

碩士學位論文

신뢰성 해석을 이용한 CFRP 보강
철근콘크리트 슬래브교의 안전성 평가



濟州大學校 大學院

土木海洋工學科

金 暎 凡

2005年 12月

신뢰성 해석을 이용한 CFRP 보강 철근콘크리트
슬래브교의 안전성 평가

指導教授 金 相 璣

金 暎 凡

이 論文을 工學 碩士學位 論文으로 提出함

2005年 12月

 제주대학교 중앙도서관
金暎凡의 工學 碩士學位 論文을 認准함

審査委員長 _____ (印)

委 員 _____ (印)

委 員 _____ (印)

濟州大學校 大學院

2005年 12月

Safety Evaluation of CFRP Reinforced Concrete
Slab Bridge using Reliability Analysis Method

Young-Bum Kim

(Supervised by Professor Sang-Jin Kim)

A thesis submitted in partial fulfillment of the
requirements for the degree of master of
engineering

2005. 12.

This thesis has been examined and approved

Department of Civil & Ocean Engineering
GRADUATE SCHOOL
CHEJU NATIONAL UNIVERSITY

목차

목차	-----	i
LIST OF TABLES	-----	iii
LIST OF FIGURES	-----	iv
Summary	-----	vi
I. 서론	-----	1
1.1 연구배경	-----	1
1.2 연구동향 및 목적	-----	3
II. 신뢰성이론	-----	5
2.1 개요	-----	5
2.2 한계상태	-----	6
2.3 한계상태함수	-----	7
2.4 신뢰성 해석 방법	-----	11
2.4.1 신뢰성 지수	-----	11
2.4.2 1계 2차 모멘트법	-----	14
2.4.3 Hasofer-Lind 신뢰성 지수법	-----	17
2.5 Rackwitz-Fiessler 신뢰성 지수 방법	-----	19
2.5.1 선형 한계상태함수에 대한 Rackwitz-Fiessler 방법	-----	19
2.5.2 비선형 한계상태함수에 대한 Rackwitz-Fiessler 방법	-----	22
III. 휨강도 설계규정에 의한 구조해석	-----	25
3.1 설계조건	-----	25



3.2 설계하중	-----	27
3.2.1 사하중	-----	27
3.2.2 정적활하중	-----	27
3.2.3 동적활하중	-----	30
3.3 LRFD 시방서에 의한 구조해석	-----	30
3.3.1 정모멘트 구조계산	-----	32
3.3.2 강도한계상태방정식 계산	-----	38
3.3.3 각 시간별 모멘트 구조계산 결과	-----	42
IV. 휨강도에 대한 신뢰성 해석	-----	46
4.1 개요	-----	46
4.2 저항변수	-----	47
4.3 하중변수	-----	48
4.3.1 사하중 변수	-----	48
4.3.2 활하중변수	-----	49
4.4 신뢰성 해석	-----	52
4.5 신뢰성 해석 결과 및 고찰	-----	59
4.5.1 신뢰성 해석 결과	-----	59
4.5.2 신뢰성 해석 고찰	-----	66
4.5.3 강도감소계수 적정성 검토	-----	67
V. 결론	-----	72
참고문헌	-----	73

LIST OF TABLES

Table 2.1 Reliability index(β),reliability,probability of failure-----	12
Table 3.1 Dynamic load allowance(IM)-----	30
Table 3.2 Multiple presence factor(AASHTO,1998a)-----	32
Table 3.3 Design parameters-----	32
Table 3.4 Environmental-reduction factor C_E (ACI,2002)-----	40
Table 3.5 Results of structural calculation-----	43
Table 4.1 Statistics of design variables-----	47
Table 4.2 Probability characteristics of dead load-----	48
Table 4.3 Live load bias factors($M75/M(LRFD)$)-----	50
Table 4.4 Statistics of dynamic load-----	52
Table 4.5 Reliability indices per CFRP sheets(Minimum slab thickness)--	59
Table 4.6 Reliability indices per slab thickness-----	61
Table 4.7 Reliability indices per CFRP strength reduction factors-----	68

LIST OF FIGURES

Fig 2.1 PDF's of load, resistance and safety reserve-----	9
Fig 2.2 PDF's of load and resistance-----	10
Fig 2.3 Reliability Index as the Shortest Distance in the Space of Reduced Variables.-----	14
Fig 2.4 Hasofer-Lind reliability Index-----	18
Fig 2.5 Rackwitz-Fiessler procedure-----	24
Fig 3.1 Bridge model for structural analysis-----	26
Fig 3.2 AASHTO LRFD design load HL-93-----	29
Fig 3.3 HL-93 loading for maximum moment at midspan of simple span-----	36
Fig 3.4 Internal strain and stress distribution for a rectangular section under flexure at ultimate stage-----	39
Fig 3.5a Steel ratios per CFRP sheets(L=9m)-----	44
Fig 3.5b Steel ratios per CFRP sheets(L=12m)-----	44
Fig 3.5c Steel ratios per CFRP sheets(L=15m)-----	45
Fig 3.5d Steel ratios per CFRP sheets(L=18m)-----	45
Fig 4.1 Live load bias factors $M_{75}/M(LRFD)$ -----	51
Fig 4.2 Coefficient of Variation of the Maximum Moment-----	51
Fig 4.3 Reliability indices per CFRP sheets-----	60
Fig 4.4 Steel ratios per CFRP sheets-----	60
Fig 4.5a Reliability indices per slab thickness(L=9m)-----	62
Fig 4.5b Reliability indices per slab thickness(L=12m)-----	62
Fig 4.5c Reliability indices per slab thickness(L=15m)-----	63
Fig 4.5d Reliability indices per slab thickness(L=18m)-----	63
Fig 4.6a Reliability indices, Steel ratios per CFRP sheets(L=9m)-----	64
Fig 4.6b Reliability indices, Steel ratios per CFRP sheets(L=12m)-----	64

Fig 4.6c Reliability indices,Steel ratios per CFRP sheets(L=15m)-----	65
Fig 4.6d Reliability indices,Steel ratios per CFRP sheets(L=18m)-----	65
Fig 4.7a Reliability indices per spans(n=1)-----	69
Fig 4.7b Reliability indices per spans(n=2)-----	70
Fig 4.7c Reliability indices per spans(n=3)-----	71



Summary

In general, bridges are repaired, strengthened or replaced because of an increase in traffic load and deterioration. In practice, however, repair and strengthening are conducted mainly with financial and time limitations.

This study uses the reliability analysis method to evaluate the safety of reinforced concrete slab bridges damaged but repaired with CFRP(Carbon Fiber Reinforced Polymer) sheet.

The reinforced concrete slab bridges are designed through modification in span, slab thickness, and the number of CFRP sheet according to the AASHTO LRFD bridge design specifications, and are analyzed based on those modified factors as variables for the safety evaluation.

Rackwitz-Fiessler algorithm used in this study is known that it analyzes reliability more precisely than other reliability methods even on non-linear limit states.

The results of the study show that the safety increases as slab thickness and reinforcement increase, but that over-reinforcement rather raises the possibility of failure of the structure. Therefore, the reinforcement ratio needs to be controlled appropriately.

I. 서론

1.1. 연구배경

문명이 발달함에 따라 많은 건설재료들이 등장하게 되었는데 초기에 흙, 목재 등이 주된 건설 재료였다면 산업혁명이후에는 콘크리트 및 강재 등이 건설재료로서 활용되었다. 이러한 재료들은 현재까지 도로, 항만, 교량 등 인프라 시설 구축에 중요한 역할을 하며 인간생활에 편리함을 가져다 주고 있다. 이러한 구조물들 중 특히 교량 바닥판의 경우 주로 철근콘크리트 구조로 가설되게 되는데 교량의 다른 부재에 비해 단면이 작고 차량 수 및 차량하중의 증가, 차량의 대형화 등으로 인한 하중의 영향과 콘크리트 균열 및 동결기에 사용되는 제설제 등으로 인한 철근의 부식과 팽창압으로 인해 발생하는 균열, 구조물 자체의 노후화 등으로 인해 쉽게 손상이 갈 수 있다. 이렇게 손상된 바닥판은 지속적으로 작용하는 윤택중과 충격하중으로 인해 손상은 더욱더 가속화 되게 된다.

이러한 손상된 바닥판에 대한 해결방안으로 새로운 바닥판의 가설 또는 바닥판의 보수 및 보강 등이 있다. 바닥판을 새로 가설하게 되면 건설비용에 의한 경제적인 부담과 교통통제로 인한 교통혼잡의 초래 등의 문제점이 발생하여 적절한 교량의 보수·보강이 필요한 실정이다.

섬유강화복합소재(Fiber Reinforced Composite Materials)는 토목건설 분야에 비해 고성능, 경량재료를 필요로 하는 항공우주산업 및 방위산업분야에서 구조물 제작에 활용되었다. 금속재료보다 경량이면서 고성능재료이긴 하지만 1980년대 이전에는 강재나 콘크리트의 생산비와는 비교할 수 없을 정도로 생산비가 고가이어서 건설재료로는 주목을 받지 못했으나 1980년대 이후에 시기적으로 군수산업이 위축되면서 복합재료산업계가 새로운 수요를 창출하려는 시기였으며, 복합소재의 원자재비의 감소, 건설 분야의 생애주기비용을 고려함으로써 유지보수를 최소화 할 수 있는 이유 등으로 건설재료로서 사용이 많이 증가하였다.

국내에서는 1970년대부터 산업분야에 활용되기 시작했는데 스포츠용품, 방위산

업, 항공 산업, 플랜트산업 등에 신소재로서 널리 활용되고 있으며, 1990년대 들어서 본격적으로 건설 산업에 보수 및 보강 재료로서 활용되고 있고 2000년대에 접어들면서 활용이 급격히 증가하고 있다.

FRP(Fiber Reinforced Polymer)재료가 건설재료로서 활용되기 시작한 시기에 FRP는 재료의 우수성으로 인해 구조물의 주요부재 등으로 활용되었으며 최근에는 토목구조물의 주요 구조 부재, 보조부재, 보수 및 보강 재료로서 활용도가 높아지고 있다. 특히 구조재료로서의 FRP는 경량이고 비강성과 내구성이 우수하여 교량바닥판 재료로서 강점이 있으며, 탄성계수 또한 우수하고 내식성이 강하여 최소의 유지관리를 필요로 하여 보수·보강 재료로서 많이 사용되고 있다.

현재 건설분야에서 사용되는 FRP 섬유는 탄소섬유(Carbon Fiber), 아라미드섬유(Aramid Fiber), 유리섬유(Glass Fiber)등이 있는데 일반적으로 건설재료로서 탄소섬유와 유리섬유를 주로 사용하는 경향을 보인다.

탄소섬유는 흑연섬유로도 지칭되며 탄소원자의 결정구조를 이용한 고강도 섬유로 최신 복합재료에 사용되는 보강섬유의 대부분을 차지하고 있다. 탄소섬유 복합재료는 섬유중 가장 고강도, 고강성이며 기존의 금속재료에 비해 높은 무게 비강도, 탄성계수, 낮은 열변형률 및 높은 피로강도를 지니고 있는 반면 충격에 약하며 비교적 낮은 변형에서 섬유가 취성적으로 파단되는 단점을 지니고 있다.

아라미드섬유는 내열, 내한성이 우수하고 고강도 이며 분자간의 결합이 매우 단단하여 안정적이다. 탄소섬유 및 유리섬유에 비해 잘 부서지지 않고 가벼우며 질긴 반면 탄소섬유에 비해 내열성이 떨어지며 압축응력에 약하다.

유리섬유는 강도면에서는 다른 섬유에 비해 낮은 강도를 발휘하고 부서지기 쉬우며 내마모성이 적지만 고온에 견디고 전기 절연성 및 내부식성이 강하고 파단시까지의 변형이 아라미드섬유와 같이 크게 발생하여 연성작용을 하는 특징이 있다.

1.2 연구 동향 및 목적

구조물을 계획, 설계 및 시공하는 과정에서 하중의 영향, 시공 재료의 성질이 나 치수, 기하학적 형상에 의한 부정확성, 구조물의 거동예측에 대한 단순화된 가정이나 시공오차 등으로 인한 많은 불확실량이 존재하게 된다. 이러한 불확실량을 고려하여 종전의 설계에서는 안전계수란 개념을 도입하여 설계하여 왔는데 이는 저항력을 최소로 하고 하중에 의한 영향을 최대로 하여 구조물의 안전도를 평가했기 때문에 합리적이라고 볼 수는 없다.

최근 들어 구조해석 이론이 발전하고 각종 실험자료가 축적되어 불확실량을 정량적으로 취급할 수 있게 됨에 따라 그에 따른 확률적 해석을 통하여 구조물의 기능발휘에 대해 일관성 있는 수준의 결과를 얻고 안전에 대한 위험요소를 허용수준 이내로 제한할 수 있다. 또 구조물의 파괴확률은 일정한 안전율에서도 자체 또는 하중의 통계적 특성에 따라 달라질수 있기 때문에 신뢰성이론의 도입이 필요하다. 구조물의 신뢰성이론이란 설계상의 기능 및 안전도를 확보하여 모든 조건을 고려하여 파괴하지 않고 안전성을 갖추는 확률이라 할 수 있는데 구조물의 정확한 평가에 이용될 뿐만 아니라 기존의 구조물의 안전성 검토 및 유지관리에 유용하게 쓰이는 방법이라 할 수 있다.

구조물의 신뢰성에 관한 연구는 Forsell(1924)에 의해 구조물 설계에 확률개념의 도입이 시도된 이래 본격적인 구조물의 안전성 해석이 처음 시도되었다.

그후 1960년대 중반에 와서 Cornell(1969)에 의한 1계 2차 모멘트(First Order Second Moment, FOSM) 이론을 시초로 Hasofer and Lind(1974) 및 Rackwitz-Fiessler 등에 의해 신뢰성 지수를 안정성이 기준으로 하는 신뢰성해석 방법에 관한 연구가 발전되어왔다.

신뢰성 이론의 실용화를 위한 구체적 설계이론으로써 LRFD 설계이론이 개발되었는데 철근콘크리트에 대해서는 Ellingwood(1979), MacGregor(1976),

Mirza(1979)등이 연구를 하였고 최근에는 Nowak(1993)이 LRFD의 활하중모델의 제안과 설계규정의 보정에 관한 연구를 진행하고 있다.

구조물의 신뢰성 해석은 새로 설계하는 구조물의 평가에 이용되어 기존구조물

의 안전성검토, 위험해석 및 유지관리 평가에 유용하게 사용된다.

본 논문에서는 AASHTO LRFD 설계기준(AASHTO,1998a)에 의해 설계된 CFRP로 보강된 슬래브교의 휨강도에 대한 적정성을 신뢰성해석을 통해 평가하는 것을 목적으로 하였다.

구조물의 휨에 대한 설계시 하중 계수, 저항 계수 및 추가적인 재료 강도 감소 계수를 사용하여 구조물의 안전성을 나타낸다. ACI보고서(ACI,2002)에서는 FRP 휨강도분배에 적용되는 추가적인 재료강도감소계수(Ψ)의 값을 0.85로 적용하였는데 본 논문에서는 Ψ 값을 변수로 두어 FRP 휨강도의 적용에 적정한지 검토하기 위해 기존의 목표신뢰성 지수를 바탕으로 신뢰성해석을 하였다. 또한 각 지간별로 최소슬래브두께에서 5cm씩 두께에 변화를 주고 각각의 단면에 대해 CFRP 시트를 부착했을 때의 필요 철근량(A_s)을 살펴보았다.

하중계수 및 저항계수의 값은 AASHTO LRFD 설계기준(AASHTO,1998a)의 값을 인용하였고 신뢰성 해석에 필요한 하중 및 저항 통계수치는 CALIBRATION OF LRFD BRIDGE CODE(Nowak,1993)의 값을 적용하였으며 CFRP의 경우에는 SK에서 제작한 N-200 CFRP 시트(SK, <http://www.skchemicals.com>)의 통계수치를 적용하였다.

Ⅱ. 신뢰성 이론

2.1 개요

일반적으로 구조공학분야의 구조해석 및 설계를 할때 확정적인 방법으로 수행한다. 이러한 확정적인 하중 및 저항에 대해 설계된 값으로 구조물의 수행능력을 평가하게 되고 구조물의 설계에 있어 일관성을 갖게 하는 중요한 역할을 해왔다. 그러나 구조물의 강도와 작용하는 하중의 영향은 다음과 같이 세 가지의 불확실량을 내포하고 있는 확률적인 변수라 할 수 있다

1) 물리적인 불확실량

자연현상에 내재하고 있는 피할 수 없는 변량으로 표본에 의해 통계적인 특성을 분류할 수 있으며 풍압의 자연적인 변동, 지진, 활하중의 자연적인 변동, 재료성질의 자연적인 변동 등이 이에 해당한다.

2) 통계적인 불확실량

표본크기의 제한으로부터 발생하는 불확실량이다. 일반적으로 통계자료는 경제적이고 실제적인 이유로 제한된 수만큼의 표본을 가지게 되는데 이로 인한 통계적인 정보의 부족을 유발한다. 이 제한된 표본으로부터 확률분포모형을 만들고 모수를 결정할 때 변량이 발생하게 된다. 표본의 크기가 클수록 통계적 불확실성은 줄어들게 된다.

3) 모델 불확실량

구조해석 및 설계를 하기 위하여 수학적으로 취급할 수 있을 정도로 단순화된

모델을 만들때 발생하는 불확실량으로써 단순화하기 위한 가정과 부정확한 경계 조건, 다른변수와의 상호영향으로 인해 발생한다.

모델 불확실량은 확률변수(X_m = 실제강도/모델을 사용한 예측강도)로 나타낼 수 있다.

구조물의 신뢰성이론은 하중과 저항의 매개변수에 내재하는 이러한 불확실량을 고려한 확률론적 설계이론으로 신뢰성공학의 목적은 불확실량의 범위를 줄여서 보다 정확한 결과를 예측하여 합리적인 근거를 제시하는데 있다.

2.2 한계상태

한계상태란 안전과 파괴의 경계점으로 하중효과가 저항을 초과하였을 때 구조물이 각 요구조건을 만족시키지 못하는 상태를 의미한다. 교량에 있어서 파괴란 교통을 수행할 수 없는 능력으로서 정의되는데 교량구조물은 균열, 부식, 과도한 변형, 전단이나 휨모멘트의 수행능력을 초과하는 등 여러 가지 방식으로 파괴될 수 있다.

한계상태는 필요에 따라 안전성, 사용성, 경제성 등의 다양한 목적에 따라 설정될 수 있는데 다음과 같이 극한 한계상태, 사용성 한계상태, 피로 한계상태의 세가지 종류로 구분할 수 있다.

1) 극한 한계상태

극한 한계상태는 하중에 대한 저항능력의 손실과 관련이 있는 한계상태이다. 구조물에 재하되는 하중이 내하력을 초과하게 되면 구조물은 더 이상 하중을 견디지 못하고 파괴될 것이다. 극한한계상태는 모멘트 내하력 초과, 소성 힌지의 형성, 콘크리트 압축부 파괴, 강거더의 웹 전단 파괴, 전체 안정성의 손실, 플랜지의 좌굴, 웹의 좌굴, 용접부 파열, 볼트의 전단 등의 한계상태를 포함한다. 극한하중은 극한한계상태에 따라 변하는데 이들 극한하중들 중 최소값이 한계상

태를 지배하게 된다.

2) 사용성 한계상태

사용성 한계상태는 구조물의 사용측면에서의 기능적 손실 또는 구조물의 기능 저하 및 손상에 따르는 처짐, 균열, 진동 등과 관련된 한계상태이다.

구조물이 사용한계상태를 초과하였을 경우 즉각적인 파괴가 발생하지는 않지만 기능적인 수행에 문제를 일으킬 수 있다. 즉, 구조물이 설계 강도를 만족하더라도 사용한계상태를 초과하면 그 구조물은 더 이상 본래의 기능을 수행하지 못하거나 성능에 제한을 받게 된다. 또한 과도한 처짐 및 균열 등의 미관상의 문제점으로 인해 이용자에게 불안감을 초래할 수 있다. 사용한계상태는 콘크리트의 균열, 처짐, 진동, 영구변형 등의 한계상태를 포함한다.

