

碩士學位論文

신뢰성 해석에 의한 지역특성
활하중계수



濟州大學校 大學院

土木海洋工學科

朴賢秀

2004年 7月

신뢰성 해석에 의한 지역특성 활하중계수

指導教授 金 相 璣

朴 賢 秀

이 論文을 工學 碩士學位 論文으로 提出함



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

2004年 7月

朴賢秀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

2004年 7月

Site-Specific Live Load Factor by Reliability Analysis

Hyun-Soo Park

(Supervised by Professor Sang-Jin Kim)

 제주대학교 중앙도서관
A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements
for the degree of Master of Engineering

2004. 7.

This thesis has been examined and approved.

Department of Civil & Ocean Engineering
GRADUATE SCHOOL
CHEJU NATIONAL UNIVERSITY

목 차

목 차	i
LIST OF TABLES	iii
LIST OF FIGURES	iv
ABSTRACT	vi
I. 서론	1
1. 연구배경 및 목적	1
2. 연구내용 및 방법	2
II. 신뢰성 이론	4
1. 개요	4
2. 한계상태	5
3. 한계상태 함수	7
4. 신뢰성 해석방법	10
1) 신뢰성지수	10
2) 1계2차모멘트 신뢰성지수 방법	12
3) Hasofer-Lind 신뢰성 지수방법	14
5. Rackwitz-Fiessler 신뢰성지수 방법	17
1) 선형 한계상태함수에 대한 Rackwitz-Fiessler 방법	17
2) 비선형 한계상태함수에 대한 Rackwitz-Fiessler 방법	22
6. 신뢰성 이론의 수준	23
III. 교량 부재의 저항	24
1. 개요	24
2. AASHTO LRFD 시방서에 의한 설계조건	26
1) 설계한계상태의 조합	26
2) 사하중	26
3) 정적활하중	27
4) 동적활하중	29
5) 단면에 대한 규정	30
3. 부재력 산정	31

1) 단면검토	31
2) 거더 분배계수 산정	32
3) 사하중에 의한 모멘트	33
4) 활하중에 의한 모멘트	33
5) 철근량 계산	35
6) 철근비 검토	36
IV. 신뢰성 해석	38
1. 확률 변수의 통계자료	38
2. 활하중 모델	39
1) 측정된 트럭	41
2) 실제 트럭의 최대 모멘트 계산	41
3) 75년 최대 설계 모멘트비 추정	51
3. 신뢰성해석 및 활하중계수 산정	63
4. 신뢰성 해석 결과	70
V. 결론	77
참고문헌	79



LIST OF TABLES

Table 2.1 Reliability index, reliability, probability of failure	11
Table 3.1 Bridge design parameters	24
Table 3.2 Density	27
Table 3.3 Dynamic load allowance: IM	30
Table 4.1 Statistics of design variables	38
Table 4.2 Location of bridges	40
Table 4.3 Parameters of selected bridges	40
Table 4.4 ADTT and number of surveyed trucks	41
Table 4.5 Maximum values of maximum moment ratios	50
Table 4.6 Number of trucks vs. time period and probability (AASHTO LRFD)	52
Table 4.7 Number of trucks vs. time period and probability	53
Table 4.8 Maximum 75 years moment ratios per spans	62
Table 4.9 Site-specific live load factors	72
Table 4.10 Reliability indices per spans	73
Table 4.11 Reliability indices for girder spacings	74
Table 4.12 Reliability indices for girder heights	75

LIST OF FIGURES

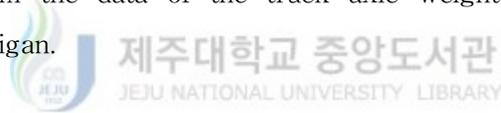
Fig 2.1 PDF's of load, resistance and safety reserve.	8
Fig 2.2 PDF's of load and resistance	9
Fig 2.3 Definition of reliability index	10
Fig 2.4 Hasofer-Lind reliability index	16
Fig 2.5 Rackwitz-Fiessler procedure	21
Fig 3.1 Bridge model for structural analysis	25
Fig 3.2 AASHTO LRFD design load HL-93	28
Fig 3.3 Typical live load response	29
Fig 3.4 Cross section of girder	31
Fig 3.5 HL-93 loading for maximum moment at midspan of simple span	34
Fig 4.1a Maximum moment ratios from truck survey and HL-93 for simple spans(US23/HR)	42
Fig 4.1b Maximum moment ratios from truck survey and HL-93 for simple spans (I94/M10)	43
Fig 4.1c Maximum moment ratios from truck survey and HL-93 for simple spans(US12/I94)	44
Fig 4.1d Maximum moment ratios from truck survey and HL-93 for simple spans (DA/M10)	45
Fig 4.1e Maximum moment ratios from truck survey and HL-93 for simple spans (M39/M10)	46
Fig 4.1f Maximum moment ratios from truck survey and HL-93 for simple spans (I94/I75)	47
Fig 4.1g Maximum moment ratios from truck survey and HL-93 for simple spans (M153/M39)	48
Fig 4.1h Maximum moment ratios from truck survey and HL-93 for simple spans (M50/GR)	49
Fig 4.2 Maximum values of maximum moment ratios	50

Fig 4.3 Maximum and minimum of maximum moment ratios	51
Fig 4.4a Extrapolation of maximum 75 years moment ratio (US23/HR)	54
Fig 4.4b Extrapolation of maximum 75 years moment ratio (I94/M10)	55
Fig 4.4c Extrapolation of maximum 75 years moment ratio (US12/I94)	56
Fig 4.4d Extrapolation of maximum 75 years moment ratio (DA/M10)	57
Fig 4.4e Extrapolation of maximum 75 years moment ratio (M39/M10)	58
Fig 4.4f Extrapolation of maximum 75 years moment ratio (I94/I75)	59
Fig 4.4g Extrapolation of maximum 75 years moment ratio (M153/M39)	60
Fig 4.4h Extrapolation of maximum 75 years moment ratio (M50/GR)	61
Fig 4.5 Maximum 75 year moment bias factors	62
Fig 4.6 Flowchart for Rackwitz-Fissler procedure	69
Fig 4.7 Site-specific live load factors	72
Fig 4.8 Reliability indices per spans	73
Fig 4.9 Reliability indices for girder spacings	74
Fig 4.10 Reliability indices for girder heights	75
Fig 4.11 Relationship between deviation of reliability index and deviation of bias factor	76
Fig 4.12 Relationship between bias factor and live load factor	76

ABSTRACT

This study is determines the site-specific live load factors using the reliability analysis and reviews the appropriateness of the live load factor of the AASHTO LRFD bridge design specification.

The Rackwitz and Fiessler method is used for the reliability analysis. The analysis are performed for the reinforced concrete T-girder bridges. The spans, spacings, and depths of bridge girders are considered as main design variables of the reinforced concrete T-girder bridges. Statistical characteristics of the resistance of the T-girder bridges and those of the dead load are obtained from the literature survey. The statistical characteristics of the site-specific live loads are estimated from the data of the truck axle weights and axle spacings measured in Michigan.



The results of the site-specific live load factors were varied from 1.2 to 3.9. The decisive element for the determination of the live load factors had a tendency to increase as the bias factors increase. If the design provisions are satisfied, the change of the spacing and depth of the girders had little influence on the reliability of the girders. The comparison between the site-specific live load factors and those of the AASHTO LRFD live load factor could not accommodate the various live load factors for various sites.

I. 서론

1. 연구배경 및 목적

실제 구조물의 계획, 설계 및 시공과정에서는 많은 불확실량이 존재한다. 즉, 설계하중과 설계하중의 차이, 시공된 재료의 성질이나 치수, 기하학적 형상 등에 대한 부정확성, 구조물의 거동예측에 대한 단순화된 가정 등으로 인하여 구조물에 절대적인 안전성을 부여하는 것은 매우 어렵다. 이러한 불확실량을 고려하기 위하여 전통적으로 안전율이라는 개념이 사용되어 왔다. 종래에 널리 사용하던 설계법에서는 안전계수라는 포괄적 개념의 여유량을 통해 이들 불확실량을 고려하고 있는데, 이는 최소저항력과 최대하중의 비로 구조물의 안전도를 평가하기 때문에 불확실량을 합리적으로 고려하고 있다고 볼 수는 없다.

불확실량을 합리적으로 고려하기 위해 1993년 5월 12일 Colorado의 Denver에서 가진 AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officials) 연례회의에서 교량과 구조물 소위원회는 현재 사용되고 있는 AASHTO 시방서가 단계적으로 폐지될 것을 전제로 National Cooperative Highway Research Program (NCHRP)12-33 사업의 최종 초안(NCHRP, 1993)을 1994년 AASHTO LRFD(Load and Resistance Factor Design) 도로교 시방서로 채택하였다. 그 결과 AASHTO LRFD시방서는 불확실량을 합리적으로 일관성 있는 안전성을 위하여 저항 문제에 있어서는 부재에 대한 확률 통계이론을 바탕으로 부재의 거동과 특성에 대하여 강도감소 계수를 적용하고 있고, 하중효과 문제에 있어서 한계상태를 여러 가지로 분류하고 확률통계적인 하중조합과 하중계수를 도입하여 안전성 문제를 확보하고 있다.

교량의 자중이나 교량위의 시설물등과 같은 상시하중인 경우에는 지역이나 시간에 따라 큰 변동성이 없지만 일시적인 하중 중 교통하중은 교량의 주요하중으로 작용하고 있는데 시간과 지역에 따라 변동성이 상시하중에 비해 크다. 따라서 교량을 설계하는 문제에 있어서 경제성과 안전성 수준에 있어서 적절한 활하중계수가 필요하다. 한편 현재 AASHTO LRFD(1998)의 교통하중에 관한 활하중 모델은

Ontario Ministry of Transportation(Agarwal and Wolkowicz, 1976)에서 조사한 차량하중을 근거로 Nowak(1993)이 제안한 것인데 제안된 활하중계수는 시방서가 사용되는 모든 지역에 대하여 일정수준의 안전성을 확보 할 수 있도록 하여야 한다.

따라서 여러 지역에 대하여 교통하중의 변동성을 고려하여 지역특성 활하중 계수를 산정해 보고 산정된 활하중계수와 현행 AASHTO LRFD(1998)의 활하중계수를 비교하여 현재 AASHTO LRFD의 활하중계수가 적절한지 검토해 볼 필요가 있다고 사료된다.

2. 연구내용 및 방법

본 연구는 지역특성 활하중계수를 산정하고, 이를 토대로 현재 AASHTO LRFD(1998) 시방서의 활하중계수와 비교하여 AASHTO LRFD 시방서의 활하중계수가 적절한지를 알아보는 데 있다.

지역특성 활하중계수 산정을 위하여 본 연구에서 사용한 교통하중 통계자료는 미시간주의 여러 교량에서 BWIM(Bridge Weigh-in-Motion)에 의해 측정된 트럭의 축하중과 축간거리를 조사한 자료(Kim et al, 1996)를 사용하였으며, 사하중에 대한 통계치와 교량부재에 대한 저항 통계치는 여러 문헌을 참고하여 적절한 값을 사용하였다. 그리고 지역특성 활하중계수 산정방법에 있어서는 통계치 분포의 특성을 고려하여 비선형 해석을 할 수 있는 Rackwitz -Fiessler 신뢰성 지수 방법(Rackwitz와 Fiessler, 1978)을 사용하였다. 지역특성 활하중계수를 산정함에 있어서 현재의 교통량에 의한 평가는 미래에 대한 불확실성을 예측할 수 없으므로 Nowak(1993)이 제시한 방법으로 미래 교통량을 예측하여 산출하고 이에 대하여 각 시간별로 최대 모멘트를 얻을 수 있는 보간 추정법을 사용하였다. 그리고 지역특성 활하중계수를 산정하기 위한 교량 모델은 철근콘크리트 T형 거더교를 대상으로 하였고, 교량의 주요설계변수는 지간과 거더 간격, 그리고 거더 높이를 고려하였다. 본 논문의 구성은 다음과 같다.

I 장에서는 본 연구에 대한 전반적인 문제를 서술하였으며 II 장에서는 신뢰성

이론의 기본적인 내용과 신뢰성 해석 방법의 종류 및 특징에 대하여 살펴보았다. III장에서는 신뢰성 해석에 필요한 교량저항부재의 설계를 위해서 AASHTO LRFD (1998)시방서 규정소개 및 교량저항부재의 설계에 대하여 기술하였다. IV장에서는 실제 트럭이 가지는 하중효과를 계산하고 이 각 확률변수에 대하여 Rackwitz -Fiessler 방법(Rackwitz와 Fiessler, 1978)으로 신뢰성 해석을 수행하여 지역특성 활하중계수를 산출하고 이를 AASHTO LRFD(1998)의 활하중계수와 비교하였다. V장에서는 본 연구에서 얻어진 결과를 종합하여 최종 결론을 도출하였다.



II. 신뢰성 이론

1. 개요

일반적으로 설계자는 구조물을 설계 할 때 하중에 대하여 구조물이 안전성을 확보할 수 있도록 설계를 한다. 안전성을 부여함에 있어서 허용응력 설계법은 사용하중 아래에서 선형탄성 이론에 의하여 부재의 응력이 규정된 허용응력을 초과하지 못하게 설계하는 하는 방법으로 안전계수는 단지 저항에만 적용되고 하중에는 불확실성을 나타내는 어떠한 계수를 사용하지 않는다. 그리고 강도 설계법이나 소성 설계법은 부재의 파괴상태 또는 파괴에 가까운 상태에 있을 때의 상태를 기초로 한 설계이론이다. 강도감소계수와 하중계수를 사용한다는데 있어서 형식면에서 LFRD 설계법과 유사하지만 안전성을 부여하는 의미에 있어서 오랜 기간의 경험에 의존하는 확정적인 양을 사용하였다. 즉 안전계수가 크면 파괴될 가능성이 적은 경향은 알 수 있지만 어느 특정 값의 안전계수가 얼마만큼의 생존의 가능성을 갖는지는 알 수 없다.(Barker와 Puckett, 1997) 이러한 확정적으로 규정된 하중과 저항에 대한 설계규준은 구조물 설계에 있어서 일관성을 갖게 하는 중요한 역할을 하여왔다. 그러나 현실적으로 구조물의 강도와 하중의 영향은 다음과 같은 3가지로 구분되는 불확실량을 포함하고 있는 확률적인 변수이다.

① 물리적 불확실량

자연현상에 내재하고 있는 불확실량으로, 바람, 지진 등과 같이 확률과정으로 취급되는 경우와 재료성질과 같이 확률변수로 취급되는 경우가 있다. 이러한 불확실성은 표본에 의해 통계적인 특성이 분석된다.

② 통계적 불확실량

표본크기의 제한으로 인하여 생기는 불확실성으로 자연적인 변동은 완전히 규명될 수 없으며 표본자료를 검토함으로써 정량화 된다. 표본의 크기가 클수록 통계적 불확실성은 줄어든다.

③ 모델의 불확실량

구조해석 및 설계를 하기위해 수학적으로 취급할 수 있을 정도로 단순화된 모델이 사용된다. 수학적 모델을 만들 때 발생하는 불확실량으로 단순가정, 부정확한 경계조건 및 다른 변수와의 상호여향 등에 의해 비롯된다.

구조물의 신뢰성 이론은 하중과 저항의 매개변수에 내재하고 있는 이러한 불확실량을 고려한 확률론적 설계이론이다.

2. 한계상태

공학적으로 파괴는 하중에 의해 발생된 재료의 응력이 항복성을 초과하거나 보에 작용하는 모멘트가 보의 소성모멘트를 초과하면 파괴가 발생했다고 말할 수 있다. 또한 파괴를 사용성의 규정에 대한 용어로 정의를 내릴 수 있다. 예를 들어 보 또는 바닥판에 과도한 처짐이 발생했을 때 즉 처짐의 한계상태를 초과 했을 때 파괴가 발생했다고 말할 수 있으며 그 외에도 균열과 피로에 대한 한계상태의 표현도 파괴의 여러 가지 본보기로 언급될 수 있다. (Galambos, 1981; Hart, 1982)

한계상태 설계법에서 구조물의 파괴란 종국적으로 구조물의 붕괴를 뜻하는 것이 아니라 그 구조물의 유용성에 대한 한계상태로 표현되며, 한계상태는 하중효과에 대하여 구조물저항능력이 평가기준이 되는 파괴와 안전의 경계점이다. 한계상태는 필요에 따라 안전 여부, 사용성, 경제성 등 목적한 기준에 따라 다양하게 설정될 수 있다. 크게 극한 한계상태, 사용한계상태, 그리고 피로 한계상태의 3가지 범주로 나누어 질 수 있으며 내용은 다음과 같다.

① 극한 한계상태

극한 한계상태는 하중수행능력의 손실과 관련되어있다. 하중이 한계값을 초과할 때 구조부재는 더 이상 하중을 지탱할 수 없으며 붕괴된다. 따라서 극한한계상태는 다음의 한계상태를 포함한다.

- 모멘트수행능력의 초과
- 소성힌지의 형성

- 콘크리트의 압축파괴
- 강재보에서 복부의 전단파괴
- 전체적인 안정성의 손실
- 플랜지의 좌굴
- 복부판의 좌굴
- 용접부위의 파괴
- 볼트의 전단파괴

여러 극한하중상태에 대한 극한하중은 서로 다르다. 이러한 극한 하중의 최소값이 구조물의 강도를 지배한다.

② 사용성 한계상태

사용성 한계상태는 기능수행과 관련되어 있다. 사용성의 한계값이 초과될 때 구조물은 그 기능을 수행할 수 없으며 그 수행능력이 제한된다. 사용성 한계상태는 구조물의 일체성 또는 내하력과 반드시 관련되어 있는 것은 아니다. 사용성 한계상태는 다음의 한계상태를 포함한다.

- 콘크리트의 균열
- 처짐
- 진동
- 영구변형



제주대학교 중앙도서관
JEJU NATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

③ 피로 한계상태

피로한계상태는 손상의 누적과 관련되어 있으며 반복되는 하중 하에서 궁극적으로 파괴된다. 피로한계상태에서 재하되는 하중은 극한하중보다 작지만 계속 반복되면서 구조물의 부재가 파괴된다. 강구조물의 인장부재의 경우 부재 접합부의 용접이 구조물의 피로저항에 영향을 미친다. 또한 포스트텐션 방식의 프리스트레스 콘크리트 교량에서 피로에 의하여 긴장재의 파괴가 발생될 수 있다.

3. 한계상태 함수

일반적으로 모든 구조물은 하중에 대하여 구조물이 기능을 수행 할 수 있는 안전 하중에 대하여 기능을 상실한 파괴로 나눌 수 있다. 그리고 이 안전과 파괴를 나누는 경계를 한계상태라고 한다. 한계상태 함수는 구조물의 기능에 대한 상태를 수학적 모델로 나타낸 것이다. 구조물의 상태를 수학적 함수모델로 나타내면 식 (2.1)과 같다.

$$\begin{aligned} g(X_1, X_2, \dots, X_n) &\geq 0 && \text{안전} \\ g(X_1, X_2, \dots, X_n) &= 0 && \text{한계상태} \\ g(X_1, X_2, \dots, X_n) &< 0 && \text{파괴} \end{aligned} \tag{2.1}$$

여기서 X_i 는 사하중, 활하중, 콘크리트의 압축응력, 철근의 항복응력등과 같은 매개변수이다. 따라서 구조물을 형성하는 부재의 저항을 R 이라고 하고 하중의 영향을 Q 라 하면 한계상태 함수는 식 (2.2)과 같이 나타낼 수 있다.

$$g = R - Q \tag{2.2}$$

여기서 $R - Q$ 로 표현되는 g 값은 구조물의 기능에 대한 안전 여유치(safety margin)를 나타낸 것으로써 R 의 확률밀도함수(Probability Density Function, PDF)를 f_R 이라하고 Q 의 확률밀도함수를 f_Q 라고 하면 g 도 확률 변수의 함수가 되어 Fig 2.1과 같이 나타낼 수 있다.

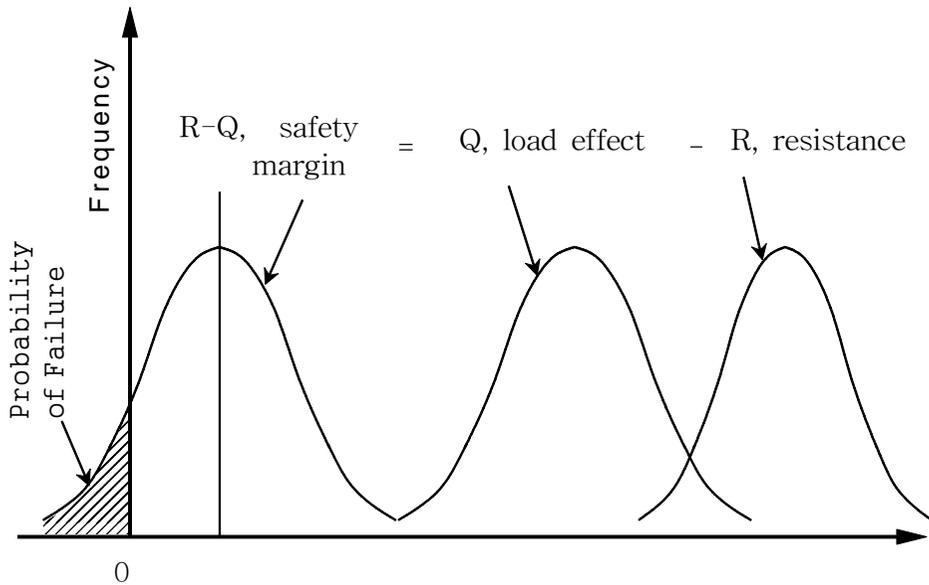


Fig 2.1 PDF's of load, resistance and safety reserve.



구조물은 여유치가 $g > 0$ 이면 구조물은 안전하고 그렇지 않으면 구조물이 파괴된다. 구조물이 파괴 될 확률 P_F 는 식(2.3)과 같다.

$$P_F = Prob(R - Q < 0) = Prob(g < 0) \quad (2.3)$$

파괴 확률은 Fig 2.2와 같이 저항 R 과 하중 Q 의 확률밀도 함수인 f_R 과 f_Q 로부터 구할 수 있다. 구조물은 하중이 저항을 초과할 때 파괴된다. $R = R_i$ 이면 파괴확률은 $Q > R_i$ 인 확률과 같으며 식(2.4)과 같이 나타낼 수 있다.

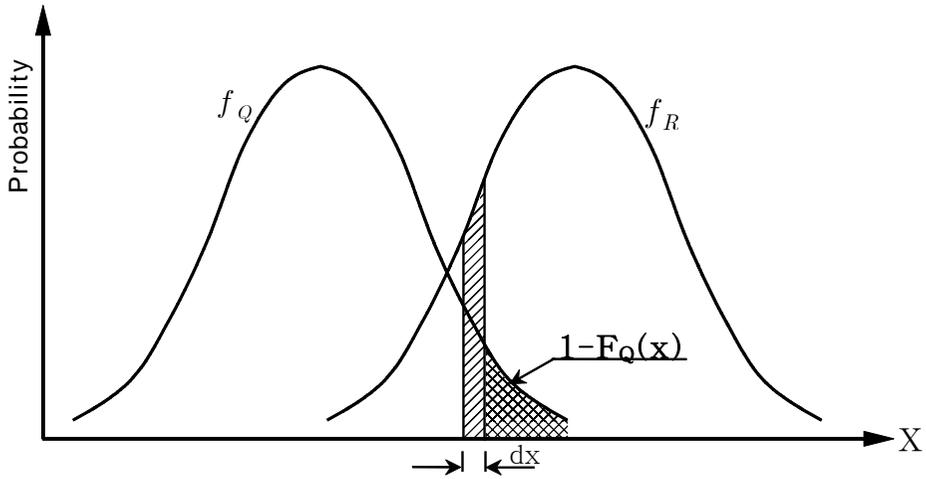


Fig 2.2 PDF's of load and resistance

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

여기서 F_R : 저항 R 의 누적분포함수 (Cumulative Distribution Function, CDF)

F_Q : 하중 Q 의 누적분포함수

식(2.4)는 특수한 수치해석기법이 적분에 필요하며 그 정확도가 적절하지 않을 수도 있다. 따라서 실제로는 파괴확률은 다른 간접적인 방법으로 계산된다.

4. 신뢰성 해석방법

1) 신뢰성지수

일반적으로 한계상태함수는 하중성분, 영향인자, 저항매개변수, 재료의 성질, 해석인자 등의 함수이다. P_F 의 직접적인 계산은 불가능하지는 않지만 매우 어렵다. 따라서 구조물의 신뢰성을 측정하기 위하여 몇 가지 수학적 공식이 개발되었는데 신뢰성지수 β 를 사용한다. 신뢰성지수 β 에 대한 도해적 설명은 Fig 2.3에 나타나 있다.

