기서 감마 함수

값은 다음의 함수를 이용하여 구하여야 한다. $\Gamma(n) = \int_0^\infty e^{-x} x^{n-1} dx$; $\Gamma(n+1) = n\Gamma(n)$

자료의 신뢰인자, Ω , 는 강도 실험한 결과와 관련된 불확실성을 설명하는 것이다. 신뢰인자는 변이계수, 표본의 크기, 백분위수 등의 함수이다. ASTM에서 제시된(ASTM D 5457-04a) 신뢰인자값은 표9와 같다.

Table 9. Data confidence factor, Ω , on $R_{0.05}$ for two-parameter Weibull distribution with 75% Confidence

CV_w	Sample Size, n									
	30	40	50	60	100	200	500	1000	2000	5000
0.10	0.95	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.0
0.15	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99
0.20	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.96	0.98	0.98	0.99	0.99
0.25	0.87	0.88	0.90	0.91	0.93	0.95	0.97	0.98	0.98	0.99
0.30	0.84	0.86	0.88	0.89	0.92	0.94	0.96	0.97	0.98	0.99
0.35	0.81	0.84	0.86	0.87	0.90	0.93	0.96	0.97	0.98	0.99
0.40	0.79	0.81	0.84	0.85	0.89	0.92	0.95	0.96	0.97	0.98
0.45	0.76	0.79	0.82	0.85	0.87	0.91	0.94	0.96	0.97	0.98
0.50	0.73	0.77	0.80	0.81	0.86	0.90	0.94	0.95	0.97	0.98

Interpolation is permitted. For CV_w values below 0.10 the values for 0.10 shall be used.

지정 저항인자, Φ_s 는 표10과 같으며 scaling factor에 의해 보정된 것으로서 변이계수의 함수이다.

Table 10. Specified LRFD resistance factors, Φ_s

Application	Property	Φ_s
Member	compression ^A	0.90
	bending	0.85
	tension parallel	0.80
	shear, radial tension	0.75
Connection	all	0.65

^ACompression parallel-to grain, compression perpendicular-to-grain, and bearing.

계산 저항인자, Φ_c 는 $\Phi_c = [2.1/A][(K_R)(\Phi_s)]$ 이며 A값은 표 11과 같다.

Table 11. Adjustment factor for Computed LRFD resistance factors, Φ_c

Property	Adjustment factor, A
compression, bearing	1.9
bending, tension	2.1
shear-glulam	2.1
shear-lumber	2.1
shear-SCL	3.15
shear- I joist	2.37

신뢰도 표준화 인자, K_R , 는 목표 신뢰성 지수를 만족시키기 위해 분포에 따른 통계량(예를 들어 $R_{0.05}$)을 보정하는데 사용된다. 이 신뢰성 보정인자는 계산 저항인자(Φ_c)와 지정 저항인자(Φ_s)의 비율로서 $K_R = \Phi_c / \Phi_s$ 와 같이 나타내며, 표 12의 신뢰도 표준화인자는 L/D의 비가 3인 상황(ASTM추천값)에서의 값이다.

PBD에서 저항 부분과 함께 해석 및 설계의 핵심이 되는 하중에 대한 복미의 하중 사례들은 표13과 14와 같다.(CWC, 2005)

LRFD와 ASD 각각에서의 하중 조합과 시간 인자는 표 15와 16에 기초하여 고려해야 한

다.(Chen, 1999)

Bodig(1991)에 의하면 북미에서 PBD에 적용하는 1년 지속과 50년 지속에 대해, 각각의 최대 사하중과 활하중의 공칭값에 대한 평균값의 비율과 변이계수 그리고 각 하중의 분포형식은 표 17과 같다.

Faherty & Williamson(1989)에 의하면 현행 ASD와 LRFD 각각의 하중 조합과 하중인자율은 표18과 같다.

Chen(1999)에 의하면 북미에서 활용되는 공칭하중에 대한 평균하중비와 변이계수 그리고 하중의 분포 양식은 표19와 같다.