3) 피로 한계상태



피로한계상태는 반복적으로 재하되는 하중으로 인해 구조물에 손상이 축적되고 점진적으로 파괴에 이르는 한계상태를 말한다. 피로 한계상태에서 재하 되는 하중이 극한 하중보다 작아도 계속적으로 구조물의 부재에 반복하여 재하 되면 균열이 발생하게 되고 이 균열이 계속 진행되어 구조물이 파괴에 이를 수 있다. 피로한계상태는 특히 강구조물의 인장 부재에 적용이 되어 부재 접합부의 용접에 영향을 미치며 철근콘크리트 구조물이나 프리스트레스트 구조물에서도 적용이 된다.

2.3 한계상태함수

구조물 또는 그 부재의 기능에 대해 안전영역과 파괴영역을 나누는 경계면을 한계상태면이라 하며 그것을 수학적 함수로 표현한 것을 한계상태 함수라 한다.

한계상태함수 g 는 일반적으로 식 (2.1)과 같은 수학적 모델로 나타낼 수 있다.

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (2.1)$$

여기서 X_i 는 확률변수들로서 하중효과, 저항효과, 영향계수, 재료의 성질, 기하학적 형상 등이 포함된다.

기본 확률변수들에 의한 벡터공간은 한계상태함수에 의해 식 (2.2)와 같이 안전영역과 파괴영역, 안전영역과 파괴영역의 경계가 되는 한계상태로 구분된다.

$$\begin{aligned} g = R - Q > 0 & : \text{안전영역} \\ & = 0 : \text{한계상태} \\ & < 0 : \text{파괴영역} \end{aligned} \quad (2.2)$$

여기서 R 은 저항효과, Q 는 하중효과를 나타낸다.

저항 R 의 확률밀도함수(probability density function, PDF)를 $f_R(R)$ 이라 하고 하중 Q 의 확률밀도함수를 $f_Q(Q)$ 라고 하면 한계상태 함수도 확률변수의 함수가 되어 g 의 분포를 그림 2.1 과 같이 나타낼 수 있다.

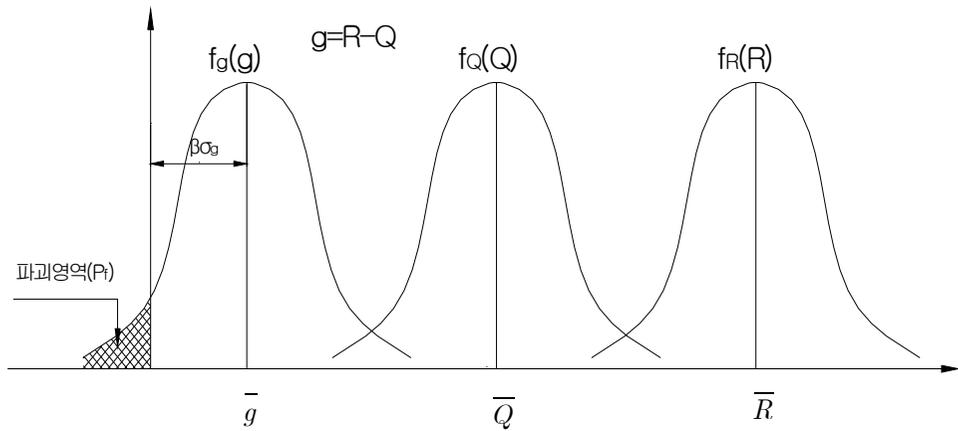


Fig 2.1 PDF's of load, resistance and safety reserve

한계상태는 안전과 파괴의 경계를 나타내는 말로써 하중효과가 저항을 초과하였을 경우 구조물은 파괴에 이르게 되며, 구조물의 파괴확률 P_f 는 확률변수가 파괴영역에 속하는 가능성으로써 안전여유치 g 가 0보다 작을 확률인데 이를 정식화하면 식 (2.3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$P_f = Prob. [R - Q < 0] = Prob. [g < 0] = \int_{-\infty}^0 f_g(g) dg \quad (2.3)$$

여기서 $f_g(g)$ 는 g 의 확률밀도함수이다.

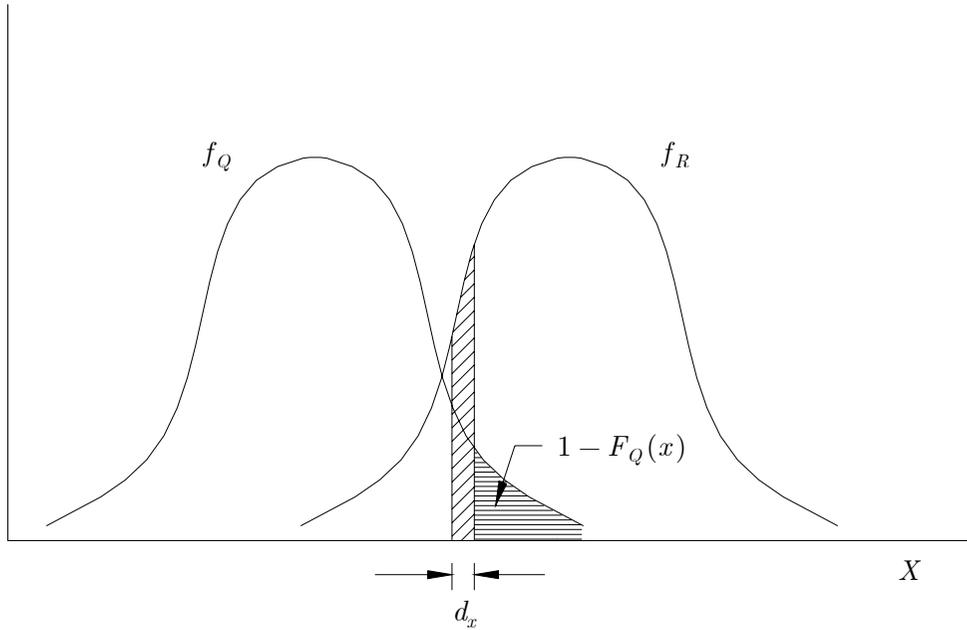



 Fig 2.2 PDF's of load and resistance
 JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

그림 2.2 와 같이 저항 R 과 하중영향 Q 의 확률밀도함수 f_R , 과 f_Q 로부터 한계 상태함수에 대한 파괴확률을 구할 수 있다.

구조물의 파괴는 하중이 저항을 초과할 때 발생하므로, 만약 저항 $R = R_i$ 이라 하면 파괴확률은 $Q > R_i$ 인 확률과 같다. 따라서 파괴확률은 식 (2.4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned}
P_F &= \sum_i Prob. (R = R_i \text{ and } Q > R_i) \\
&= \int_{-\infty}^{\infty} f_R(x) dx (1 - F_Q(x)) = 1 - \int f_R(x) F_Q(x) dx \\
&= \sum_i Prob. (Q = Q_i \text{ and } R < R_i) \\
&= \int_{-\infty}^{\infty} f_Q(x) F_R(x) dx
\end{aligned} \tag{2.4}$$

여기서 F_R 과 F_Q 는 각각 저항 R 과 하중영향 Q의 누적분포함수이다.

하지만 이러한 방법은 각 변수의 분포를 알아야만 파괴확률을 구할 수 있고, 한계상태가 비선형일수록 오차가 심해진다. 또한 적분법을 사용하기 위해서는 간단한 경우를 제외하고는 대부분의 경우 특별한 수치적 기법을 필요로 하고 정확한 해를 구하기가 상당히 어렵다.



2.4 신뢰성 해석 방법

2.4.1 신뢰성 지수

신뢰성은 구조물의 파괴확률인 P_F 에 의해 수치적으로 평가를 한다. 하지만 실제적인 응용을 위해 구조물의 안전도를 측정해야 하는데 파괴확률과 관련된 안전지수 또는 신뢰성 지수라 불리는 β 를 사용한다.

신뢰성 지수 β 와 파괴확률 P_F 의 관계는 식 (2.5)와 같이 정립될 수 있는데 여기서 Φ 는 표준 정규분포확률함수이다.

$$P_F = \Phi(-\beta) \text{ 또는 } \beta = -\Phi^{-1}(P_F) \tag{2.5}$$

신뢰성 지수와 파괴 확률과의 관계는 표 2.1 과 같고 임의의 구조물에 대한 신뢰도 P_s 는 식 (2.6)과 같다.

$$P_s = 1 - P_F \quad (2.6)$$

Table 2.1 Reliability index(β),reliability,probability of failure

신뢰성 지수, β	신뢰성, $P_s = 1 - P_F$	파괴확률, P_F
0.0	0.500	0.5
0.5	0.691	0.309
1.0	0.841	0.159
1.5	0.9332	0.0668
2.0	0.9772	0.0228
2.5	0.99379	0.00621
3.0	0.99865	0.00135
3.5	0.999767	0.000233
4.0	0.9999683	0.0000317
4.5	0.99999660	0.0000034
5.0	0.999999713	0.000000287
5.5	0.9999999810	0.0000000190
6.0	0.99999999013	0.00000000987
6.5	0.999999999598	0.000000000402
7.0	0.9999999999872	0.0000000000128
7.5	0.99999999999681	0.000000000000319
8.0	0.999999999999389	0.00000000000000611

정규분포를 가지는 기본확률변수인 저항 R 과 하중 Q 로부터 각각에 대한 표준 변량을 정식화하면 식 (2.7)과 같다.

$$r = \frac{R - \bar{R}}{\sigma_R}, \quad q = \frac{Q - \bar{Q}}{\sigma_Q} \quad (2.7)$$

여기서, r, q = 축약변수, $\bar{R}, \bar{Q}, \sigma_R, \sigma_Q$ = R 과 Q 의 평균과 표준편차

저항 R 과 하중 Q 를 축약변수 r 과 q 로 나타내면 식 (2.8) 과 같다.

$$R = \bar{R} + r\sigma_R, \quad Q = \bar{Q} + q\sigma_Q \quad (2.8)$$

식 (2.8) 을 한계상태함수 $g = R - Q$ 에 대입하면 식 (2.9) 와 같이 나타낼 수 있다.

$$g = \bar{R} + r\sigma_R - \bar{Q} - q\sigma_Q = 0 \quad (2.9)$$

식 (2.9) 를 축약변수 r 과 q 의 좌표공간상에 도시하면 그림 2.3 과 같이 직선으로 나타난다.



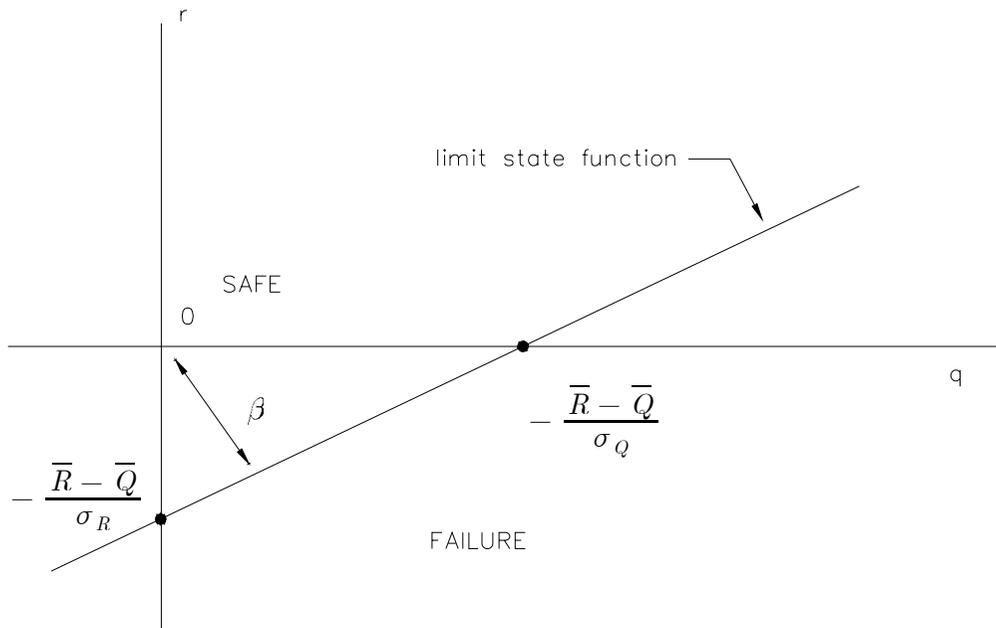


Fig 2.3 Reliability Index as the Shortest Distance in the Space of Reduced Variables.

신뢰성 지수는 Fig 2.3 에서처럼 원점으로부터 직선까지의 가장 짧은 거리로 정의된다. 이러한 정의는 Hasofer-Lind 신뢰성지수 즉, H-L β 라고 한다.

Hasofer-Lind 신뢰성 지수는 식 (2.10)과 같은 공식을 이용하여 계산할 수 있다.

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{Q}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.10)$$

2.4.2 1계 2차 모멘트법(Cornell,1970)

1계 2차 모멘트(FOSM) 신뢰성지수 방법은 확률변수의 2차 모멘트인 평균과

표준편차만으로 신뢰성지수 β 를 구할 수 있는 방법으로서 실제적으로 Cornell에 의해 오늘날과 같은 형태의 실용방법으로 제안되었다. 이 방법에서는 확률분포를 고려하지 않고, 2차 모멘트만을 사용하여 안전율을 사용하는데 고려해야 될 불확실량을 합리적으로 처리함으로써 안전성의 기준을 설정하도록 하고 있다. 이 안전성의 기준을 신뢰성 지수 β 라 하며 확률변수의 평균과 표준편차의 비로 정의되는 신뢰성지수 β 를 도입하여 신뢰성의 척도로 사용하였다. 그리고 변수의 분포 형태를 고려하지 않고 있어서 한계상태의 변수가 모두 정규분포이거나 모두 대수정규분포인 경우를 제외하면 신뢰성지수는 근사값이다.

만약 한계상태함수가 n 개의 변수 X_1, X_2, \dots, X_n 의 선형조합으로 이루어진 함수이고, 이 변수들이 서로 독립적이며 모두 정규분포를 가진다면 신뢰성지수 β 는 식 (2.11) 및 식 (2.12)와 같이 표현할 수 있다.

$$g = a_1X_1 + a_2X_2 + \dots + a_nX_n = \sum_{i=1}^n a_iX_i \quad (2.11)$$

$$\beta = \frac{a_1\bar{X}_1 + a_2\bar{X}_2 + \dots + a_n\bar{X}_n}{\sqrt{(a_1\sigma_1)^2 + (a_2\sigma_2)^2 + \dots + (a_n\sigma_n)^2}} = \frac{\sum_{i=1}^n a_i\bar{X}_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i\sigma_i)^2}} \quad (2.12)$$

여기서, a_i 는 상수이고, \bar{X}_i 는 변수 X_i 의 평균이다.

만약 한계상태함수가 n 개의 변수 X_1, X_2, \dots, X_n 의 곱으로 이루어진 함수이고, 이 변수들이 서로 독립적이며 모두 대수정규분포를 가진다면 신뢰성지수 β 는 식 (2.13) 및 식 (2.14)와 같이 표현할 수 있다.

$$g = X_1 \cdot X_2 \cdot \dots \cdot X_n \quad (2.13)$$

$$\beta = \frac{\sum_{i=1}^n \ln \bar{X}_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^n V_i^2}} \quad (2.14)$$

여기서, $V_i = \frac{\sigma_i}{\bar{X}_i}$ 는 변수 X_i 의 변동계수이다.

또한 한계상태함수가 비선형일 경우 대부분 정확한 신뢰성지수는 계산하기가 어렵고 근사 신뢰성지수계산을 위한 FOSM 신뢰성지수 방법을 사용한다. 이 방법은 Taylor급수를 이용하여 한계상태함수를 평균에 대하여 식 (2.15)와 같이 선형화 시킬수 있다.

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) \cong g(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \dots, \bar{X}_n) + \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}_i) \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\bar{X}_i} \quad (2.15)$$

식 (2.15)에서 우측항은 X_1, X_2, \dots, X_n 의 선형함수로서 $\frac{\partial g}{\partial X_i}$ 는 변수 X_i 에 대

한

$g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ 의 편미분 값이며 β 는 식 (2.16)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\beta = \frac{g(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \dots, \bar{X}_n)}{\sum_{i=1}^n (\sigma_{X_i} \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \dots, \bar{X}_n)})^2} \quad (2.16)$$

식 (2.16)의 신뢰성 지수 β 를 1계 2차 모멘트 평균 신뢰성 지수라고 하는데 1계의 의미는 Taylor급수에서 1차항만 사용하였다는 의미이고, 2차 모멘트는 확률 변수의 평균과 표준편차만으로 신뢰성지수를 구한다는 의미이며, 평균 신뢰성 지수라는 의미는 Taylor급수를 평균에 대해 전개했다는 의미이다.

1계 2차 모멘트(FOSM)방법은 사용하기 쉽고 변수의 확률분포를 몰라도 사용 가능하지만 한계상태함수가 평균에 대하여 선형화 되었다는 것과 동일한 한계상

태함수이어도 증가적인 표현방법에 따라 상이한 신뢰성 지수를 갖는 불변성 결여의 문제로 인해 엄밀한 신뢰성 지수를 구하는 문제에 있어 한계를 나타낸다.

2.4.3 Hasofer-Lind 신뢰성 지수법(Hasofer and Lind,1974)

FOSM 신뢰성 지수법은 한계상태함수에서 확률변수의 평균점에서 선형화시켰지만 Hasofer-Lind 신뢰성 지수법은 파괴표면의 특정 설계점에서 한계상태함수를 선형화 시킴으로써 등가의 한계상태함수에 대한 동일한 β 를 얻을수 있게하여

FOSM 방법의 불변성 결여의 문제점을 해결하였다. Hasofer-Lind 신뢰성 지수법은 한계상태함수의 모든 변수들이 상호 상관관계가 없는 확률변수여야 하고 상관관계가 있다면 비상관변수로 변환시켜야 한다.

표준화 과정은 다음과 같다.

한계상태함수에서 n 개의 비 상관관계에 있는 기본변수를 식 (2.17)과 같이 표준확률변수 Z_i 로 변환시킨다.

$$Z_i = \frac{X_i - \bar{X}_i}{\sigma_{X_i}} \quad (2.17)$$

표준화된 변수로 바꾸면 한계상태함수는 식 (2.18)과 같이 나타낼 수 있다.

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = g(Z_1, Z_2, \dots, Z_n) = 0 \quad (2.18)$$

Hasofer-Lind 신뢰성 지수 β_{HL} 은 표준화된 좌표의 원점에서 $g = 0$ 경계까지의 최단거리가 되며 식 (2.19)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\beta = \min \sqrt{\sum Z_i^*} \quad (2.19)$$

원점으로부터 최소거리를 갖는 파괴면상의 임의의 점을 설계점이라 하며 이 설계점은 식 (2.20), 식 (2.21) 및 식 (2.22) 을 이용하여 반복 시행법으로 구해진다.

$$\alpha_i = \frac{-\left. \frac{\partial g}{\partial Z_i} \right|_{Z^*}}{\sqrt{\sum_{k=1}^n \left(\left. \frac{\partial g}{\partial Z_k} \right|_{Z^*} \right)^2}} \quad (2.20)$$

$$Z_i^* = \beta \alpha_i \quad (2.21)$$

$$g(z_1^*, \dots, z_n^*) = 0 \quad (2.22)$$

여기서 α_i 는 방향코사인이다.

그림 2.4는 2개 변수에 대한 Hasofer-Lind 신뢰성 지수 방법을 설명한 것이다.