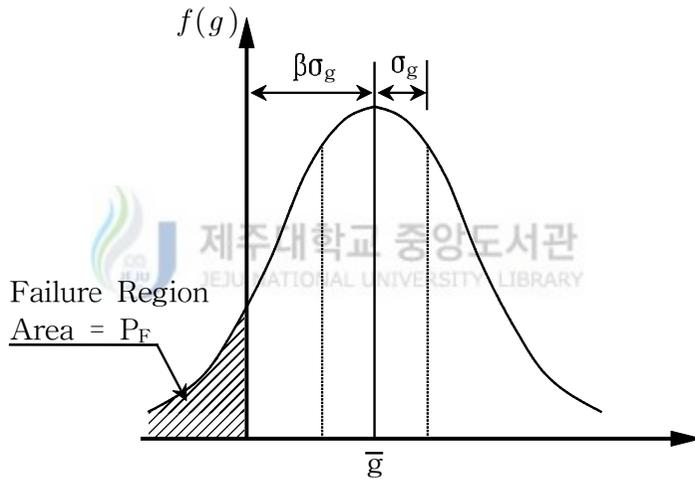


Fig 2.3 Definition of reliability index

Fig 2.3에서 보는 바와 같이 안전 여유치를 신뢰성지수와 표준편차의 곱으로 나타내고 있다. 따라서 신뢰성지수는 g 의 확률 분포에서 원점으로부터 평균점 \bar{g} 까지의 거리가 표준편차 σ_g 의 몇 배인가로 정의되며 이를 정식화 하면 식 (2.5)가 된다.

$$\beta = \frac{\bar{g}}{\sigma_g} \quad (2.5)$$

신뢰성 지수와 파괴확률은 식 (2.6)과 같이 정립된다.

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_F) \quad \text{또는} \quad P_F = \Phi(-\beta) \quad (2.6)$$

여기서 $\Phi(\cdot)$ =표준정규분포 확률함수

또한 임의의 구조물에 대한 신뢰성 P_S 는 식 (2.7)으로 정식화가 된다. Table 2.1은 신뢰성 지수와 신뢰성, 파괴확률의 수치를 나타낸 것이다.

$$P_S = 1 - P_F \quad (2.7)$$

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

β	Reliability $P_S = 1 - P_F$	Probability of failure P_F
0.0	0.500	0.500
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	0.999999999013	0.0000000001987

2) 1계2차모멘트 신뢰성지수 방법

1차2계모멘트(First Order Second Moment, FOSM)신뢰성 지수방법은 60년대 이전에 몇몇 학자들에 의해서 제안 되었으나 실제로 Cornell(1970)이 오늘과 같은 실용적인 방법으로 제안 하였다.이 방법은 확률분포를 고려하지 않고 평균과 표준편차의 비로 정의된 신뢰성 지수 β 를 사용하여 불확실량에 대한 안전성에 대한 기준을 설정하였다. 정규분포를 가지는 기본확률변수인 저항 R 과 하중 Q 의 표준형은 식 (2.8)과 같다.

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

여기서 r, q : 축약변수(Reduced Variable)

$\bar{R}, \bar{Q}, \sigma_R, \sigma_Q$: 각각 R 과 Q 의 평균과 표준편차

저항 R 과 하중 Q 는 축약변수의 향으로 나타내면 식 (2.9)로 나타 낼 수 있다.

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

선형인 한계상태함수 $g = R - Q$ 를 식(2.8)을 대입하면 식(2.10)와 같이 정식화할 수 있다.

$$g = \bar{R} + r\sigma_R - \bar{Q} - q\sigma_Q = 0 \quad (2.10)$$

따라서 식 (2.5)의 정의에 의해 신뢰성 지수를 나타내면 식(2.11)과 같다.

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{Q}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.11)$$

만약 식(2.12)와같이 한계상태함수가 n개의 변수 X_1, X_2, \dots, X_n 의 선형조합으로 이루어진 함수이고, 이 변수들이 서로 독립적이며 모두 정규분포를 가진다면 신뢰성 지수 β 는 식(2.13)과 같이 정식화 된다.

$$g = a_1X_1 + a_2X_2 + \dots + a_nX_n = \sum_{i=1}^n a_iX_i \quad (2.12)$$

$$\beta = \frac{a_1\bar{X}_1 + a_2\bar{X}_2 + \dots + a_n\bar{X}_n}{\sqrt{(a_1\sigma_1)^2 + (a_2\sigma_2)^2 + \dots + (a_n\sigma_n)^2}} = \frac{\sum_{i=1}^n a_i\bar{X}_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i\sigma_i)^2}} \quad (2.13)$$

여기서 a_i =상수

$\bar{X}_i, \sigma_i = X_i$ 의 평균과 표준편차



식(2.13)의 β 는 \bar{X}_i 와 σ_i 만의 함수이며 β 와 확률분포 종류와의 관계가 반영되지 않았다. 이 식은 모든 X_i 가 정규분포일 때 정확하다. 그렇지 않을 경우 단지 근사식에 불과하다. 신뢰성 지수 β 를 계산하기 위하여 첫 번째 두개의 모멘트 즉 평균과 분산만 필요하므로 β 를 구조물의 안전도를 측정하기 위한 2차 모멘트라고 부른다.

비선형 한계상태 함수일 경우, 우선 Taylor 급수를 이용하여 한계상태 함수를 평균에 대하여 식 (2.14)와 같이 선형화 시킨다.

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) \cong g(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \dots, \bar{X}_n) + \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}_i) \frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_{\bar{X}_i} \quad (2.14)$$

식 (2.14)의 우측 항은 X_1, X_2, \dots, X_n 의 선형함수이며, $\frac{\partial g}{\partial X_i}$ 는 변수 X_i 에 대한

$g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ 의 편미분이다. 따라서 β 는 식(2.15)과 같이 정식화 할 수 있다.

$$\beta = \frac{g(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \dots, \bar{X}_n)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \sigma_{X_i} \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_{(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \dots, \bar{X}_n)}^2}} \quad (2.15)$$

식 (2.15)에서 신뢰성 지수 β 를 구할 때 Taylor 급수전개시 고차 항은 무시하고 1차항 만을 사용하였고, 확률변수의 평균과 표준편차만 두 가지 만으로 신뢰성 지수를 구하였으며 Taylor 급수를 평균에 대하여 전개 하여 β 를 1계 2차 모멘트 평균 신뢰성 지수라고(Mean First Order Second Moment) 부른다. FOSM 방법은 사용하기 쉽고 변수의 확률분포를 몰라도 사용가능 하다는 장점이 있으나 동일한 한계상태함수 일지라도 등가적인 표현방법에 따라 상이한 신뢰성 지수를 갖는 불변성 결여 문제로 인하여 엄밀한 신뢰성 지수를 구하는 문제에 있어서 한계를 나타낸다.

3) Hasofer-Lind 신뢰성 지수방법

FOSM 신뢰성 지수 방법이 한계상태함수를 확률변수의 평균점에서 선형화 시키는 것과는 달리 Hasofer-Lind는 파괴표면의 특정 설계점에서 한계상태함수를 표준화함으로써 FOSM방법의 불변성 문제를 해결하였다.(Hasofer등, 1974) 한계상태함수의 모든 변수들은 상호 상관관계가 없는 확률변수이어야 하며 만일 상관관계가 있다면 비상관변수로 바꾸어 주어야 한다. 표준화 과정은 다음과 같다. 한계상태 함수와 그 변수를 식 (2.16)과 같이 표준형으로 정식화한다

$$Z_i = \frac{X_i - \bar{X}_i}{\sigma_{X_i}} \quad (2.16).$$

표준화된 변수로 바꾸면 한계상태함수식은 식 (2.17)과 같이 정식화된다.

$$g_1(Z_1, Z_2, \dots, Z_n) = 0 \quad (2.17)$$

그림 2.3에서 Hasofer-Lind 신뢰성 지수는 표준화된 좌표의 원점에서 $g = 0$ 경계까지의 최단거리이다. 한계상태함수 g 가 선형이면은 신뢰성 지수 β 는 식(2.13)과 같이 구할 수 있고, 한계상태함수 g 가 비선형이면 β 는 식 (2.18)과 같이 정식화 된다.

$$\beta = \min \sqrt{\sum (Z_i^*)^2} \quad (2.18)$$

원점으로부터 최소거리를 갖는 파괴면상의 임의 점 Z_1^*, Z_2^* 을 설계점이라고 하고 이 설계점은 식 (2.19), 식 (2.20), 식(2.21)의 3개의 방정식을 이용하여 반복시행 방법으로 구해진다.

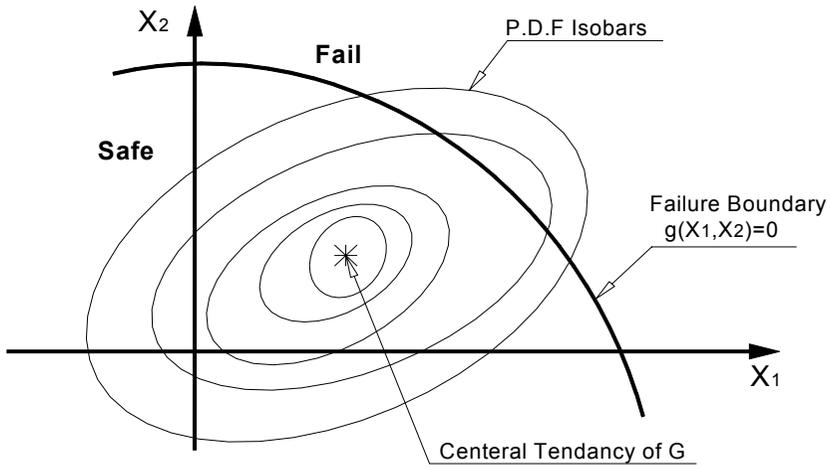
$$\alpha_i = \frac{-\frac{\partial g}{\partial Z_i Z^*}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial Z_k Z^*}\right)^2}} \quad (2.19)$$

$$Z_i^* = \beta \alpha_i \quad (2.20)$$

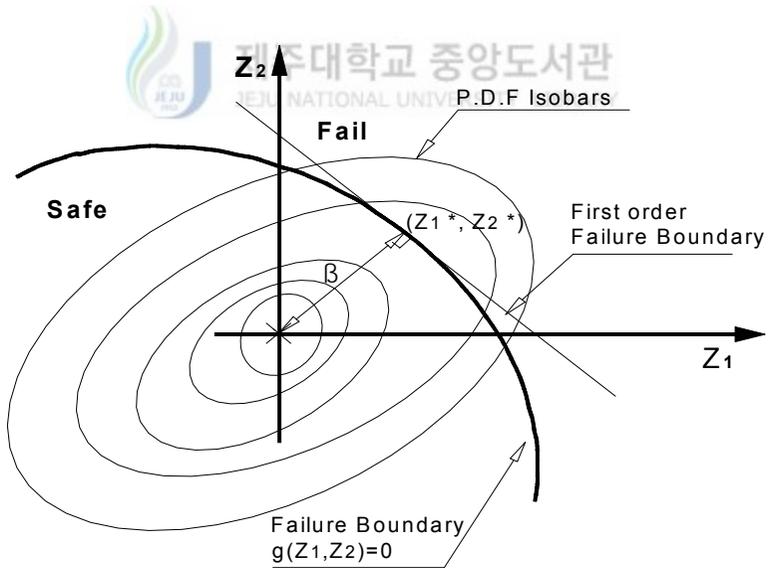
$$g(Z_1^*, Z_2^*, \dots, Z_n^*) = 0 \quad (2.21)$$

여기서 α_i 는 방향 여현이다.

Fig 2.4 은 Hasofer-Lind 신뢰성지수 방법을 도해적으로 설명한 것이다.



(a) Original coordinates



(b) Reduced coordinates

Fig 2.4 Hasofer-Lind reliability index

5. Rackwitz-Fiessler 신뢰성지수 방법

전 절에서 설명한 FOMS방법과 Hasofer-Lind 신뢰성지수 방법은 한계상태 함수를 구성하는 확률변수가 모두 정규분포일 때 매우 정확하다. 그러나 비정규분포 즉 대수정규분포, Gamma 분포, 또는 Extreme Value Type I 등의 분포등의 조합으로 한계상태 함수가 구성되어 있을 때에는 신뢰성 지수의 정확도가 떨어진다. 이에 대하여 Rackwitz와 Fiessler는 확률변수 분포의 제한 문제를 해결하여 Rackwitz-Fiessler 신뢰성 지수방법을 제안하였다.(Rackwitz와 Fiessler, 1978) 이 방법은 한계상태함수를 이루는 모든 변수의 분포를 알아야 가능하다. Rackwitz-Fiessler 신뢰성 지수방법의 기본적인 원리는 식(2.19), 식(2.20), 식(2.21)의 과정을 거칠 때 비정규분포를 설계점에서 등가의 정규분포로 변환되고 서로 다른 분포를 가지고 있는 변수들끼리의 계산이 쉬어진다는 장점이 있다.

1) 선형 한계상태함수에 대한 Rackwitz-Fiessler 방법

저항 R 과 하중 Q 의 2개 변수가 한계상태 함수에 포함되어 있는 경우에 대한 Rackwitz-Fiessler 방법의 알고리즘은 다음과 같다. 이 과정에서 신뢰성 지수는 허용 수렴치 이내에 들 때까지 반복법에 의해 구해진다.

- ① R 과 Q 에 관한 한계상태함수 $g = R - Q$ 에 대하여 파괴면 상의 임의의 설 (R^*, Q^*) 을 가정한다. 여기서, R^* 과 Q^* 는 실용적인 계산을 위해서 R 과 Q 평균의 중간 값으로 시작하는 것이 효과적이다.
- ② 식 (2.22)에서 식 (2.25)과 같이 비정규분포인 F_R 과 F_Q 를 설계점에서 등가의 정규분포인 F_R 와 F_Q 로 근사화 시킨다.

$$f_R(R^*) = f_R(R^*) \quad (2.22)$$

$$F_R(R^*) = F_R(R^*) \quad (2.23)$$

$$f_Q(Q^*) = f_Q(Q^*) \quad (2.24)$$

$$F_Q(Q^*) = F_Q(Q^*) \quad (2.25)$$

여기서, $F_R(R^*)$: 저항변수의 실제 누적분포함수

$F_Q(Q^*)$: 하중변수의 실제 누적분포함수

$F_R(R^*)$: 저항변수의 정규분포로 선형화 된 누적분포함수

$F_Q(Q^*)$: 하중변수의 정규분포로 선형화 된 누적분포함수

\bar{R}' , σ_R 를 근사정규분포 F_R 의 평균 및 표준편차라 하고, \bar{Q}' , σ_Q 를 근사정규분포 F_Q 의 평균 및 표준편차라 하면, 실제 분포와 등가 정규분포의 관계는 식 (2.26)에서 식 (2.29)와 같다.

$$f_R(R^*) = \frac{\phi\left(\frac{R^* - \bar{R}'}{\sigma_R}\right)}{\sigma_R} = f_R(R^*) \quad (2.26)$$

$$F_R(R^*) = \Phi\left(\frac{R^* - \bar{R}'}{\sigma_R}\right) = F_R(R^*) \quad (2.27)$$

$$f_Q(Q^*) = \frac{\phi\left(\frac{Q^* - \bar{Q}'}{\sigma_Q}\right)}{\sigma_Q} = f_Q(Q^*) \quad (2.28)$$

$$F_Q(Q^*) = \Phi\left(\frac{Q^* - \bar{Q}'}{\sigma_Q}\right) = F_Q(Q^*) \quad (2.29)$$

여기서, ϕ : 표준정규 확률밀도함수

Φ : 표준정규 누적분포함수

그러므로 식 (2.26)과 식 (2.27)으로부터 식 (2.33)과 식 (2.34)가 정리된다.

$$\sigma_{R'} = \frac{\phi\left(\frac{R^* - \bar{R}'}{\sigma_{R'}}\right)}{f_R(R^*)} \quad (2.30)$$

$$\frac{R^* - \bar{R}'}{\sigma_{R'}} = \Phi^{-1}[F_R(R^*)] \quad (2.31)$$

식 (2.31)을 식 (2.30)에 대입하면 식 (2.32)로 정식화되고, 식 (2.31)를 변형시키면 식 (2.33)이 된다



$$\sigma_{R'} = \frac{\phi\{\Phi^{-1}[F_R(R^*)]\}}{f_R(R^*)} \quad (2.32)$$

$$\bar{R}' = R^* - \sigma_{R'}\Phi^{-1}[F_R(R^*)] \quad (2.33)$$

하중에 대해서도 앞의 과정과 같은 방법으로 적용하면 식 (2.34)과 식 (2.35) 같이 정식화된다.

$$\sigma_{Q'} = \frac{\phi\{\Phi^{-1}[F_Q(Q^*)]\}}{f_Q(Q^*)} \quad (2.34)$$

$$\bar{Q}' = Q^* - \sigma_{Q'}\Phi^{-1}[F_Q(Q^*)] \quad (2.35)$$

③ 식 (2.36)를 이용하여 근사화된 정규분포로부터 신뢰성 지수 β 를 계산한다.

$$\beta = \frac{\overline{R}' - \overline{Q}'}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.36)$$

④ β 를 계산 후 식 (2.37)과 식 (2.38)를 이용하여 새로운 설계점 R^* , Q^* 를 각각 구한다.

$$R^* = \overline{R}' - \frac{\beta \sigma_R^2}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.37)$$

$$Q^* = \overline{Q}' - \frac{\beta \sigma_R^2}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.38)$$

⑤ $R_{old}^* = R_{new}^*$ 또는 $Q_{old}^* = Q_{new}^*$ 가 될 때까지 ②, ③, ④의 과정을 반복한다.

Nowak 과 Regupathy(1984)는 Rackwitz-Fiessler 방법에서 도해법을 소개하였는데 Fig 2.5는 ②, ③, ④ 과정을 도시한 것이다. 이 도해법에서 등가 정규분포는 누적확률 분포의 설계점에서 접선을 그어 결정한다.

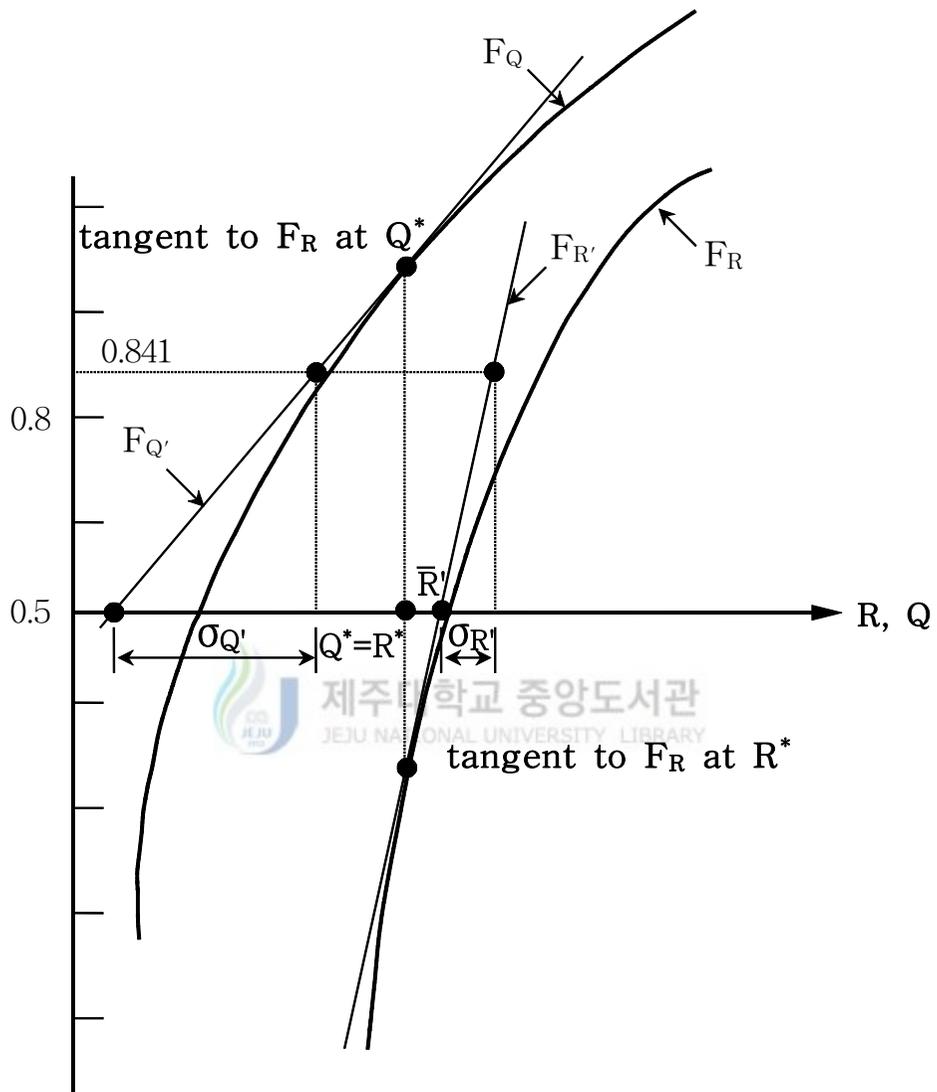


Fig 2.5 Rackwitz-Fiessler procedure

2) 비선형 한계상태함수에 대한 Rackwitz-Fiessler 방법

한계상태함수 $g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ 가 비선형일 경우 평균을 초기 설계점으로 가정한 후 ($X_i^* = \bar{X}_i$), Taylor 급수를 사용하여 비선형 한계상태함수를 설계점에 대하여 선형화 시키면 식 (2.38)과 같이 정식화되며 신뢰성 지수 β 는 식(2.39)로 정립이 된다.

$$g(\bar{X}'_1, \bar{X}'_2, \dots, \bar{X}'_n) \cong g(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_{X_i^*} (\bar{X}'_i - X_i^*) \quad (2.39)$$

$$\beta = \frac{g(\bar{X}'_1, \bar{X}'_2, \dots, \bar{X}'_n)}{\sigma'_g} \quad (2.40)$$

식 (2.41)의 σ'_g 는 식 (2.41)과 같이 정식화 된다.

$$\sigma'_g = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_{X_i^*} \sigma_i \right)^2} \quad (2.41)$$

새로운 설계점은 식 (2.43)으로 정립된다.

$$X_i^* = \bar{X}'_i - \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_{X_i^*} \right) \beta \sigma_i^2}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_{X_i^*} \sigma_i \right)^2}} \quad (2.42)$$

이와 같은 과정을 $X_{old}^* = X_{new}^*$ 일 때까지 반복한다.

6. 신뢰성 이론의 수준

신뢰성 해석을 하기 위해서는 설계변수를 확률변수로 취급하는 확률론적 방법이 확률변수를 어느 정도로 취급하는가에 따라 신뢰성 해석수준을 다음과 같이 4단계로 구분할 수 있다.(Augsti 외, 1984)

① Level IV 방법

확률과정의 불확실한 상태 하에서 최적화 기법을 통해 목적함수의 최적치를 하려는 개념이다. 그러나 모든 변수가 확률변수이므로 최적해를 구하는 것이 거의 불가능할 정도이다. 개념적으로는 설정되어 있으나 실용화되기에는 아직도 많은 연구가 필요하다.

② Level III 방법

고전적인 신뢰성 해석법에서 주로 사용하던 방법이다. 확률변수의 정확한 확률 분포로부터 한계상태함수의 확률을 구하는 방법이다. 모든 확률변수로 이루어진 한계상태함수의 확률분포를 알고 그로부터 확률을 구하는 것은 실용적으로 많은 제약이 있다. 현재 Level III 이론은 보다 연구해야 할 분야로 남아있다.

③ Level II 방법

정확한 확률분포를 필요로 하는 대신 확률변수의 평균과 분산 그리고 상관관계에 대한 정보만으로 신뢰성 해석을 할 수 있는 방법으로 현대적인 신뢰성 해석의 기본적인 틀이 되고 있다.

④ Level I 방법

미리 설정된 확률기준에 의해 변수의 대표적인 특성값을 구하여 확정론적인 방법과 같이 대표값만 비교되어 신뢰성을 검토하는 방법이다. 즉 저항 및 하중효과의 평균만을 비교하여 신뢰성 해석을 하는 하중-저항계수법 등이 이 수준에 속한다고 볼 수 있다. Level II와 Level III의 신뢰성 해석에 의해 연구 분석된 결과를 바탕으로 이 수준에서 사용될 수 있는 설계기준을 설정하는 것이 신뢰성 분석의 최종목표로 볼 수 있다.

