

공학석사학위논문

장경간 케이블교량 설계를 위한
1 차 고정하중계수 저감 방안에 관한 연구

A Study on the Decrease of Load Factor
of Direct Dead Load for Design of Long-span Cable Bridge

2013 년 2 월

서울대학교 대학원

건설환경공학부

이 호 현

초 록

본 논문은 케이블교량 케이블 부재의 신뢰도기반 설계를 위한 1 차 고정하중계수의 저감 방안에 관한 연구로써, 현재 일반교량 설계를 위해 적용하는 1 차 고정하중의 하중계수 1.25 보다 낮은 값을 사용함으로써 보다 합리적으로 케이블교량을 설계하는 방안을 제안한다. 또한, 저감된 하중계수의 적용 이후에도 공학적으로 정의할 수 있는 안전성 확보를 위하여, 실제 케이블교량의 중량 계측자료를 바탕으로 한 신뢰도분석을 통해 현행 허용응력설계법 기반 설계기준을 적용한 경우와 동일한 신뢰도수준을 보장할 수 있는 1 차 고정하중 계수를 구한다.

케이블교량은 일반 단중지간 교량에 비해 공장제작부재의 비중이 높고 시공관리가 엄격하게 이루어진다. 따라서 일반교량에 비해 케이블교량의 1 차 고정하중이 작은 변동특성을 갖는다고 보는 것은 타당하다 할 수 있다. 이를 근거로 하여 기존의 설계기준에 따라 설계한 경우와 동일한 신뢰도수준을 보장할 수 있는 1 차 고정하중계수를 AASHTO LRFD 설계기준의 근사식을 이용하여 계산한다.

이 결과는 케이블 교량의 특성을 제대로 반영하고 있다고 보기 힘들다고 판단되며 더 정확한 1 차 고정하중계수를 계산하기 위해서는 케이블 교량의 비선형성을 고려한 신뢰도해석이 수반되어야 한다. 따라서 기존의 허용응력설계법에 근거한 설계기준에 따라 설계된 케이블교량 모델의 신뢰도

해석 결과를 기반으로 하여 기존의 설계기준에 따라 설계된 경우와 동일한 신뢰도수준을 유지하는 1 차 고정하중계수를 산출한다.

한편, 케이블교량을 설계하기 위해서는 수 많은 변수들을 고려해야 하며 이러한 변수들에 의해 케이블교량의 신뢰도지수는 현재와 다른 값을 가질 수 있다. 따라서 기준 신뢰도지수의 크기를 바뀌가며 1 차 고정하중의 변동특성이 감소하였을 때, 동일한 신뢰도수준을 보장 할 수 있는 1 차 고정하중계수를 계산하여 신뢰도지수 변화에 따른 동일한 신뢰도 수준을 보장하는 1 차 고정하중계수의 변화를 확인한다.

주요어

장경간 케이블교량, 한계상태설계법, 비선형 신뢰도해석, 1 차 고정하중, 하중계수

학번: 2011-20998

목 차

초록	i
목차	iii
그림목차	v
표목차	vi
1. 서론	1
2. 신뢰도기반 설계 이론	5
2.1 신뢰도이론	5
2.2 케이블교량의 신뢰도평가 기법	10
2.3 하중계수 및 저항계수의 결정과정	18
3. 고정하중계수의 합리적 저감 방안	22
3.1 고정하중계수 저감의 필요성	22
3.2 고정하중계수 저감의 논리적 근거	29
3.3 AASHTO LRFD의 근사식을 이용한 고정하중계수 저감	31
4. 실교량 신뢰도평가에 근거한 고정하중계수 저감	36

4.1 실교량 신뢰도평가에 근거한 고정하중계수 저감 과정	36
4.2 실교량 모델 및 확률변수의 통계특성.....	37
4.3 각 자중변수의 변동계수 10% 기준 고정하중계수 저감	38
4.4 케이블교량에서의 고정하중 변동특성	41
4.5 1 차 고정하중의 변동계수 10% 기준 고정하중계수 저감	44
4.6 신뢰도지수 영역대별 고정하중계수 저감효과	47
5. 결론	52
참고문헌	55
부록	58
A. 탄성현수선 케이블 요소의 강성도 행렬	58
B. 탄성현수선 케이블 요소의 연성도 행렬	67
C. 케이블교량의 고정하중 측정 자료	68
D. 케이블교량의 공사비 자료	74
E. 해외 설계기준 미 특별시방서의 하중계수	77
ABSTRACT	81

그림 목 차

그림 2.1 한계상태함수 $G = R - Q$ 에 따른 구조물의 상태	8
그림 2.2 신뢰도지수의 기하학적 의미	12
그림 2.3 한계상태설계법 기본 설계기준의 개발 과정	18
그림 3.1 변동성 감소에 따른 신뢰도지수 및 요구저항강도의 변화 .	30
그림 4.1 신뢰도지수 수준에 따른 고정하중계수 저감효과 변화	48
그림 4.2 신뢰도지수에 따른 MPFP에서 각 하중의 비율	50
그림 A.1 탄성현수선 케이블에 대한 좌표계	58
그림 A.2 케이블 세그먼트의 자유물체도	59
그림 A.3 변위가 발생한 탄성현수선의 두 절점의 상대적 위치	65