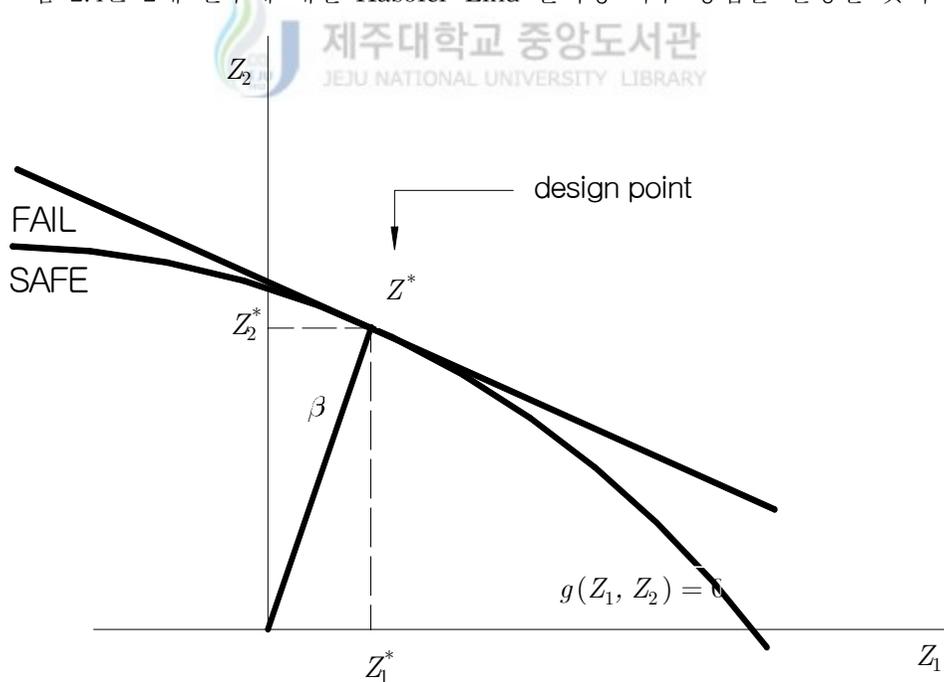


Fig 2.4 Hasofer-Lind reliability index

2.5 Rackwitz-Fiessler 신뢰성 지수 방법 (Rackwitz and Fiessler, 1978)

앞에서 설명한 FOSM방법(Cornell,1970)과 Hasofer-Lind(Hasofer and Lind, 1974) 신뢰성 지수 방법의 경우 한계상태함수를 구성하는 확률변수가 모두 정규 분포인 경우로 가정하여 계산한 방법이므로 확률변수의 분포에 따른 영향이 고려되지 않고 있다. 하지만 정규분포를 이루지 않고 대수정규분포, Gamma분포, 극한분포 등의 비정규분포를 이루거나 한계상태가 비선형일 경우, 신뢰성지수는 Rackwitz-Fiessler 방법을 이용하여 비교적 정확하게 계산할 수 있다.

Rackwitz-Fiessler 신뢰성지수방법의 기본원리는 식 (2.20), 식 (2.21) 및 식 (2.22)의 과정을 거치면서 비정규분포를 등가의 정규분포로 전환시키는 것이다. 이런 과정을 통해 서로 다른 변수들끼리의 계산이 쉬워지는 장점이 있다. 하지만 이 방법은 한계상태함수를 이루는 모든 변수의 분포를 알아야만 사용이 가능하다.



2.5.1 선형 한계상태함수에 대한 Rackwitz-Fiessler 방법

저항 R 과 하중영향 Q 의 2개 변수가 한계상태함수에 포함되어 있는 경우에 대한 Rackwitz-Fiessler 방법의 순서과정을 살펴보면 다음과 같다. 이 과정에서 신뢰성 지수는 허용 수렴치 이내에 들 때까지 반복하여 계산한다.

1. 식 (2.23)과 같이 한계상태함수 $g = R - Q$ 에 대해 경계상의 임의의 설계점 (R^*, Q^*) 을 가정한다. 여기서 R^* 과 Q^* 는 경계상의 점이므로 식 (2.24)와 같이 $R^* = Q^*$ 이고 R 과 Q 의 평균의 중간값으로 가정하는게 효과적이다.

$$g = R - Q \quad (2.23)$$

$$R^* = Q^* = \frac{\bar{R} + \bar{Q}}{2} \quad (2.24)$$

2. 다음단계로 식 (2.25)에서 식 (2.28)과 같이 비정규 분포인 F_R, F_Q 를 설계점에서 등가의 정규분포인 F'_R, F'_Q 로 근사화 시킨다.

$$f'_R(R^*) = f_R(R^*) \quad (2.25)$$

$$F'_R(R^*) = F_R(R^*) \quad (2.26)$$

$$f'_Q(Q^*) = f_Q(Q^*) \quad (2.27)$$

$$F'_Q(Q^*) = F_Q(Q^*) \quad (2.28)$$

여기서, $F_R(R^*)$: 실제 저항변수의 누적분포함수

$f_Q(Q^*)$: 실제 하중변수의 누적분포함수

$F'_R(R^*)$: 정규분포로 선형화된 저항변수의 누적분포함수

$F'_Q(Q^*)$: 정규분포로 선형화된 하중변수의 누적분포함수

\bar{R}' , σ'_R 를 근사정규분포 F'_R 의 평균 및 표준편차이고, \bar{Q}' , σ'_Q 를 근사정규분포 F'_Q 의 평균 및 표준편차라 하면, 실제 분포와 등가 정규분포와의 관계는 식 (2.29)에서 식 (2.32)와 같다.

$$f'_R(R^*) = \frac{\phi\left(\frac{R^* - \bar{R}'}{\sigma'_R}\right)}{\sigma'_R} = f_R(R^*) \quad (2.29)$$

$$F'_R(R^*) = \Phi\left(\frac{R^* - \bar{R}'}{\sigma'_R}\right) = F_R(R^*) \quad (2.30)$$

$$f'_Q(Q) = \frac{\phi\left(\frac{Q^* - \bar{Q}'}{\sigma'_Q}\right)}{\sigma'_Q} = f_Q(Q^*) \quad (2.31)$$

$$F'_Q(Q^*) = \Phi\left(\frac{Q^* - \bar{Q}'}{\sigma'_Q}\right) = F_Q(Q^*) \quad (2.32)$$

식 (2.29)로부터 식 (2.33)으로 정리할 수 있고, 식 (2.30)으로부터 식 (2.34)로 정리할 수 있다.

$$\sigma'_R = \frac{\phi\left(\frac{R^* - R'}{\sigma'_R}\right)}{f_R(R^*)} \quad (2.33)$$

$$\frac{R^* - R'}{\sigma'_R} = \Phi^{-1}[F_R(R^*)] \quad (2.34)$$

식 (2.34)를 식 (2.33)에 대입하면 식 (2.35)로 나타낼 수 있고 식 (2.34)는 변형하면 식 (2.36)과 같다.

$$\sigma'_R = \frac{\phi(\Phi^{-1}[F_R(R^*)])}{f_R(R^*)} \quad (2.35)$$

$$\bar{R}' = R^* - \sigma'_R \Phi^{-1}[F_R(R^*)] \quad (2.36)$$

위의 과정을 하중에 대해서도 같은 방법으로 적용하면 식(2.37)과 식(2.38)로 나타낼 수 있다.

$$\sigma'_Q = \frac{\phi(\Phi^{-1}[F_Q(Q^*)])}{f_Q(Q^*)} \quad (2.37)$$

$$\bar{Q}' = Q^* - \sigma'_Q \Phi^{-1}[F_Q(Q^*)] \quad (2.38)$$

3. 위의 과정을 거친 후, 식 (2.39)를 이용하여 신뢰성 지수 β 를 계산할 수 있다.

$$\beta = \frac{\bar{R}' - \bar{Q}'}{\sqrt{\sigma_R'^2 + \sigma_Q'^2}} \quad (2.39)$$

4. β 를 계산한 후에 식 (2.40)과 식 (2.41)을 이용하여 새로운 설계점 R^* 과 Q^* 을 계산한다.

$$R^* = \bar{R}' - \frac{\beta \sigma_R'^2}{\sqrt{\sigma_R'^2 + \sigma_Q'^2}} \quad (2.40)$$

$$Q^* = \bar{Q}' + \frac{\beta \sigma_Q'^2}{\sqrt{\sigma_R'^2 + \sigma_Q'^2}} \quad (2.41)$$

5. 위의 2,3,4 과정을 $R_{old}^* = R_{new}^*$ 와 $Q_{old}^* = Q_{new}^*$ 가 될 때까지 반복하여 계산한다.

2.5.2 비선형 한계상태함수에 대한 Rackwitz-Fiessler 방법

한계상태함수 $g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ 가 비선형일 경우 평균을 초기 설계점으로 가정 한 후 ($X_i^* = \bar{X}_i$), Taylor 급수를 사용하여 비선형 한계상태함수를 설계점에 대해 선형화 하면 식 (2.42)와 같이 나타낼 수 있고 신뢰성 지수 β 는 식 (2.43)과 같다.

$$g(\overline{X}_1, \overline{X}_2, \dots, \overline{X}_n) \cong g(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{X_i^*} (\overline{X}_i - X_i^*) \quad (2.42)$$

$$\beta = \frac{g(\overline{X}_1, \overline{X}_2, \dots, \overline{X}_3)}{\sigma'_g} \quad (2.43)$$

식 (2.43)에서 σ'_g 는 식 (2.44)와 같이 나타낼 수 있고 새로운 설계점은 식 (2.45)와 같다.

$$\sigma'_g = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{X^*} \sigma_i \right)^2} \quad (2.44)$$

$$X_i^* = \overline{X}_i - \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{X^*} \right) \beta \sigma_i^2 \frac{1}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{X^*} \sigma_i \right)^2}} \quad (2.45)$$

위의 과정을 $X_{old}^* = X_{new}^*$ 가 될 때까지 반복하여 계산한다.

그림 2.5 는 Rackwitz-Fiessler 방법의 도해법을 설명한 것으로서 이 도해법에 서 등가정규분포는 누적확률 분포도의 설계점에서 접선을 그어 결정한다.

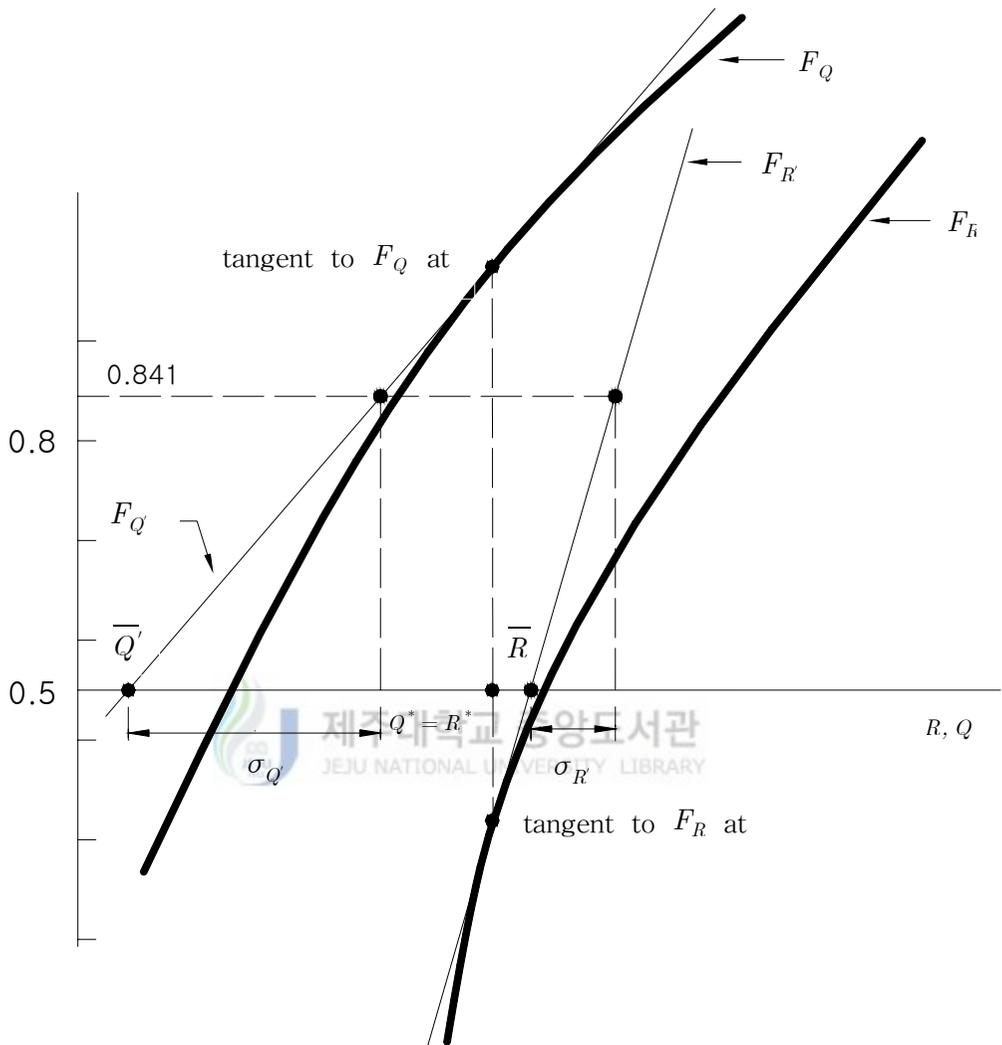


Fig 2.5 Rackwitz-Fiessler procedure

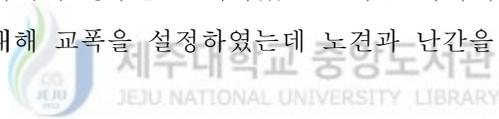
Ⅲ. 휨강도 설계규정에 의한 구조해석

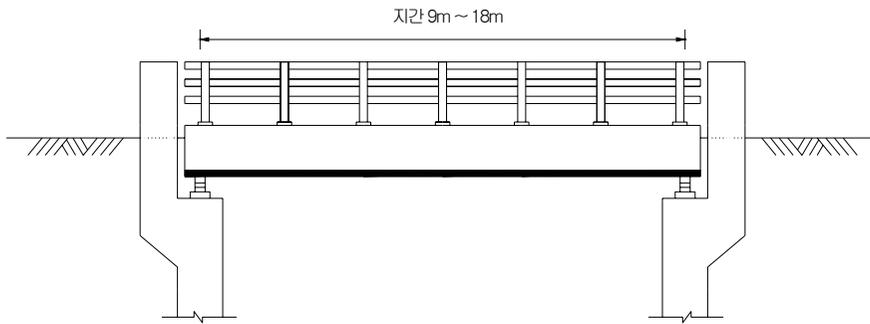
3.1 설계조건

본 연구에서는 AASHTO LRFD 설계기준(AASHTO,1998a)에 의거하여 FRP(Fiber Reinforced Polymer)로 보강된 슬래브교에 대해서 신뢰성 해석을 수행하였다.

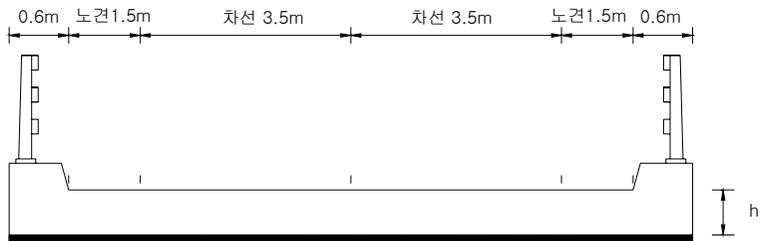
본 장에서 해석한 슬래브교는 휨에 대한 평가를 위해 단순교의 경우를 고려하였다.

교량의 지간길이 및 교폭은 그림 3.1과 같이 지간길이는 9m에서 18m까지 3m씩 증가시켜 총 4가지의 경우를 고려하였고 교폭은 각각의 지간에 대해 2차선에 해당하는 경우에 대해 교폭을 설정하였는데 노견과 난간을 고려하여 10.8m로 가정하였다.






 제주대학교 중앙도서관
 JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY
 a) Elevation of bridge



b) Cross section of bridge

Fig 3.1 Bridge model for structural analysis

슬래브 단면두께는 설계기준에서 요구하는 최소 두께를 계산하였고 여기에 두께를 5cm씩 10cm까지 증가시켜 3가지의 경우에 대해 해석하였다.

설계 활하중은 교량에 작용하는 사하중, 정적 활하중, 동적 활하중을 고려하였고 정적 활하중의 경우 LRFD HL-93 하중(AASHTO,1998a)을 사용하였다.

각 재료의 강도는 철근의 인장강도 $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ 와 콘크리트 강도 $f_{ck} = 280 \text{ kg/cm}^2$ 을 사용하였고 본 논문에 적용한 CFRP(Carbon Fiber Reinforced Polymer)는 SK사에서 제작한 SK-N200(SK, <http://www.skchemicals.com>)으로서 인장 탄성계수와 인장 탄성변형률은 각각 $E_f = 2.35 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_f = 0.0151$ 이다. 그 외 시방서의 설계에 대한 휨강도 규정의 요구조건을 만족시키도록 구조계산을 실시하였다.

3.2 설계하중



3.2.1 사하중

본 연구에서 사하중은 교량의 자중과 교량에 설치되는 난간, 포장 등을 포함하고 있다. 사하중의 크기는 교량의 재료 및 치수에 의해 결정되게 되는데 각 재료의 단위중량을 이용하여 교량의 중량을 구할 수 있다. 본 연구에서는 LRFD설계기준 규정(AASHTO,1998a)에 따라 콘크리트 슬래브의 경우 보통 콘크리트 단위중량 2400 kg/m^2 , 포장의 경우 아스팔트 단위중량 2300 kg/m^2 을 사용하였다.

3.2.2 정적활하중

도로교 설계에 있어 차량하중은 시간에 따라 크기 및 작용위치가 변하기 때문에 각각에 대해 모두 계산하기는 불가능하다. 그래서 LRFD 설계기준의 경우 실제 차량 대신 활하중모델을 제시하고 있다. LRFD 설계기준에서 제시하고 있는

활하중 모델은 HL-93하중(AASHTO,1998a)으로써 그림 3.2 와 같이 각각 다른 설계트럭 하중, 설계탠덤 하중 및 설계차선 하중의 조합으로 이루어져있다.

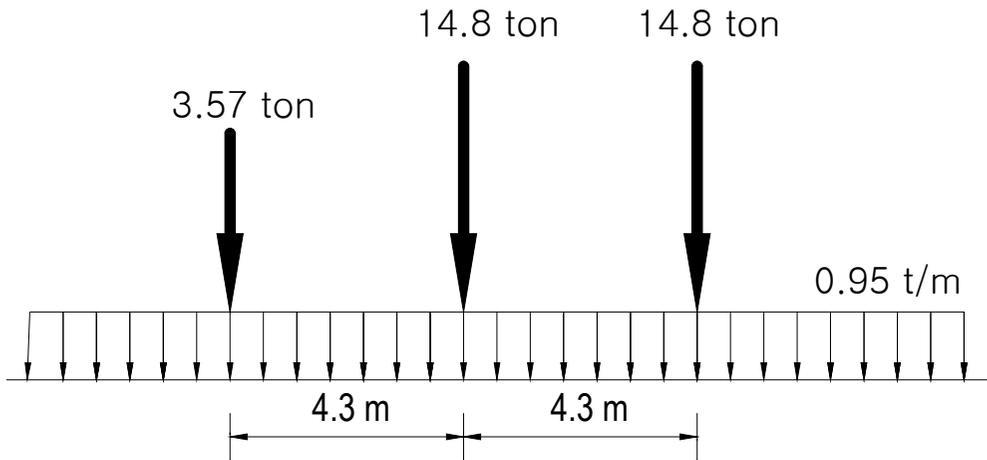
설계트럭하중의 경우 앞 바퀴축과 중간 바퀴축간의 거리가 4.3m이고 중간 바퀴축과 뒷 바퀴축간의 거리는 4.3m에서 9.0m까지 변화하도록 되어있고 앞 바퀴축에 3.57ton(≒35kN)이 작용하고 중간 바퀴축과 뒷 바퀴축에는 14.8ton(≒145kN)이 작용한다.