III. 교량 부재의 저항

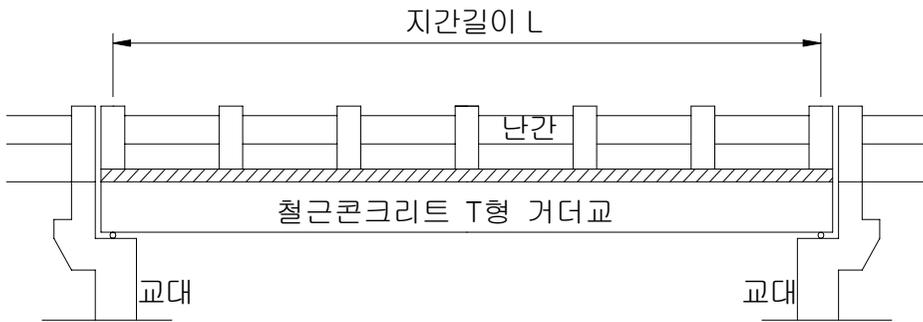
1. 개요

활하중계수를 결정하기 위하여 부재의 저항능력을 산정해야한다. 따라서 본 연구에서는 철근콘크리트 T형 거더교를 휨에 대하여 고려하였고, 구조 계산방법은 AASHTO-LRFD(1998)의 규정에 의해 계산을 하였다. 하중조합은 일반적인 차량 통행을 고려한 기본하중조합인 강도한계상태 I를 고려하였고 교량을 단순지간으로 하여 내측 거더에만 적용하였다. 교량지간은 T형 거더교 형식에서 경제적으로 가장 많이 쓰이는 9m부터 24m까지 3m 씩 증가시켜 6가지의 경우를 고려하였고, 거더 간격은 2m부터 2.75m 까지 0.25m간격으로 4가지를 고려하였다. 거더 높이는 AASHTO LRFD 규정의 최소높이에서 여유를 두어 5cm를 더한 후 5cm 간격으로 15cm까지 적용하여 한지역의 활하중 계수를 구하기 위하여 총 $6 \times 4 \times 3 = 72$ 가지의 단면을 고려하였다. 을 고려하였다. 각 재료의 강도는 콘크리트 압축강도 $f'_c = 28 MPa$, 철근의 인장강도 $f_y = 400 MPa$ 를 사용하였다.

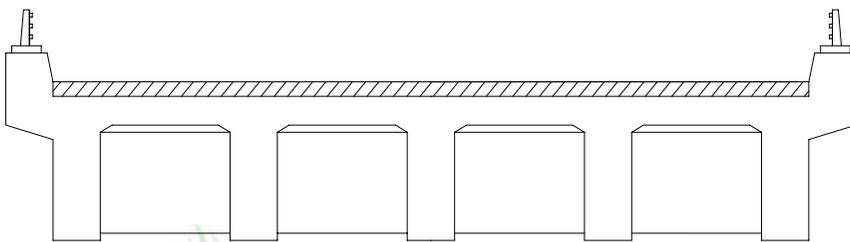
이 내용을 정리하면 Table 3.1과 같고 교량의 단면을 Fig 3.1 에 나타내었다.

Table 3.1 Bridge design parameters

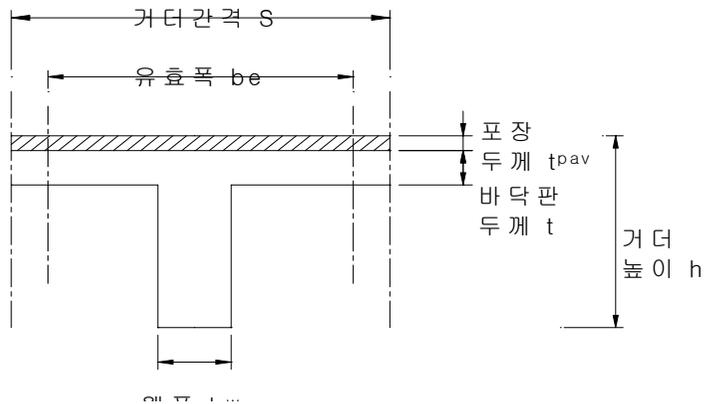
지간	9m, 12m, 15m, 18m, 21m, 24m	
거더높이	$h_{min} + 5cm$, $h_{min} + 10cm$, $h_{min} + 15cm$	
거더간격	2.00m, 2.25m, 2.50m, 2.75m	
바닥판 두께	거더 간격이 2.00m, 2.25m인 경우 : 20cm	
	거더 간격이 2.50m, 2.75m인 경우 : 22cm	
웹(복부)두께	지간이 9m, 12인 경우: 35cm	
	지간이 15m, 18m인 경우: 40cm	
	지간이 21m, 24m인 경우: 45cm	
사용재료	철근:400MPa	콘크리트:28MPa



(a) Elevation of bridge



(b) Cross section of bridge



(c) Cross section of girder

Fig 3.1 Bridge model for structural analysis

2. AASHTO LRFD 시방서에 의한 설계조건

1) 설계한계상태의 조합

AASHTO LRFD(1998)시방서에서는 한계상태를 크게 사용성 한계상태, 피로와 파쇄한계상태, 강도한계상태, 극한상황한계상태로 나누고 전 지역의 한계상태를 모두 만족 시킬 수 있도록 설계에 만족하고자 식 (4.1)과 같은 설계식을 제안하였다.

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (4.1)$$

여기서 Q_i 는 하중효과, R_n 은 저항공칭강도, γ_i 는 각 하중효과 적용되는 하중계수, ϕ 는 공칭저항에 적용되는 강도 감소계수, 그리고 η 는 하중수정계수이다. 다시 η 는 다음과 같은 식(4.2)으로 표현된다.

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (4.2)$$

여기서 η_D 는 구조물의 연성에 관련된 계수, η_R 는 구조물의여용성에 관련된 계수, 그리고 η_I 는 구조물의 기능적중요도에 관련된 계수이다. 본 연구에서는 강도한계상태 중 차량의 활하중계수를 구하기 위하여 일반적인 차량통행을 고려한 하중 조합을 고려하였다. 또한 하중 수정계수산정하기 위하여 $\eta_D=1.00$, $\eta_R=1.00$, $\eta_I=1.00$ 으로 하였다. 그리고 휨 부재에 대한 강도 감소계수 ϕ 는 AASHTO LRFD 규정에 따라 0.9로 하였다.

2) 사하중

사하중은 교량의 자중과 포장, 교량에 설치되는 난간, 포장, 기타 설비등 부속물을 포함한다. 사하중의 크기는 구조물의 재료가 결정되면 단위 중량에 의해 비교적 정확하게 구할 수 있는 하중이다. AASHTO LRFD 에서는 실하중이 명백한 것은 그 값을 사용하도록 하고 있고 특별한 자료가 없는 경우에는 Table 3.2 에 근거하여 사하중을 산정하도록 규정하고 있다. 본 논문에서는 역청질 포장재와 보통콘크리트만을 사용하였다.

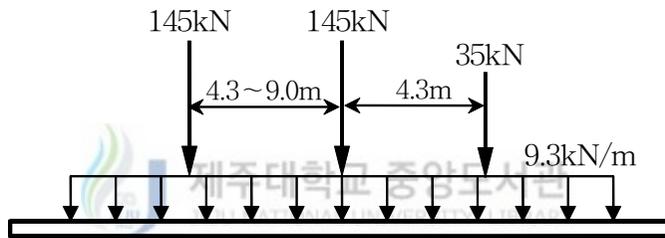
Table 3.2 Density

재료		단위중량 (kg/m ³)	재료	단위중량 (kg/m ³)	
알루미늄 합금		2800	느슨한 모래, 실트 또는 자갈	1600	
역청질 포장재		2250	막자갈, 석쇄 또는 자갈	2250	
주물강재		7200	강재	7850	
충진재		960	돌벽돌	2725	
다져진 모래, 실트 또는 점토		1925	목재	단단한 것	960
콘크리트	저비중	1775		무른 것	800
	모래-저-비중	1925	용수	담수	1000
	보통	2400		해수	1025
항목	단위길이 당 질량 (kg/mm)		선로구조	0.30	

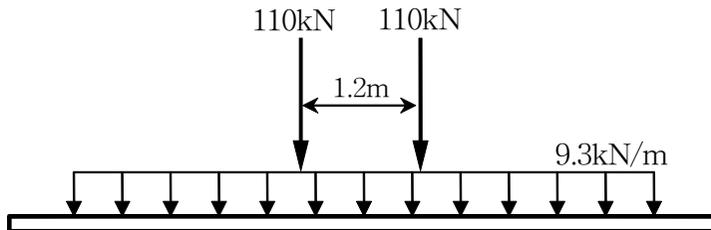
3) 정적활하중

교량설계에서 활하중은 차량하중으로써 크기와 작용위치가 모두 시간에 따라 변한다. 또한 차량에는 여러 종류가 있어서 각각에 대하여 모두 계산한다는 것은 불가능한 일이다. 따라서 AASHTO LRFD의 활하중은 Highway Loding 의 첫 글자와 93년도에 AASHTO LRFD에 채택되었다는 의미를 가지고 HL-93하중을 사용하고 있다. HL-93은 Fig 3.2와 같이 설계트럭하중, 설계텐덤하중, 설계차선하중 3가지 종류의 하중으로 이루어져있다. 첫째 설계트럭 하중은 세미 트레일러를 형상화 한 것이다. 앞 축은 35kN, 4.3m 뒤에 145kN의 축으로 되어있으며, 설계트럭의 뒤축 또한 145kN로 되어있다. 뒤축 사이의 거리는 4.3m에서 9m사이에 축하중의 위치를 변화 시킬 수 있도록 되어 있다. 이것은 연속교에서 극단적인 하중변화에

대하여 유연하게 대처 할 수 있도록 함이다. 둘째 탠덤하중은 110kN 인 두개의 축 하중으로 되어있고, 축간거리가 1.2m로 구성되어있다. 셋째 차선하중은 횡 방향으로 차가 균집으로 나열된 하중의 효과를 나타낸 것으로 등분포 하중으로 되어 있고 그 크기는 9.3kN/m 이다. 설계시 설계트럭하중과 차선하중의 조합과 설계탠덤하중과 설계차선하중의 조합 중 큰 하중효과를 나타낼 수 있는 것으로 선택한다. 이 활 하중 모델은 주행중 계량(Weight in Motion, WIM) 방법으로 검증되어서 제안되었는데 WIM 연구는 Hwang 외(1991), Moses 외(1985) 등에 의하여 이루어졌다. ASSHTO LRFD 활하중 모델은 Kulicki 외 (1991)와 Nowak(1993)에 의한 WIM 연구를 통하여 확정되었다.



(a) Combination of design truck load and design lane load



(b) Combination of design tandem load and design lane load

Fig 3.2 AASHTO LRFD design load HL-93

4) 동적활하중

차량의 주행을 할 때 교량에 미치는 하중효과를 고려한 하중이다. Fig 3.3에서 보는 것처럼 차량이 주행할 때에는 정지할 때보다 하중의 효과가 더 큰데 AASHTO LRFD 시방서에서는 차량이 주행할 때와 정지해 있을 때 보의 중앙에서의 처짐을 고려하여 동적 하중 여유치를 나타내었다. 동적 하중 여유치는 식 (3.3)과 같이 표현한다. 이러한 동적 하중 여유치는 Table 3.3에 서와 같이 세 가지로 구분하여 간단하게 표현되고 있다. 그리고 이 동적 하중 여유치는 설계트럭 하중과 설계 텐덤 하중에만 영향을 고려하고 설계차선하중에는 동적 하중 여유치를 고려하지 않는다.

$$IM = \frac{D_{dyn}}{D_{sta}} \quad (3.3)$$

여기서 D_{sta} 는 최대정적 처짐이고 D_{dyn} 는 동적영향에 의한 추가 처짐이다.

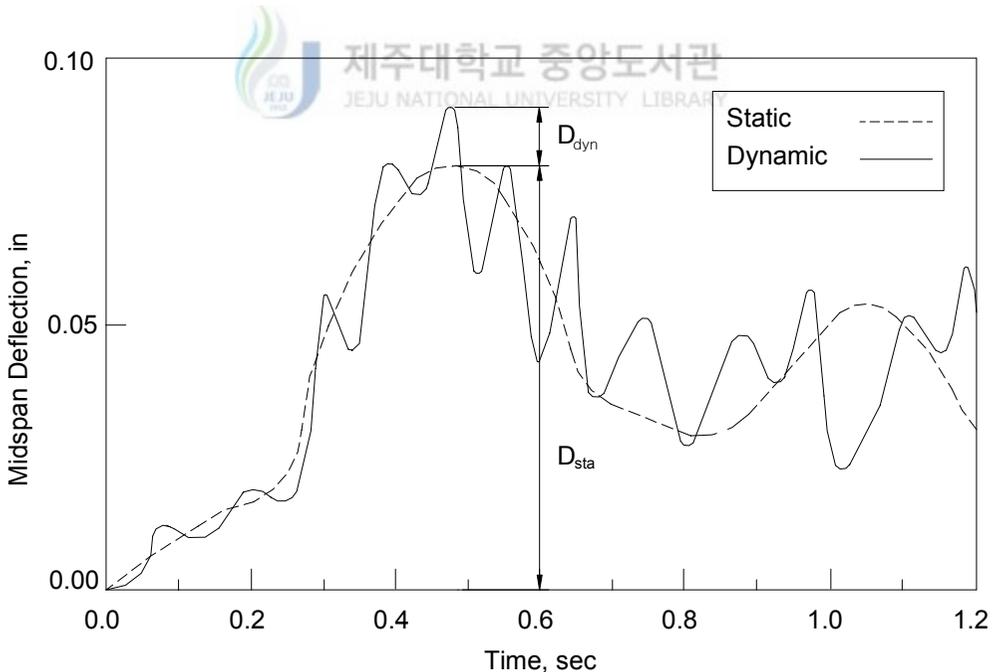


Fig 3.3 Typical live load response (Hwang and Nowak,1991)

Table 3.3 Dynamic load allowance: IM

Component	IM
Deck joint - all limit states	75%
All other components	
• Fatigue and fracture limit states	15%
• All other limit states	33%

5) 단면에 대한 규정

거더의 최소높이는 처짐의 제한을 두기위해서 연속교인 경우에는 $0.065L$ 이고 단순교인 경우에는 $0.07L$ 이다. 웹폭 (복부)는 프리스트레싱 덕트가 없는 복부인 경우에는 복부 최소 두께가 200 mm로 제한 되어있고 거더 간격은 바닥판 두께의 20배로 제한되어있다. 유효플랜지 폭을 산정할 때에는 바닥판 두께의 12배와 웹폭을 합한 것, 교량 지간의 1/4, 거더간격중 제일 작은 값을 선택한다. 철근 콘크리트 T형거더교 에서의 바닥판 두께의 규정은 다음과 같다.

$$t_{min} = \frac{S + 3000}{30} \geq 175 \text{ mm} \quad (3.4)$$

여기서 L 은 교량의 지간을 나타내고 S 는 거더 간격을 나타낸다. 본 연구에서는 시방서 규정을 만족하고 적절한 단면을 위해서 여러 문헌을 참고하여 단면을 결정하였다.

3. 부재력 산정

본 절에는 활하중 계수를 결정하기 위하여 부재력을 산정하는 과정을 기술하였다. Fig 3.4는 철근 콘크리트 T형 거더 교량의 거더 단면을 나타낸 것이고 교량을 설계하기 위한 조건은 다음과 같다.

- 지간 18000 mm • 거더간격 2250 mm, • 거더높이 1350 mm
- 포장두께 80 mm, • 바닥판두께 200 mm • 웹두께 400 mm
- 철근 항복강도 $f_y = 400$ MPa • 콘크리트 압축강도 $f'_c = 28$ MPa

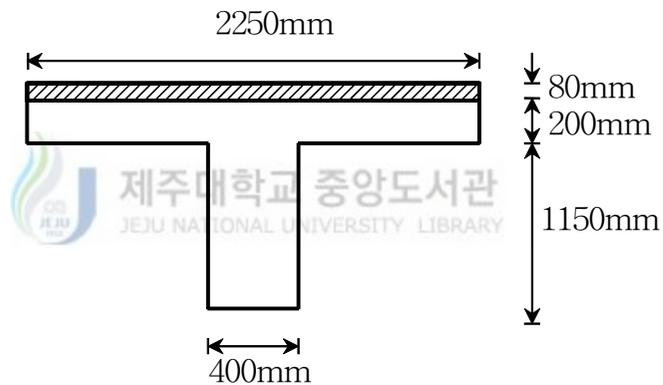


Fig 3.4 Cross section of girder

1) 단면검토

먼저 시방서 규정에 의하여 단면의 적합여부를 조사한다.

① 바닥판 두께 검토

$$t_{\min} = \frac{S + 3000}{30} = \frac{2250 + 3000}{30} = 175 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

OK

② 거더 높이 검토(단순교 적용)

$$h_{\min} = 0.07L = 0.07 \times 18000 = 1260 \text{ mm} < 1350 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

③ 거더간격 검토

$$S_{\max} = 200 \times 20 = 4000 \text{ mm} > 2250 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

④ 유효폭 산정

$$b1 = 12t + b_w = 12 \times 200 + 400 = 2800 \text{ mm}$$

$$b2 = 0.25L = 0.25 \times 18000 = 4500 \text{ mm}$$

$$b3 = S = 2250 \text{ mm}$$

따라서 유효플랜지폭 $b_e = 2250 \text{ mm}$ 가 된다.

2) 거더 분배계수 산정

바닥지지형식이 현장타설 콘크리트 T형 보이고, 바닥형태가 일체로 시공된 콘크리트 보인 경우, 작용하는 활하중에 의해 휨 모멘트가 작용할 때 거더 분배 계수는 다음의 식 (3.5)으로 산정할 수 있다.

한 개 설계차선 재하 :

$$mg_M^{SI} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad (3.5a)$$

두 개 이상 설계차선 재하 :

$$mg_M^{MI} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad (3.5b)$$

단 적용범위는 다음과 같다.

$$1100 \leq S \leq 4900$$

$$110 \leq t_s \leq 300$$

$$6000 \leq L \leq 73000$$

$$N_b \geq 4$$

여기서, S 는 거더 간격이고 L 은 교량지간, t_s 는 콘크리트 슬래브 깊이, K_g 는 종방향 강성도 변수, N_b 는 거더 수이다. 콘크리트 바닥을 지지하는 내측보인 경우 기본 설계시, $K_g(Lt_s^3)$ 항은 1.0으로 취할 수 있다. 따라서 $K_g(Lt_s^3)$ 항을 1.0으로 취하고 거더 분배계수를 산정하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} mg_M^{SI} &= 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \\ &= 0.06 + \left(\frac{2250}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{2250}{18000}\right)^{0.3} (1.0)^{0.1} = 0.474 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} mg_M^{MI} &= 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \\ &= 0.075 + \left(\frac{2250}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{2250}{18000}\right)^{0.2} (1.0)^{0.1} = 0.627 \end{aligned}$$

따라서 거더 분배계수는 0.672이다.

3) 사하중에 의한 모멘트

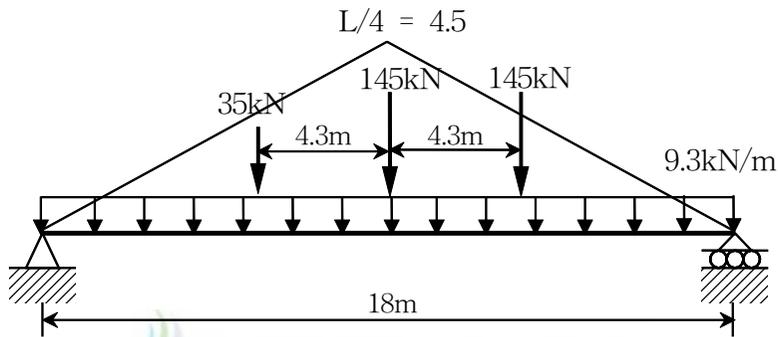
사하중에 의한 휨 모멘트는 그림 3.4를 이용하고, 콘크리트의 단위 중량 23.54 kN/m³과 포장재의 단위중량 22.06 kN/m³을 사용하여 구할 수 있다. 포장에 의한 휨 모멘트 M_{DC1} 와 콘크리트 자중에 의한 휨 모멘트 M_{DC2} 는 다음과 같다.

$$M_{DC1} = (0.08 \times 2.25 \times 22.06) \times (18^2 / 8) = 160.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

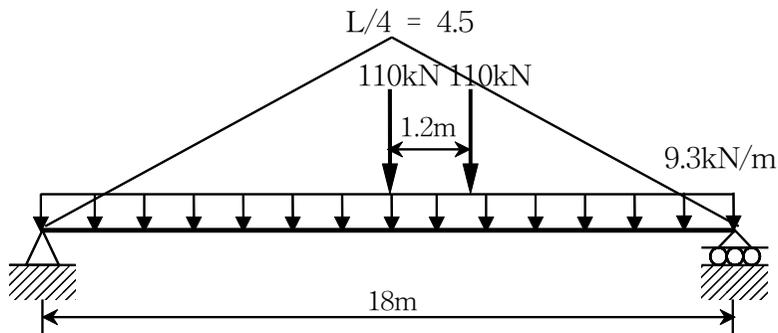
$$M_{DC2} = (0.2 \times 2.25 + 0.4 \times 1.15) \times 23.54 \times (18^2 / 8) = 867.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4) 활하중에 의한 모멘트

활하중에 의한 최대 휨모멘트는 설계트럭하중, 설계탠덤하중, 그리고 설계차선하중의 조합으로 구할 수 있다. Fig 3.5는 단순보의 중앙지간에서 휨 모멘트에 대한 영향선을 나타낸 것이다. 설계트럭하중에 의한 모멘트 M_{Tr} , 설계탠덤하중에 의한 모멘트 M_{Ta} , 설계차선에 의한 모멘트 M_{Ln} 는 교량 지간의 중심에서의 최대모멘트에 대하여 Fig 3.5를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.



(a) Combination of design truck load and design lane load



(b) Combination of design tandem load and design lane load

Fig 3.5 HL-93 loading for maximum moment at midspan of simple span

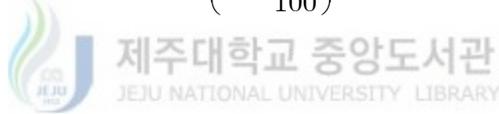
$$M_{Tr} = (145 \times 2.35) + (145 \times 4.5) + (35 \times 2.35) = 1075.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Tu} = (110 \times 4.5) + (110 \times 3.9) = 924 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ln} = 9.3 \times [(4.5 \times 18) / 2] = 376.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

따라서 설계최대 모멘트의 활하중조합은 차선하중과 트럭하중에 의한 조합으로 결정된다. 동적하중 여유치 33%를 설계트럭하중에 의한 모멘트에 고려해 주고 거더 분배계수를 사용하면 다음 값과 같이 한 개의 거더에서 발생할 수 있는 활하중이 계산된다.

$$\begin{aligned} M_{LL+IM} &= mg M_{Tr} \left(1 + \frac{IM}{100}\right) + M_{Ln} \\ &= 0.627 \cdot 1075.5 \times \left(1 + \frac{33}{100}\right) + 376.65 = 1133.03 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$



5) 철근량 계산

강도 한계상태 방정식은 식 (3.6)으로 표현된다.

$$\eta \Sigma \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (3.6)$$

$\eta=1.0$ 으로 하고 $\phi=0.9$ 이므로 한계상태함수식은 다음과 같이 식(3.7) 표현된다.

$$\phi A_s f_y (d - a/2) \geq 1.25 (M_{DC1} + M_{DC2}) + 1.75 (M_{LL+IM}) \quad (3.7)$$

다시 여기서, a 는 다음과 같이 식 (3.8) 표현된다.

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f'_c b_e) \quad (3.8)$$

T형 보의 휨에 대하여 두 가지 거동, 직사각형 거동과 T형 거동을 한다. 따라서 단면의 거동판단을 위해 등가압축 깊이와 플랜지 두께를 같다고 가정하여 저항 모멘트 강도를 구하여 하중조합과 비교한다.

$$\begin{aligned} M_U &= 1.25(M_{DC1} + M_{DC2}) + 1.75(M_{LL+IM}) \\ &= 1.25(160.82 + 867.57) + 1.75(1133.03) = 3268.29 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_{nf} &= \phi \{0.85 f'_c b_e t (d - t/2)\} \\ &= (0.9) \{ (0.85) (28000) (2.25) (0.2) (1.205 - 0.2/2) \} \\ &= 10651.1 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$M_U < \phi M_{nf}$ 이기 때문에 등가 압축 깊이는 플랜지 내에 있다. 따라서 이 단면은 직사각형 거동을 하기 때문에 위의 식은 다음과 같이 A_s 에 대하여 식 (3.9)와 같이 정립할 수 있다.

$$\begin{aligned} - \left(\frac{\phi f_y^2}{f'_c b_e d} \right) A_s^2 + (\phi f_y d) A_s &\geq 1.25(M_{DC1} + M_{DC2}) + 1.75(M_{LL+IM}) \\ &= -4.57143 A_s^2 + 433800 A_s \geq 3268.29 \end{aligned} \quad (3.9)$$

방정식을 풀면 철근량 $A_s = 75.34 \text{ cm}^2$ 이 계산 된다.

6) 철근비 검토

AASHTO LRFD 시방서에는 갑작스런 취성과파괴를 방지하기 위해 연성을 확보할 목적으로 최대철근비와 최소 철근비를 규정하고 있다. 규정내용은 최대철근비에 대하여 $\rho_{\max} = c/d_e \leq 0.42$ 이고, 최소 철근비는 $\rho_{\min} = 0.03 (f'_c/f_y)$ 으로 제한된다. 여기서 c 는 단면의 압축 끝단에서 중립축까지의 깊이, d_e 는 단면의 압축 끝단에서 인장 철근 중심까지의 깊이이다. 설계된 단면의 철근비는 $\rho = A_s/A_g$ 으로 나타내며 A_g 는 콘크리트의 단면적을 나타낸다. 철근비를 검토하면 다음과 같다.