조 등(1986)에 의하면 구조물에 작용하는 하중은 대개 시간에 따라 변화하고, 만일 구조요소가 사하중에다 단지 하나의 시간변화하중에만 종속된다면 신뢰성은 사하중과 최대시간변화하중의 조합을 고려하기만 하면 결정된다고 하였다. 그러나 일정기간동안 구조물에 여러 개의 시간변화하중이 작용하는 것이 보통이며, 이와 같이 여러 개의 시간변화하중이 작용한다고 할 때 각각의 하중이 동시에 그들의 기대수명간 최대치에 도달할 경우는 거의 없다고 판단해야 하며, 따라서 구조물의 성분은 구조물의 기대수명간 최대치들의 합보다는 작은 전체하중에 대해서 설계되어야 함을 강조하였다.(조효남 등, 1986)

Table 12. Fifth-percentile based reliability normalization factors, K_R

CV#, %	K_R					
	Compression and Bearing	Bending	Tension Parallel	Shear (Lumber)	Shear (SCL)	Shear (I-Joist)
10	1.303	1.248	1.326	1.414	0.943	1.253
11	1.307	1.252	1.330	1.419	0.946	1.257
12	1.308	1.253	1.331	1.420	0.947	1.258
13	1.306	1.251	1.329	1.418	0.945	1.256
14	1.299	1.244	1.322	1.410	0.940	1.249
15	1.289	1.235	1.312	1.400	0.933	1.240
16	1.279	1.225	1.302	1.388	0.926	1.230
17	1.265	1.212	1.288	1.374	0.916	1.217
18	1.252	1.199	1.274	1.359	0.906	1.204
19	1.237	1.185	1.259	1.343	0.895	1.190
20	1.219	1.168	1.241	1.324	0.882	1.173
21	1.204	1.153	1.225	1.307	0.871	1.158
22	1.186	1.136	1.207	1.287	0.858	1.141
23	1.169	1.120	1.190	1.269	0.846	1.125
24	1.152	1.104	1.173	1.251	0.834	1.109
25	1.135	1.087	1.155	1.232	0.821	1.092
26	1.118	1.071	1.138	1.214	0.809	1.076
27	1.105	1.059	1.125	1.200	0.800	1.063
28	1.084	1.038	1.103	1.176	0.784	1.042
29	1.066	1.021	1.085	1.157	0.771	1.025
30	1.049	1.005	1.068	1.139	0.759	1.009

(ASTM D 5457-04a)

Table. 13 load cases provided in the NBCC

Case	Principal loads	Companion loads
1	1.4D	
2	(1.25D or 0.9D)+1.5L	0.5S or 0.4W
3	(1.25D or 0.9D)+1.5S	0.5L or 0.4W
4	(1.25D or 0.9D)+1.4W	0.5L or 0.5S
5	1.0D+1.0E	0.5L+0.25S

Table. 14 serviceability limit state load combination specified in the CSA O86

사 례	주 하중들	동반 하중들
1	1.0D	
2	1.0D+1.0L	0.5S or 0.4W
3	1.0D+1.0S	0.5L or 0.4W
4	1.0D+1.0W	0.5L or 0.5S

이상의 하중과 저항을 이용하여 확률 기반 구조설계 및 해석에 필요한 신뢰성 지수를 계산하는 방법들로 다음의 몇 가지들을 예로 들 수 있다. AASHTO LRFD(1994)에 따른 신뢰성 지수는 다음과 같이 계산된다.

Table 15. Time effects factors for use in LRFD

Load combination	Time effect factors, λ
1.4D	0.6
1.2D+1.6L+0.5(Lr or S or R)	0.7 when L from storage 0.8 when L from occupancy 1.25 when L from impact
1.2D+1.6(Lr or S or R)+(0.5L or 0.8W)	0.8
1.2D+1.3W+0.5L+0.5(Lr or S or R)	1.0
1.2D+1.0E+0.5L+0.2S	1.0
0.9D-(1.3W or 1.0E)	1.0

*For impact loading on connections, $\lambda=1.0$ rather than 1.25

Table 16. Load duration factors for use in NDS

Load duration	Load type	Load combination	Time effect factors, λ
Permanent	Dead	D	0.9
		D+L	1.0
Ten years	Occupancy live	D+L+S	1.15
Two months	Snow load	D+L+Lr	1.25
Seven days	Construction live	D+(W or E) and	1.6
Ten minutes	Wind and earthquake	D+L+(Lr or S or R)+(W or E)	2.0*
Impact	Impact loads	D+L(L from impact)	2.0*