설계탠덤하중의 경우 축간거리가 1.2m이고 축하중의 크기가 11.22ton(≒110kN)인 두 개의 축의 바퀴하중으로 이루어졌다.

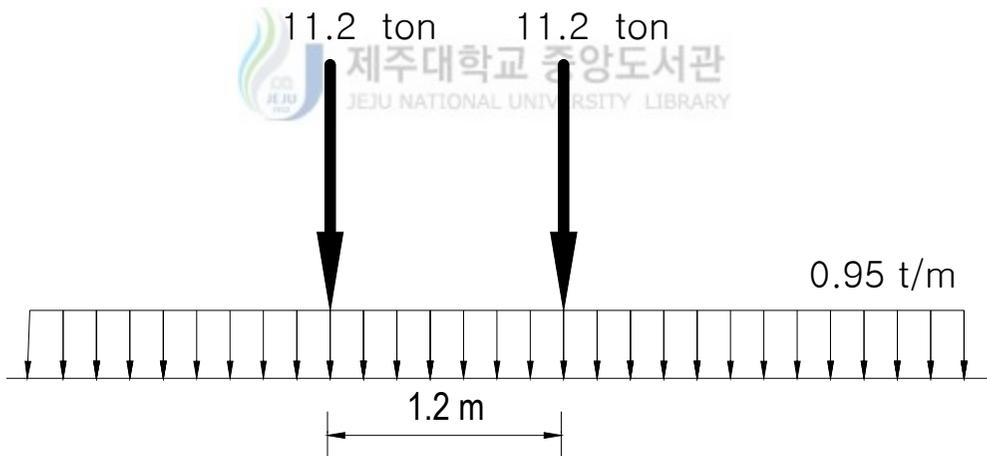
설계차선하중은 길이방향으로 0.95t/m의 등분포하중으로 이루어져있다.

LRFD 하중모델의 경우 설계트럭하중과 설계차선하중 또는 설계탠덤하중과 설계차선하중이 반드시 동시에 재하되어야 하며 더 큰 하중조합을 채택하게 되어 있다.





트럭 및 차선하중



탠덤 및 차선하중

Fig 3.2 AASHTO LRFD design load HL-93 (AASHTO,1998a)

3.2.3 동적활하중

차량이 주행시 정지상태보다 교량에 미치는 영향이 크게 되는데 이러한 영향을 동적활하중 또는 충격하중이라 한다. 교량 설계시에는 활하중에 대한 동적활하중의 영향을 반드시 고려해야 하는데 LRFD 설계기준의 경우 동적하중 여유치를 표 3.1과 같이 간략식으로 제안하고 있다. 이때 설계트럭하중과 설계텐덤하중에 의한 정적효과는 표 3.1에 규정된 충격하중의 비율(IM)에 따라 증가시켜줘야 하고 설계차선하중에 의한 정적효과는 적용시키지 않는다.(AASHTO,1998a)

Table 3.1 Dynamic load allowance(IM)

성분	IM
모든 바닥판 접합부 한계상태	75%
모든다른부재에 대해 · 피로와 파괴의 한계 상태	15%
· 다른 모든 한계 상태	33%

3.3 LRFD 설계기준에 의한 구조해석

LRFD설계기준은 하중저항계수 설계이론을 기초로 식 (3.1)과 같은 한계상태방정식을 제안하고 있다.(AASHTO,1998a)

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \Phi R_n \quad (3.1)$$

여기서 η 는 하중수정 계수로서 $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I > 0.95$ 로 표현되는데 η_D 는 연성과 관련 있는 계수이고 η_R 은 여유성과 관련 있는 계수이며 η_I 는 구조물의 중요도와 관련 있는 계수이다. Q_i 는 구조물에 작용하는 하중영향이고 R_i 는 구조

물의 저항변수이며 γ_i 와 ϕ_i 는 각각 하중계수와 저항계수로서 사하중과 정적활하중, 동적활하중 만으로 하중조합이 이루어졌을 경우 LRFD 설계기준은 식(3.2)와 같은 하중조합식을 규정한다.(AASHTO,1998a)

$$\eta_i [1.25 Q_{DC} + 1.75 (Q_{LL} + Q_{IM})] \quad (3.2)$$

여기에서, Q_{DC} 는 사하중, Q_{LL} 은 정적활하중, Q_{IM} 은 동적활하중에 의한 영향이다.

본 연구에서는 하중수정계수의 계산을 위해 규정에 의하여

$$\eta_D = \eta_R = \eta_I = 1.0 \text{으로 선택하였다.}$$

LRFD 설계기준은 철근콘크리트의 휨 부재에 대한 강도감소계수 ϕ 를 0.9로 규정하고 있다. 따라서 CFRP(Carbon Fiber Reinforced Polymer)로 보강된 슬래브교의 휨에 대한 강도한계상태함수는 식 (3.3)과 같다.(ACI,2002)



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

$$0.9 \left[A_s f_s \left(d - \frac{0.588(A_s f_s + A_f f_{fe})}{f_{ck} b} \right) + \phi A_f f_{fe} \left(h - \frac{0.588(A_s f_s + A_f f_{fe})}{f_{ck} b} \right) \right] \geq 1.25 M_{DC} + 1.75 (M_{LL} + M_{IM}) \quad (3.3)$$

여기서 A_s 는 철근단면적, f_s 는 철근의 인장강도, f_{ck} 는 콘크리트의 압축강도, A_f 는 CFRP의 단면적, d 는 유효깊이, h 는 보의 높이, b 는 단면폭, f_{fe} 는 CFRP의 인장강도, ψ 는 FRP 보강의 휨강도 분배에 적용되는 추가적인 재료감소계수로서 ACI 보고서에서는 0.85의 값을 추천한다.(ACI,2002) M_{DC} 는 사하중에 의한 모멘트, M_{LL} 은 정적활하중에 의한 모멘트, M_{IM} 는 충격하중에 의한 모멘트 이다.

LRFD설계기준은 표 3.2와 같이 다차선 활하중 재하계수(m)을 규정하여 교량 설계에서 차선수에 의한 최대 차량하중의 영향을 반영하고 있는데 이는 슬래브교와 같이 직접 판이론 해석이 어려운 경우에는 등가 띠부재 구조로 해석할 수 있도록 하기 위함이다.

Table 3.2 Multiple presence factor(AASHTO,1998a)

재하차선의 수	동시재하계수(m)
1	1.2
2	1.0
3	0.85
>3	0.65

3.3.1 정모멘트 구조계산

본 절에서는 LRFD 설계기준에 의하여 구조계산을 시행한 교량중에서 지간길이 12m인 교량에 대해 정 모멘트 구조계산 한 것을 기술하였다.

a) 설계조건 및 단면재원

본 연구에서 제시한 구조해석 모델과 같은 2차선 단순교의 설계시 설계조건 및 단면재원은 표 3.3과 같다.

Table 3.3 Design parameters

교량 형식	단순 슬래브교	설계 차선수	2
교량폭(B)	10.8 m	지간(L)	9 m ~ 18 m
콘크리트 단위중량 w_c	2,400 kg/m^3	아스팔트단위중량 w_a	2,300 kg/m^3
지복 및 난간하중	325 kg/m	콘크리트 압축강도 f_{ck}	280 kg/cm^2
철근 항복강도 f_y	4,000 kg/cm^2	콘크리트 탄성계수 E_c	270,241 kg/cm^2
철근 탄성계수	2×10^6 kg/cm^2	CFRP단면두께	0.111 mm
CFRP 인장탄성계수	2.35×10^6 kg/cm^2	CFRP 인장변형률	0.0151

b) 슬래브 최소두께

최소 슬래브두께는 구조물의 처짐 조절을 위해 식 (3.4)와 같은 LRFD 설계기준 규정식을 이용하여 계산 할 수 있다.

$$h_{\min} = \frac{1.2(L + 3,000)}{30} = \frac{1.2(12,000 + 3,000)}{30} = 600 \text{ mm} \quad (3.4)$$

c) 유효폭 계산

LRFD 설계기준 규정에 의하면 지간이 4.6 m 이라고 지간방향이 차량진행 방향과 나란한 경우 슬래브교를 단위폭 부재로 설계할수 있도록 규정하고 있는데 이를 위해 등가폭 또는 유효폭을 산정한다. 등가폭은 1차선 재하와 다차선 재하의 경우로 나뉘어 있으며 등가폭 계산식에는 다차선 동시재하계수의 영향이 고려되었다.

1차선 재하시 등가폭은 식 (3.5)와 같다.

$$E = 250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1} \quad (3.5)$$

L_1 은 교량의 지간길이(mm)로서

$$\min(L, 18,000) = \min(12,000, 18,000) = 12,000 \text{ mm}$$

W_1 은교량폭(mm)으로서

$$\min(W, 9,000) = \min(10,800, 9,000) = 9,000 \text{ mm이다.}$$

따라서 $E = 250 + 0.42\sqrt{12,000 \cdot 9,000} = 4,620 \text{ mm}$ 이다.

2차선 재하시 등가폭은 식 (3.6)과 같다.

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L} \quad (3.6)$$

L_1 은 $\min(L, 18,000) = \min(12,000, 18,000) = 12,000mm$

W_1 은 $\min(W, 18,000) = \min(10,800, 18,000) = 10,800mm$

W 은 설계교량폭으로 10,800mm이고 N_L 은 설계 차선수로 2이다.

따라서,

$$E = 2,100 + 0.12\sqrt{12,000 \cdot 10,800} = 3,466 (mm) \leq \frac{10,800}{2} = 5,400 (mm)$$

이다.

1차선과 2차선 재하시의 등가폭(E)을 비교한 결과 2차선 재하시의 등가폭인 3,466mm를 설계등가폭으로 결정 할 수 있다.



d) 설계 모멘트 계산

가) 정적활하중 모멘트(M_{LL})

슬래브교의 활하중 재하는 LRFD 설계기준 규정에 의해 HL-93 설계트럭하중과 설계차선하중 및 설계탠덤하중과 설계차선하중을 재하 하여 그중 큰 값을 설계활하중 모멘트로 취한다. 교량 지간중앙의 최대 휨모멘트 발생 위치와 그에 따른 영향선은 그림 3.3과 같게 되고 설계트럭하중, 설계탠덤하중, 설계차선하중에 의한 최대휨모멘트 M_{TR} , M_{TN} , M_{LN} 은 식(3.7)와 같이 계산된다.

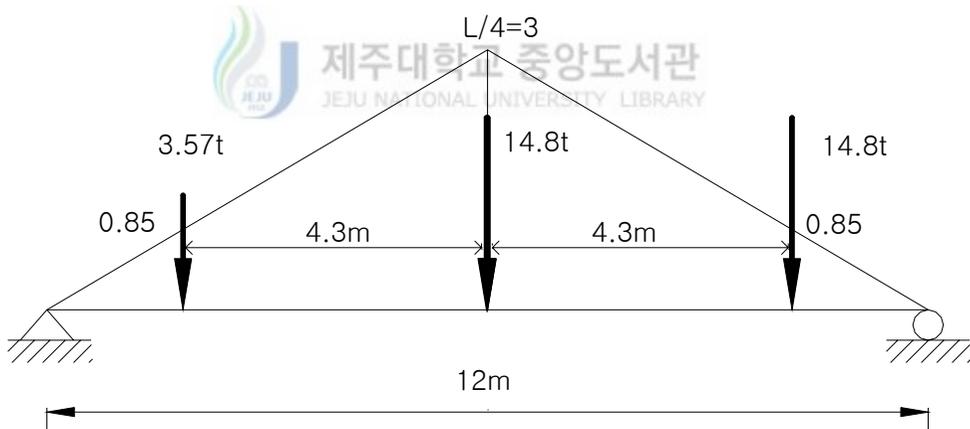
$$M_{TR} = 0.85 \cdot 3.57 + 3 \cdot 14.8 + 0.85 \cdot 14.8 = 60.01 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad (3.7a)$$

$$M_{TN} = 3 \cdot 11.22 + 2.4 \cdot 11.22 = 60.59 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad (3.7b)$$

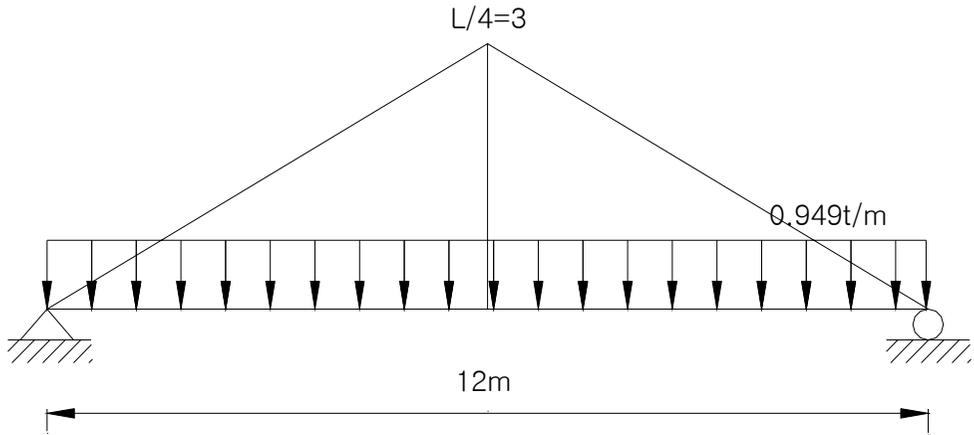
$$M_{LN} = 0.949 \cdot \frac{3 \times 12}{2} = 17.08 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad (3.7c)$$

따라서 최대 설계 활하중 모멘트 M_{LL} 은 설계텐덤하중 모멘트와 설계차선하중 모멘트의 합이 되어 식 (3.8)과 같다.

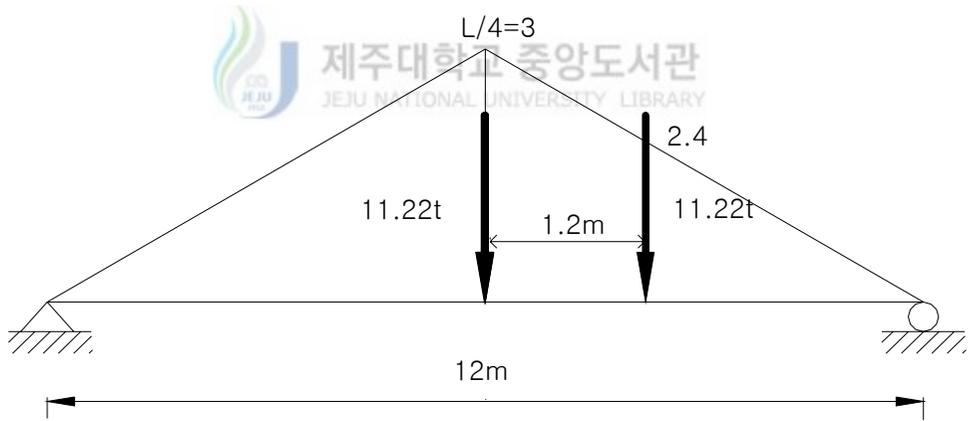
$$M_{LL} = M_{TN} + M_{LN} = 60.588 + 17.082 = 77.67 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad (3.8)$$



a) HL-93 Design truck load



b) HL-93 Design lane load



c) HL-93 Design tandem load

Fig 3.3 HL-93 loading for maximum moment at midspan of simple span

나) 동적 활하중(충격하중) 모멘트(M_{IM})

LRFD 설계기준은 규정에서 동적활하중 허용치를 두도록 하고 있는데 표 3.1과 같이 설계 트럭하중과 설계 텐덤하중을 증가시켜 계산하며 설계 차선하중에는 적용시키지 않는다. 따라서 동적 활하중 모멘트 M_{IM} 은 식 (3.9)과 같이 설계 텐덤하중에 의한 모멘트 M_{TN} 를 33% 증가시켜 계산할 수 있다.

$$M_{IM} = 0.33 \cdot M_{TN} = 0.33 \cdot (60.59) = 19.99 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad (3.9)$$

다) 단위폭당 활하중 모멘트

설계등가폭이 3.466m 이므로 단위폭당 정적 활하중 모멘트(M_{LL})와 단위폭 당 동적활하중 모멘트 (M_{IM})은 식 (3.10)과 같다.

$$M_{LL} = 77.67/3.466 = 22.41 \text{ ton} \cdot \text{m/m} \quad (3.10a)$$

$$M_{IM} = 19.994/3.466 = 5.77 \text{ ton} \cdot \text{m/m} \quad (3.10b)$$

라) 단위폭당 사하중 모멘트 (M_{DC})

슬래브의 사하중 모멘트(M_{DC})의 계산은 다음과 같다. 슬래브두께가 60cm인 콘크리트 단위하중(w_c)과 두께가 0.8cm인 포장의 단위하중(w_a) 및 지복 및 난간의 단위하중(w_w) 은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\text{콘크리트 단위하중}(w_c) = 2.4 \times 0.6 = 1.44 \text{ t/m}^2$$

$$\text{포장 단위하중}(w_a) = 2.3 \times 0.08 = 0.184 \text{ t/m}^2$$

$$\text{지복 및 난간 단위하중}(w_w) =$$

$$\text{지북} - \frac{(0.4 + 0.45) \times 0.25 \times 2.4}{2} = 0.225 t/m$$

$$\text{난간} - 0.1 t/m$$

$$\therefore w_w = (0.225 + 0.1)/10.8 = 0.03 t/m^2$$

따라서 단위폭당 사하중 모멘트 (M_{DC})는 식 (3.11)과 같이 계산할 수 있다.

$$M_{DC} = \frac{(w_c + w_a + w_w) \cdot L^2}{8} = \frac{(1.44 + 0.184 + 0.03) \cdot 12^2}{8} = 29.77 \text{ ton} \cdot m/m \quad (3.11)$$

3.3.2 강도한계상태방정식 계산

CFRP로 보강된 슬래브교의 강도한계상태방정식은 식 (3.3)과 같다.

$$0.9 \left[A_s f_s \left(d - \frac{0.588(A_s f_s + A_f f_{fe})}{f_{ck} b} \right) + \phi A_f f_{fe} \left(h - \frac{0.588(A_s f_s + A_f f_{fe})}{f_{ck} b} \right) \right] \geq 1.25 (M_{DC}) + 1.75 (M_{LL} + M_{IM}) \quad (3.3)$$

ACI 보고서(ACI,2002)에 의해 제시된 FRP로 보강된 보의 휨강도 해석 방법에 의해 CFRP의 면적에 따른 A_s 등을 계산 할 수 있다. 강도한계상태 방정식 계산을 위한 응력-변형률 분포도는 그림 3.4와 같다.