설계단면의 철근비 :

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{75.34}{20(225) + 40(100.5)} = 0.00884$$

최소철근비 :

$$\rho_{\min} = 0.03 (f'_c / f_y) = 0.03 (28/400) = 0.0021$$

최대 철근비 :

$$\begin{aligned} a &= (A_s f_y) / (0.85 f'_c b_e) \\ &= \{75.34(40000)\} / \{0.85(2800)(225)\} = 5.63 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = c/d_e = (a/\beta_1)/d_e = (5.63/0.85)/120.5 = 0.055$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ 이므로 철근비 규정을 만족한다.



IV. 신뢰성 해석

1. 확률 변수의 통계자료

본 연구에 사용된 각 변수들의 통계치는 기존 연구 문헌의 통계 자료를 활용하였다. 저항에 대한 통계치는 Morris(1987), Mirza (1979)와 MacGregor(1979)의 값을 사용 하였고, 사하중에 대한 통계치는 Nowak과 Zhou(1985)가 OHBDC (Ontario Highway Bridge Design Code, 1983)의 개발 과정에서 제한한 모델을 사용하였다. 그리고 동적 활하중(충격하중) 교량 진동시험 자료에 근거하여 Hwang과 Nowak (1991)이 제시한 동적 활하중 모델을 사용하였다. 활하중의 편중계수는 각 지역의 교량에서 측정된 트럭의 축하중에 의한 최대 모멘트를 HL-93 하중에 의해 계산된 최대 모멘트로 나눈 값이다. 모델링 불확실성을 나타내는 모델링 계수는 Grant 등(1978), MacGregor등(1983), Morris등(1987)이 제안한 값을 사용하였다. Table 4.1은 각 변수의 통계자료를 정리한 것이다.

Table 4.1 Statistics of design variables

	확률변수	편중계수(λ)	변동계수 (V)	확률분포
저항변수	콘크리트 28MPa	0.85	0.18	정규분포
	철근 400MPa	1.13	0.098	대수 정규분포
	철근 단면적	1	0.03	정규분포
	유효깊이	1	0.0152/d _n	정규분포
	모델링	1.01	0.046	정규분포
사하중변수	포장	1.00	0.25	정규분포
	콘크리트	1.05	0.10	정규분포
활하중변수	정적활하중	-	0.11	대수 정규분포
	동적활하중	-	0.80	정규분포
동적활하중 평균=트럭한대 75년 최대평균 모멘트 ×0.15 d _n =유효 깊이의 공칭값				

2. 활하중 모델

교량이 받는 활하중의 주요성분은 트럭의 교통하중이다. 교량을 구성하고 있는 콘크리트의 자중이나 교량위의 시설물과 같은 상시하중과는 달리 교통하중과 같은 일시하중은 시간과 장소에 따라서 변동성이 크다.

현재 AASHTO LRFD(1998) 시방서의 활하중 모델은 FHWA 프로젝트(Goble et al, 1991), Michigan DOT 프로젝트(Nowak and Nassif, 1991)의 조사자료, NCHRP 프로젝트(Tabsh and Nowak, 1991)의 조사자료 중 비교적 오차가 작은 Ontario Ministry of Transportation(Agarwal and Wolkowicz, 1976)에서 실시한 트럭조사 자료를 근거로 제안되었다. 이 조사에 의하면 중 차량을 중심으로 10,000대의 트럭에 대한 축하중과 축간 거리등을 조사하였으며, 이중 9,250대를 선별하여 활하중에 대한 통계치 값을 얻었다. 조사된 10,000대의 트럭은 2주일간의 교통량을 대표한다고 가정하였으며 장래의 75년 교통량은 트럭조사 자료를 토대로 보간하여 추정하였다. 이 보간의 추정은 통행허가 차량에 대한 법적인 기준은 미래에 변하지 않는다고 가정하였고, 장래의 트럭 교통량도 현 상태를 유지한다고 가정하였다.(Nowak, 1993)

본 연구에서는 지역특성 활하중계수를 산정하기 위해 Nowak(1993) 이 제안한 방법으로 통계치를 얻었다. 방법은 축간 거리와 축하중을 사용하여 모멘트를 구하고 2일 또는 3일 동안 측정된 트럭 교통량은 현재를 대표한다고 가정하고 장래 75년 교통량을 보간 추정을 하였다. 트럭 교통량 조사 자료는 미시간주 디트로이트시 등의 여러 교량에서 측정된 트럭의 축하중과 축간거리 자료를 사용하였다. 트럭교통하중은 주행 중 교통하중을 측정(BWIM: Bridge Weigh-in-Motion) 할 수 있는 계량기에 의해 측정된 값이고, 정확도는 총중량의 경우 95%이고, 축하중의 경우 80%로 평가된 값이다.(Kim et al, 1996) Table 4.2는 트럭하중을 측정된 교량의 위치를 나타낸 것이고 Table 4.3은 트럭하중의 측정을 위해 선택된 교량의 시간과 차선수를 나타낸 것이다.

Table 4.2 Location of bridges

축약	교량의 위치
US23/HR	US-32 northbound over the Huron River in Arbor, Michigan
I94/M10	I-94 eastbound to M-10 northbound in Detroit, Michigan
US12/I94	US-12 eastbound to I-94 eastbound in Dearborn, Michigan
DA/M10	Davison Avenue eastbound over M-10 in Detroit, Michigan
M39/M10	M-39 southbound to M-10 northbound in Southfield, Michigan
I94/I75	I-94 westbound to I-75 southbound in Detroit, Michigan
M153/M39	M-153 westbound to over M-39 in Detroit, Michigan
M50/GR	M-50 over the Grand River in Jackson County, Michigan

Table 4.3 Parameters of selected bridges

교량위치	지간 (m)	거더 수	거더간격 (m)	차선 수
US23/HR	24.0	6	1.91	2
I94/M10	23.2	5	2.70	2
US12/I94	12.0	9	1.65	2
DA/M10	13.0	8	1.60	2
M39/M10	10.0	8	1.85	3
I94/I75	13.5	8	1.40	2
M153/M39	9.5	12	1.75	3
M50/GR	15.2	10	1.44	2

1) 측정된 트럭하중

본 연구에서는 측정된 트럭하중 중 총중량이 70kN이상, 2축인 경우에는 45kN 이상인 것을 포함하였고 트럭 한 개의 축하중은 8.9kN 이상인 트럭만 포함시켰다. Table 4.4은 일평균 트럭 교통량(Average Daily Truck Traffic :ADTT)과 측정된 트럭의 수를 나타낸 것이다.

Table 4.4 ADTT and number of surveyed trucks

교량위치	일평균 트럭교통량 (일방향)	측정된 트럭의 수
US23/HR	2,000	910
I94/M10	1,500	878
US12/I94	500	165
DA/M10	750	258
M39/M10	1,500	657
I94/I75	1,500	295
M153/M39	500	160
M50/GR	500	584

2) 실제 트럭의 최대 모멘트 계산

각 교량에서 측정되어 선정된 트럭의 축하중과 축간거리로 지간 9m, 12m, 15m, 18m, 21m, 24m에서의 최대 휨 모멘트를 산정하였다. 그리고 AASHTO LRFD의 HL-93하중에 의해 산정된 모멘트로 나누고 이를 확률용지에 도시하였다. Fig 4.1a에서 Fig 4.1h은 트럭하중 의한 최대모멘트와 HL-93 하중에 의한 최대모멘트 비를 정규확률지에 도시한 것이다. Table 4.5는 측정된 트럭과 HL-93하중에 의한 단순 지간에서의 최대모멘트 비의 최대값을 나타낸 것이고 Fig 4.2는 Table 4.5의 결과를 나타낸 것이다. Fig 4.3은 각 교량 최대 모멘트비 값의 최대값과 최소값을 나타낸 것이다.

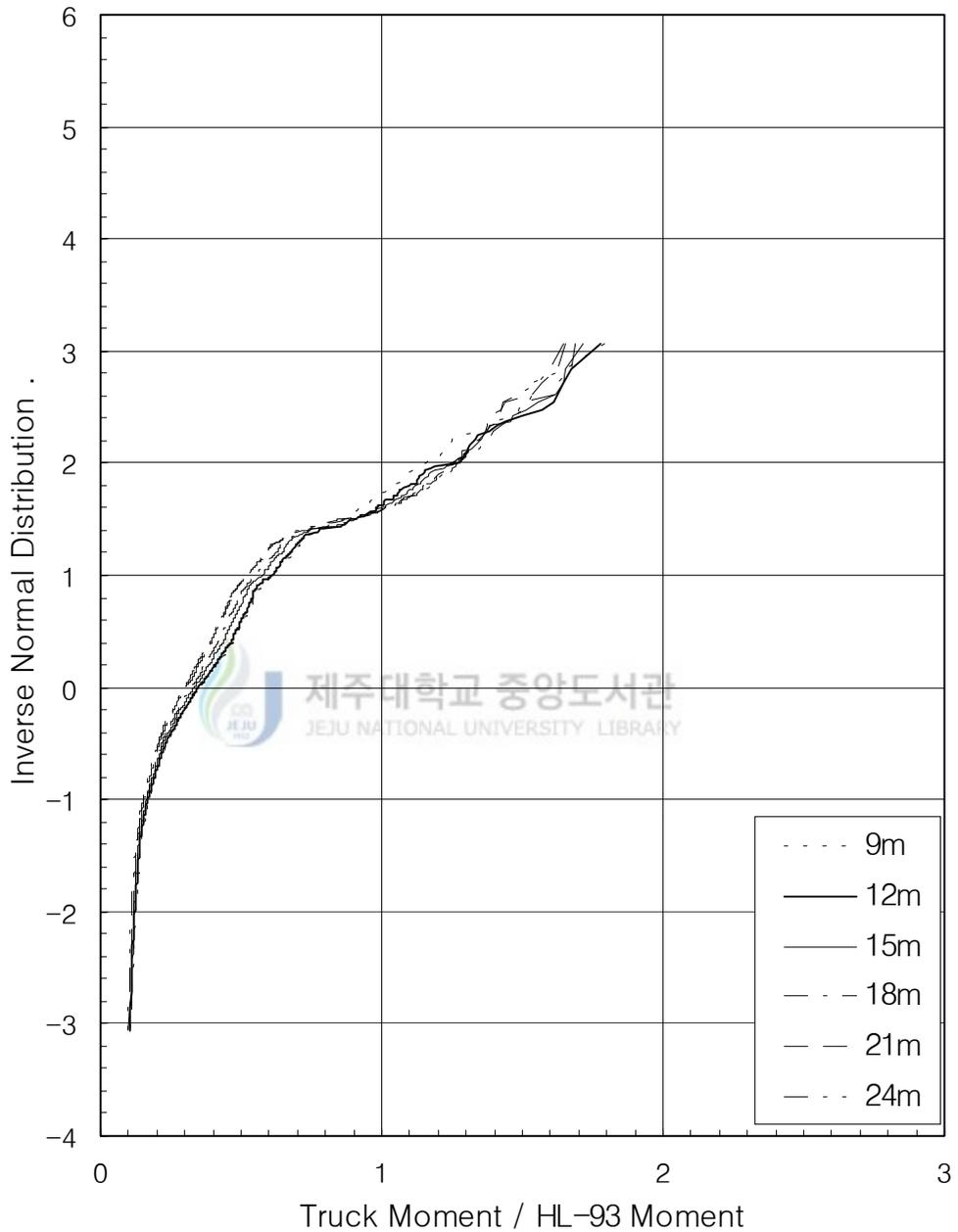


Fig 4.1a Maximum moment ratios from truck survey and HL-93 for simple spans(US23/HR)

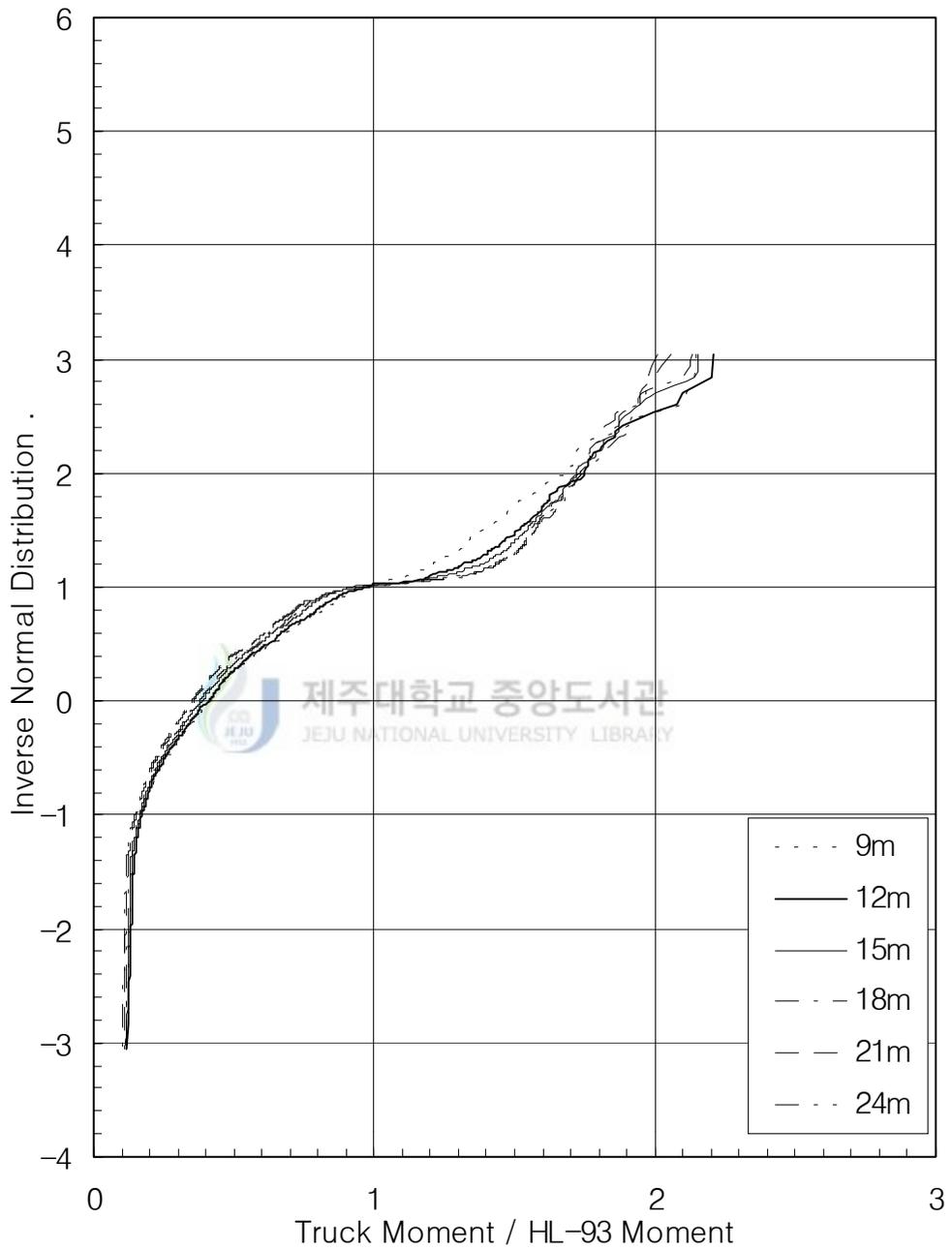


Fig 4.1b Maximum moment ratios from truck survey and HL-93 for simple spans (I94/M10)

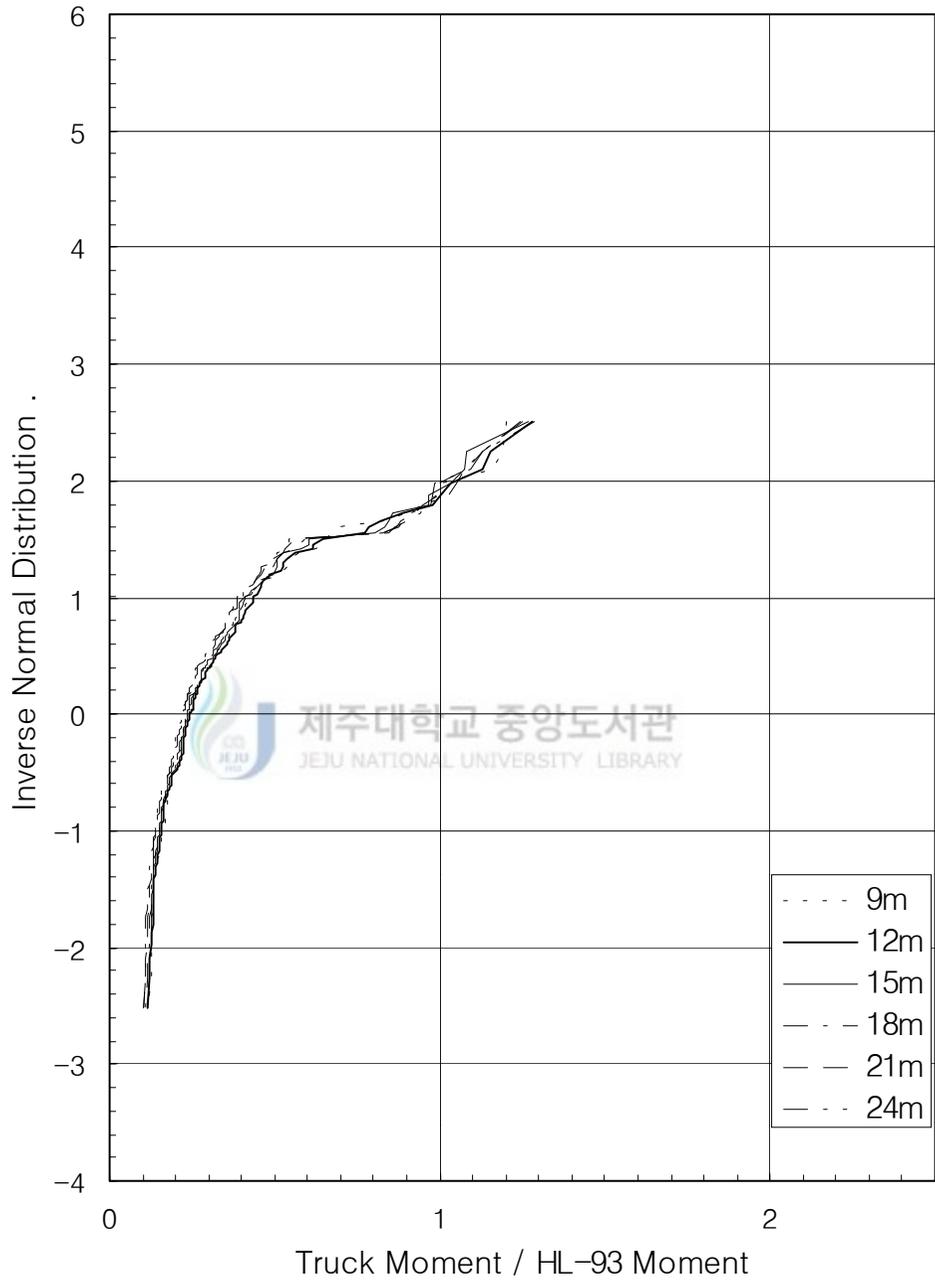


Fig 4.1c Maximum moment ratios from truck survey and HL-93 for simple spans(US12/I94)

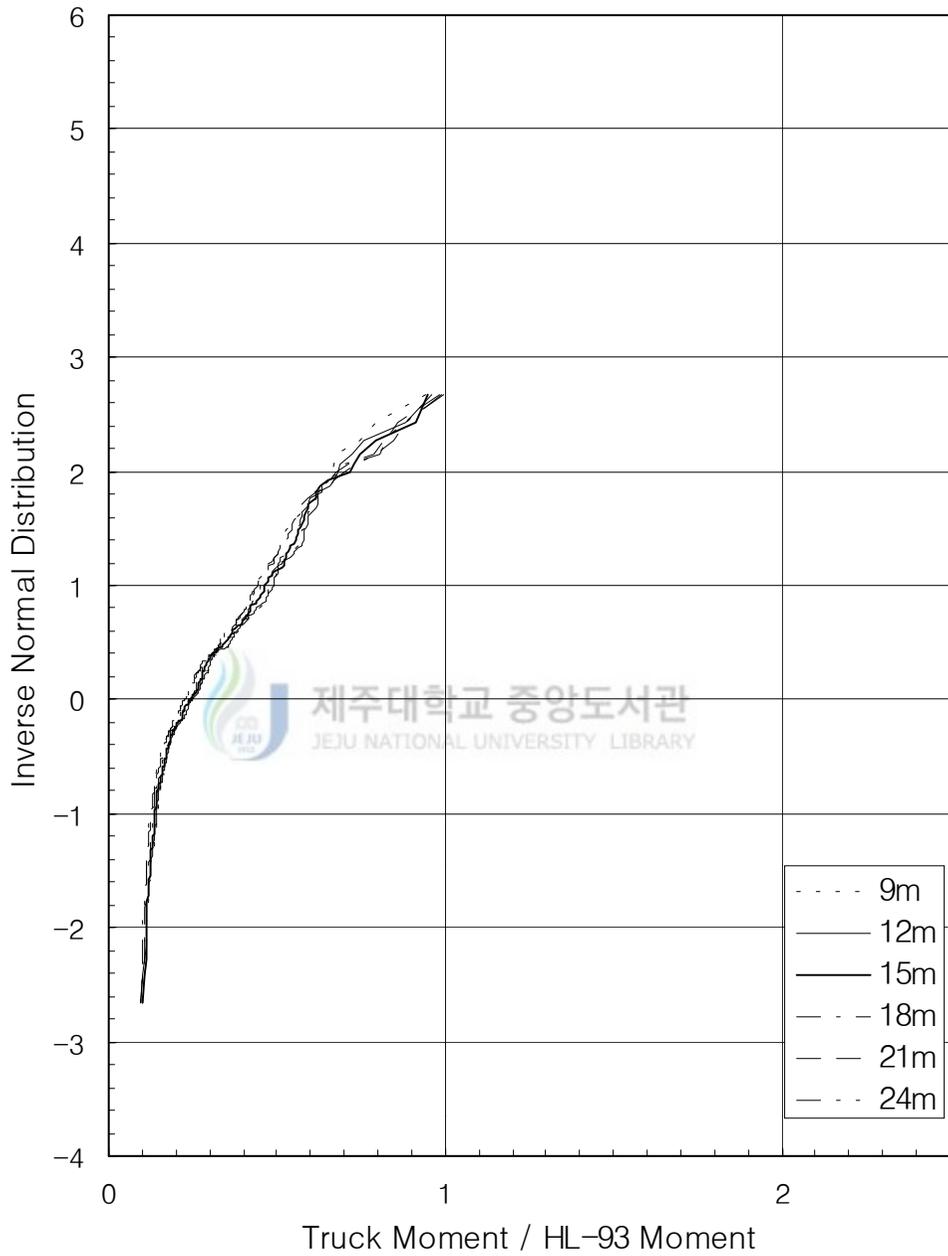


Fig 4.1d Maximum moment ratios from truck survey and HL-93 for simple spans (DA/M10)

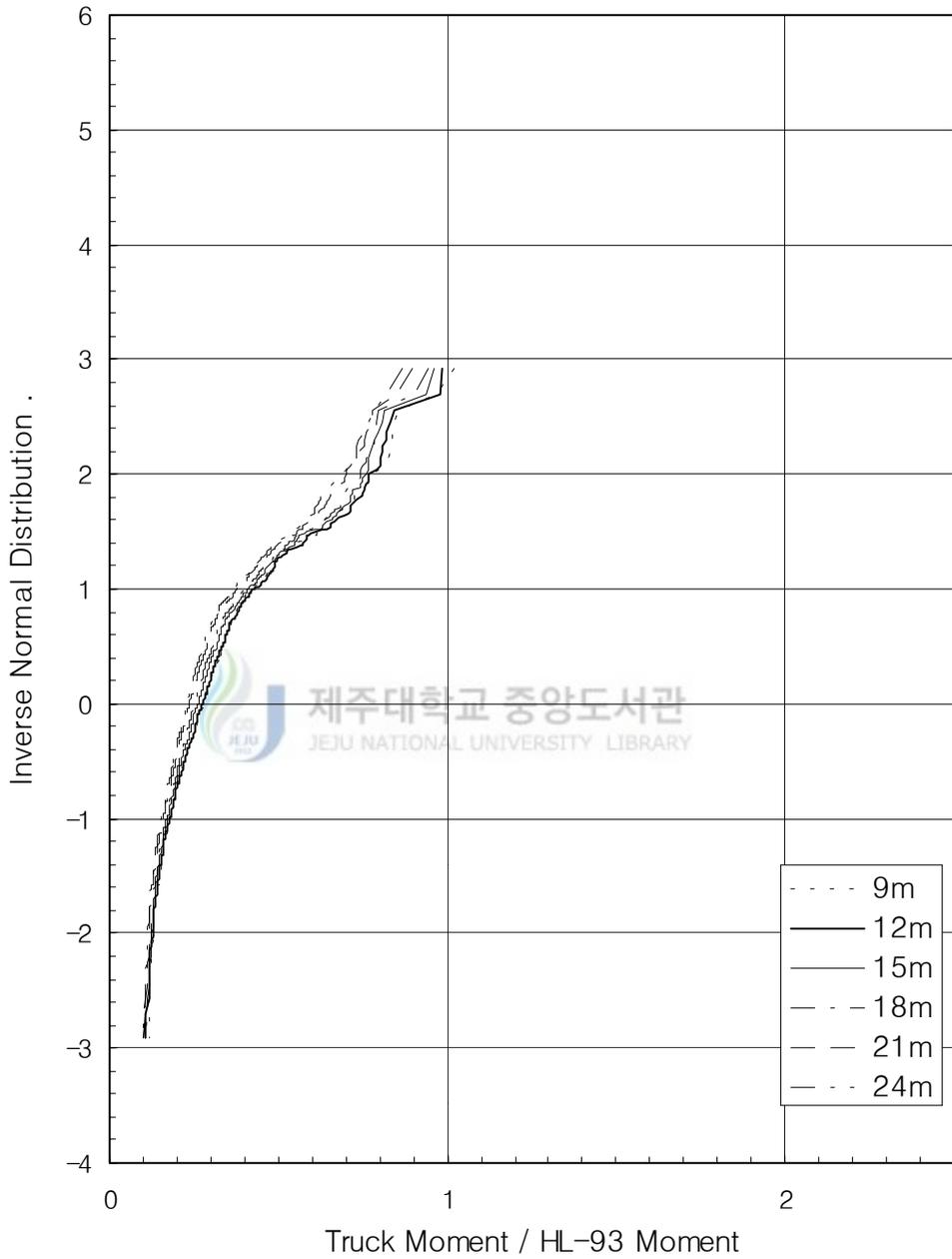


Fig 4.1e Maximum moment ratios from truck survey and HL-93 for simple spans (M39/M10)