*For impact loading on connections, $\lambda=1.6$ rather than 2.0

Table 17. statistical data on structural loads

Load	1 Year			50 Years		
	Mean	COV	CDF	Mean	COV	CDF
Dead	1.05D	0.10	Normal	1.05D	0.10	Normal
Live	0.42L	0.45	Type I	1.00L	0.25	Type I

Table 18. Current and proposed load factors

Specification or source	Load Combination	Load factors ^{*)}
NDS(설계 용력은 보통의 지속기간에 해당하는 값으로 고려하고 하중 곱함수로 사용되는 하중인자의 지속에 근거함)	고정하중만(<10년)	1.0D
	고정하중만(>10년)	D/0.9 = 1.11D
	고정하중 + 거주 활하중	1.0D + 1.0L
	적설하중 + 기타 풍하중 + 기타	0.80(D+L+S) 0.75(D+L+W)
NDS에서 LRFD로의 전환(하중 효과의 지속을 하중 인자에 포함하고 체재부의 단기 휨강도의 5% 값을 사용함)	고정하중만(<10년)	2.08D
	고정하중만(>10년)	2.31D
	고정하중 + 거주 활하중	2.08D + 2.08L
	적설하중 + 기타 풍하중 + 기타	1.81(D+L+S) 1.56(D+L+S)
AISC(허용응력설계에 기초함. 철골골조의 소성설계를 위해 규정된 대체 인자들)	고정하중만	1.0D
	고정하중 + 활하중	1.0D + 1.0L
	고정하중 + 활하중	0.75(D+L+W)
	고정하중만	1.4D
미콘크리트협회(ACI)적절한 강도 감소 인자에 의해 부재의 감소된 공칭강도를 사용)	고정하중만	1.4D
	고정하중 + 활하중	1.4D + 1.7L
	고정하중 + 활하중	0.75(1.4D+1.7L+1.7W)
	고정하중만	1.4D
ANSI A 58 표준	고정하중 + 활하중	1.2D + 1.6L
	고정하중 + 활하중	1.2D+1.6SL+(0.5L or 0.6W)
	적설하중 + 기타	1.2D+1.3W+0.5L
	적설하중 + 기타	1.2D+1.3W+0.5L

* D=고정하중, L=활하중(AISC와 ACI 세척에는 적설하중 포함), S=적설하중(NDS 86의 경우 2개월 지속으로 가정), W=풍하중

† 하중 조합이 바람을 포함할때는, 규준에서 몇몇 하중 사례 중 가장 심각한것을 평가할 것을 규정하고 있다. (감소된 중력으로 전복이나 상향력의 경우를 점검해야 함)

Table 19. Typical load statistics

Load type	Mean-to-nominal	COV	Distribution
Dead Load	1.05	0.10	Normal
Live load			
sustained component	0.30	0.60	Gamma
Extraordinary component	0.50	0.87	Gamma
Total(max, 50 years)	1.00	0.25	Type I
Snow load(annual max)			
General site(northeast US)	0.20	0.87	Lognormal
Wind load			
50 year maximum	0.78	0.37	Type I
Annual maximum	0.33	0.59	Type I
Earthquake load	0.5-1.0	0.5-1.4	Type II

$$\beta = \frac{\ln(m_R) - 0.5\ln(V_R^2 + 1) - \ln(m_Q) + 0.5\ln(V_Q^2 + 1)}{\sqrt{\ln(V_R^2 + 1) + \ln(V_Q^2 + 1)}}$$
 이 연구에 해당하는 목표 신뢰성 지수는 3.5이다.(Nowak et al, 1999) ASTM에서 정규분포와 대수정규분포를 따른다고 가정할 때 신뢰성 지수는 각각 다음과 같다. $\beta = \frac{R_m - Q_m}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}}$, $\beta = \frac{\ln(R_m/Q_m) + (Z^2 - Y^2)/2}{\sqrt{Y^2 + Z^2}}$. 여기서, R_m = 평균 강도, Q_m = 평균 하중 효과, σ_R = 강도의 표준 편차, σ_Q = 하중 효과의 표준 편차, V_R = 강도의 변이 계수, V_Q = 하중 효과의 변이 계수, $Y^2 = \ln(1 + V_R^2)$, $Z^2 = \ln(1 + V_Q^2)$ 이며 R_m/Q_m 를 safety index라고 한다.(Gromala, 1984)