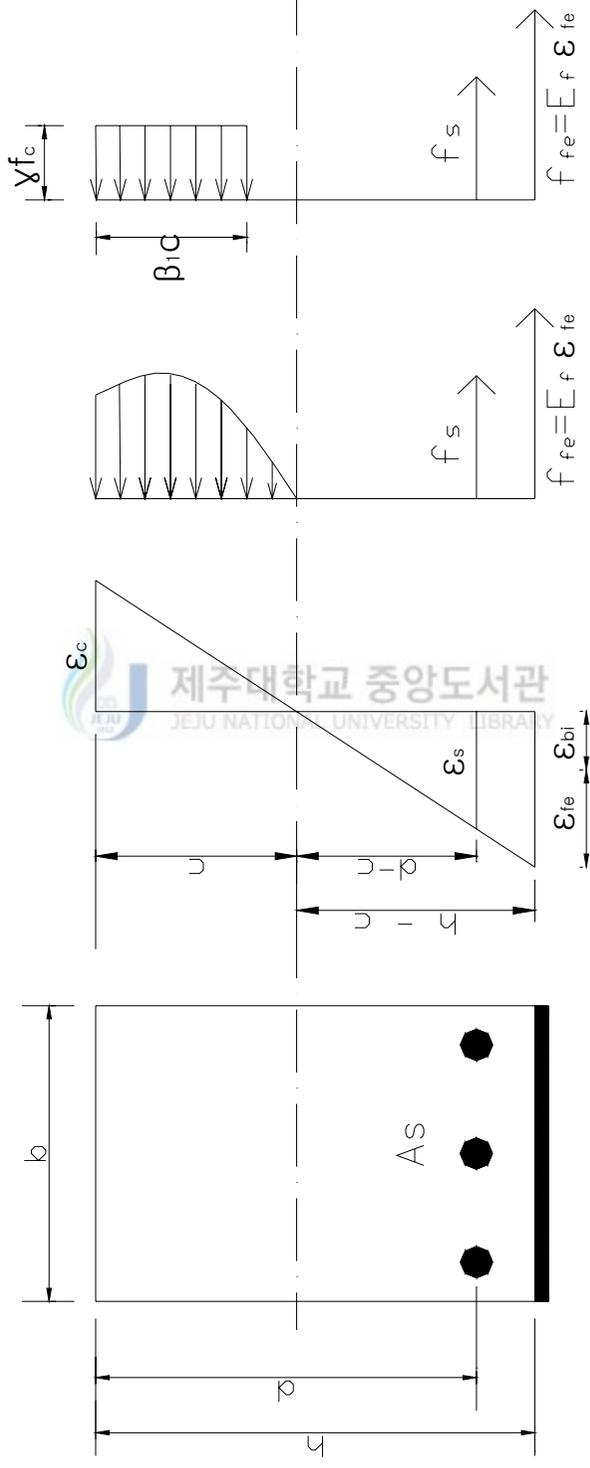


Fig. 3.4 Internal strain and stress distribution for a rectangular section under flexure at ultimate stage

CFRP의 인장강도 및 탄성변형률은 표 3.4와 같이 다양한 FRP 구조와 노출 환경에 따른 환경감소계수 C_E 에 따라 계산되어진다.

Table 3.4 Environmental-reduction factor C_E (ACI,2002)

노출조건	FRP 형태	환경감소계수 C_E
내부 노출	Carbon/epoxy	0.95
	Glass/epoxy	0.75
	Aramid/epoxy	0.85
외부 노출	Carbon/epoxy	0.85
	Glass/epoxy	0.65
	Aramid/epoxy	0.75

본 연구에 적용된 구조물이 외부에 노출된 교량이며 CFRP이므로 환경감소계수 $C_E = 0.85$ 로 볼 수 있다. 따라서 CFRP의 극한인장강도 및 극한 변형률은 식 (3.12)에 의해 계산할 수 있다.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* = 0.85 \cdot f_{fu}^* \quad \epsilon_{fu} = C_E \epsilon_{fu}^* = 0.85 \cdot \epsilon_{fu}^* \quad (3.12)$$

사하중에 의한 초기변형률 ϵ_{bi} 및 CFRP의 유효변형률 ϵ_{fe} 는 식(3.13)에 의해 계산할 수 있는데 c 는 적당한 값으로 가정한 값을 적용한다.

$$\epsilon_{bi} = \frac{M_{DC}(h-x)}{I_{cr}E_c} \quad (3.13a)$$

$$\epsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq \kappa_m \epsilon_{fu} \quad (3.13b)$$

ϵ_{bi} 는 사하중 모멘트(M_{DC})만에 의한 변형률로서 균열직전의 변형률이며 ϵ_{fe} 는 사하중 모멘트(M_{DC})의 영향을 배제시킨 활하중모멘트(M_{LL})만의 영향으로 생긴

변형률인데 FRP 파단과 이탈을 방지할수 있게 제한식을 두고 있는데 최대값으로 $\kappa_m \epsilon_{fu}$ 의 값을 가지게 된다. M_{DC} 는 사하중에 의한 모멘트, h 는 보의 높이, x 는 균열단면의 중립축깊이, I_{cr} 은 균열단면 2차 모멘트, E_c 는 콘크리트 탄성계수, c 는 보의 압축연단에서 중립축까지의 거리, ϵ_{fu} 는 환경감소계수를 고려한 극한 변형률, κ_m 은 힘에 의한 부착의존계수이다.

FRP는 극한변형률(ϵ_{fu})에 도달하게 되면 파괴하게 되는데 κ_m 은 FRP의 파단과 이탈을 방지하기 위해 고려된 계수로서 극한변형률에 도달하는 것을 방지하기 위해 0.9이하의 값을 가진다.

κ_m 은 $nE_f t_f$ 의 값에 따라 식 (3.14)와 같이 계산할 수 있다.

$$i) \quad nE_f t_f \leq 183673.5 \quad (3.14a)$$

$$\kappa_m = \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left[1 - \frac{nE_f t_f}{367347} \right] \leq 0.9 \quad (3.14b)$$

$$ii) \quad nE_f t_f > 183673.5 \quad (3.14c)$$

$$\kappa_m = \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left[1 - \frac{91836.75}{nE_f t_f} \right] \leq 0.9 \quad (3.14d)$$

철근의 변형률 ϵ_s 는 식 (3.15)과 같이 계산할 수 있다.

$$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{h - c} \right) \quad (3.15)$$

따라서 철근의 인장강도 f_s 와 CFRP의 인장강도 f_{fe} 는 식 (3.16)에 의해 계산할 수 있다.

$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y \quad (3.16a)$$

$$f_{fe} = E_f \epsilon_{fe} \leq E_f \kappa_m \epsilon_{fu} \quad (3.16b)$$

f_{fe} 는 $E_f \epsilon_{fe}$ 로서 $E_f \kappa_m \epsilon_{fu}$ 보다 작은 값을 취하게 되는데 FRP의 인장강도는 FRP의 극한강도에 부착의존계수인 κ_m 으로 제한시켜 FRP의 파단과 이탈을 방지할 수 있게 한다.

이렇게 구한 철근인장강도 f_s 및 CFRP의 인장강도 f_{fe} 를 이용하여 c 를 계산할 수 있는데 처음 가정한 값과 일치할 때까지 반복하여 계산한다.

앞서 계산한 값들을 이용하여 식 (3.17)과 같이 설계내력모멘트(ϕM_n)를 계산할 수 있다.

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.9 \left[A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + 0.85 A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \right] \\ &\geq 1.25 (29.77) + 1.75 (22.41 + 5.77) \end{aligned} \quad (3.17)$$

LRFD 설계기준은 갑작스런 취성방지를 위해 다음과 같이 최대철근비 및 최소철근비를 규정하고 있다.



$$\text{최대철근비} - c/d \leq 0.42$$

$$\text{최소철근비} - \rho_{\min} = 0.03 (f_{ck}/f_y)$$

따라서 철근량 산정시 최대철근비 및 최소철근비의 규정을 만족시켜야한다.

3.3.3 각 지간별 모멘트 구조계산 결과

앞 절에서 설명한 슬래브교의 휨 모멘트 해석결과를 지간에 따라 요약하면 표 3.5 및 그림 3.5와 같다.

여기서 계산된 값은 CFRP를 부착하지 않은 경우, 1 ply 부착한 경우, 2 plies 부착한 경우, 3 plies 부착한 경우에 대해 사하중 대비 활하중 크기와 지간별 철근량, 철근비를 나타낸 것이다. 각 지간별 최소슬래브 두께에 대한 철근비(ρ_s)를 비교하면 CFRP를 부착하지 않은 경우에 0.86% ~ 0.96%를 나타내고 있고, 1

ply 부착한 경우에 0.70%~ 0.91%, 2 plies 부착한 경우에 0.55% ~0.86%, 3 plies 부착한 경우에 0.45% ~ 0.82%를 나타내고 있다.

Table 3.5 Results of structural calculation

	h (cm)	d (cm)	$M_{LL}/$ M_{DC}	n=0		n=1		n=2		n=3	
				A_s	ρ_s	A_s	ρ_s	A_s	ρ_s	A_s	ρ_s
9m	48	43	1.175	37.22	0.0087	30.05	0.0070	23.57	0.0055	19.15	0.0045
	53	48	1.080	33.8	0.0070	26.72	0.0056	19.63	0.0041	13.43	0.0028
	58	53	1.000	31.13	0.0059	24.12	0.0046	17.11	0.0032	10.1	0.0019
12m	60	55	0.753	47.09	0.0086	40.61	0.0074	35.14	0.0064	30.82	0.0056
	65	60	0.702	44.02	0.0073	37.22	0.0062	30.28	0.0050	25.23	0.0042
	70	65	0.657	41.51	0.0064	34.74	0.0053	27.85	0.0043	20.96	0.0032
15m	72	67	0.563	60.88	0.0091	55.78	0.0083	51.14	0.0076	47.21	0.0070
	77	72	0.530	57.86	0.0080	51.69	0.0072	46.29	0.0064	41.87	0.0058
	82	77	0.501	55.31	0.0072	48.76	0.0063	41.96	0.0054	37.15	0.0048
18m	84	79	0.435	75.9	0.0096	71.76	0.0091	67.88	0.0086	64.48	0.0082
	89	84	0.413	72.95	0.0087	67.99	0.0081	63.47	0.0076	59.58	0.0071
	94	89	0.393	70.41	0.0079	64.61	0.0073	59.47	0.0067	55.12	0.0062

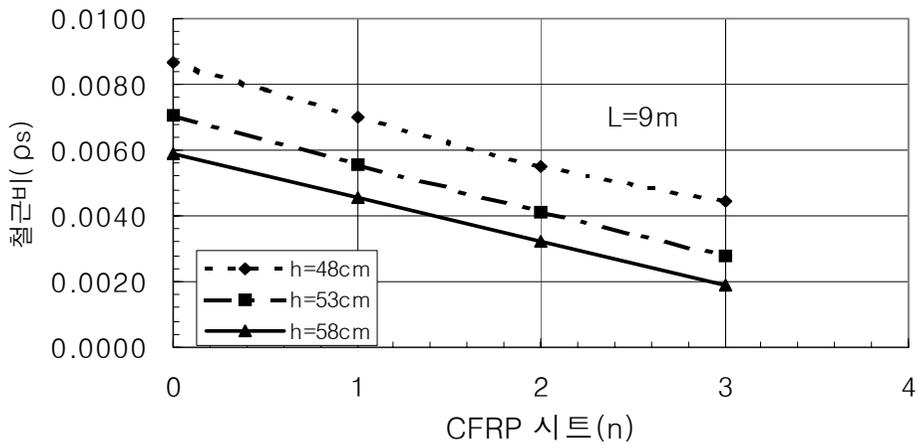


Fig 3.5a Steel ratios per CFRP sheets(L=9m)

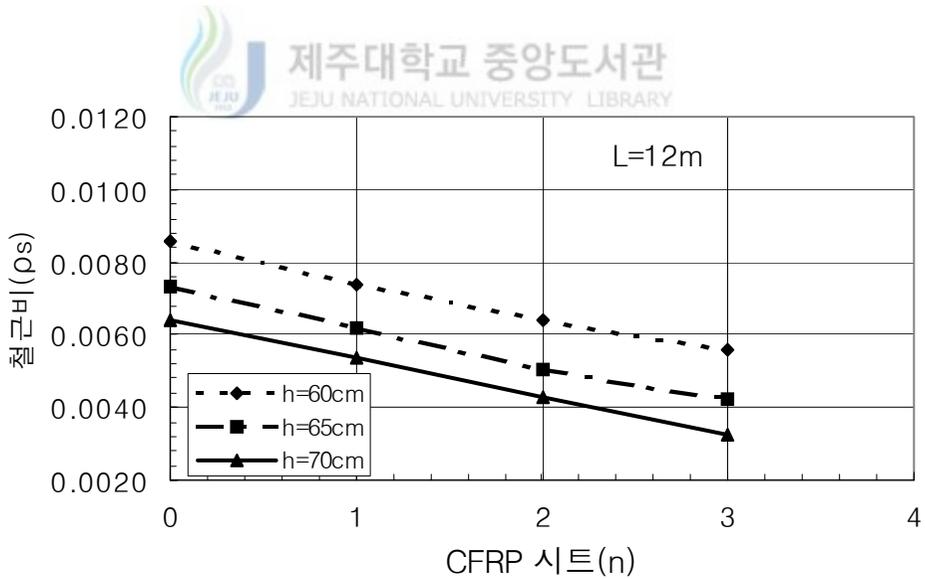


Fig 3.5b Steel ratios per CFRP sheets(L=12m)

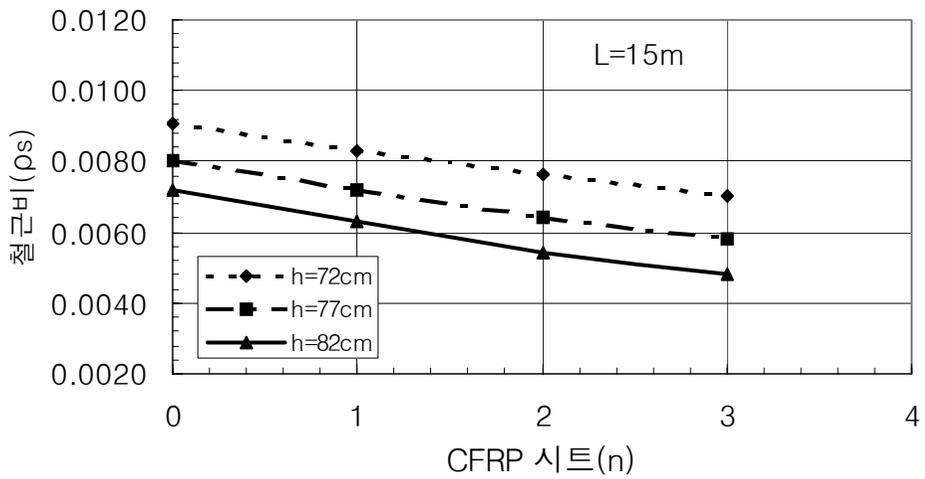


Fig 3.5c Steel ratios per CFRP sheets(L=15m)

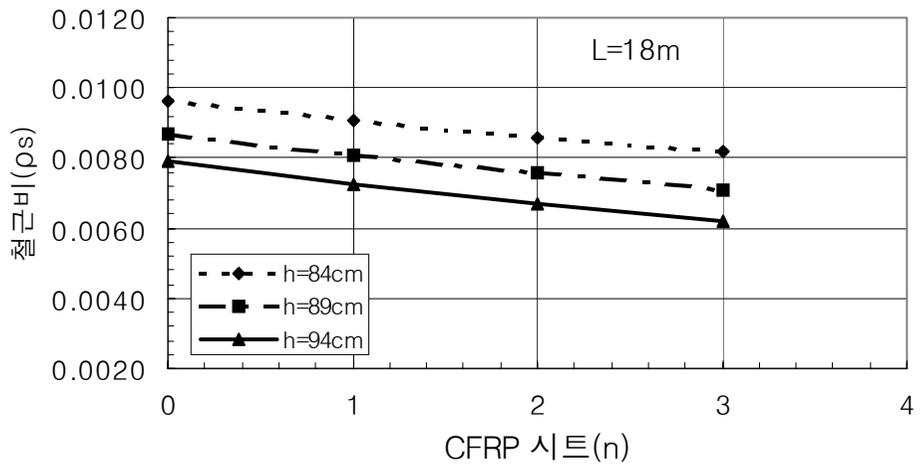
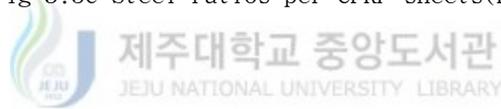


Fig 3.5d Steel ratios per CFRP sheets(L=18m)

IV. 휨강도에 대한 신뢰성 해석

4.1 개요

본 장에서는 AASHTO LRFD 설계기준에 의해 설계된 CFRP로 보강된 철근 콘크리트 슬래브교에 대한 신뢰성 해석을 수행하였다. 신뢰성이론은 설계함수의 안전 여유치를 신뢰성지수 β 로 표현하는데 이 신뢰성지수가 구조물의 파괴를 나타내는 지수이다.

본 논문의 신뢰성 해석에 사용된 신뢰성 이론은 Rackwitz-Fiessler 이론이다.(Rackwitz and Fiessler, 1978)

이 이론은 확률변수가 정규분포를 이루지 않고 lognormal분포 Extreme Type I 등의 비정규분포를 이루거나 한계상태함수가 비선형함수일 경우에도 정확하게 계산할 수 있다. Rackwitz-Fiessler 방법의 원리는 비정규분포를 등가의 정규분포로 변환시키는데 이런 과정으로 다른 분포를 가지는 변수들끼리 계산을 쉽게 하는 장점을 지닌다. 그런데 이 방법은 한계상태내의 모든 변수의 확률분포를 알아야 가능하다.

본 연구의 신뢰성해석에 적용된 슬래브교는 식 (3.3)과 같이 LRFD 설계기준의 휨강도 설계함수식으로 설계되었다.

$$0.9 \left[A_s f_s \left(d - \frac{0.588(A_s f_s + A_f f_{fe})}{f_{ck} b} \right) + \phi A_f f_{fe} \left(h - \frac{0.588(A_s f_s + A_f f_{fe})}{f_{ck} b} \right) \right] \geq 1.25 (M_{DC}) + 1.75 (M_{LL} + M_{IM}) \quad (3.3)$$

이 설계식에 대한 한계상태 함수는 식 (4.1)과 같다.

$$g(x) = [A_s f_s (d - \frac{0.588(A_s f_s + A_f f_{fe})}{f_{ck} b}) + A_f f_{fe} (h - \frac{0.588(A_s f_s + A_f f_{fe})}{f_{ck} b})] - (M_{DC} + M_{LL} + M_{IM}) \quad (4.1)$$

4.2 저항변수

휨 강도 한계상태 식에서 저항에 관련된 기본변수는 단면치수, 철근의 인장강도, 콘크리트 강도, CFRP 강도 등이다. 본 연구에 사용된 저항변수의 통계치는 표 4.1과 같이 기존의 연구자료등을 토대로 사용하였다.

Table 4.1 Statistics of design variables

		확률분포	공칭값	평균값	편중계수	변동계수
f_{ck} (kg/cm^2)		normal	280	238	0.85	0.18
f_y (kg/cm^2)		lognormal	4000	4500	1.125	0.098
단면 치수	h (cm)	normal	h	h	1.0	0.0152/h
	d (cm)	normal	d	d	1.0	0.0152/d
	b (cm)	normal	100	100	1.0	0.01/b
A_s (cm^2)		normal	공칭값	공칭값	1.0	0.03
CFRP	E_{fc}	lognormal	0.0151	0.0179	1.185	-
	E_{fc}	lognormal	2.35×10^6	2.57×10^6	1.094	0.245

4.3 하중변수

4.3.1 사하중변수

하중 변수 중 사하중의 불확실량은 구조물의 사용기간 동안 그 크기나 위치가 거의 변하지 않아 활하중의 불확실량에 비해 비교적 정확히 추정할 수 있어 활하중보다 낮은 변동계수를 가진다. 사하중의 확률특성은 국내에서의 자료보다 국외에서의 자료가 더욱더 신뢰성이 있는 실정이다. 표 4.2는 사하중의 확률특성에 대한 자료이다.(Nowak,1993)

Table 4.2 Statistics of dead load(Nowak,1993)

분류	편중계수	변동계수	분포
D_1	1.03	0.08	normal distribution
D_2	1.05	0.10	
D_3	1.00	0.25	
D_4	1.03 ~ 1.05	0.08 ~ 0.10	

여기서, D_1 은 공장에서 제작된 부재, D_2 는 현장에서 타설된 부재, D_3 는 아스팔트 등 포장, D_4 는 난간, 가로등 등의 기타에 포함된다.

본 연구에서는 4가지의 사하중 모델 중 현장타설 콘크리트 슬래브에 해당하는 2번째 그룹의 통계자료를 인용하였다.

따라서 현장타설 콘크리트 슬래브의 사하중 모델의 확률분포는 정규분포이며 공칭값에 대한 평균값의 비인 편중계수(μ)가 1.05이고 변동계수(V)는 0.1이다.