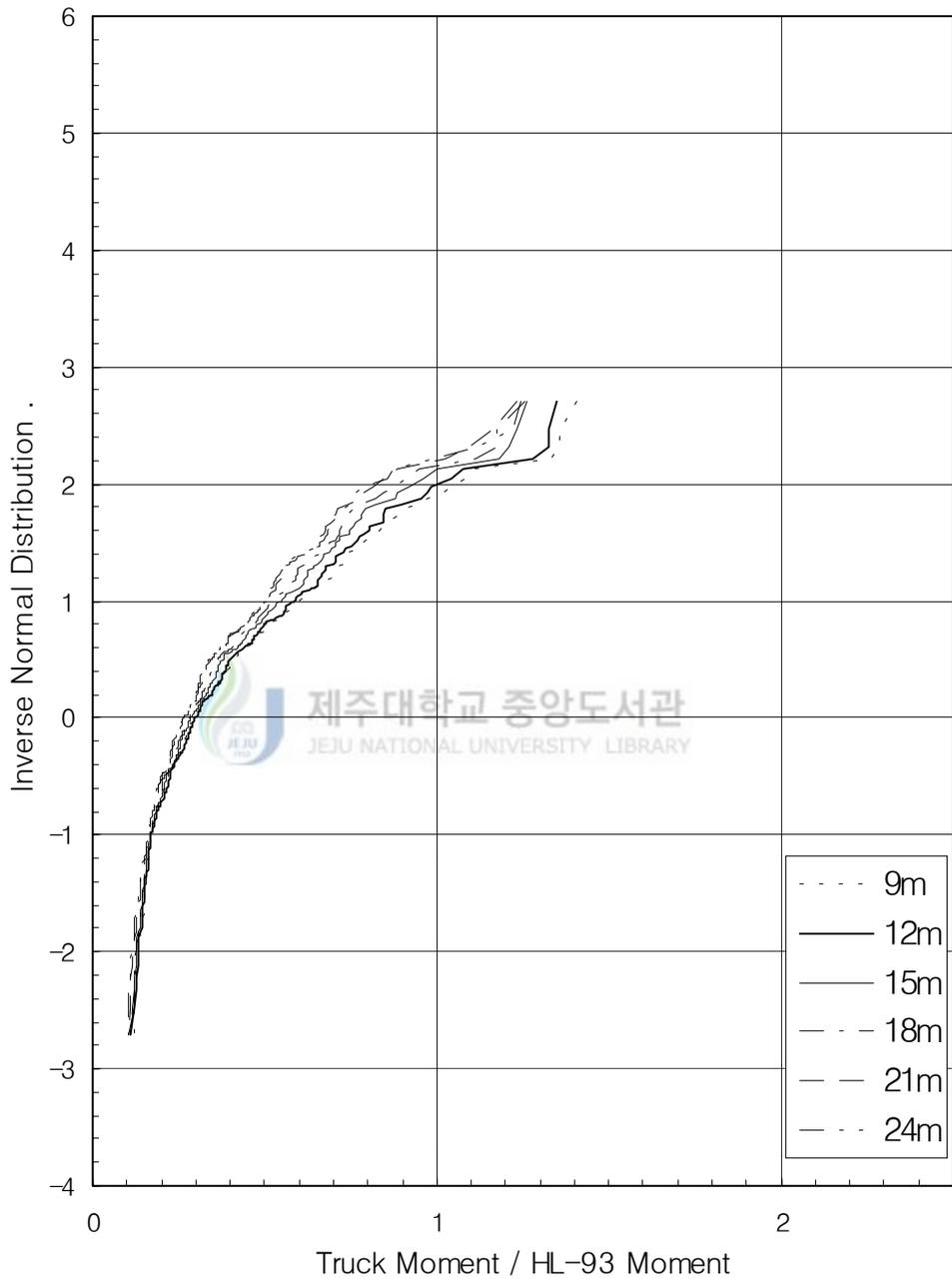


Fig 4.1f Maximum moment ratios from truck survey and HL-93 for simple spans (I94/I75)

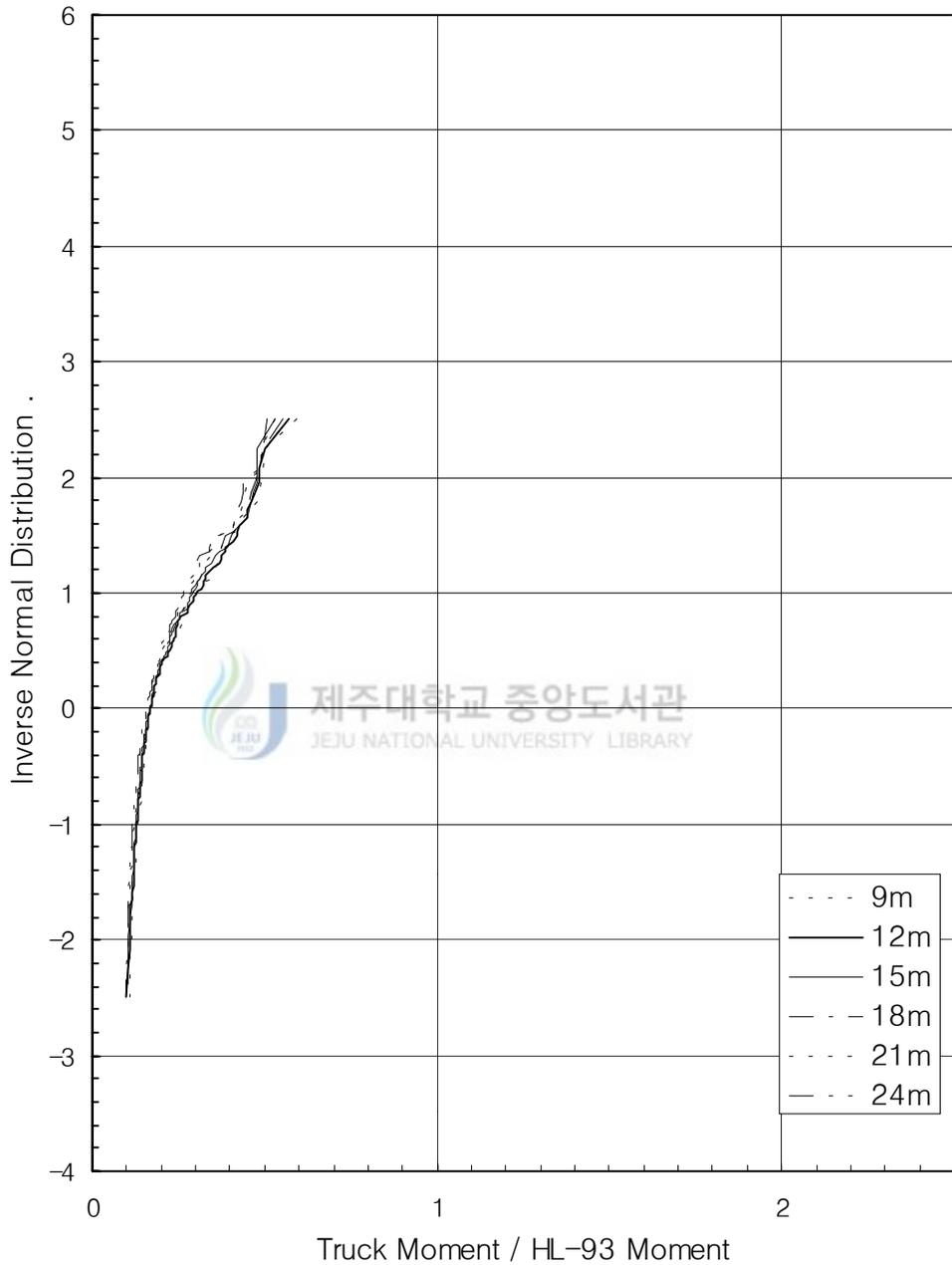


Fig 4.1g Maximum moment ratios from truck survey and HL-93 for simple spans (M153/M39)

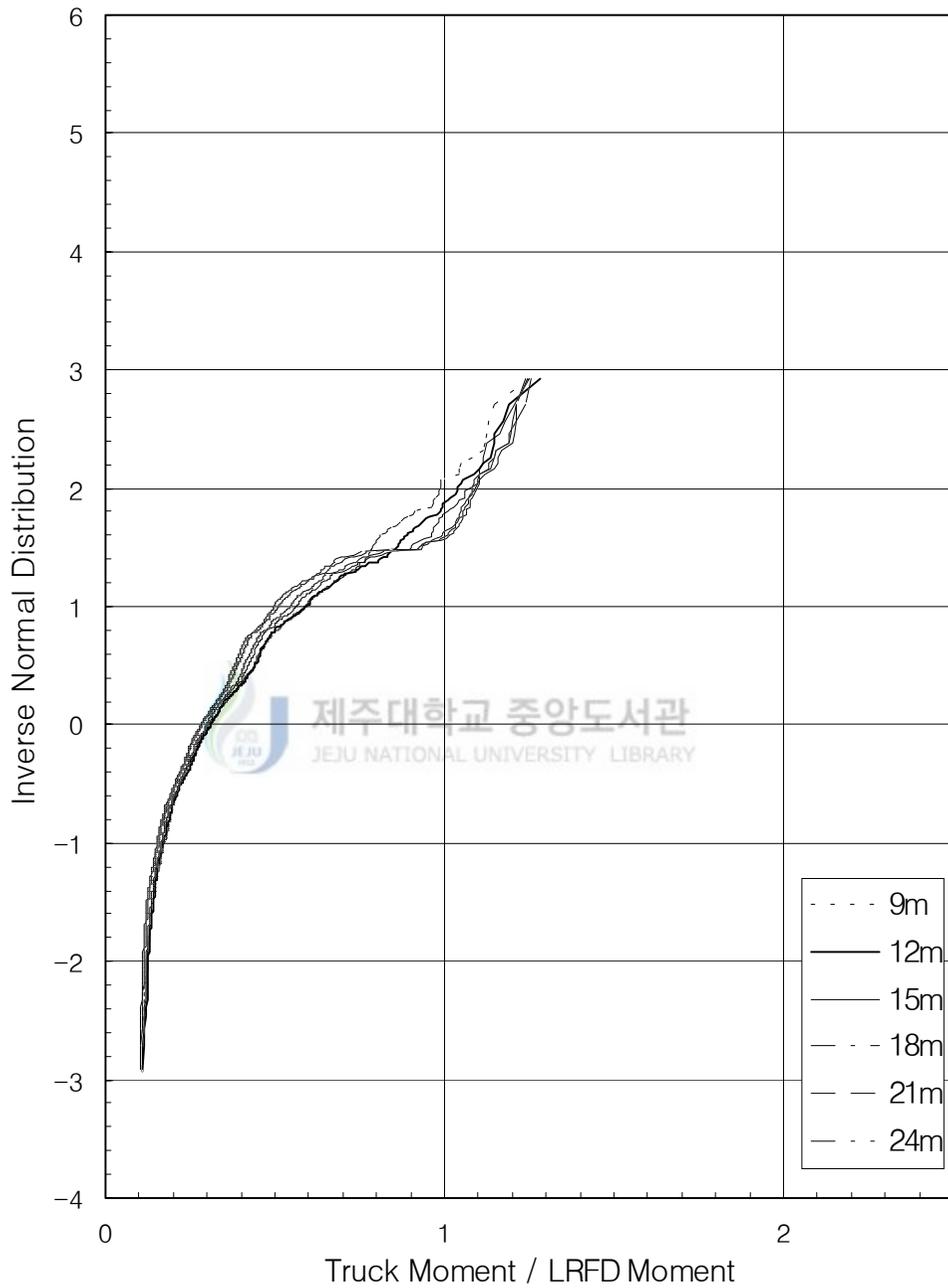


Fig 4.1h Maximum moment ratios from truck survey and HL-93 for simple spans (M50/GR)

Table 4.5 Maximum values of maximum moment ratios
from truck survey and HL-93 for simple spans

교량위치	지간						최소값	최대값
	9m	12m	15m	18m	21m	24m		
US23/HR	1.79	1.78	1.71	1.68	1.63	1.64	1.63	1.79
I94/M10	2.14	2.21	2.14	2.13	2.05	2.01	2.01	2.01
US12/I94	1.27	1.28	1.23	1.29	1.25	1.25	1.23	1.29
DA/M10	0.94	0.96	0.95	0.99	0.98	0.99	0.94	0.99
M39/M10	1.02	0.99	0.96	0.95	0.9	0.87	0.87	1.02
I94/I75	1.41	1.35	1.26	1.25	1.23	1.24	1.23	1.41
M153/M39	0.6	0.57	0.53	0.51	0.53	0.55	0.51	0.6
M50/GR	1.25	1.28	1.25	1.26	1.24	1.25	1.24	1.26

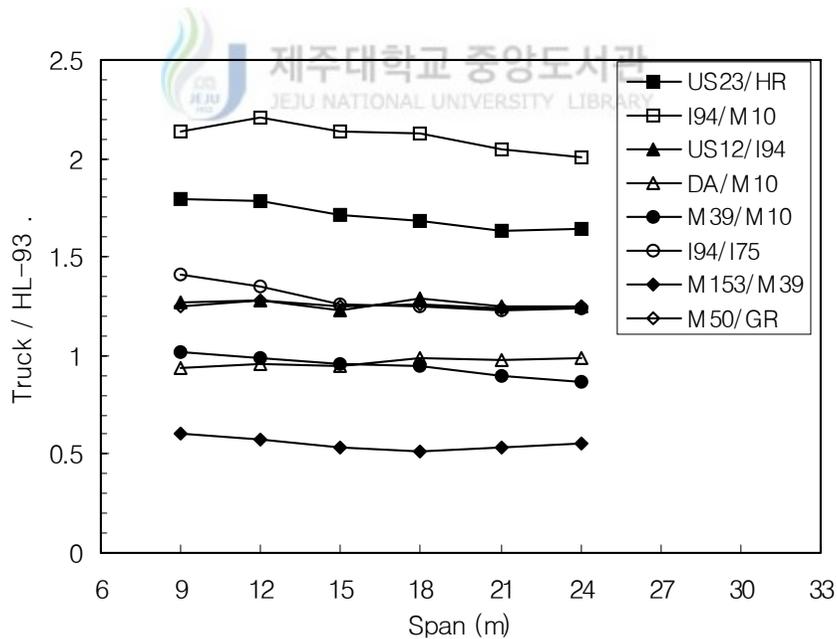


Fig 4.2 Maximum values of maximum moment ratios
from truck survey and HL-93 for simple spans

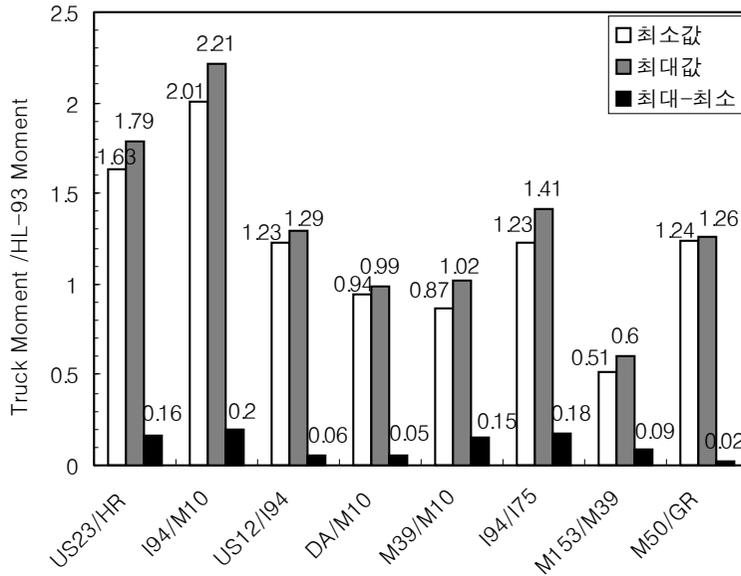


Fig 4.3 Maximum and minimum of maximum moment ratios

Fig 4.2는 교량의 지간에 따른 모멘트를 각 교량별로 나타낸 것이다. HL-93 설계 하중에 의한 단순지간에서는 지간이 길어지더라도 모멘트비는 일정하지만 실제 트럭의 축하중과 축간거리에 있어서 많은 변화가 있기 때문에 지간에 따라서 변동폭이 있음을 알 수 있다. 그 변동폭은 Fig 4.3에서 수치적으로 확인할 수 있다. 또한 Fig 4.3은 교량별로 최대모멘트비의 최대값과 최소값을 나타낸 것인데, 최대값은 I94/M10에서 2.21이고 최저값은 M153/M39에서 0.51이다. 교량별로 많은 차이를 보이고 있다. 특히 I94/M10 인 경우 현재 AASHTO LRFD의 활하중계수 1.75를 감안 하더라도 실제 트럭 하중에 의한 모멘트는 높은 값이다.

3) 75년 최대 모멘트비 추정

활하중은 시간에 따라 변하는 것이므로 현재의 트럭하중에 의해서 안전수준을 결정하는 것은 적절하지 못하다. 따라서 Nowak(1993)은 75년 후 미래의 트럭교통량을 예상하고 보간 추정하여 각 지간별로 75년 최대 모멘트비를 추정하였는데 방법은 다음과 같다.

Ontario Ministry of Transportation(Agrwal and Wolkowicz, 1976)에서 조사한 10,000 대의 트럭이 2주일간의 교통량을 대표한다고 가정하였다. 이때 통행허가 차량에 대한 법적인 기준은 미래에 변하지 않는다고 가정하였고, 장래의 트럭 교통량도 현 상태를 유지한다고 가정하였다. 트럭의 조사기간을 T라고 하고 그 기간 동안 조사한 총 트럭의 수는 2주간의 트럭 교통량의 2000배 이므로 총 트럭 교통량은 $N=20,000,000$ 대 이다. N에 대한 확률수준은 $1/N$ 이므로 75년 총 트럭교통량에 대한 확률 수준은 $1/20,000,000 = 5 \times 10^{-8}$ 이다. 이 확률수준에 대한 역함수 값은 $Z = \Phi^{-1}(5 \times 10^{-8}) = 5.33$ 이 된다. Fig 4.4에서 세로축은 역 정규분포이고 가로축은 모멘트비 이므로 정규 확률지에 도시된 각 지간들에 대하여 75년에 대한 확률 수준까지 적절히 예측하고 보간 추정을 한다. Table 4.6은 Nowak(1993)의 설계기간별 트럭의 교통량과 확률 수준으로 AASHTO LRFD 설계기준의 보정에 사용되었다.

Table 4.6 Number of trucks vs. time period and probability
(AASHTO LRFD)

기간 T	트럭의 수 N	확률수준 $1/N$	역정규분포값 Z
75년	20,000,000	$1/20,000,000$	5.33
50년	15,000,000	$1/15,000,000$	5.27
5년	1,500,000	$1/1,500,000$	4.83
1년	300,000	$1/300,000$	4.50
6개월	150,000	$1/150,000$	4.36
2개월	50,000	$1/50,000$	4.11
1개월	30,000	$1/30,000$	3.99
2주	10,000	$1/10,000$	3.71
1일	1,000	$1/1,000$	3.09

본 연구에는 각 교량별로 2일 또는 3일 동안 측정된 트럭교통량을 각 측정된 기간을 대표한다고 가정하고 75년 확률수준을 계산하여 Fig 4.1로부터 75년 확률수준까지 직선으로 보간하여 최대 모멘트를 산출하였다. 직선으로 보간시 개인적인 판

단을 배재할 수 없는 부분이므로 최대한 Fig 4.1에서 나타나는 누적 분포함수 (Cumulative Distribution Function ; CDF)의 경향을 고려하여 보간하였다. Table 4.7은 트럭교통량과 75년 장래교통량에 대한 확률수준을 나타낸 것이다. 여기서 N은 트럭의 교통량이고 1/N은 확률수준이며 Z는 역정규분포 값이다. Fig 4.4는 단순보의 지간 12m에 대한 75년 최대 모멘트비 값을 보간 추정하여 나타낸 것이고 자세한 값은 Table 4.7에 나타내었다. Fig 4.5는 Table 4.8의 값을 교량별로 지간에 따라 나타낸 것이다.