PBD와 비교의 목적으로 ASD에서의 기본 방정식을 표시해보면, $\sigma_{WL} \leq R_m/4$ 이다. 여기서, 4는 안전 지수들의 평균값이며, σ_{WL} =ANSI 기준의 허용 응력에서 유도되는 최대 응력, R_m = 평균 강도이다. (Gromala, 1984)

PBD를 위한 실질적인 설계방정식은 저항과 하중값을 기초로 저항인자와 하중인자가 반영된 다음의 몇가지 형태로 예시 할 수 있다. 철골 들보에 균일 분포 사하중과 활하중이 작용한다고 가정한 설계 방정식은 다음과 같다. $0.85(ZF_y) \geq 1.2M_D + 1.6M_L$. 여기서, Z = 철골 들보의 소성 단면 계수. F_y = 지정된 최소 항복 응력이다. 이들 인자들은 신뢰도 지수 약 3.0을 제공하는데 이는 철골 부재에 대한 표준으로 선정된 것이다.

다른 한 예는 목재로 이루어진 전신주 구조물에 대한 광범위한 연구를 통해 얻어진 것으로 목재 기둥(pole) 구조에 대한 신뢰성 기초 해석을 통해 유도된 LRFD 설계 방정식이다. $\phi R_m \geq effects\ of(\gamma_D D_m + \gamma_W W_m + \gamma_I I_m)$. 여기서, R_m = pole의 평균강도(MOR). D_m = 평균 사하중. W_m = 평균 풍속, 만일 바람만 분다면 연중 최대값의 평균이고 얼음과 함께라면 주중 최대값. I_m = 연중 얼음 최대 두께의 평균값. 그리고 저항 인자와 하중 인자는 이전에 정의되어 있다. 단독 pole의 경우에는 secondary moment(P delta)가 중요하기 때문에, 해석은 가해지는 모든 인자화된 하중과 ϕ_E 가 곱해진 재료의 평균 강성값을 가지고 실시된다. 일련의 연구를 통해 하중인자와 저항인자에 대한 간편식이 유도되었다. $\phi = \exp(-0.75\beta V_R)$, $\phi_E = \exp(-0.75\beta V_E)$,

$\gamma_w = \exp(0.75\beta V_w)$, $\gamma_I = \exp(0.30\beta V_I)$. 여기서 β 는 목표 신뢰성 지수이며 V 는 각 사례의 변이계수이다.(Faherty & Williamson, 1989.)

6. LSD와 LRFD의 차이

유럽과 캐나다를 중심으로 개발된 PBD인 LSD(한계 상태 설계법, Limit State Design)와 미국을 중심으로 개발된 PBD인 LRFD(하중 저항 인자 설계법, Load and Resistance Factor Design)는 유사한 개념을 가지고 있으면서도 약간의 차이가 존재한다. 우리나라도 어떠한 기준에 근거하여 현행 ASD를 강도 기반 구조설계법으로 전환할지를 결정하기 위해서는 두 방법의 근본적인 차이점을 알고 있어야 한다.