4.3.2 활하중 변수

a) 정적활하중 변수

활하중의 영향은 지간 길이, 차량무게, 축하중, 축간 거리, 교량에서 차량의 위치, 교량에서 차량의 수, 구조물의 강성 등을 포함한다.

본 연구에서는 하중에 대한 자료는 Nowak(Nowak,1993)의 자료를 인용하였는데 이 자료는 Ontario Ministry of Transportation에 의해 1975년 수행된 차량조사의 결과로 구성되었다.

이 조사는 중차량을 중심으로 10,000대의 트럭에 대한 축하중과 축간 거리등을 조사하였으며, 이중 9,250대를 선별하여 각각의 트럭에 대한 교량의 지간별 휨모멘트와 전단력을 계산하였다. 조사된 10,000대의 트럭은 2주일간의 교통량을 대표한다고 가정하였으며 장래의 75년 교통량은 트럭조사자료를 토대로 보간하여 추정하였다.

임의의 기간에 대해 LRFD 모멘트에 대한 평균 최대 모멘트를 표 4.3과 그림 4.1에 의해 계산 할 수 있다. 여기서 각각의 평균 최대모멘트는 평균 75년 모멘트를 LRFD 모멘트로 나눈 값이다.

최대 트럭 모멘트에 대한 변동계수(V)는 그림 4.2 와 같다. 그림 4.2는 지간에 따른 변동계수의 변화를 나타낸 것인데 지간의 길이가 9m 이상일때 0.11로 균일한 값을 가지는 것을 확인할 수 있다

활하중에 대한 공칭값과 평균값의 비를 나타내는 것이 편중계수인데 LRFD HL-93 활하중에 대한 평균 최대 75년 하중영향의 비와 같다. 따라서 LRFD의 편중계수는 그림 4.1에 나타낸 것과 같고 식 4.3과 같이 표현된다.

$$\lambda(LRFD) = \frac{M(75)}{M(LRFD)} \quad (4.2)$$

여기서 $M(75)$ 는 평균 최대 75년 모멘트, $M(LRFD)$ 는 LRFD HL-93 하중에 의한 모멘트이다.

표 4.3은 본 연구에서 적용한 지간에 대한 정적 활하중 모델의 편중계수 및 변동계수를 정리한 것이다.

Table 4.3 Live load bias factors($M_{75}/M(LRFD)$)

지간(m)	M(LRFD) (ton · m)	M(75) (ton · m)	M(75)/ M(LRFD)
3	88	132	1.50
6	217	302	1.39
9	397	537	1.35
12	578	783	1.35
15	826	1099	1.33
18	1093	1444	1.32
21	1376	1804	1.31
24	1675	2202	1.31
27	1990	2608	1.31
30	2322	3048	1.31
33	2670	3492	1.31
36	3033	3917	1.29
39	3413	4333	1.27
42	3809	4710	1.24
45	4220	5185	1.23
48	4648	5757	1.24
51	5092	6323	1.24
54	5552	6906	1.24
57	6028	7486	1.24
60	6520	8036	1.23

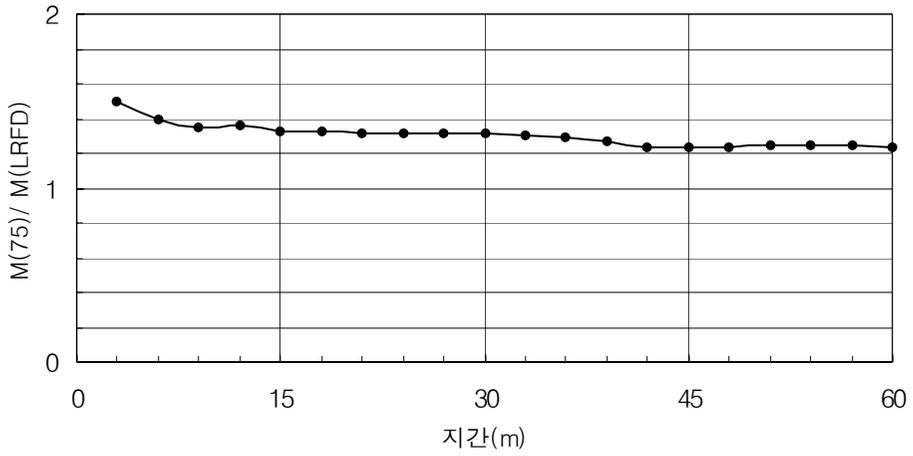


Fig 4.1 Live load bias factors($M_{75}/M(LRFD)$)

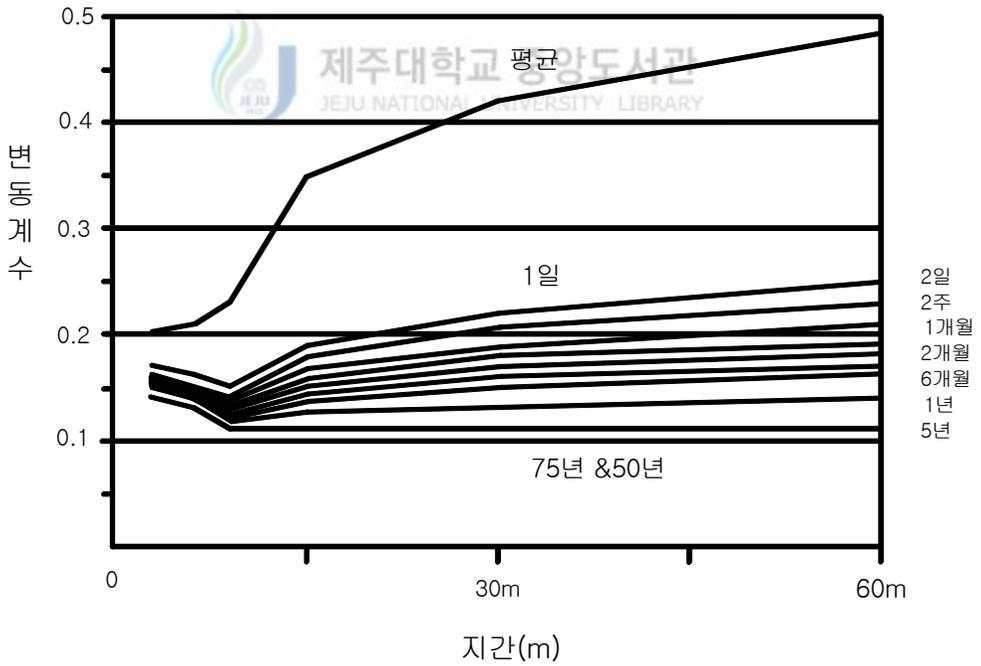


Fig 4.2 Coefficient of Variation of the Maximum Moment.

b) 동적활하중 변수

동적활하중은 노면의 거칠기, 교량의 진동주기, 차량의 진동 이 3가지의 주요 매개변수에 의해 결정된다. 본 연구에서는 CALIBRATION OF LRFD BRIDGE CODE의 자료(Nowak,1993)를 인용하여 표 4.5와 같이 동적 활하중의 통계적 특성을 나타내었다. 75년 최대 동적 활하중은 75년 최대 정적 활하중에 DLF(Dynamic Load Factor)를 곱하여 구할 수 있는데 트럭 한대에 대한 평균 DLF는 0.15이고 트럭 두 대에 대한 평균 DLF는 0.10이며 각각의 변동계수는 0.8이다.

Table 4.4 Statistics of Dynamic load

재하트럭대수	DLF	평균	변동계수
1	0.15	0.15 \bar{L}	0.8
2	0.10	0.10 \bar{L}	0.8

4.4 신뢰성 해석

본 연구에서 적용한 CFRP로 보강된 철근콘크리트 슬래브교의 휨에 대한 한계 상태 함수는 식 (4.1)과 같다.

$$g(x) = \left[A_s f_s \left(d - \frac{0.588(A_s f_s + A_f f_{fe})}{f_{ck} b} \right) + A_f f_{fe} \left(h - \frac{0.588(A_s f_s + A_f f_{fe})}{f_{ck} b} \right) \right] - (M_{DC} + M_{LL} + M_{IM}) \quad (4.1)$$

식 (4.1)은 비선형 함수이므로 Taylor 급수법을 사용하여 설계점에 대해 선형

화 시키면 식 (4.3)과 같다.

$$\begin{aligned}
 g(x) \equiv & [A_s^* f_s^* (d^* - \frac{0.588(A_s^* f_s^* + A_f^* f_{fe}^*)}{f_c^* b}) + A_f^* f_{fe}^* (h^* - \frac{0.588(A_s^* f_s^* + A_f^* f_{fe}^*)}{f_c^* b})] \\
 & - (M_{DC}^* + M_{LL}^* + M_{IM}^*) + \frac{\partial g}{\partial A_s} \Big|_* (A_s - A_s^*) + \frac{\partial g}{\partial f_s} \Big|_* (f_s - f_s^*) + \frac{\partial g}{\partial d} \Big|_* (d - d^*) \\
 & + \frac{\partial g}{\partial A_f} \Big|_* (A_f - A_f^*) + \frac{\partial g}{\partial f_{fe}} \Big|_* (f_{fe} - f_{fe}^*) + \frac{\partial g}{\partial h} \Big|_* (h - h^*) + \frac{\partial g}{\partial f_c} \Big|_* (f_c - f_c^*) \\
 & + \frac{\partial g}{\partial M_{DC}} \Big|_* (M_{DC} - M_{DC}^*) + \frac{\partial g}{\partial M_{LL}} \Big|_* (M_{LL} - M_{LL}^*) + \frac{\partial g}{\partial M_{IM}} \Big|_* (M_{IM} - M_{IM}^*)
 \end{aligned} \tag{4.3}$$

식 (4.3)에서 (*)는 설계점을 나타내며

$$\begin{aligned}
 & \frac{\partial g}{\partial A_s} \Big|_*, \frac{\partial g}{\partial f_s} \Big|_*, \frac{\partial g}{\partial f_c} \Big|_*, \frac{\partial g}{\partial b} \Big|_*, \frac{\partial g}{\partial d} \Big|_*, \frac{\partial g}{\partial A_f} \Big|_*, \frac{\partial g}{\partial f_{fe}} \Big|_*, \frac{\partial g}{\partial h} \Big|_*, \\
 & \frac{\partial g}{\partial M_{DC}} \Big|_*, \frac{\partial g}{\partial M_{LL}} \Big|_*, \frac{\partial g}{\partial M_{IM}} \Big|_*
 \end{aligned}$$

는 식 (4.4)와 같이 풀이된다.

$$\frac{\partial g}{\partial A_s} \Big|_* = f_s^* d^* - \frac{1.176(A_s^* f_s^{*2} + f_s^* A_f^* f_{fe}^*)}{f_c^* b^*} \tag{4.4a}$$

$$\frac{\partial g}{\partial f_s} \Big|_* = A_s^* d^* - \frac{1.176(A_s^{*2} f_s^* + A_s^* A_f^* f_{fe}^*)}{f_c^* b^*} \tag{4.4b}$$

$$\frac{\partial g}{\partial f_c} \Big|_* = \frac{0.588(A_s^* f_s^* + A_f^* f_{fe}^*)^2}{f_c^{*2} b^*} \tag{4.4c}$$

$$\frac{\partial g}{\partial b} \Big|_* = \frac{0.588(A_s^* f_s^* + A_f^* f_{fe}^*)^2}{f_c^* b^{*2}} \tag{4.4d}$$

$$\left. \frac{\partial g}{\partial d} \right|_* = A_s^* f_s^* \quad (4.4e)$$

$$\left. \frac{\partial g}{\partial A_f} \right|_* = f_{fe}^* h^* - \frac{1.176 (A_f^* f_{fe}^{*2} + f_s^* A_s^* f_{fe}^*)}{f_c^* b^*} \quad (4.4f)$$

$$\left. \frac{\partial g}{\partial f_{fe}} \right|_* = A_f^* h^* - \frac{1.176 (A_f^{*2} f_{fe}^* + A_s^* f_s^* A_f^*)}{f_c^* b^*} \quad (4.4g)$$

$$\left. \frac{\partial g}{\partial h} \right|_* = A_f^* f_{fe}^* \quad (4.4h)$$

$$\left. \frac{\partial g}{\partial M_{DC}} \right|_* = -1 \quad (4.4i)$$

$$\left. \frac{\partial g}{\partial M_{LL}} \right|_* = -1$$


제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

(4.4j)

$$\left. \frac{\partial g}{\partial M_{IM}} \right|_* = -1 \quad (4.4k)$$

식 (4.5)의 선형화 된 한계상태방정식에서 각 변수를 설계점에 대해 근사 정규 분포화 시킨후 각 변수의 평균 \bar{X}_i' 와 표준편차 σ_{X_i}' 를 계산하면 식 (4.7)과 같다.

$$\bar{A}_s' = \bar{A}_s, \quad \sigma_{A_s}' = V_{A_s}(\bar{A}_s) \quad (4.5a)$$

$$\bar{f}_s' = f_s^* (1 - \ln f_s^* + \overline{\ln f_s}) \quad \sigma_{f_s}' = f_s^* (\sigma_{\ln f_s}) \quad (4.5b)$$

$$\bar{d}' = \bar{d} \quad \sigma'_{d'} = V_d(\bar{d}) \quad (4.5c)$$

$$\bar{A}'_f = \bar{A}_f \quad \sigma'_{A_s} = V_{A_s}(\bar{A}_s) \quad (4.5d)$$

$$\bar{f}'_{fe} = f_{fe}^* (1 - \ln f_{fe}^* + \overline{\ln f_{fe}}) \quad \sigma'_{f_{fe}} = f_{fe}^* (\sigma_{\ln f_{fe}}) \quad (4.5e)$$

$$\bar{h}' = \bar{h}, \quad \sigma'_{h'} = V_h(\bar{h}) \quad (4.5f)$$

$$\overline{M'_{DC}} = \overline{M_{DC}}, \quad \sigma'_{M_{DC}} = V_{M_{DC}}(\overline{M_{DC}}) \quad (4.5g)$$

$$\overline{M'_{LL}} = M_{LL}^* (1 - \ln M_{LL}^* + \overline{\ln M_{LL}}) \quad \sigma'_{M_{LL}} = M_{LL}^* (\sigma_{\ln M_{LL}}) \quad (4.5h)$$

$$\overline{M'_{IM}} = \overline{M_{IM}} \quad \sigma'_{M_{IM}} = V_{M_{IM}}(\overline{M_{IM}}) \quad (4.5i)$$

여기서 V_{X_i} 는 각 변수의 변동계수이고 첨자 (')는 확률분포를 근사 정규분포화 시킨 변수이다. 대수 정규분포를 갖고 있는 철근의 인장강도 f_s , CFRP의 탄성계수 E_f , CFRP의 변형률 ϵ_{fe} , 정적활하중 M_{LL} 의 평균 및 표준편차 계산과정은 식 (4.6)과 같다.

$$\begin{aligned} \bar{f}'_s &= f_s^* - \sigma'_{f_s} \Phi^{-1} [F_{f_s}(f_s^*)] \\ &= f_s^* - f_s^* \sigma_{\ln f_s} \Phi^{-1} \left[\Phi \left(\frac{\ln f_s^* - \overline{\ln f_s}}{\sigma_{\ln f_s}} \right) \right] \\ &= f_s^* (1 - \ln f_s^* + \overline{\ln f_s}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sigma'_{f_s} &= \frac{\phi[\Phi^{-1}\{F_{f_s}(f_s^*)\}]f_{f_s}(f_s^*)}{f_{f_s}(f_s^*)} \\
&= \frac{\phi\left[\Phi^{-1}\left\{\Phi\left(\frac{\ln f_s^* - \overline{\ln f_s}}{\sigma_{\ln f_s}}\right)\right\}\right]}{\phi\left(\frac{\ln f_s^* - \overline{\ln f_s}}{\sigma_{\ln f_s}}\right)} \frac{1}{f_s^* \sigma_{\ln f_s}} \\
&= f_s^* (\sigma_{\ln f_s})
\end{aligned}$$

$$\overline{f'_{fe}} = f_{fe}^* (1 - \ln f_{fe}^* + \overline{\ln f_{fe}})$$

$$\sigma'_{f_{fe}} = f_{fe}^* (\sigma_{\ln f_{fe}})$$

$$\overline{M'_{LL}} = M_{LL}^* (1 - \ln M_{LL}^* + \overline{\ln M_{LL}})$$

$$\sigma'_{M_{LL}} = M_{LL}^* (\sigma_{\ln M_{LL}}) \quad (4.6)$$

여기서 $F_{X_i}(X_i)$ 는 변수 X_i 의 누적 확률분포함수(CDF)이고 $f_{X_i}(X_i)$ 는 변수 X_i 의 확률밀도함수(PDF), Φ 는 표준 정규분포의 누적 확률분포함수, ϕ 는 표준 정규분포의 확률밀도함수이다.

한편 식 (4.3)은 선형함수이므로 이 함수의 근사 정규분포 변수에 대한 평균 $g(\overline{X'})$ 와 표준편차 σ'_g 는 각각 식 (4.7)과 식 (4.8)과 같다.

$$\begin{aligned}
g(\overline{x}) &\doteq A_s^* f_s^* \left(d^* - \frac{0.588(A_s^* f_s^* + A_f^* f_{fe}^*)}{f_c^* b} \right) + A_f^* f_{fe}^* \left(h^* - \frac{0.588(A_s^* f_s^* + A_f^* f_{fe}^*)}{f_c^* b} \right) \\
&\quad - (M_{DC}^* + M_{LL}^* + M_{IM}^*) + \frac{\partial g}{\partial b} \Big|_* (\overline{b} - b^*) + \frac{\partial g}{\partial A_s} \Big|_* (\overline{A_s} - A_s^*) + \frac{\partial g}{\partial f_s} \Big|_* (\overline{f_s} - f_s^*)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{\partial g}{\partial d} \Big|_* (\bar{d} - d^*) + \frac{\partial g}{\partial A_f} \Big|_* (\bar{A}_f - A_f^*) + \frac{\partial g}{\partial f_{je}} \Big|_* (\bar{f}_{je} - f_{je}^*) + \frac{\partial g}{\partial h} \Big|_* (\bar{h} - h^*) \\
& + \frac{\partial g}{\partial f_c} \Big|_* (\bar{f}_c - f_c^*) + \frac{\partial g}{\partial M_{DC}} \Big|_* (\bar{M}_{DC} - M_{DC}^*) + \frac{\partial g}{\partial M_{LL}} \Big|_* (\bar{M}_{LL} - M_{LL}^*) \\
& + \frac{\partial g}{\partial M_{IM}} \Big|_* (\bar{M}_{IM} - M_{IM}^*)
\end{aligned} \tag{4.9}$$

$$\begin{aligned}
\sigma'_g & = \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_* \sigma_{X_i} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \\
& = \left[\left(\frac{\partial g}{\partial A_s} \Big|_* \sigma_{A_s} \right)^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial f_s} \Big|_* \sigma_{f_s} \right)^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial d} \Big|_* \sigma_d \right)^2 \right. \\
& + \left(\frac{\partial g}{\partial f_{ck}} \Big|_* \sigma_{f_{ck}} \right)^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial A_f} \Big|_* \sigma_{A_f} \right)^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial f_{je}} \Big|_* \sigma_{f_{je}} \right)^2 \\
& \left. + \left(\frac{\partial g}{\partial h} \Big|_* \sigma_h \right)^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial b} \Big|_* \sigma_b \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}
\end{aligned} \tag{4.10}$$

식 (4.9)와 식 (4.10)을 이용하여 신뢰성 지수 β 를 계산하면 식 (4.11)과 같다.

$$\beta = \frac{g(\bar{X}_i)}{\sigma'_g} = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{X^*} (\bar{X}_i - X_i^*) \right) + g(X_1^*, \dots, X_n^*)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{X^*} \sigma_{X_i} \right)^2}} \tag{4.11}$$

식 (4.11)에서 구한 β 를 이용하여 식 (4.12)와 같이 새로운 설계점을 계산한다.