Table 4.7 Number of trucks vs. time period and probability

교 량		1day	2days	75years
US23/HR	N	455	910	12455625
	1/N	0.002198	0.001099	0.000000080285
	Z	2.849	3.0624	5.24
I94/M10	N	293	585	8011750
	1/N	0.003413	0.001709	0.000000124817
	Z	2.706	2.928	5.158
US12/I94	N	83	165	2258438
	1/N	0.012048	0.006061	0.000000442784
	Z	2.2579	2.5107	4.9155
DA/M10	N	129	258	3531375
	1/N	0.007752	0.003876	0.000000283176
	Z	2.4232	2.664	5.0024
M39/M10	N	284	567	7760813
	1/N	0.003521	0.001764	0.000000128852
	Z	2.696	2.9182	5.152
I94/I75	N	148	295	4037813
	1/N	0.006757	0.00339	0.000000247659
	Z	2.4711	2.7086	5.0218
M153/M39	N	80	160	2190000
	1/N	0.0125	0.00625	0.000000456621
	Z	2.2462	2.4999	4.9095
M50/GR	N	292	584	7796400
	1/N	0.003425	0.001712	0.000000128264
	Z	2.7052	2.9273	5.1529

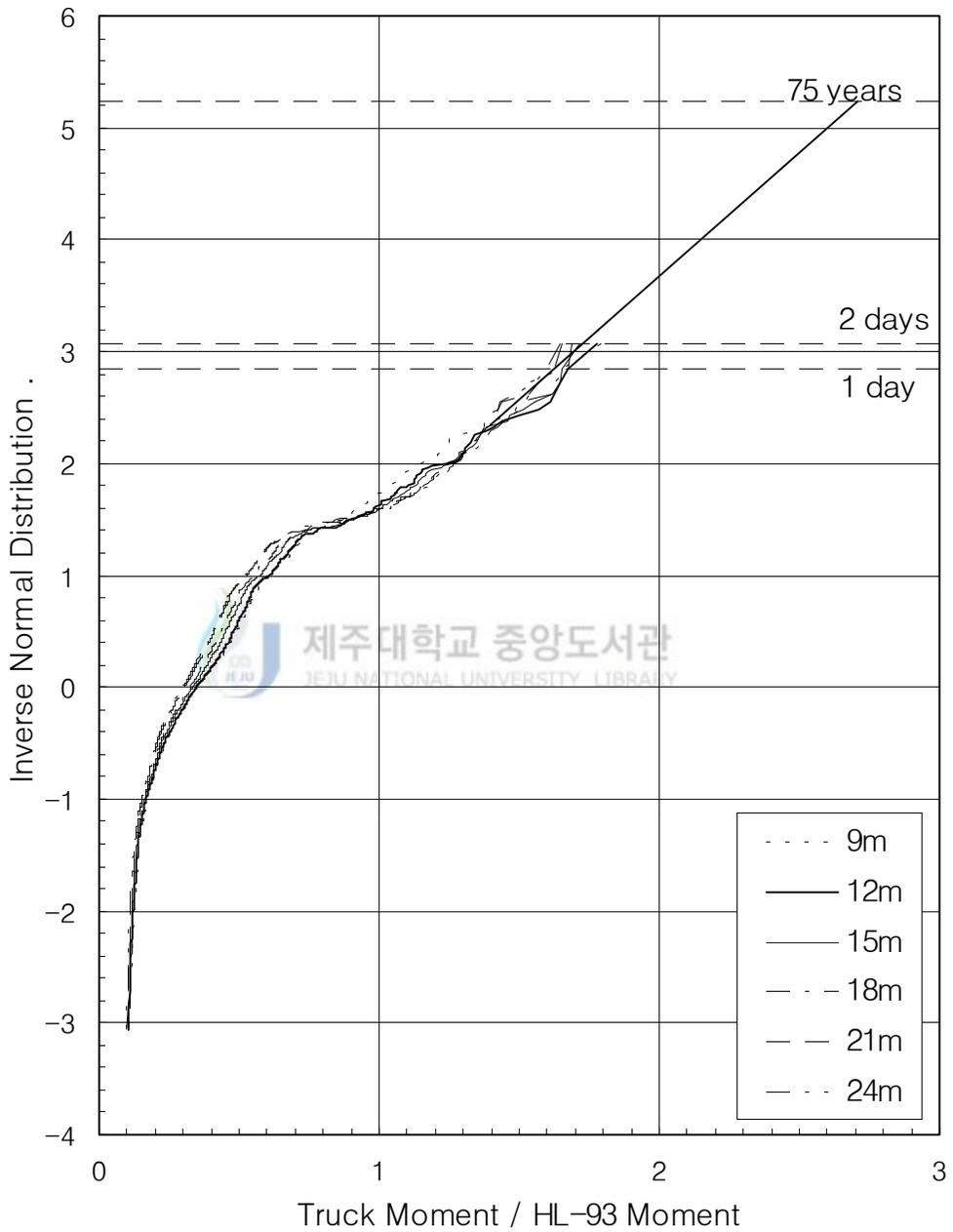


Fig 4.4a Extrapolation of maximum 75 years moment ratio (US23/HR)

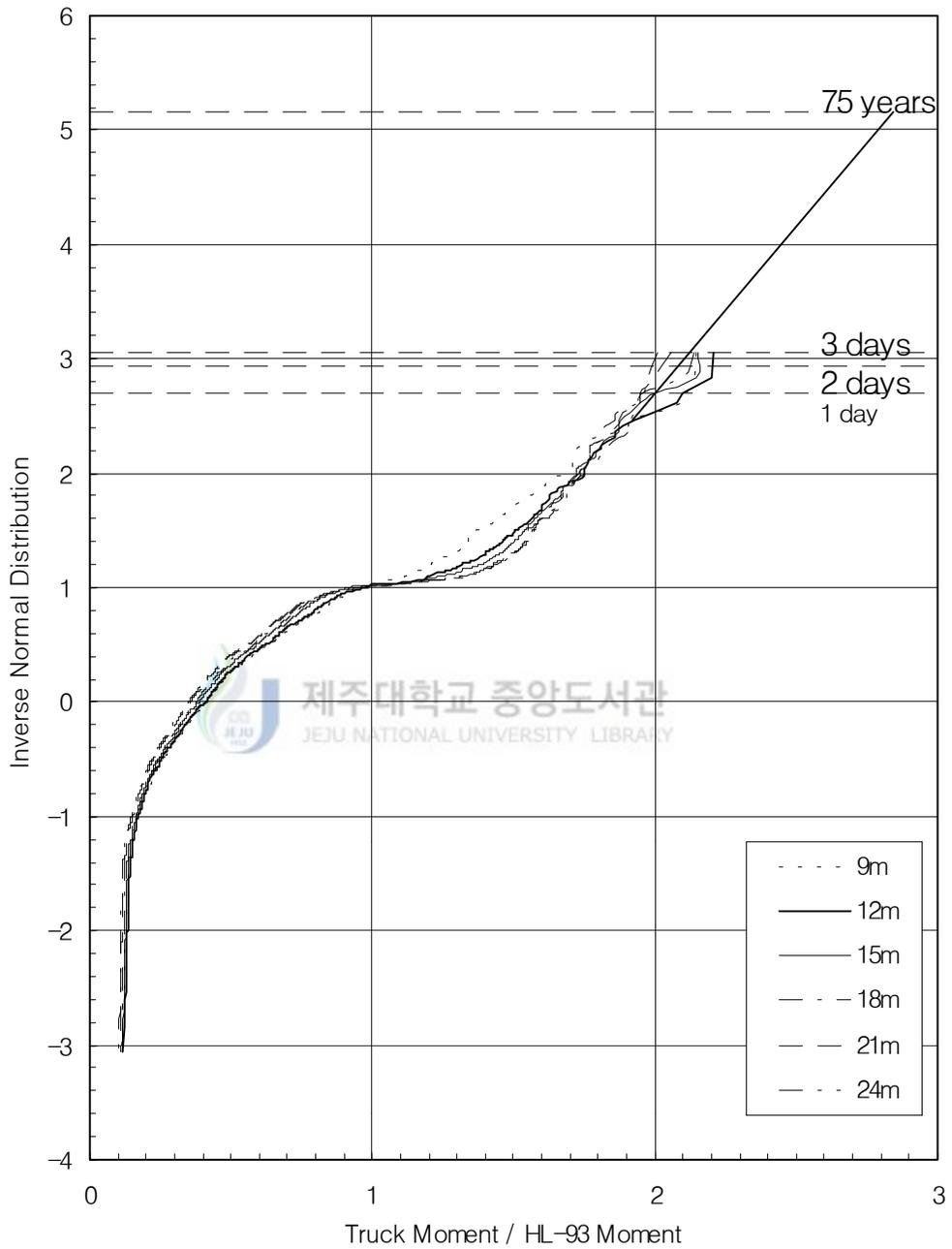


Fig 4.4b Extrapolation of maximum 75 years moment ratio (I94/M10)

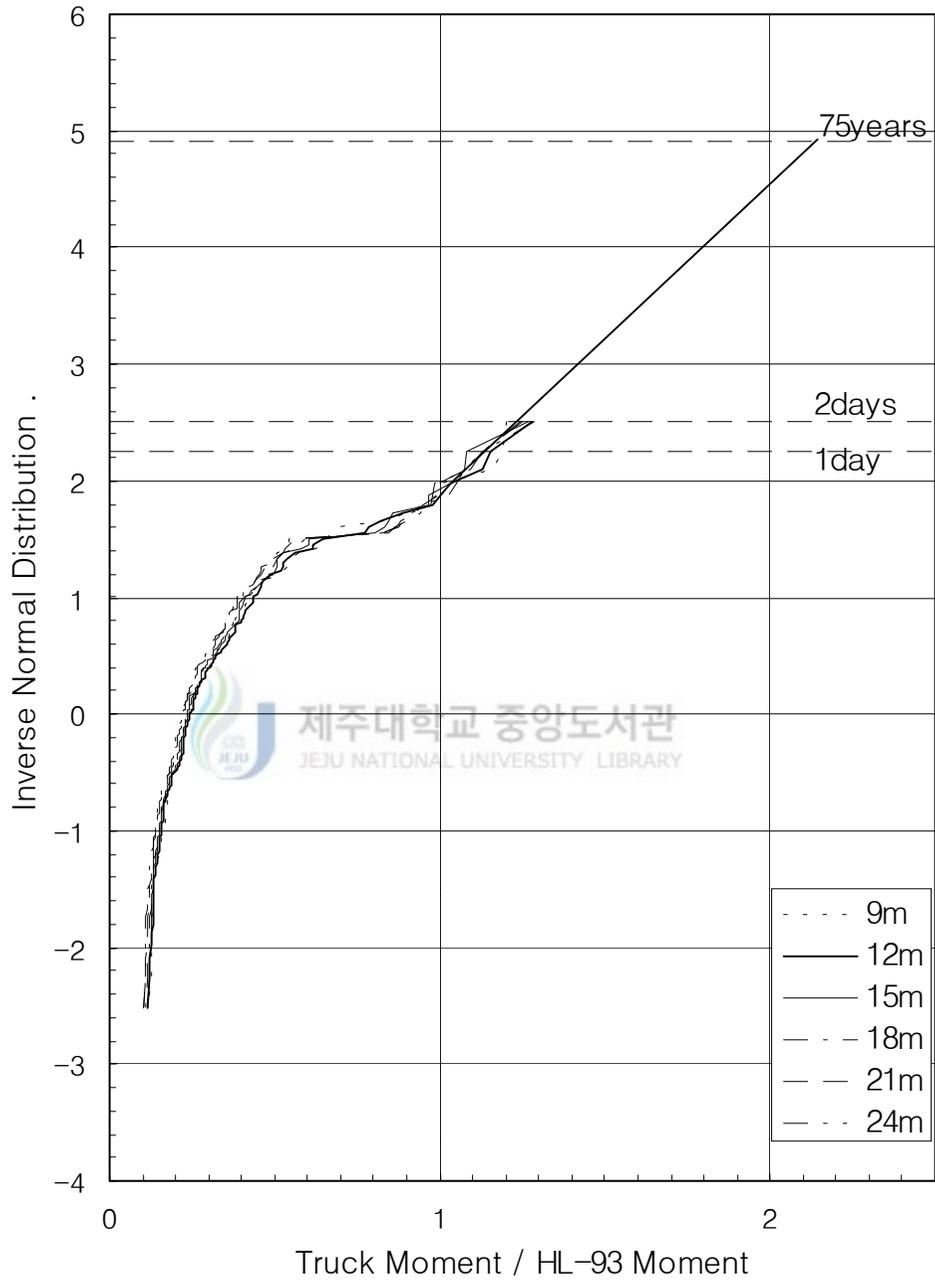


Fig 4.4c Extrapolation of maximum 75 years moment ratio (US12/I94)

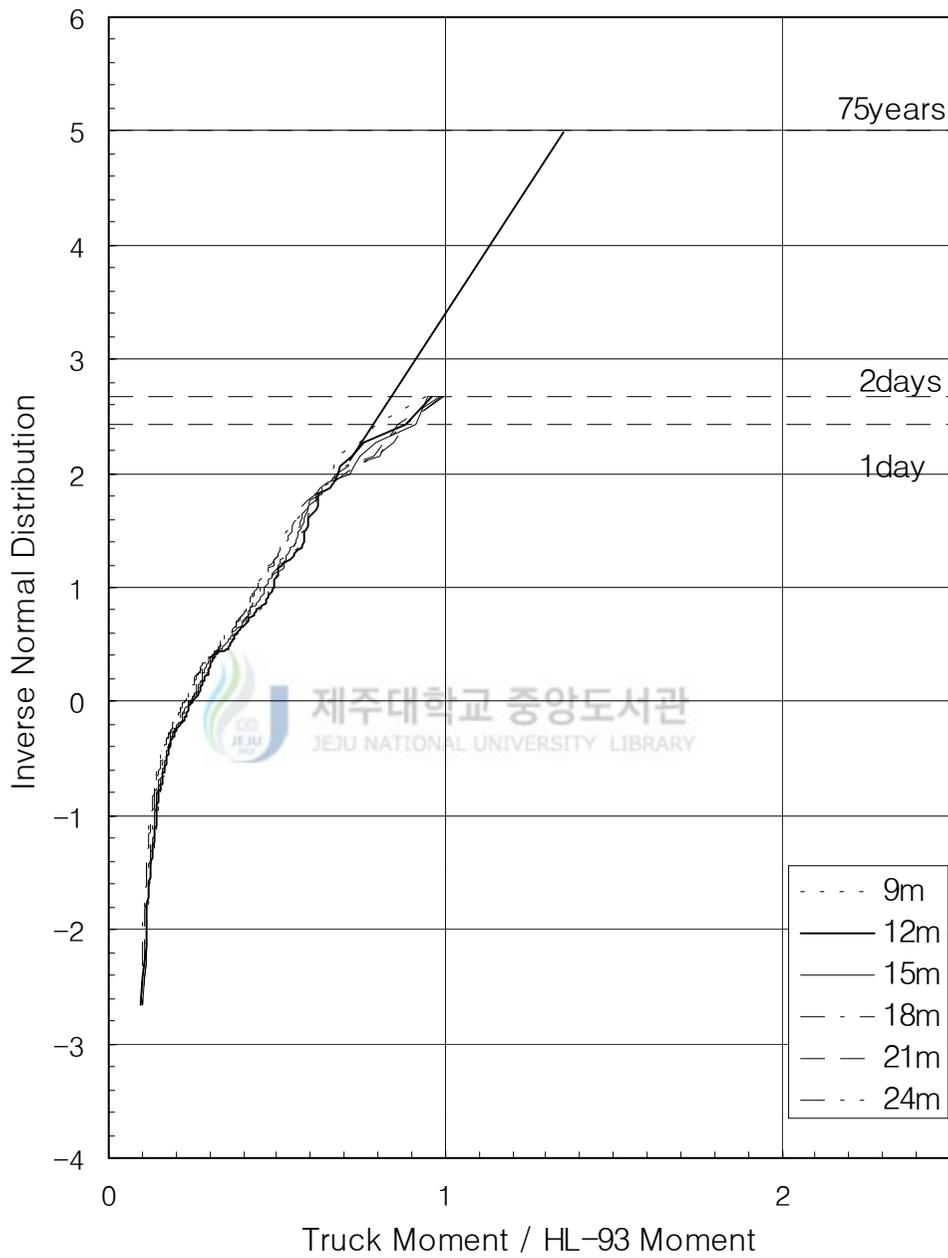


Fig 4.4d Extrapolation of maximum 75 years moment ratio (DA/M10)

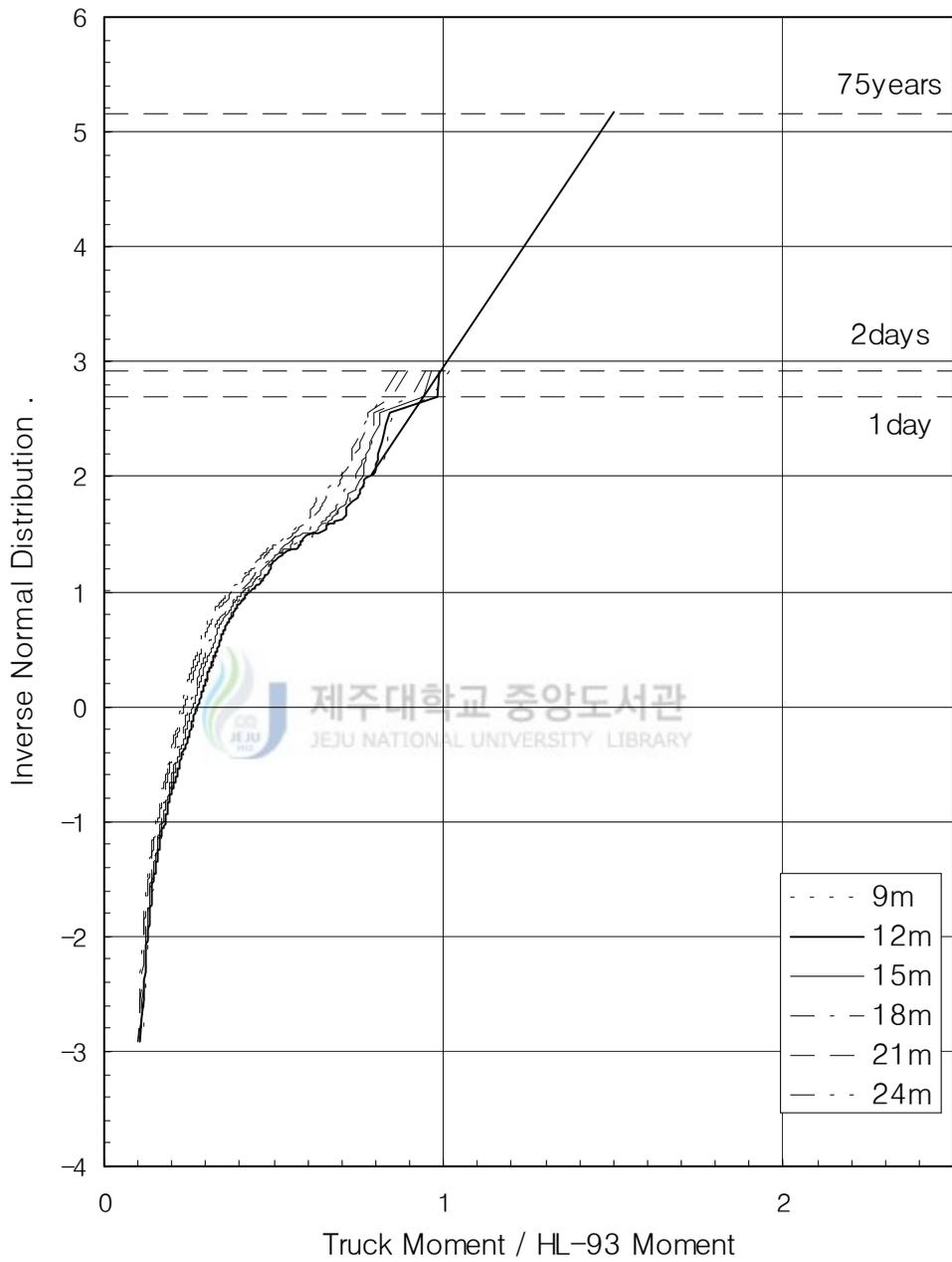


Fig 4.4e Extrapolation of maximum 75 years moment ratio (M39/M10)

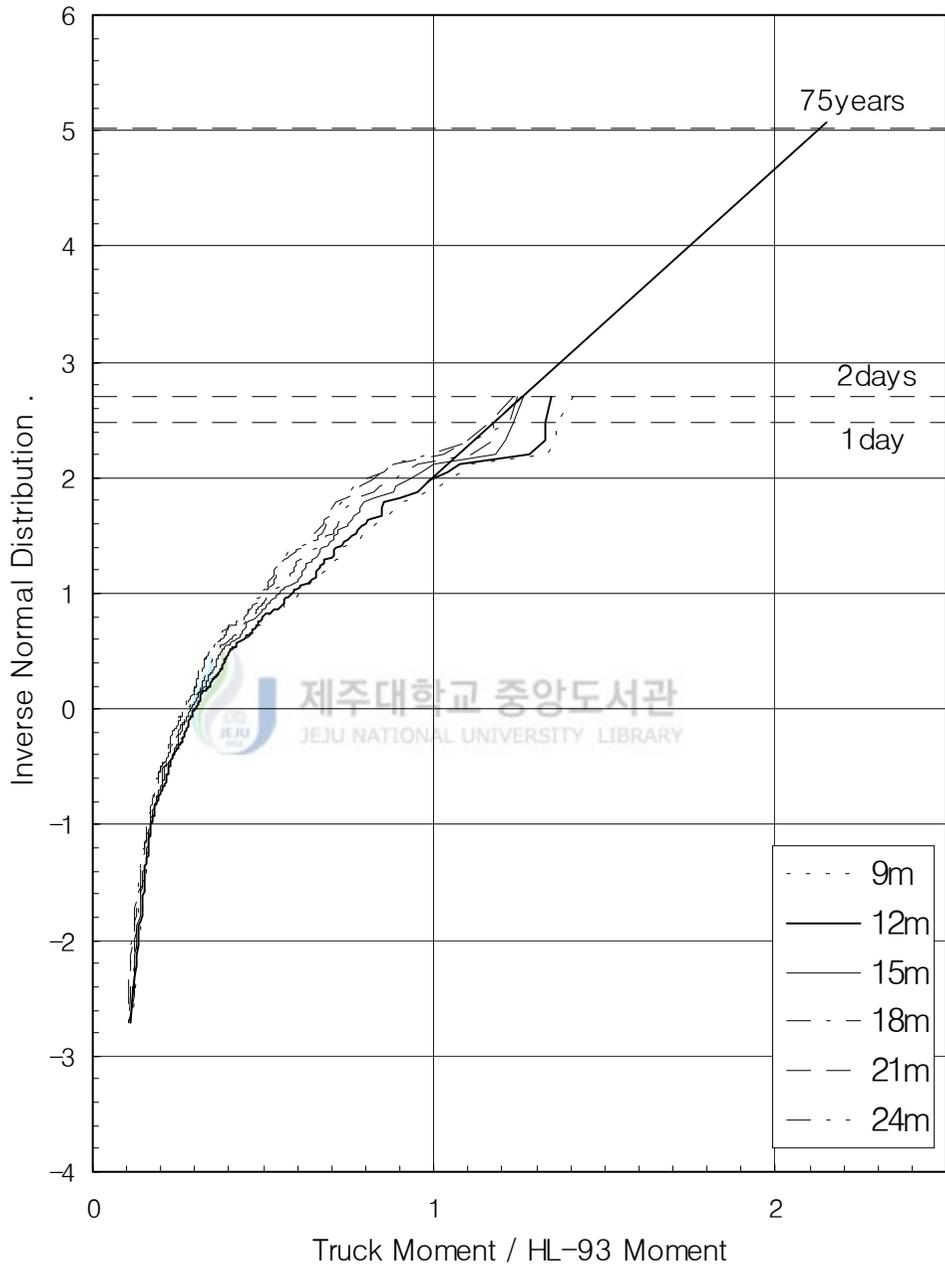


Fig 4.4f Extrapolation of maximum 75 years moment ratio (I94/I75)

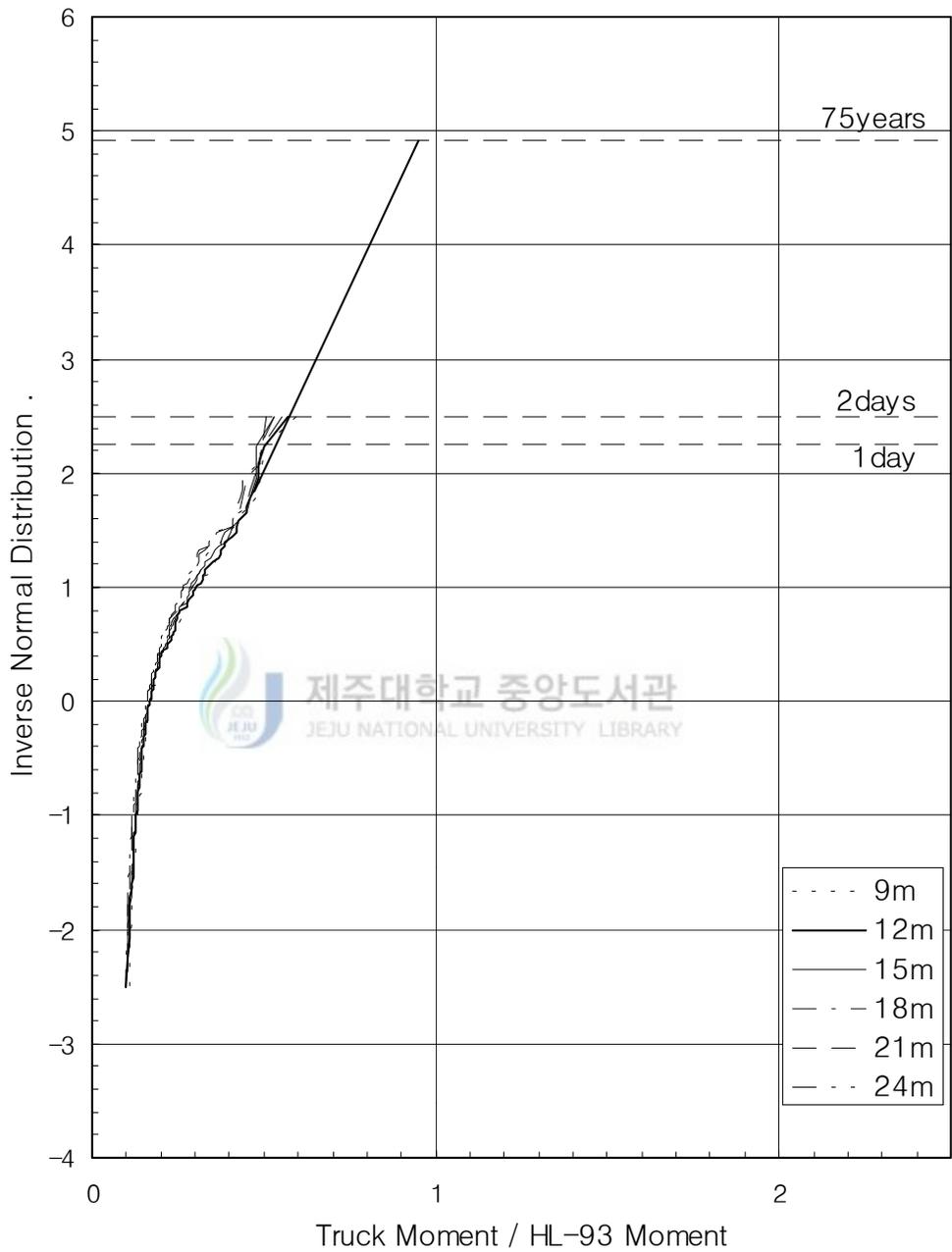


Fig 4.4g Extrapolation of maximum 75 years moment ratio (M153/M39)