PBD의 수단이 되는 신뢰성 공학에서 구조물의 안전성을 확률론적으로 평가하는 방법에는 여러 가지가 있을 수 있으나, 일반적으로 안전성을 평가하는 데 이용하는 통계적 정보의 성격에 따라 Level III, Level II, Level I으로 구분한다. Level III은 구조물의 파괴에 관계된 모든 확률변수들의 평균과 분산 및 결합 확률밀도함수를 이용하여 한계상태식이 0보다 작을 확률, 즉 파괴확률을 상대적으로 정확하게 산정하는 방법이다. Level II는 각 확률변수의 평균과 분산, 그리고 분포형태만을 이용하여 파괴확률에 대한 상대적인 지표인 신뢰도 지수를 근사적으로 산정하는 방법으로 모멘트법이라고도 한다. 반면 Level I 방법은 목표신뢰도지수로 표현된 안전성을 보장하기 위해 각 확률변수에 대해 부분 안전계수(partial safety factor)를 적용하여 설계단계에서 이용할 수 있게 개발된 방법이라고 할 수 있다. 이때 하중과 저항에 대해 각각 하중 부분에서는 하중증가인자가 적용되며 저항 부분에서는 저항감소인자가 적용되는 것이다. 실제 구조물의 구조설계 시에는 대부분의 구조물이 약 10^{-4} 이하의 매우 작은 파괴확률을 갖도록 설계된다.(양 등, 1999) 이러한 PBD중, 유럽과 캐나다 그리고 호주와 뉴질랜드 등의 미국보다 앞서 PBD를 도입한 나라들의 구조설계 형식은 LSD이며, 철근콘크리트와 철골구조의 구조설계에 먼저 도입하고 이어서 목구조에 PBD를 도입한 미국의 경우에는 LRFD라 한다. 두 설계법은 모두가 Level I 신뢰성 설계 기준이다. 이들 사이에 설계 개념상의 차이는, 저항측 안전계수를 부분 안전계수로 취하느냐 아니면 전체 저항에 대한 안전계수를 취하느냐이다. 적절한 목표신뢰성지수에 대응하는 각종 한계상태방정식의 하중 및 저항측 계수들을 Level II 신뢰성 이론에 따라 합리적인 Level I화 과정을 거쳐 결정하는 방법은 동일하다.(조효남, 1982) 즉, 저항측의 주요 형식으로 LRFD의 저항 형식은 미국 ACI 표준 318에 사용되는 ϕR_n 을 저항 형식에 사용한다. 여기서, R_n 는 공칭 계산 저항이고 ϕ 는 저항 인자이다. 한편 LSD의 저항 형식은 LRFD와 달리 부분 재료 인자를 사용하는 방법이다. 다시 말하면, 인자화된 저항을 계산하기 위해 재료의 각 강도를 사용하는 데 이때 구조성능을 계산하기 이전에 공칭강도를 부분 안전 지수로 나누어서 결정한다는 점이 주요 차이점이다. (Ellingwood, 1982)

7. 결 론

SFPE(Society of Fire Protection Engineers)의 보고에 의하면 미래 건축물의 90-95%는 성능 기준에 따라 지어질 것이라고 한다. 미국의 경우 ASD에서 LRFD로의 전환에 콘크리트 구조의 경우 20년, 철골 구조의 경우 10년이 소요되었다. (Fridley, 1997) 위에서 언급한 성능기준(performance standard)이라는 것은 각 코드에서 승인된 실험 절차에 기초한 특정한 강도나 혹은 내화 특성을 충족시키는 특별한 건물이나 건물 부분을 요구하는 것을 뜻하며 이에 대응하는 개념이 규정기준(prescriptive standard)으로서 사용되는 재료의 특별한 형식을 지정하는 것을 뜻한다.(Goetzl & McKeever, 1999) 확정론적 설계법에서 PBD로의 전환에는 많은 어려움과 장애가 있다. Wacker(2007) 등에 의하면, 기존의 설계법에 익숙한 전문가들을 위해, 또한 갑작스런 구조 설계법의 변화로 인한 혼란을 막기 위해 새로운 PBD를 국가적으로 채택하고 사용하더라도 기존의 설계법을 완전히 대신해서는 안 되고 최신 LRFD와 ASD의 대등한 사용이 필요함이 강조되기도 하였다.(Wacker & Groenier, 2007) 이러한 문제점을 고려한다면 국내의 경우에도 완전한 PBD로의 코드변환(hard conversion)보다는 약식변환(soft conversion)을 우선적으로 실시하여 두 방법을 병행하면서 PBD가 어느 정도 대중화된 이후에 완전한 PBD의 채택으로 진행되어야 할 것으로 판단된다.