$$X_i^* = \bar{X}_i - \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{X^*} \right) \beta \sigma_i^2 \frac{1}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{X^*} \sigma_{X_i} \right)^2}} \tag{4.12}$$

식 (4.12)를 이용하여 각 변수들의 새로운 설계점을 정립하면 식 (4.13)과 같다.

$$\begin{aligned}
A_s^* &= \overline{A_s} - \left(\frac{\partial g}{\partial A_s} \Big|_{A_s^*} \right) \beta \sigma_{A_s}^2 \frac{1}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial A_s} \Big|_{A_s^*} \sigma_{A_s^i} \right)^2}} \\
f_s^* &= \overline{f_s} - \left(\frac{\partial g}{\partial f_s} \Big|_{f_s^*} \right) \beta \sigma_{f_s}^2 \frac{1}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial f_s} \Big|_{f_s^*} \sigma_{f_s^i} \right)^2}} \\
f_{ck}^* &= \overline{f_{ck}} - \left(\frac{\partial g}{\partial f_{ck}} \Big|_{f_{ck}^*} \right) \beta \sigma_{f_{ck}}^2 \frac{1}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial f_{ck}} \Big|_{f_{ck}^*} \sigma_{f_{ck}^i} \right)^2}} \\
b^* &= \overline{b} - \left(\frac{\partial g}{\partial b} \Big|_{b^*} \right) \beta \sigma_b^2 \frac{1}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial b} \Big|_{b^*} \sigma_b^i \right)^2}} \\
d^* &= \overline{d} - \left(\frac{\partial g}{\partial d} \Big|_{d^*} \right) \beta \sigma_d^2 \frac{1}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial d} \Big|_{d^*} \sigma_d^i \right)^2}} \\
A_f^* &= \overline{A_f} - \left(\frac{\partial g}{\partial A_f} \Big|_{A_f^*} \right) \beta \sigma_{A_f}^2 \frac{1}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial A_f} \Big|_{A_f^*} \sigma_{A_f^i} \right)^2}} \\
f_{fe}^* &= \overline{f_{fe}} - \left(\frac{\partial g}{\partial f_{fe}} \Big|_{f_{fe}^*} \right) \beta \sigma_{f_{fe}}^2 \frac{1}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial f_{fe}} \Big|_{f_{fe}^*} \sigma_{f_{fe}^i} \right)^2}} \\
h^* &= \overline{h} - \left(\frac{\partial g}{\partial h} \Big|_{h^*} \right) \beta \sigma_h^2 \frac{1}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial h} \Big|_{h^*} \sigma_h^i \right)^2}} \\
M_{DC}^* &= \overline{M_{DC}} - \left(\frac{\partial g}{\partial M_{DC}} \Big|_{M_{DC}^*} \right) \beta \sigma_{M_{DC}}^2 \frac{1}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial M_{DC}} \Big|_{M_{DC}^*} \sigma_{M_{DC}^i} \right)^2}} \\
M_{LL}^* &= \overline{M_{LL}} - \left(\frac{\partial g}{\partial M_{LL}} \Big|_{M_{LL}^*} \right) \beta \sigma_{M_{LL}}^2 \frac{1}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial M_{LL}} \Big|_{M_{LL}^*} \sigma_{M_{LL}^i} \right)^2}} \\
M_{IM}^* &= \overline{M_{IM}} - \left(\frac{\partial g}{\partial M_{IM}} \Big|_{M_{IM}^*} \right) \beta \sigma_{M_{IM}}^2 \frac{1}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial M_{IM}} \Big|_{M_{IM}^*} \sigma_{M_{IM}^i} \right)^2}}
\end{aligned} \tag{4.13}$$

식 (4.13)의 새로운 설계점을 이용하여 다시 계산하면 신뢰성지수 β 가 수렴하게 되는데, 계산을 반복하여 나온 값이 한계상태함수의 신뢰성지수 β 가 된다.

4.5 신뢰성 해석 결과 및 고찰

4.5.1 신뢰성 해석결과

본 장에서는 본 연구에서 사용한 하중 및 저항 변수들의 통계자료와 Rackwitz-Fissler의 신뢰성이론을 이용하여 계산한 각각의 결과를 기술하였다. 표 4.6 및 그림 4.3은 CFRP 시트수별 신뢰성지수를 나타낸 값이다.

여기에서 저항계수 ϕ 는 0.9(AASHTO,1998a)를 적용하였고, ψ 는 0.85(ACI,2002)를 적용하였다.



Table 4.5 Reliability indices per CFRP sheets(Minimum slab thickness)

지간(m)	n=0		n=1		n=2		n=3	
	β	ρ_s	β	ρ_s	β	ρ_s	β	ρ_s
9	3.702	0.0087	4.328	0.0070	4.380	0.0055	4.267	0.0045
12	3.686	0.0086	4.272	0.0074	4.420	0.0064	4.415	0.0056
15	3.709	0.0091	4.177	0.0083	4.376	0.0076	4.459	0.0070
18	3.666	0.0096	4.004	0.0091	4.193	0.0086	4.306	0.0082

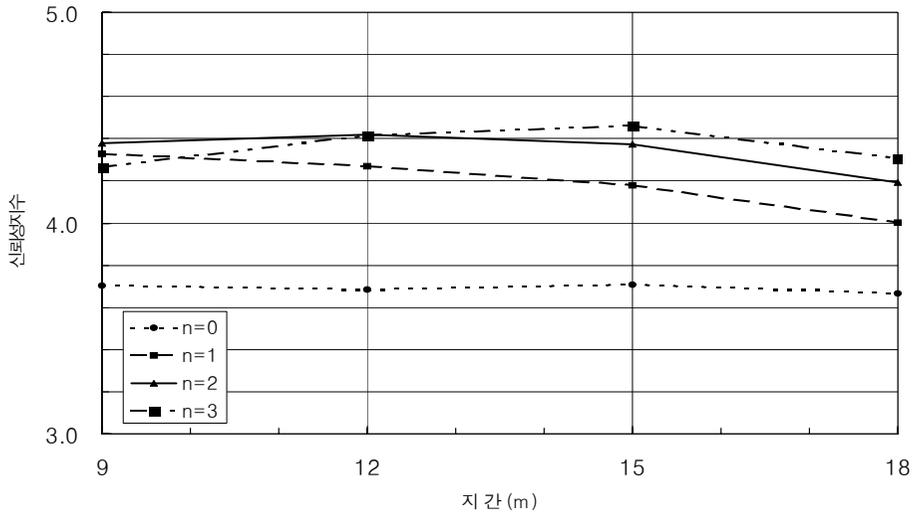


Fig 4.3 Reliability indices per CFRP sheets(Minimum slab thickness)

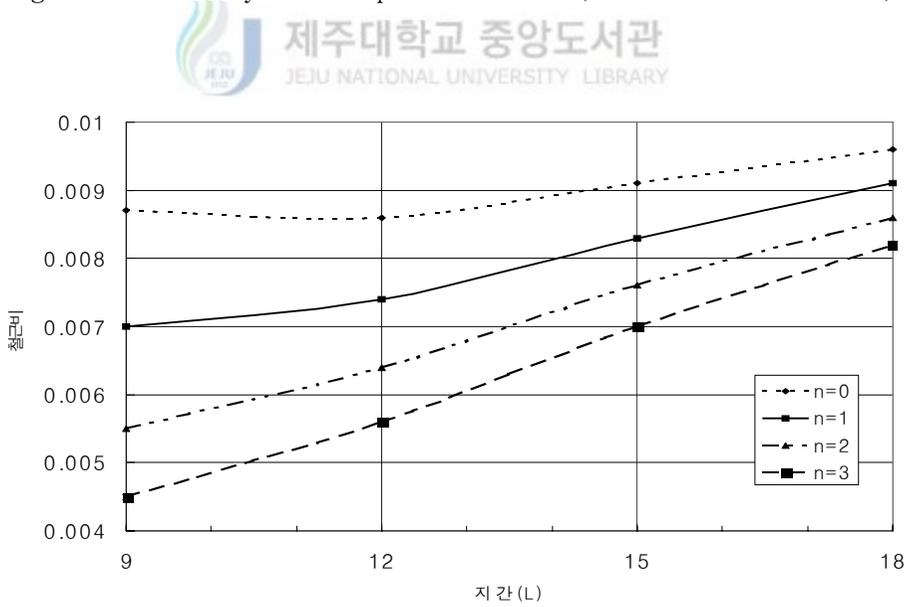


Fig 4.4 Steel ratios per CFRP sheets

같은 지간의 각각의 교량에 대해 슬래브 두께를 최소 슬래브 두께에서 5cm부터 10cm까지 변화를 줬을 때의 신뢰성 지수를 구한 결과는 표 4.6 및 그림 4.4와 같다.

Table 4.6 Reliability indices per slab thickness

지간	h	d	$\Psi=0.85$			
			n=0	n=1	n=2	n=3
9m	48	43	3.702	4.328	4.380	4.267
	53	48	3.722	4.379	4.359	4.078
	58	53	3.735	4.415	4.333	3.922
12m	60	55	3.686	4.272	4.420	4.415
	65	60	3.694	4.324	4.439	4.352
	70	65	3.697	4.349	4.439	4.252
15m	72	67	3.709	4.177	4.376	4.459
	77	72	3.709	4.255	4.441	4.486
	82	77	3.705	4.289	4.475	4.472
18m	84	79	3.666	4.004	4.193	4.306
	89	84	3.661	4.059	4.260	4.365
	94	89	3.653	4.108	4.312	4.400

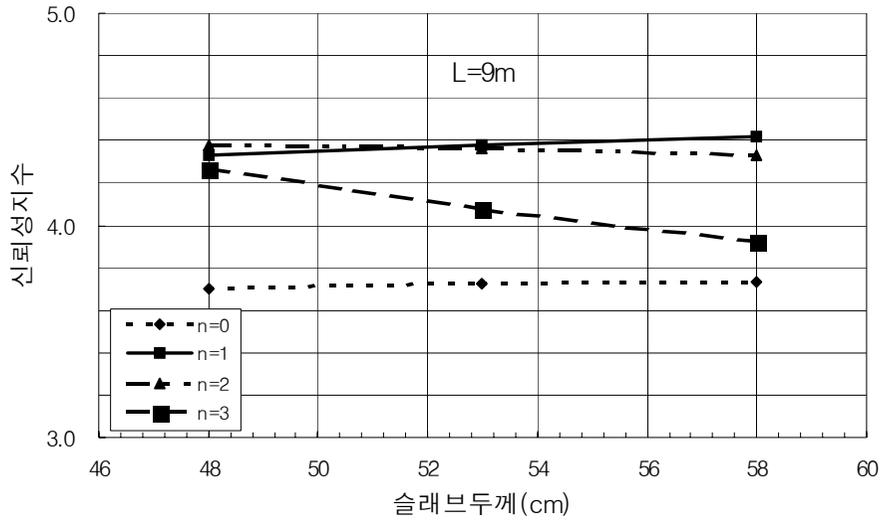


Fig 4.5a Reliability indices per slab thickness(L=9m)

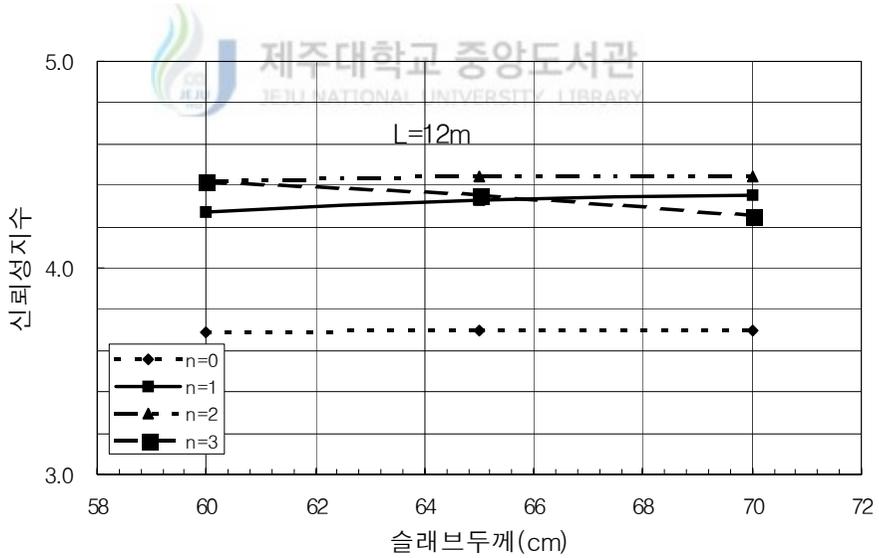


Fig 4.5b Reliability indices per slab thickness(L=12m)

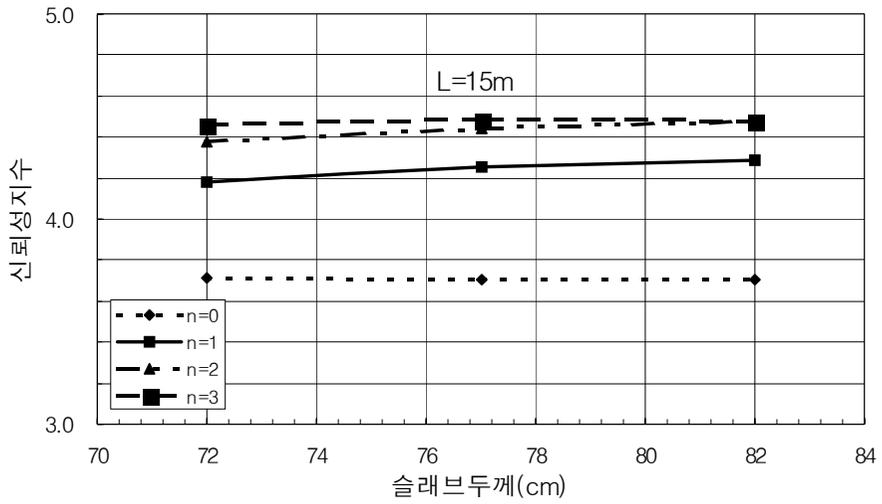


Fig 4.5c Reliability indices per slab thickness(L=15m)

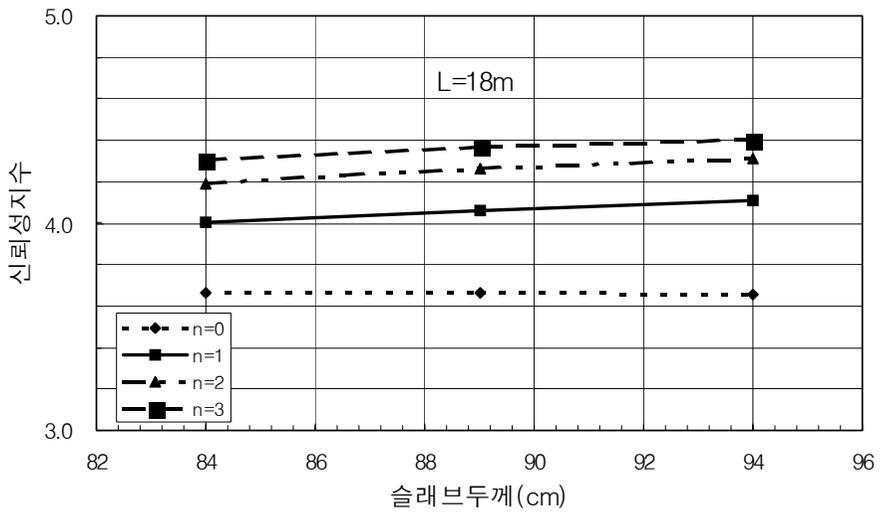


Fig 4.5d Reliability indices per slab thickness(L=18m)

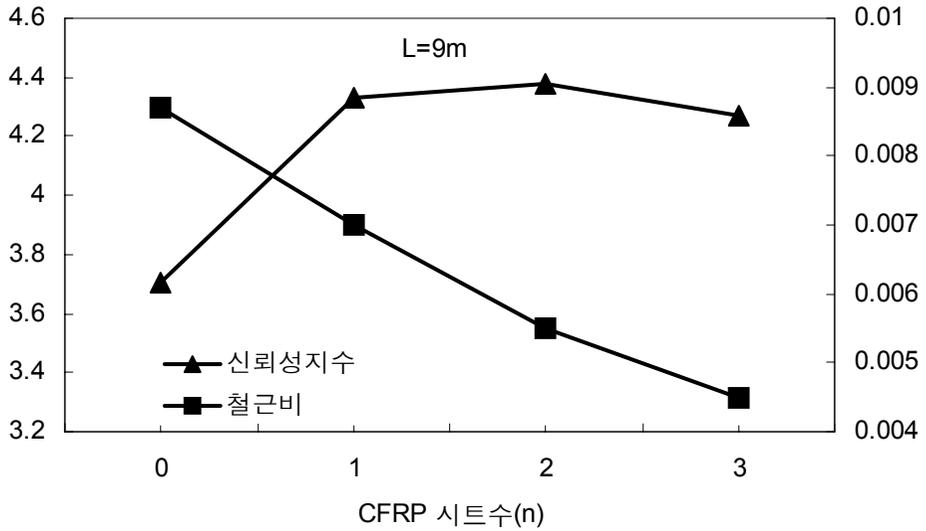


Fig 4.6a Reliability indices, Steel ratios per CFRP sheets(L=9m)

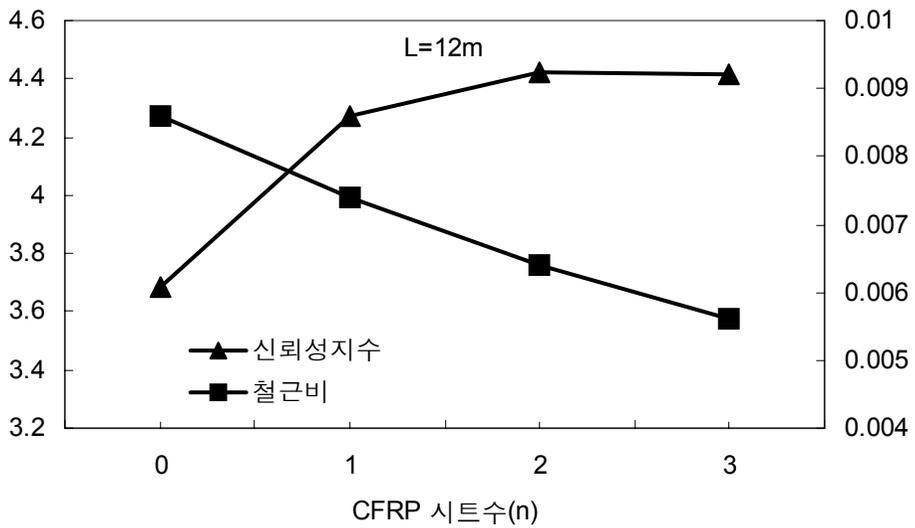


Fig 4.6b Reliability indices, Steel ratios per CFRP sheets(L=12m)

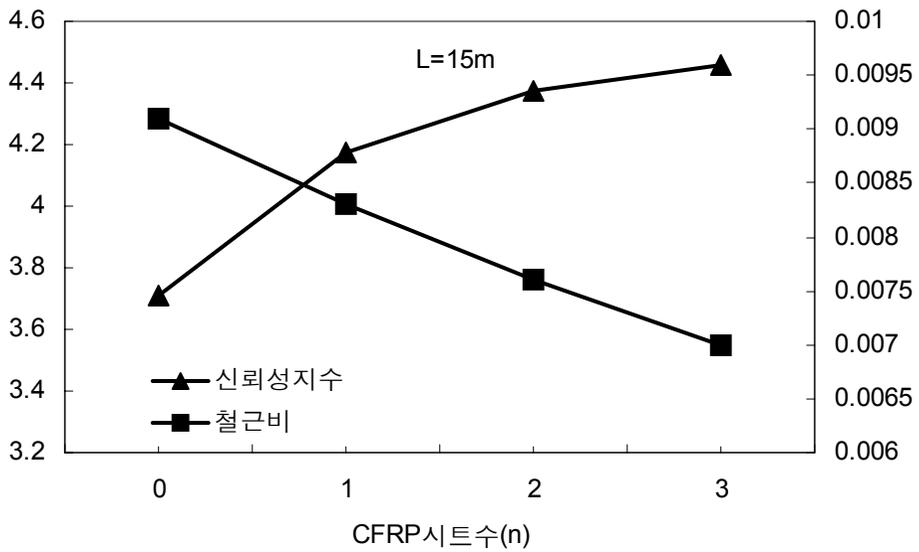


Fig 4.6c Reliability indices, Steel ratios per CFRP sheets(L=15m)

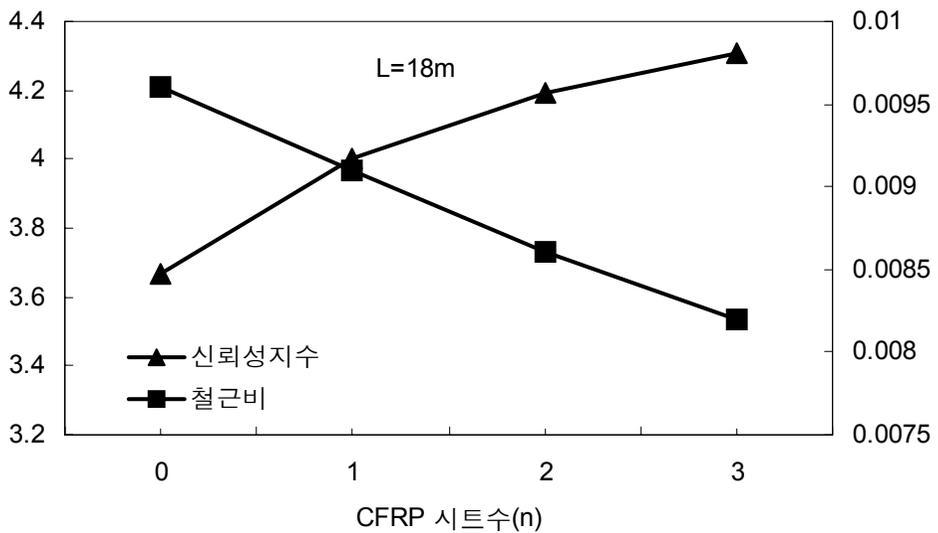


Fig 4.6d Reliability indices, Steel ratios per CFRP sheets(L=18m)

4.5.2 신뢰성해석 고찰

4.5.1장에서는 Rackwitz-Fiessler의 신뢰성 이론을 이용하여 CFRP로 보강된 철근콘크리트 슬래브교의 휨에 대한 신뢰성해석을 하였다. 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 표 4.5에 의하면 철근량의 감소로 인해 CFRP시트로 보강했을 때가 보강하지 않았을 때보다 신뢰성지수가 크게 나타난다.