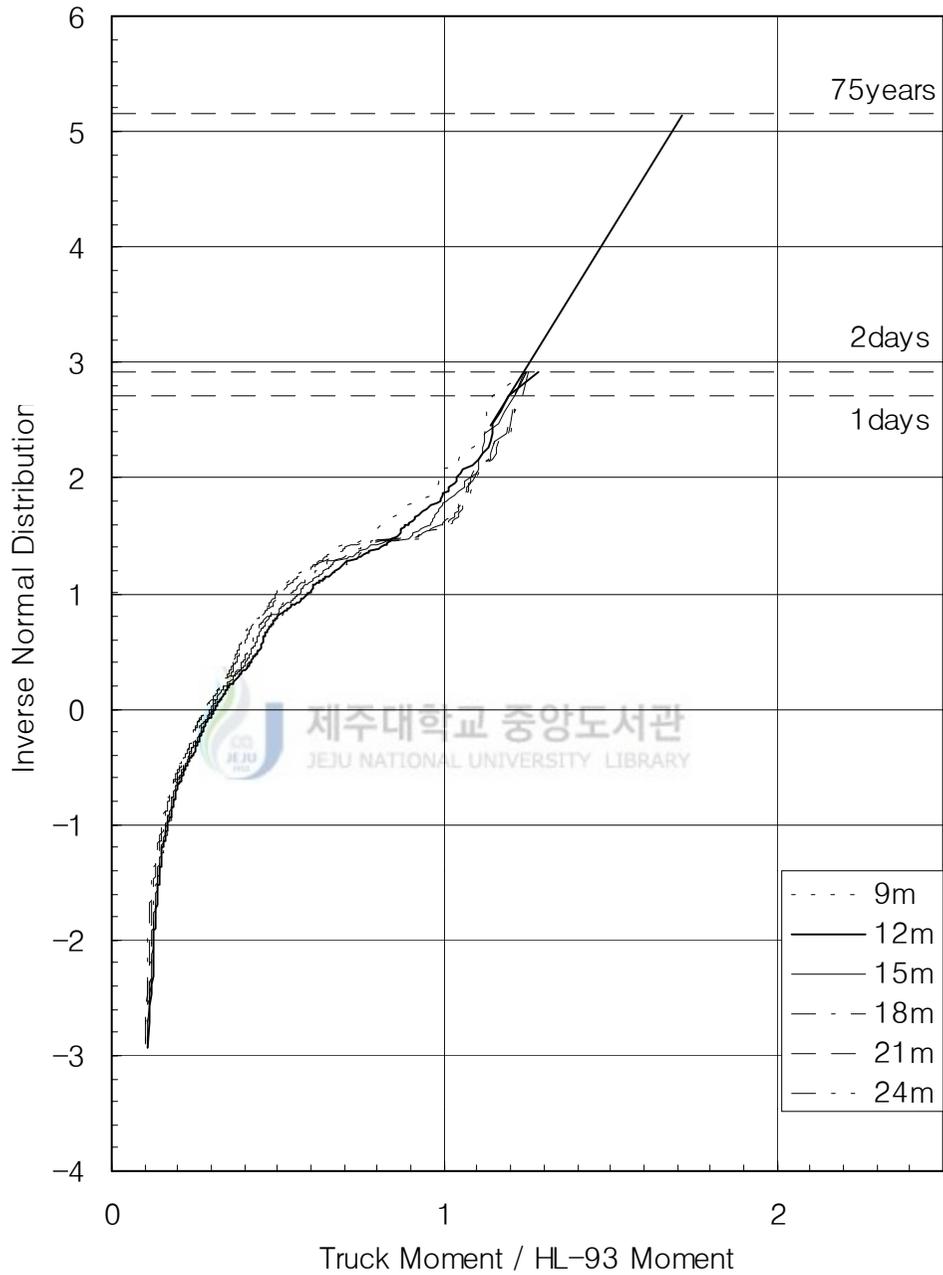


Fig 4.4h Extrapolation of maximum 75 years moment ratio (M50/GR)

Table 4.8 Maximum 75 years moment ratios per spans

교량	교량지간					
	9m	12m	15m	18m	21m	24m
US23/HR	2.7	2.7	2.7	2.63	2.6	2.53
I94/M10	2.99	2.83	2.88	2.92	2.71	2.71
US12/I94	2.15	2.15	2.15	2.15	2.15	2.15
DA/M10	1.42	1.45	1.6	1.72	1.72	1.72
M39/M10	1.6	1.6	1.5	1.43	1.33	1.36
I94/I75	2.18	2.14	2.08	2.03	1.94	1.94
M153/M39	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
M50/GR	1.69	1.71	1.73	1.77	1.77	1.77
Nowak(1993)	1.35	1.35	1.33	1.32	1.31	1.32

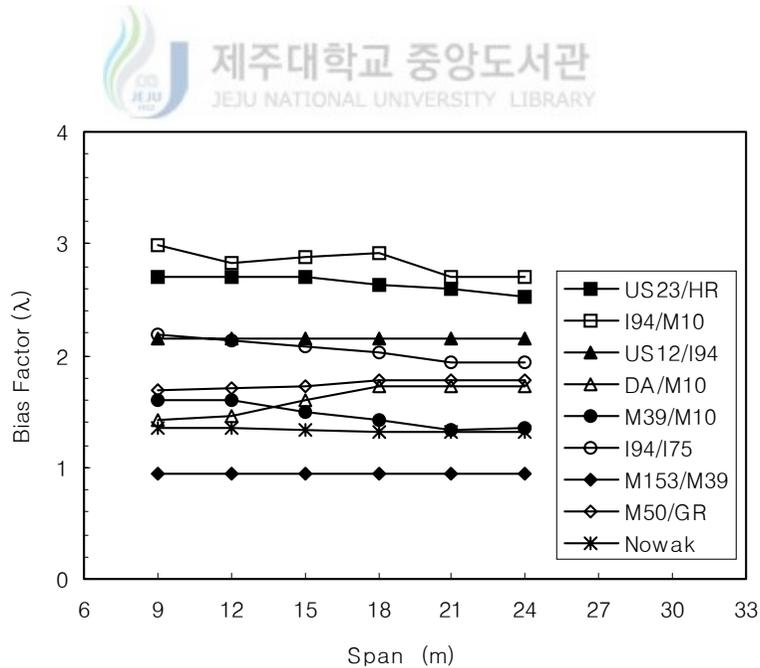


Fig 4.5 Maximum 75 year moment bias factors

Table 4.8에서 US12/I94와 M153/M39는 Fig 4.4b와 Fig 4.4g에서 나타난 것과 같이 지간에 대하여 최대 모멘트 비가 거의 같은 경향을 보이고 각 지간에 대하여 비슷한 값을 나타내기 때문에 하나의 값으로 보간하여 추정하였다.

Fig 4.5에서 나타난 것과 같이 일반적으로 Nowak(1993)이 보간 추정한 것 보다 큰 것으로 나타났다. 75년 최대 모멘트 편중계수(λ)의 최대값은 I94/M10에서 2.99 이고 최저값은 M153/M39에서 0.95이다.

3. 신뢰성해석 및 활하중계수 산정

본 절에서는 시방서 규정에 의하여 계산된 철근 콘크리트 저항 부재를 사용하여 현재 AASHTO LRFD(1998)의 안전수준인 목표 신뢰성 지수 β_T 가 3.5에 만족될 때까지 활하중계수를 0.05 간격으로 증가시키며 반복계산을 하였다. 그리고 각 교량의 지간에 대하여 편중계수의 편차가 Nowak(1993)의 값보다 크기 때문에 본 연구에서 사용한 목표신뢰성 지수는 설계조건에 대하여 근접하는 신뢰성 지수가 아닌 최소 신뢰성 지수를 사용하였다.

본 연구에서 사용한 철근콘크리트 T형 거더교의 휨에 대한 한계상태 함수는 식 (4.1)과 같다.

$$g(X) = BA_s f_y d \left(1 - \frac{0.59 A_s f_y}{f_c' b_e d} \right) - (M_{DC1} + M_{DC2} + M_{LL} + M_{IM}) \quad (4.1)$$

여기서 B는 휨에 대한 모델링의 불확실성을 나타내는 모델링 계수, A_s 는 철근의 단면적, b_e 는 유효 플랜지폭, d는 유효깊이, f_y 는 철근의 인장강도, M_{DC1} 는 포장에 의한 휨 모멘트, M_{DC2} 는 콘크리트자중에 의한 휨 모멘트, M_{LL} 는 활하중에 의한 모멘트, M_{IM} 충격하중에 의한 휨 모멘트이다.

식 (4.1)은 비선형 함수이므로 비선형 한계상태 함수에 대한 Rackwitz-Fiessler의 신뢰성 해석방법(Rackwitz와 Fiessler, 1978)을 적용한다. 식 (4.1)의 비선형 한계상태 함수를 Taylor급수를 사용하여 설계점에 대하여 선형화 시키면 식 (4.2)와

같다.

$$\begin{aligned}
 g(X) &\approx B^* A_s f_y^* d \left(1 - \frac{0.59 A_s f_y^*}{f_c^* b_e d^*}\right) - (M_{DC1}^* + M_{DC2}^* + M_{LL}^* + M_{IM}^*) \\
 &+ \frac{\partial g}{\partial B^*} (B - B^*) + \frac{\partial g}{\partial A_s^*} (A_s - A_s^*) + \frac{\partial g}{\partial f_y^*} (f_y - f_y^*) \\
 &+ \frac{\partial g}{\partial f_c^*} (f_c' - f_c^*) + \frac{\partial g}{\partial d^*} (d - d^*) \\
 &+ \frac{\partial g}{\partial M_{DC1}^*} (M_{DC1} - M_{DC1}^*) + \frac{\partial g}{\partial M_{DC2}^*} (M_{DC2} - M_{DC2}^*) \\
 &+ \frac{\partial g}{\partial M_{LL}^*} (M_{LL} - M_{LL}^*) + \frac{\partial g}{\partial M_{IM}^*} (M_{IM} - M_{IM}^*)
 \end{aligned} \tag{4.2}$$

식(4.2)에서 첨자 “*”는 설계점을 나타내며 $\frac{\partial g}{\partial B^*}$, $\frac{\partial g}{\partial A_s^*}$, $\frac{\partial g}{\partial f_y^*}$, $\frac{\partial g}{\partial f_c^*}$, $\frac{\partial g}{\partial d^*}$, $\frac{\partial g}{\partial M_{DC1}^*}$, $\frac{\partial g}{\partial M_{DC2}^*}$, $\frac{\partial g}{\partial M_{LL}^*}$, $\frac{\partial g}{\partial M_{IM}^*}$ 는 각각 식 (4.3a)에서 식(4.3i)까지로 정식화된다.



$$\frac{\partial g}{\partial B^*} = A_s f_y^* d^* - \frac{0.59 A_s^{*2} f_y^{*2}}{f_c^* b_e} \tag{4.3a}$$

$$\frac{\partial g}{\partial A_s^*} = B^* f_y^* d^* - \frac{1.18 A_s^* f_y^{*2}}{f_c^* b_e} \tag{4.3b}$$

$$\frac{\partial g}{\partial f_y^*} = B^* A_s^* d^* - \frac{1.18 A_s^{*2} f_y^*}{f_c^* b_e} \tag{4.3c}$$

$$\frac{\partial g}{\partial f_c^*} = \frac{0.59 B A_s^{*2} f_y^{*2}}{f_c^* b_e} \tag{4.3d}$$

$$\frac{\partial g}{\partial d^*} = B^* A_s^* f_y^* \tag{4.3e}$$

$$\frac{\partial g}{\partial M_{DC1}^*} = -1 \quad (4.3f)$$

$$\frac{\partial g}{\partial M_{DC2}^*} = -1 \quad (4.3g)$$

$$\frac{\partial g}{\partial M_{LL}^*} = -1 \quad (4.3h)$$

$$\frac{\partial g}{\partial M_{IM}^*} = -1 \quad (4.3i)$$

식(4.3)의 선형화 된 한계상태방정식에서 각 변수를 설계점에 대하여 근사 정규 분포화 시킨 후 각 변수의 평균 \overline{X}_i' 과 표준편차 σ_{X_i} 를 계산하면 식 (4.4)과 같다.

$$\overline{B}' = \overline{B}, \quad \sigma_{B'} = V(\overline{B}) \quad (4.4a)$$

$$\overline{A}_s' = \overline{A}_s, \quad \sigma_{A_s'} = V_{A_s}(\overline{A}_s) \quad (4.4b)$$

$$\overline{f}_y' = f_y^* (1 - \ln f_y^* + \overline{\ln f}_y), \quad \sigma_{f_y'} = f_y^* (\sigma_{\ln f_y}) \quad (4.4c)$$

$$\overline{f}_c'' = \overline{f}_c', \quad \sigma_{f_c'} = V_{f_c'}(\overline{f}_c') \quad (4.4d)$$

$$\overline{d}' = \overline{d}, \quad \sigma_{d'} = V_d(\overline{d}) \quad (4.4e)$$

$$\overline{M}_{DC1}' = \overline{M}_{DC1}, \quad \sigma_{M_{DC1}'} = V_{M_{DC1}}(\overline{M}_{DC1}) \quad (4.4f)$$

$$\overline{M}_{DC2}' = \overline{M}_{DC2}, \quad \sigma_{M_{DC2}'} = V_{M_{DC2}}(\overline{M}_{DC2}) \quad (4.4g)$$

$$\overline{M}_{LL}' = \overline{M}_{LL}, \quad \sigma_{M_{LL}'} = M_{LL}^* (\sigma_{\ln M_{LL}}) \quad (4.4h)$$

$$\overline{M}_{IM}' = \overline{M}_{IM}, \quad \sigma_{M_{IM}'} = V_{M_{IM}}(\overline{M}_{IM}) \quad (4.4i)$$

여기서 V_{X_i} 는 각 변수의 변동계수(COV)이고, 첨자 “ ’ ”는 확률분포를 근사 정규 분포화 시킨 변수이다. 대수 정규분포를 갖고 있는 철근의 항복강도 f_y 와 M_{LL} 변수의 근사 정규 분포의 평균 \overline{X}_i' 과 표준편차 σ_{X_i}' 의 계산 과정은 각각

식 (4.5) 및 식 (4.6)와 같다.

$$\begin{aligned}
 \overline{X}_i' &= X_i^* - \sigma_{X_i} \Phi^{-1}[F_{X_i}(X_i^*)] \\
 &= X_i^* - \sigma_{\ln X_i} \Phi^{-1} \left(\frac{\ln X_i^* - \overline{\ln X}_i}{\sigma_{\ln X_i}} \right) X_i^* \\
 &= X_i^* (1 - \ln X_i^* + \overline{\ln X}_i)
 \end{aligned} \tag{4.5}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{X_i} &= \frac{\phi[\Phi^{-1}\{F_{X_i}(X_i^*)\}]}{f_{X_i}(X_i^*)} \\
 &= \frac{\phi \left\{ \Phi^{-1} \left[\Phi \left(\frac{\ln X_i^* - \overline{\ln X}_i}{\sigma_{\ln X_i}} \right) \right] \right\}}{\phi \left(\frac{\ln X_i^* - \overline{\ln X}_i}{\sigma_{\ln X_i}} \right) \frac{1}{X_i^* \sigma_{\ln X_i}}}
 \end{aligned} \tag{4.6}$$

$$= X_i^* (\sigma_{\ln X_i})$$



여기서 $F_{X_i}(X_i^*)$ 는 변수 X_i 의 누적확률분포함, $f_{X_i}(X_i^*)$ 는 변수 X_i 의 확률밀도함수, Φ 는 표준 정규분포의 누적확률분포함, ϕ 는 표준 정규분포의 확률밀도함수이다.

한편 식 (4.3)는 선형함수이므로 이 한계 상태 함수의 근사 정규분포 변수에 대한 평균 $g(\overline{X}')$ 과 표준편차 σ_g' 는 각각 식 (4.7) 및 식 (4.8)과 같다.

$$\begin{aligned}
g(\bar{X}') &= B^* A_s^* f_y^* d^* \left(1 - \frac{0.59 A_s f_y^*}{f_c^* b_e d^*}\right) - (M_{DC1}^* + M_{DC2}^* + M_{LL}^* + M_{IM}^*) \\
&+ \frac{\partial g}{\partial B^*} (\bar{B}' - B^*) + \frac{\partial g}{\partial A_s^*} (\bar{A}'_s - A_s^*) + \frac{\partial g}{\partial f_y^*} (\bar{f}'_y - f_y^*) \\
&+ \frac{\partial g}{\partial f_c^*} (\bar{f}'_c - f_c^*) + \frac{\partial g}{\partial d^*} (\bar{d}' - d^*) \\
&+ \frac{\partial g}{\partial M_{DC1}^*} (\bar{M}'_{DC1} - M_{DC1}^*) + \frac{\partial g}{\partial M_{DC2}^*} (\bar{M}'_{DC2} - M_{DC2}^*) \\
&+ \frac{\partial g}{\partial M_{LL}^*} (\bar{M}'_{LL} - M_{LL}^*) + \frac{\partial g}{\partial M_{IM}^*} (\bar{M}'_{IM} - M_{IM}^*)
\end{aligned} \tag{4.7}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{g'} &= \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i^*} \sigma_{X_i} \right)^2 \frac{1}{2} \\
&= \left\{ \frac{\partial g}{\partial B^*} \sigma_B \right\}^2 + \left\{ \frac{\partial g}{\partial A_s^*} \sigma_{A_s} \right\}^2 + \left\{ \frac{\partial g}{\partial f_y^*} \sigma_{f_y} \right\}^2 \\
&+ \left\{ \frac{\partial g}{\partial f_c^*} \sigma_{f_c} \right\}^2 + \left\{ \frac{\partial g}{\partial d^*} \sigma_d \right\}^2 + \left\{ \frac{\partial g}{\partial M_{DC1}^*} \sigma_{M_{DC1}} \right\}^2 \\
&+ \left\{ \frac{\partial g}{\partial M_{DC2}^*} \sigma_{M_{DC2}} \right\}^2 + \left\{ \frac{\partial g}{\partial M_{LL}^*} \sigma_{M_{LL}} \right\}^2 + \left\{ \frac{\partial g}{\partial M_{IM}^*} \sigma_{M_{IM}} \right\}^2 \frac{1}{2}
\end{aligned} \tag{4.8}$$

식 (4.7)과 식 (4.8)를 이용하여 신뢰성 지수 β 를 계산하면 식 (4.9)과 같다.

$$\beta = \frac{g(\bar{X}')}{\sigma_{g'}} \tag{4.9}$$

식 (4.9)에서 구한 β 를 이용하여 새로운 설계점의 계산은 식 (4.10)과 같다.

$$X_i^* = \bar{X}'_i - \left(\frac{\partial g}{\partial X_i^*} \right)_{X'} \beta (\sigma_{X_i'})^2 \frac{1}{\sigma_{g'}} \tag{4.10}$$

식 (4.10)을 이용하여 각 변수들의 새로운 설계점을 정립하면 각각 식(4.11a)에서 식 (4.11b)와 같다.

$$B^* = \bar{B}' - \frac{\partial g}{\partial B} \beta(\sigma_{B'})^2 \frac{1}{\sigma_g'} \quad (4.11a)$$

$$A_s^* = \bar{A}' - \frac{\partial g}{\partial A_s} \beta(\sigma_{A_s'})^2 \frac{1}{\sigma_g'} \quad (4.11b)$$

$$f_y^* = \bar{f}_y' - \frac{\partial g}{\partial f_y} \beta(\sigma_{f_y'})^2 \frac{1}{\sigma_g'} \quad (4.11c)$$

$$f_c^* = \bar{f}_c' - \frac{\partial g}{\partial f_c} \beta(\sigma_{f_c'})^2 \frac{1}{\sigma_g'} \quad (4.11d)$$

$$d^* = \bar{d}' - \frac{\partial g}{\partial d} \beta(\sigma_{d'})^2 \frac{1}{\sigma_g'} \quad (4.11e)$$

$$M_{DC1}^* = \overline{M_{DC1}'} - \frac{\partial g}{\partial M_{DC1}} \beta(\sigma_{M_{DC1}'})^2 \frac{1}{\sigma_g'} \quad (4.11f)$$

$$M_{DC2}^* = \overline{M_{DC2}'} - \frac{\partial g}{\partial M_{DC2}} \beta(\sigma_{M_{DC2}'})^2 \frac{1}{\sigma_g'} \quad (4.11g)$$

$$M_{LL}^* = \overline{M_{LL}'} - \frac{\partial g}{\partial M_{LL}} \beta(\sigma_{M_{LL}'})^2 \frac{1}{\sigma_g'} \quad (4.11h)$$

$$M_{IM}^* = \overline{M_{IM}'} - \frac{\partial g}{\partial M_{IM}} \beta(\sigma_{M_{IM}'})^2 \frac{1}{\sigma_g'} \quad (4.11i)$$

식 (4.2)에서 식 (4.11)까지의 과정을 이용하여 신뢰성 지수 β 를 산정하는 흐름은 Fig 4.6과 같다.

본 연구에서는 신뢰성 지수의 수렴의 정도를 $\beta_{new} - \beta_{old} \leq 0.00001$ 로 하였다.

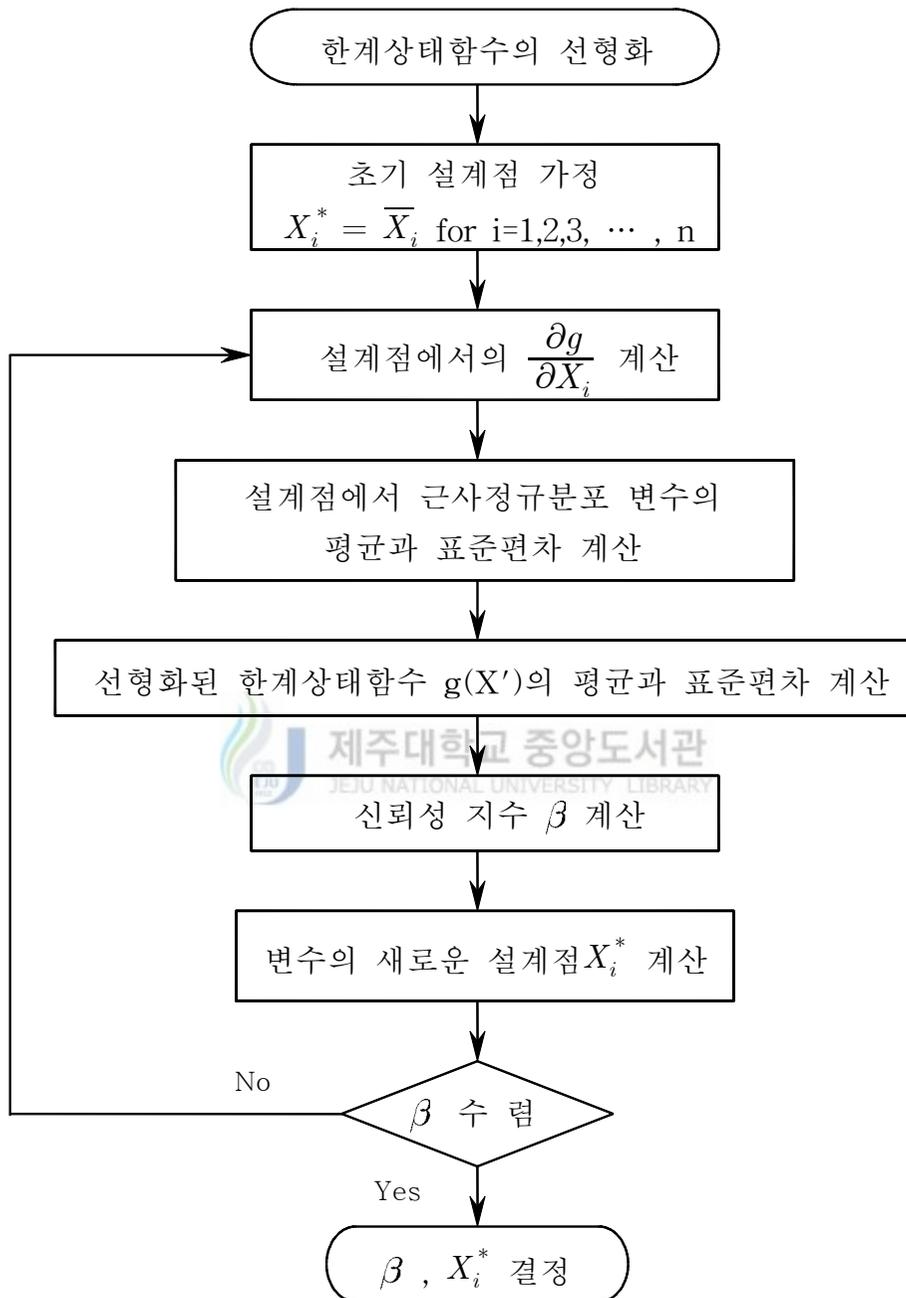


Fig 4.6 Flowchart for Rackwitz-Fissler procedure

4. 신뢰성 해석 결과

앞 절에서 기술한 하중과 저항변수들의 통계자료와 Rackwitz-Fiessler 신뢰성 지수 방법(Rackwitz와 Fiessler, 1978)을 이용하여 철근콘크리트 T형 거더교에 대하여 신뢰성 해석결과를 나타내면 다음과 같다.