교육적 측면의 장점과 기존 ASD가 무결점 시편의 실험값에 의존하여 실제 상황과 차이가 많은 점 그리고 안전성과 내구연한을 정량화 할 수 없다는 점, 이미 목구조 선진국들이 PBD를 채택하고 있는 등의 이유로 현행 국내의 ASD에서 PBD로의 전환 필요성은 아주 시급하다 하겠다.

8. 참고문헌

- 김광철, 이진제. 1994. Reliability analysis of wood floor system using suitable distribution model for each variables. 한국목재공학 학술발표요지집. 18-20.
- 김광철, 이진제. 1995. 국산재를 이용한 신뢰성 설계 기준 개발에 관한 연구. 한국목재공학 학술발표요지집. 68-74.
- 양영순, 서용석, 이재욱. 1999. 구조 신뢰성 공학. 서울대학교출판부
- 조효남. 1982. 철근콘크리트 도로교 상부구조의 신뢰성 설계 기준에 관한 연구. 대한토목학회논문집. 2(3):87-99.
- 조효남, 장동일, 신재철. 1986. 확률이론에 기초한 철근콘크리트 강도설계기준. 대한토목학회논문집. 6(4):53-60.
- Alberto Goetzl and David B. McKeever. 1999. Building codes obstacle or opportunity?. FPJ.49(9):12-22.
- Andrzej S. Nowak, Chris Eamon and Michael A. Ritter. 1999. Structural Reliability of Plank Decks. Proceeding of the 1999 structures congress. 688-691.
- ASTM D 5457-04a. 2004. Standard Specification for Computing Reference Resistance of Wood-Based Materials and Structural Connections for Load and Resistance Factor Design.
- Bruce Ellingwood. 1982. Probability based load criteria: Load factors and load combination.

- ASCE. Vol. 108: 978-997.
- Canadian Wood Council. 2005. Introduction to wood design. Ch. 2
- Chen Wai-Fah. 1999. Structural Engineering Handbook. CRC Press LLC. Ch. 9
- David S. Gromala. 1984. Calculating apparent reliability of wood scaffold planks. Structural Safety. 2:47-57
- David W. Green and Roland Hernandez. 2000. Codes and standards for structural wood products and their use in the United States. Proceedings of the Forest Products Study Group Workshop. 3-16.
- Douglas R Rammer. 2006. Wood Construction Codes Issues in the United States. 39-49. Biohousing symposium.
- James P. Wacker and James S. Groenier. 2007. Designing Timber Highway Bridge Superstructures Using AASHTO - LRFD Specifications. Proceedings of the 2007 Structures Congress: New horizons and better practices.
- Jozsef Bodig. 1991. Reliability-based design of engineered wood structures. Kluwer Academic Publishers.
- Jun-Jae Lee and Gwang-Chul Kim. 1994. 各變數に適合する分布モデルを用いた信頼性解析. Proceeding of the Japan wood research society. 397.
- Jun-Jae Lee and Gwang-Chul Kim. 1996. Reliability analysis of wood floor system using suitable distribution model for each variables. J. of the japan wood research society. 42(10):969-976.
- Jun-Jae Lee and Gwang-Chul Kim. 1996. Design criteria of Reliability-Based design for Korean Pine. J. of the japan wood research society. 42(10):961-968.
- Keith Crews and Michael Ritter. 1996. Development of Limit States Design Procedures for Timber Bridges. National conference on wood transportation structures. 292-300.
- Keith F. Faherty & Thomas G. Williamson. 1989. Wood Engineering and construction handbook. Chapter. 12. McGraw-Hill, Inc.
- Kenneth J. Fridley. 1997. Wood Engineering in the 21st century: research needs and goals. ASCE. 109-113.
- Ricardo O. Foschi, 1990, Reliability based design in timber engineering. 1990 International timber engineering conference. 1-5.
- R.O. Foschi · B.R Folz · F.Z. 1993. Yao. Reliability-based design of wood structures.
- Sven Thelandersson and Hans J. Larsen. 2003. Timber Engineering. John Wiley & Sons, LTD. 169-30
- Theodore Galambos and Bruce Ellingwood. 1985. Serviceability limit state: deflections. J. of the structural engineering. 112(1):67-84.
- The building center of Japan. 2004. The building standard law of Japan.