2) 표 4.5, 그림 4.3, 4.5에 의하면 대체적으로 지간이 길어질수록 신뢰성 지수가 낮아지는 경향이 있고, CFRP시트수가 증가할수록 신뢰성지수가 높아지는 것을 볼 수 있다. 그리고 지간이 길수록 CFRP시트수에 따른 신뢰성지수의 차이가 커지는 것을 볼 수 있다.

3) 그림 4.5에 의하면 짧은 지간에서 다소 슬래브두께 증가에 따른 신뢰성지수 감소가 있었으나 긴 지간에서는 슬래브두께가 증가할수록 신뢰성지수가 증가함을 볼 수 있다.

4) 그림 4.6에 의하면 대체적으로 각 지간별로 CFRP시트수가 증가할수록 철근비는 낮아지며 신뢰성지수가 증가하는 것을 볼 수 있다.

지금까지의 연구결과 고찰을 살펴봤을때 CFRP시트수의 증가에 따라 철근비는 감소하고 신뢰성지수가 증가함을 볼 수 있었다. 신뢰성지수(β)는 저항치의 평균값의 크기에 비례하게 되는데 공칭값에 대한 평균값의 크기를 나타내는 계수가 바로 mean to nominal(편중계수)이다. 본 논문의 제 4장에 제시된 저항변수 통계치의 특성을 보면 철근 인장강도의 편중계수가 1.125인 반면 CFRP의 인장강도 편중계수는 1.296으로 더 큰값을 가진다. 그러므로 CFRP의 보강이 많아질수록 신뢰성지수의 값은 커지는 것을 알 수 있다. 그리고 슬래브두께가 두꺼워질수록 대체적으로 신뢰성지수가 커지는 것을 볼 수 있는데 표 3.5를 보면 두께가

증가함에 따라 모멘트거리가 증가하면서 철근비가 줄어들고 CFRP의 인장강도가 증가하는 것을 볼 수 있다. 이런 이유로 인해 슬래브두께가 증가하면서 신뢰성 지수가 증가하는 것을 알 수 있다. 지간길이가 증가하면서 신뢰성지수가 감소하는이유도 철근비의 증가에 따른 영향으로 사료된다.

그림 4.5a를 보면 CFRP시트수 n 이 2와 3일때 슬래브 두께가 증가해도 신뢰성 지수가 감소하는 것을 볼 수 있는데 이는 슬래브두께가 증가하면서 CFRP인장강도가 파단과 이탈방지를 위한 부착계수인 k_m 의 영향으로 최대값에 도달했기 때문에 그만큼 철근량이 증가하여 신뢰성지수가 감소한 것으로 사료된다.

4.5.3 강도감소계수(ψ) 적정성 검토.

본 논문에서는 CFRP로 보강된 철근콘크리트 슬래브교의 휨에 대한 설계에 CFRP의 강도감소계수(ψ)의 값으로 ACI의 추천값인 0.85를 적용하여 설계를 하였는데 표 4.7에 신뢰성 결과가 나타나있다.

보강된 단면에 대해 지간이 9m이고 슬래브두께가 최소일때 신뢰성지수는 4.267 ~ 4.328이고, 지간이 12m일때 4.272 ~ 4.420, 지간이 15m일때 4.177 ~ 4.459, 지간이 18m일때 4.004 ~ 4.306의 값을 나타냈다. 이는 신뢰성 지수가 최소 4.004에서 최대 4.459까지의 값을 나타내어 기존연구의 목표신뢰성 지수인 $\beta_T = 3.5$ (NOWAK,1993)보다 큰 값을 나타내어 적정한 값을 나타냄을 알 수 있다.

재료강도감소계수란 재료의 특성에 따라 결정되는 계수로서 일반적으로 1.0보다 작은값을 취하게 되므로 본 연구에서는 재료강도감소계수(ψ)의 값을 0.85 ~ 1.0까지 변화시켜 철근콘크리트 슬래브교의 휨에 대한 설계를 수행하여 구조물의 안전성에 대해 적정한지를 검토하였고 그 결과는 표 4.7 및 그림 4.7과 같다.

Table 4.7 Reliability indices per CFRP strength reduction factors

구분	h	d	$\psi=0.85$			$\psi=0.90$			$\psi=0.95$			$\psi=1.00$		
			n=1	n=2	n=3									
9m	48	43	4.328	4.380	4.267	4.243	4.209	4.036	4.156	4.026	3.798	4.069	3.837	3.556
	53	48	4.379	4.359	4.078	4.285	4.167	3.807	4.190	3.972	3.541	4.094	3.773	3.283
	58	53	4.415	4.333	3.922	4.313	4.125	3.620	4.209	3.914	3.344	4.105	3.699	3.094
12m	60	55	4.272	4.420	4.415	4.209	4.299	4.245	4.143	4.172	4.067	4.076	4.040	3.881
	65	60	4.324	4.439	4.352	4.250	4.289	4.139	4.175	4.137	3.918	4.099	3.981	3.692
	70	65	4.349	4.439	4.252	4.270	4.280	4.013	4.191	4.118	3.770	4.111	3.954	3.524
15m	72	67	4.177	4.376	4.459	4.136	4.299	4.349	4.095	4.219	4.233	4.052	4.136	4.113
	77	72	4.255	4.441	4.486	4.204	4.343	4.347	4.151	4.241	4.201	4.096	4.135	4.050
	82	77	4.289	4.475	4.472	4.229	4.354	4.304	4.168	4.232	4.128	4.107	4.108	3.946
18m	84	79	4.004	4.193	4.306	3.976	4.141	4.233	3.948	4.089	4.157	3.920	4.035	4.079
	89	84	4.059	4.260	4.365	4.025	4.196	4.274	3.990	4.131	4.180	3.955	4.064	4.083
	94	89	4.108	4.312	4.400	4.067	4.236	4.291	4.026	4.157	4.178	3.984	4.076	4.061

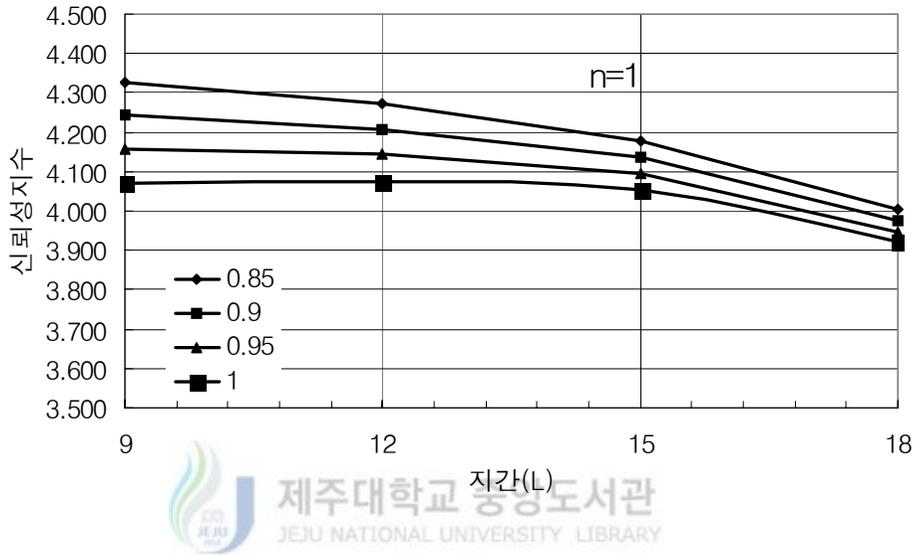


Fig 4.7a Reliability indices per spans(n=1)

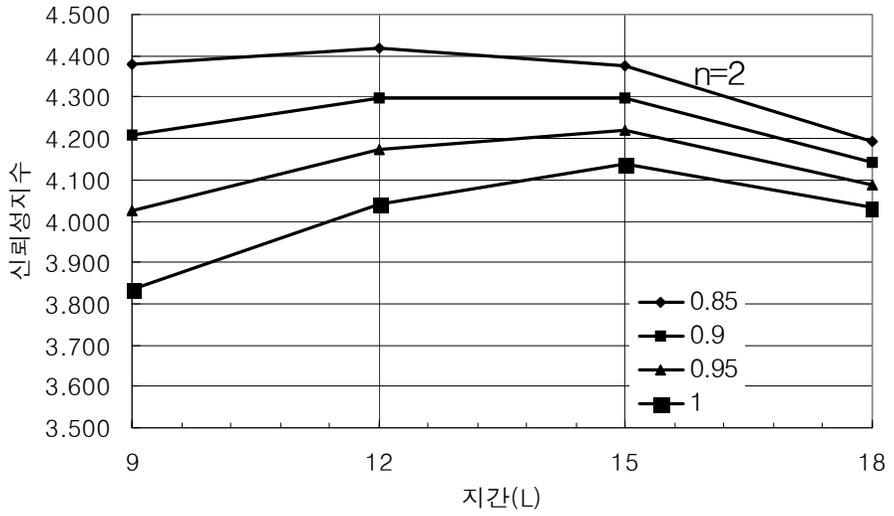


Fig 4.7b Reliability indices per spans(n=2)

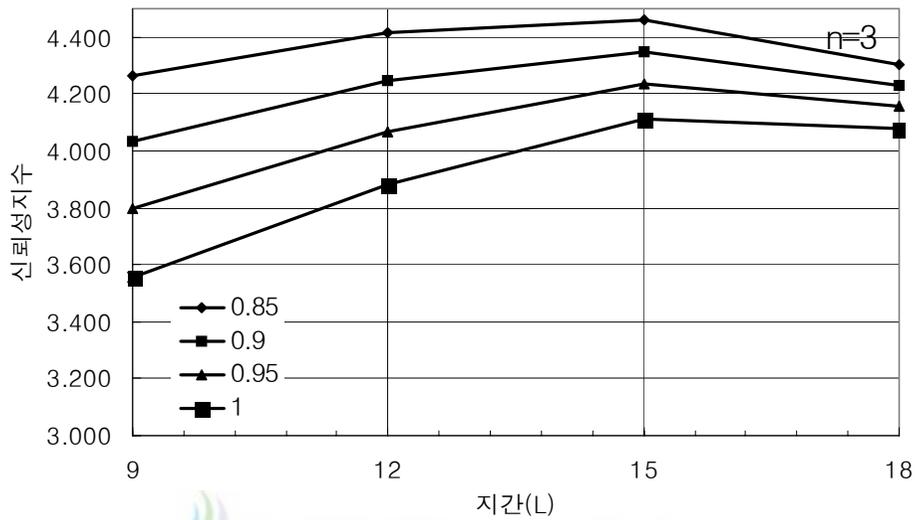


Fig 4.7c Reliability indices per spans(n=3)

V. 결론

본 연구에서는 신뢰성 이론을 이용하여 AASHTO LRFD 설계기준에 의해 CFRP(Carbon Fiber Reinforced Polymer) Sheet로 보강된 철근콘크리트 슬래브교의 휨강도를 검토하였다. 본 연구에 사용된 신뢰성이론은 Rackwitz-Fiessler(1978)의 신뢰성 이론을 사용하였으며 하중모델은 LRFD HL-93 하중을 적용하였으며 하중변수의 통계자료는 Nowak(1993)의 자료를 통해 적용하였다.

본 연구는 CFRP부착에 따른 철근콘크리트 슬래브교의 철근비 변화, 교량 기간에 따른 철근비 변화와 신뢰성 지수, 철근비의 증감에 따른 신뢰성 지수의 변화를 알아보았고 신뢰성 이론을 이용한 CFRP 재료강도감소계수의 적정성을 검토하였다. 본 연구의 결론을 요약하면 다음과 같다.

- 1) 일반적으로 CFRP부착수가 커질수록 신뢰성 지수가 증가하여 안전성의 측면에서 CFRP 보강은 효과적으로 나타났다.
- 2) 기간별 슬래브두께가 증가할수록 파괴확률이 줄어들어 슬래브 두께는 클수록 효과적이다.
- 3) 신뢰성해석 결과 대체적으로 CFRP보강시 안전성이 증가하지만 짧은 기간일수록 과다보강은 상대적으로 파괴확률이 커지므로 보강비가 제한되어야 한다.
- 4) ACI설계식에서 사용된 재료강도감소계수의 값인 0.85를 대입했을때 AASHTO 시방서의 목표신뢰성지수보다 큰값을 나타내어 안전성의 측면에서 최소한의 조건을 만족하고 있다.

참 고 문 헌

시상광(2000). 철근콘크리트 슬래브교의 휨설계규정에 대한 평가, 경북대학교 공학박사 학위논문

오병환,고재균,백신원,이형준,한승환 (1993).“철근콘크리트 구조물의 합리적인 신뢰성 해석연구”, 대한토목학회논문집, 제 13권 제2호, pp 121~133.

홍준영(1999). 신뢰성 해석을 이용한 PSC합성거더의 사용성 평가, 경북대학교 공학석사 학위논문

AASHTO(1998). LRFD Bridge Design Specifications. 2nd Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, U.S.A.

Cornell,C.A.(1970). A First Order Reliability Theory of Structural Design,Structural Reliability and Codified Design,SM Study No.3,University of Waterloo, Waterloo,Canada.

Ellingwood B.R., Galambos T.V., MacGregor J.G., and Conell C.G. (1980). Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58; Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Building and Other Structures, National Bureau of Standards, U.S., Special Publication 577

Hasofer, A.M. (1974). " Reliability Index and Failure Probability", Journal of Structural Mechanics,Vol.3, No.1, pp. 25-27.

Hasofer, A.M. and Lind,N.C. (1974). "Exact and Invariant Second-Moment Code Format",Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE,Vol.101,No.EMI, pp 111-121.

Mirza,S.A, Hatzinikolas,M, and McGregor ,J.G.,(1979)"Statistical descriptions of strength of concrete", Journal of Structural Division,ASCE, Vol,105, NO,ST6, pp. 1021~1037

Mirza,S.A, and McGregor ,J.G.,(1979). "Variability of Mechanical Properties of Reinforcing Bars", Journal of Structural Division, ASCE, Vol,105, NO.ST5,pp. 921~937.

Nowak,A.S.(1993). Calibration of LRFD Bridge Design Code, Report UMCE , Department of Civil and Environmental Engineering University of Michigan, Ann Arbor,Michigan.

Nikolaos Plevris, Thanasis C. Triantafillou, Daniel Veneziano.(1995). "Reliability of RC Members Strengthened with CFRP Laminates", Journal of Structural Engineering, ASCE Vol.121, No.7, pp. 1037 ~ 1044.

Rackwitz,R and Fiessler,B. (1978). "Structural Reliability under Combined Random Load Sequences", Computers and Structures,9, pp. 489~494.

감사의 글

우선 해양토목공학이라는 전공을 선택하여 대학원 생활까지 마치게 된 것을 무한한 영광으로 생각합니다.

또한 학부에서 대학원까지 재학하면서 부족한 저에게 학문적인 가르침뿐만 아니라 토목인의 소양을 가르쳐주시고, 본 논문이 완성되기까지 세심한 배려로 지도해주신 김상진 교수님께 이 글을 빌어 깊은 감사를 드립니다.

부족한 제 논문을 성심껏 돌봐주시고 심사를 해주신 남정만 교수님과 김남형 교수님에게 진심으로 감사를 드립니다.

재학기간동안 내적으로나 외적으로 깊은 가르침을 주셨던 양성기 교수님, 이병걸 교수님, 박상렬 교수님에게도 무한한 감사의 말씀 드립니다.

학교생활을 하면서 늘 곁에 있었던 현수형, 친한 친구같이 고민을 잘 들어주었던 성호, 학교에서 살다시피 하며 학문에 대해 무한한 열정을 보여줬던 창홍, 항상 멋진 재철, 연구실 홍일점 경숙에게도 고마움을 전합니다.

대학원 생활을 같이하면서 진심어린 조언을 아끼지 않았던 창훈형, 항상 개그맨 같이 웃게 만들었던 용철, 마음이 넉넉한 지훈형, 애교가 넘치는 영임, 선배들을 잘 따르는 철영, 항상 밝게 사는 영웅형, 논문작성에 많은 도움을 준 민수, 승범, 성욱, 경보, 성환, 혁준, 태혁에게도 깊은 감사의 말을 전합니다.

또한 바쁜 회사생활에도 논문을 쓸수있게 이해를 해주시고 세심하게 배려를 해주신 김종범 차장님을 비롯, 삼진건설 직원들에게도 감사의 말씀드립니다.

회사생활과 논문준비로 힘들어할 때 술잔을 기울이며 위로를 해준 시민, 승철, 영빈에게도 깊은 감사의 말을 전합니다.

논문작성에 대해서 힘들어할 때 곁에서 도와준 아내의 친구들인 선영, 미현에게도 깊은 감사의 말을 전합니다.

마지막으로 부족한 큰 아들을 항상 믿고 지켜봐주시는 아버지, 어머니, 두 동생, 여러모로 부족한 저와 결혼을 해서 물심양면으로 성원을 해준 제 아내에게 이 논문을 바칩니다.

아울러 이글에 나타내지는 못했지만 저와 인연을 맺어 지금껏 저를 지원해주신 모든 분들에게 감사함을 드리며 항상 행복하시기를 기원합니다.

감사합니다.

2005년 1월