- 1) Table 4.9는 지역특성 활하중계수 산정 결과와 교량의 지간에 대한 신뢰성 지수를 나타낸 것이고 Fig 4.7은 Table 4.9에 대한 결과를 그래프로 나타낸 것이다. 활하중계수는 3.9에서 1.2까지 다양하게 산출되었고 M153/M39를 제외하고 AASHTO LRFD(1998)의 활하중계수 보다 값이 크게 산정되었다. 이러한 결과로 현재 AASHTO LRFD(1998)의 활하중계수 1.75만으로 여러 지역의 극한 한계상태에 대하여 일정한 안전성을 확보 할 수 없다는 것을 나타낸다.
- 2) Table 4.10은 각 지역의 지간에 대한 신뢰성 지수를 나타낸 것이고 Fig 4.8은 Table 4.10을 그래프로 나타낸 것이다. DA/M10에서 신뢰성 지수의 편차가 가장 크게 나타났고 US12/I94에서 신뢰성 지수의 편차가 가장 작게 나타났다. 이러한 결과의 주 원인은 DA/M10에서 모멘트에 대한 편중계수 값의 편차가 가장 크고 US12/I94에서 값의 편차가 가장 작았기 때문이다. 또한 75년 최대 모멘트비를 보간하여 예측할 때 개인적인 판단 개입되어 어느 정도의 오차가 포함되어있기 때문이라고 사료된다.
- 3) Table 4.11은 각 지역별로 거더 간격에 따른 신뢰성 지수를 나타낸 것이고 Table 4.12는 거더 높이에 따른 신뢰성 지수를 나타낸 것이고 Fig 4.9와 Fig 4.10은 Table 4.11과 Table 4.12에 대한 것을 정리하여 그래프로 나타낸 것이다. 각 지역별로 신뢰성 지수의 변화를 보이지만 거더 간격과 거더 높이에 따른 신뢰성 지수의 변화는 미세하였다. 즉 AASHTO LRFD(1998)의 바닥판의 두께와 거더의 높이는 하중의 영향에 대하여 두께와 높이는 활하중의 영향에 대하여 충분한 것을 의미한다.

4) Fig 4.11은 각 지역에서 트럭에 의한 모멘트 편중계수(λ) 값의 편차와 신뢰성 지수(β)의 편차와의 관계를 나타낸 것이고 Fig 4.12는 각 지역 교량의 기간에 대하여 트럭하중에 의한 모멘트의 편중계수 중에서 최대값과 활하중계수와의 관계를 나타낸 것이다. Fig 4.11에 의하면 편중계수의 편차 범위가 증가할수록 신뢰성 지수의 편차 범위는 증가곡선 형태의 모양의 성향을 보였으며 Fig 4.12에서 최대 편중계수가 증가 할수록 활하중계수는 선형으로 증가하는 성향을 나타내었다. 두 그래프에서 나타난 관계는 본 연구의 신뢰성 해석을 통하여 산정된 지역특성 활하중계수의 주요 원인으로 사료된다.

Table 4.9 Site-specific live load factors

Bridge Location	Live Load Factor
US23/HR	3.5
I94/M10	3.9
US12/I94	2.75
DA/M10	2.2
M39/M10	2.05
I94/I75	2.8
M153/M39	1.25
M50/GR	2.25
AASHTO LRFD	1.75

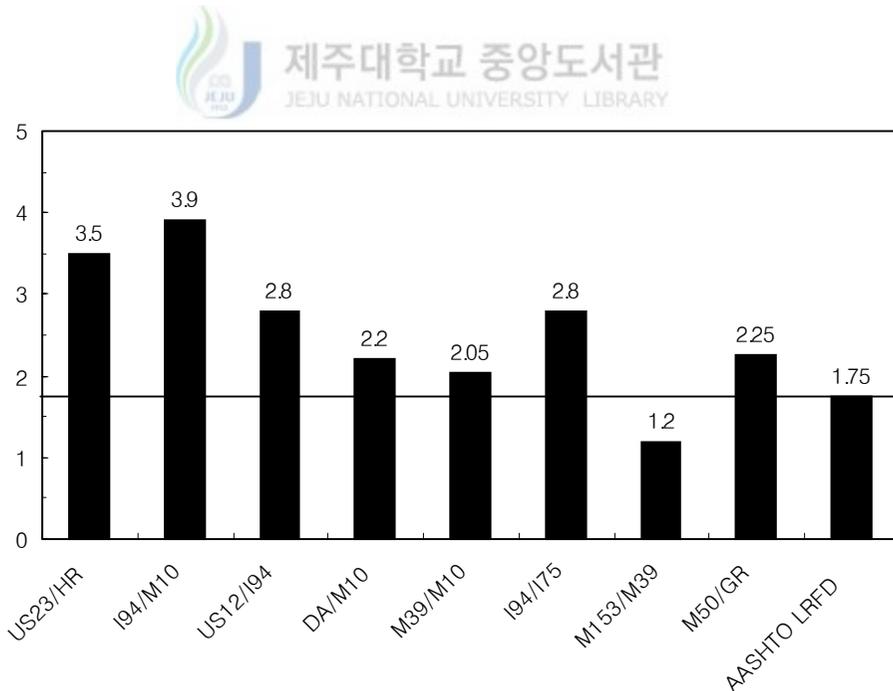


Fig 4.7 Site-specific live load factors

Table 4.10 Reliability indices per spans

Bridge Location	Span					
	9m	12m	15m	18m	21m	24m
US23/HR	3.5692	3.5943	3.6074	3.7515	3.8051	3.9251
I94/M10	3.5866	3.937	3.8414	3.7596	4.1503	4.1232
US12/I94	3.6316	3.6501	3.6617	3.6604	3.6558	3.6431
DA/M10	4.6391	4.4927	3.9327	3.5947	3.5891	3.5747
M39/M10	3.5815	3.5997	3.9352	4.1402	4.3953	4.2356
I94/I75	3.5511	3.6762	3.8401	3.9579	4.1555	4.1167
M153/M39	3.5712	3.5827	3.5837	3.5688	3.5394	3.5071
M50/GR	3.7855	3.7314	3.6785	3.562	3.5591	3.5471
AASHTO LRFD	3.6653	3.6774	3.7545	3.7747	3.7769	3.7126

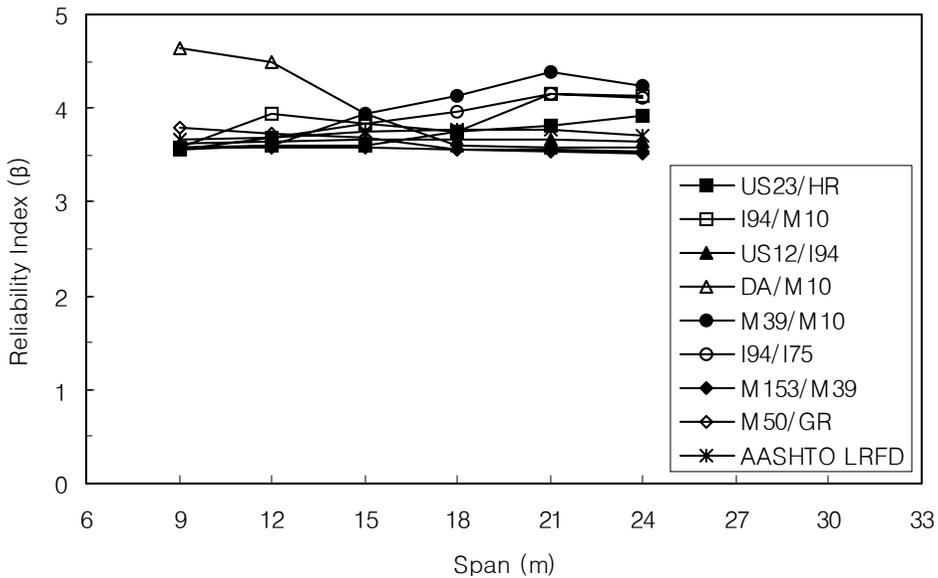


Fig. 4.8 Reliability indices per spans

Table 4.11 Reliability indices for girder spacings

Bridge location	Girder Spacing			
	2m	2.25m	2.5m	2.75m
US23/HR	3.5936	3.5947	3.5992	3.6004
I94/M10	3.8282	3.8297	3.8334	3.8347
US12/I94	3.6502	3.6509	3.6548	3.6557
DA/M10	3.9261	3.9271	3.9283	3.929
M39/M10	3.9293	3.9303	3.9311	3.9319
I94/I75	3.8304	3.8312	3.8341	3.8349
M153/M39	3.578	3.579	3.58	3.5807
M50/GR	3.6688	3.6693	3.6726	3.6733
AASHTO LRFD	3.7478	3.7486	3.7502	3.7509

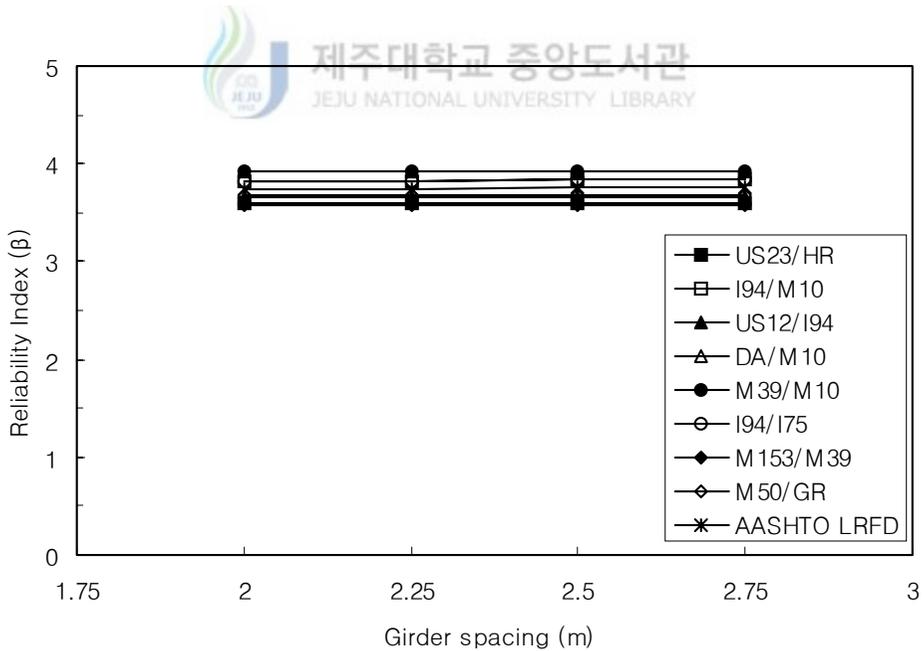


Fig 4.9 Reliability indices for girder spacings

Table 4.12 Reliability indices for girder heights

Bridge Location	Girder Height		
	$h_{\min} + 5\text{ cm}$	$h_{\min} + 10\text{ cm}$	$h_{\min} + 15\text{ cm}$
US23/HR	3.7465	3.7515	3.7559
I94/M10	3.754	3.7596	3.7644
US12/I94	3.6558	3.6604	3.6644
DA/M10	3.5907	3.5947	3.5983
M39/M10	4.1398	4.1402	4.1401
I94/I75	3.9548	3.9579	3.9605
M153/M39	3.5673	3.5688	3.5699
M50/GR	3.5577	3.562	3.5658
AASHTO LRFD	3.7728	3.7747	3.7762

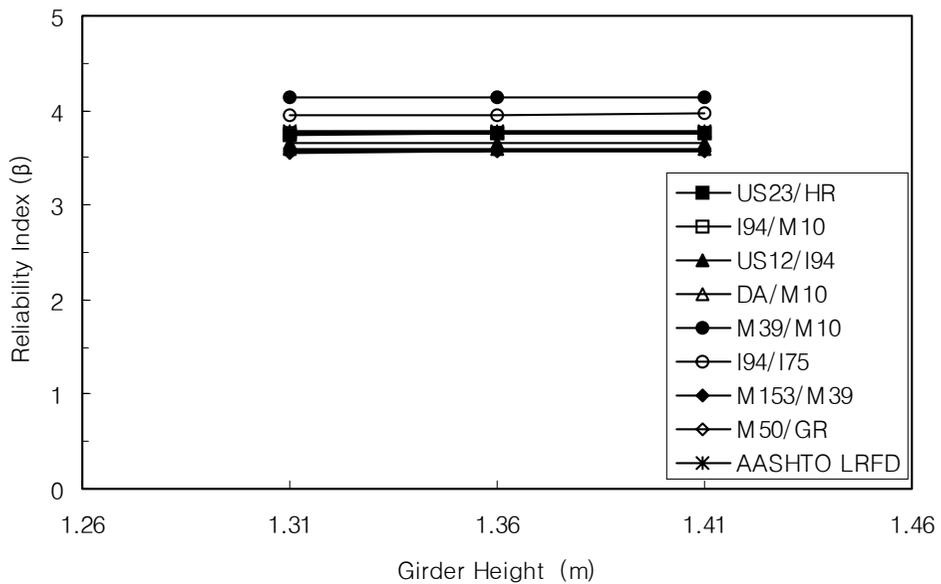


Fig 4.10 Reliability indices for girder heights

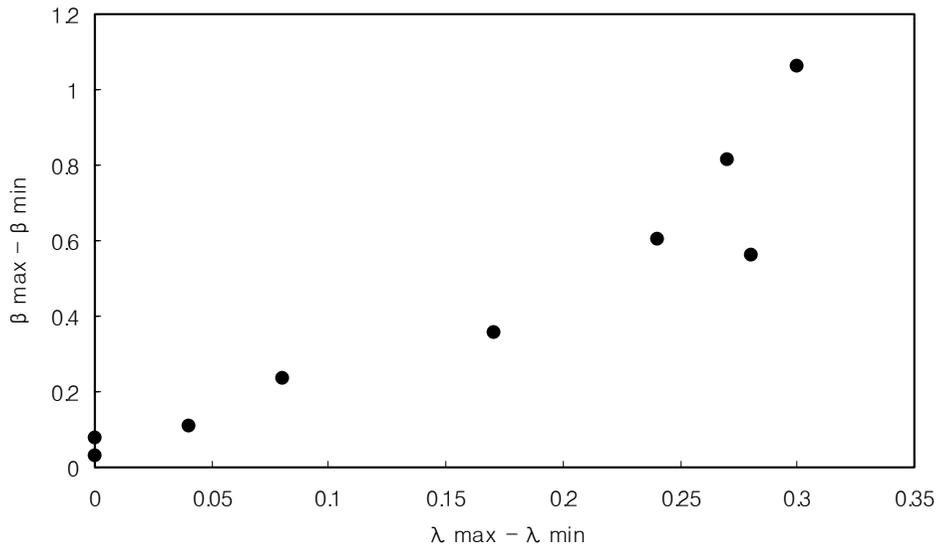


Fig 4.11 Relationship between deviation of reliability index(β) and deviation of bias factor(λ)

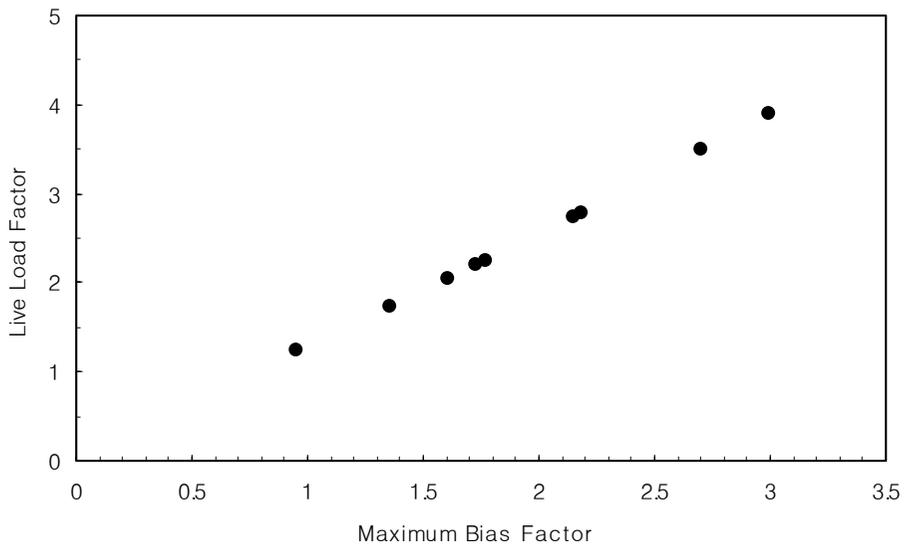


Fig 4.12 Relationship between bias factor and live load factor

V. 결 론

본 연구에서는 신뢰성 이론을 이용하여 지역특성 활하중계수를 산정하고 AASHTO LRFD(1998)의 하중계수와 비교하여 AASHTO LRFD(1998)의 활하중계수의 적절성에 대하여 검토하여 보았다. 신뢰성 이론은 Rackwitz-Fiessler (1978)의 신뢰성 지수 이론을 이용 하였다. 지역특성 활하중계수 산정에 필요한 활하중 통계치 산정을 위해서 각 지역에서 BWIM에 의하여 측정된 트럭의 축하중과 축간 거리를 이용 하였다.(Kim et al.,1996) 그리고 Nowak(1993)이 제안한 미래의 교통량을 추정하는 방법에 의하여 각 지간별로 최대 모멘트비를 보간 추정하였다. 사하중 및 저항부재의 통계자료는 NCHPR(1993)12-33 사업 보고서 및 관련 문헌 조사를 통하여 결정하였다. 교량은 철근콘크리트 T형 거더교의 지간과 거더 간격, 거더 높이를 주요변수로 고려하여 활하중 계수를 산정하였다. 본 연구에서 얻어진 결론을 요약하면 다음과 같다.

- 1) 측정된 트럭의 축하중과 축간거리를 이용하여 모멘트를 산정한 결과 현재 AASHTO LRFD의 HL-93 하중에 의한 것보다 2배 이상의 수치 결과가 산정되었다. 현재 AASHTO LRFD의 활하중계수가 1.75임을 감안 하더라도 실제 트럭하중에 의한 모멘트는 높은 값으로 판단된다.
- 2) 신뢰성 해석을 통한 각 지역별 활하중계수 산정결과 1.2에서 3.9까지 산정 되었다. 현재 1.75만으로 규정되어있는 AASHTO LRFD의 하중계수는 일정한 안전 여유치를 확보하지 못한다. 따라서 AASHTO LRFD의 활하중계수 1.75는 지역에 따라서는 다소 증가 되어야 한다.
- 3) 신뢰성 해석에 의한 활하중계수 산정 시 활하중계수를 결정하는 주요 인자는 편중계수의 크기이다. 활하중계수는 편중계수에 선형적으로 비례하는 경향을 나타내었다.

- 4) 설계규정을 만족하도록 설계되는 것이 전제된다면 거더 간격과 거더 높이는 신뢰성에 큰 영향을 미치지 않았다.



참고문헌

- 김상진, 박문호, 1996, 트럭하중 측정을 위한 교량실험, 대한토목학회 논문집 제16권, 1996.9, pp621~631
- 박병준, 1999, 신뢰성 해석을 이용한 거더교 철근 콘크리트 바닥판의 평가, 경북대학교 석사학위 논문
- 시상광, 2000, 철근콘크리트 슬래브교의 휨 설계규정에 대한 평가, 경북대 박사학위논문
- 오병환, 1991, 교량구조물의 합리적인 설계하중 결정 및 설계기준, 대한토목학회 논문집, 제11권 pp55~66
- AASHTO(1998). LRFD Bridge Design Specifications. 2nd Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, U.S.A.
- Agarwal, A.C, and Wolkowicz, M. (1976) Interim Report on 1975 Commercial Vehicle Survey, Research and Development Division, Ministry of Transportation, Downsview, Ontario, Canada.
- Ang, A.H., and Tang, W.H. (1975). Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol I, John Wiley & Sons, Inc., New York, New York.
- Ang, A.H., and Tang, W.H., (1984). Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol II, John Wiley & sons, Inc., New York, New York.
- Augusti, G., Baratta, A., and Casciati, F. (1984). Probabilistic Methods in Structural Engineering, Chapman and Hall, New York, New York.
- ASCE(1981). "Recommended Design Loads and Forces on Bridges", Journal of Structural Division, ASCE, Vol.107, No.ST7, pp1161-1213.
- Barker, R.M., and Puckett, J.A. (1997), Design of Highway Bridge Based on AASHTO LRFD Bridges Design Specifications, John Wiley & Sons, Inc., New York, New York.
- 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.
- Galambos, T.V, (1981). "Load and Resistance Factor Design", AISC Engineering Journal, 18, 3rd qtr., pp. 74-82.

- Galambos, T.V., Ellingwood, B., MacGregor, J.G., and Cornell, C.A. (1982). "Probability Based Load Criteria : Load Factors and Load Combinations", Journal of Structural Division, ASCE, Vol.108 No.ST5, May, pp. 959-997.
- Goble, G. et al. (1991). Load Prediction and Structural Respons, Draft of the Peport prepared for FHWA, University of Colorado, Boulder, Co.
- Grant, L.H., Mirza, S.A., MacGregor, J.G. (1978). "Monte Carlo Study of Strength of Concrete Columns", Jurnal of ACI, 75(8), pp. 348-358
- Hart, Gary C. (1982). Uncertainty Analysis, Loads, and Safety in Structural Engineering, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- 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.EM1, pp.111-121.
- Hwang, E.S, and Nowak, A.S. (1991). "Simulation of Dynamic Load for Bridges", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.117, No.5, May, pp. 1413-1434
- Kulicki, J.M. and Mertz, D.R. (1991). "A New Live Load Model for Bridge Design", Proceedings of 8th Annual International Bridge Conference, June. Pittsburgh, PA.
- Lind. N.C. (1977). "Formulation of Probabilistic Design", Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No.EM2, pp. 273-284
- MacGregor, J.G. (1976). "Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 3, No. 4, pp. 484-513.
- MacGregor, J.G., Mirza, S.A., and Ellingwood B.R. (1983). "Statistical Analysis of Resistance of Reinforced and Prestressed Concrete Members", Journal of ACI, Vol.80, No.3, pp. 167-176.
- Mirza. S.A., Hatzinikolas, M., and MacGregor, 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 MacGregor, J.G. (1979). "Variability of Mechanical Properties of Reinforcing Bars", Journal of Structural Division, ASCE, Vol.105, No.ST5, pp. 921-937.

- Morris Israel, Bruce Ellingwood, and Ross Corotis, (1987), "Reliability-Based code Formulation for Reinforced Concrete Building", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.113, No.10, pp. 2235-2252.
- Moses, F. and Ghosen, M. (1985). A Comprehensive Study of Bridge Loads and Reliability, Final Report, FHWA/OH-85/005, Jan.
- NCHRP (1993). Development of Comprehensive Bridge Specifications and Commentary : Third Draft LRFD Specifications and Commentary, NCHRP Project 12-33, Transportation Research Board, Washington, DC.
- Nowak, A.S. (1993). Calibration of LRFD Bridge Design Code, Report UMCE, Department of Civil and Environmental Engineering University of Michigan, Ann Arbor, Michigan.
- Nowak, A.S., and Hong, Y.K. (1991). "Bridge Live-load Models", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.117, No.9, September, pp. 2757-2767.
- Nowak, A.S. and Nassif, H. (1991). Effect of Truck Loading on Bridges, Report UMCE 85R3, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan.
- Nowak, A.S. and Regupathy, P.V. (1984). "Reliability of Spot Welds in Cold-Formed Channels", Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol.110, No.6, pp.1256-1277
- Nowak, A.S., Zhou J.H. (1985). Reliability Models for Bridge Analysis, Report UMCE 85R3, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan.
- Rackwitz, R., and Fiessler, B (1978). "Structural Reliability under Combined Random Load Sequences", Computers and Structures, 9, pp. 489-494
- Tabsh, S.W., and Nowak, A.S (1991) "Reliability of Highway Girder Bridge", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.117, No8, pp.2373-2388.
- Xanthakos, P.P. (1994). Theory and Design of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., New York, New York.

감사의 글

작은 결실이 맺어지기까지 아낌없는 지도와 격려뿐만 아니라 생활 전반에 대해서도 부족한 저에게 많은 도움과 조언을 해주신 김상진 지도교수님께 이 글을 빌어 진심으로 감사를 드립니다. 그리고 이 논문이 완성되기까지 많은 조언과 배려를 해주신 남정만 교수님, 박상렬 교수님께도 깊은 감사를 드립니다. 학부에서부터 대학원 생활까지 많은 가르침을 주신 양성기 교수님, 김남형 교수님, 이병걸 교수님, 김성근 교수님께도 진심으로 감사를 드립니다.

지난 몇 년 동안 연구실 생활을 같이했던 영범, 성호, 짓궂은 장난을 인자한 부처님처럼 받아주시는 창훈이형, 이젠 동네친구가 된 영웅, 같이 대학원생활을 보낸 태우, 후배 성욱, 철영, 민수, 경보, 먼 타국에 와서 고생하는 현, 혁춘, 광일 그리고 학교생활 하는 동안 도움을 주고받았던 모든 선후배님께 고마운 마음을 드립니다.

나의 오랜 친구들과 친동생처럼 아껴주시던 선배 강시범, 신종훈 형에게도 깊은 감사의 마음을 전합니다.

언제나 삶의 지표가 되어주신 아버지, 따뜻한 자식 사랑을 보여주시는 어머니, 사랑스런 나의 동생 종수에게도 너무-나도 깊은 감사를 드립니다. 그리고 두 형제를 자식처럼 아껴주시는 이모부님과 이모님께도 이 글을 빌어 감사를 드립니다.

2004년 7월