표 목 차

표 2.1 파괴확률에 따른 신뢰도지수	10
표 2.2 한계상태에 따른 고정하중계수	19
표 3.1 국내 케이블교량의 자중 통계특성	24
표 3.2 해외 설계기준 및 케이블교량 프로젝트의 1 차 고정하중계수	27
표 3.3 국내 현수교의 시공 비용	29
표 3.4 AASHTO LRFD 에서 결정한 하중의 통계특성	33
표 3.5 AASHTO LRFD 의 n 값에 따른 하중계수	33
표 3.6 변동계수 감소에 따른 하중계수 변화(AASHTO LRFD)	34
표 4.1 실교량 모델의 재원	37
표 4.2 확률변수의 통계특성	38
표 4.3 고정하중 변동계수에 따른 신뢰도지수($V_{Girder}, V_{Cable} = 10\%$)	39
표 4.4 기준 신뢰도지수를 보장하는 고정하중계수($V_{Girder}, V_{Cable} = 10\%$)	40
표 4.5 1 차 고정하중의 변동계수가 10% 가 되는 기준 변동계수	43
표 4.6 고정하중 변동계수에 따른 신뢰도지수($V_{DC} = 10\%$)	44

표 4.7 기준 신뢰도지수를 보장하는 고정하중계수($V_{DC} = 10\%$)	46
표 C.1 목포대교 강재 거더 자중 자료	69
표 C.2 완도대교 강재 거더 자중 자료	70
표 C.3 거가대교 콘크리트 패널 자중 자료	70
표 C.4 장흥-광양 8 공구 PSC 들보 자중 자료	71
표 C.5 화명대교 콘크리트 보강형 자중 자료	72
표 C.6 돌산대교 케이블 자중 자료	73
표 D.1 적금대교, 울산대교, 이순신대교 공사비 자료	74
표 D.2 Prototype 현수교 전체 공사비 자료	75
표 D.3 Prototype 현수교 케이블 공사비 자료	76
표 E.1 AASHTO LRFD Bridge Design Specification 의 영구하중계수	77
표 E.2 Eurocode 의 영구하중 하중계수	78
표 E.3 Yemen-Djibouti 교 특별시방서의 영구하중계수	79
표 E.4 Stonecutter 교 특별시방서의 고정하중계수	80

1. 서론

근래 국내외적으로 다양한 설계변수의 특성을 나누어 고려할 수 있는 한계상태설계법을 적용하여 교량을 설계하는 추세이다. 기존의 허용응력설계법은 경험적 설계에 기반한 하나의 대표 안전율을 설정하여 설계를 단순화하기 때문에 설계자 입장에서 간단히 적용할 수 있다는 장점이 있지만, 구조물의 안전성을 나타내는 안전율은 기본적으로 확정론적 방법에 기인한 개념으로써 구조성능 또는 위험도를 정량화하는 합리적인 지표라고 볼 수 없기 때문에, 균일한 안전성을 보장할 수 없거나 안전성을 보장하기 위해서는 과다설계를 유발할 수 있다는 단점이 있다. 반면에 한계상태설계법은 확률 및 통계 이론에 기반한 신뢰도이론을 통해 설정된 목표신뢰도지수를 이용하여 구조물이 가지는 안정성을 보다 합리적인 지표로써 정량화할 수 있다. 또한, 여러 가지 설계변수가 가지는 불확실성을 고려하여 각 설계변수마다 부분 안전율을 적용함으로써, 설계변수 각각의 확률·통계적 특성을 잘 반영할 수 있으며, 이후 발생할 수 있는 구조재료, 시공기술 등 설계 외적인 분야에서의 발전사항을 즉각 설계에 반영 가능하다는 장점이 있다.

이미 미국의 AASHTO LRFD, 유럽의 Eurocode 등 한계상태설계법을 반영한 여러 설계기준들이 이미 제정되어 있으며, 국내에서도 2012년에 발간된 도로교설계기준(한계상태설계법)이 공인화 과정을 거쳐 실제 교량설계에 적용되도록 하고 있다. 그러나 이들 설계기준은 단중지간 일반교량을

대상으로 만들어졌기 때문에 여전히 케이블교량, 그 중에서도 케이블부재의 설계는 허용응력설계법에 기반한 케이블강교량설계지침을 적용하여 설계되고 있다. 물론, 홍콩의 Stonecutter 교나 Yemen-Djibouti 교 등 한계상태설계법을 적용한 국외의 설계사례들이 있으나, 그것 역시 케이블교량을 대상으로 목표신뢰도지수를 설정한 후, 하중계수 및 저항계수를 보정하는 과정을 거쳐 적용하였다기 보다는, 기존의 단중지간 일반교량을 대상으로 만들어진 설계기준을 케이블교량에 적용한 수준에 지나지 않는다.

이러한 국내외적 흐름과 설계현장의 요구를 반영하여, 현재 국내에서는 한계상태설계법에 기초한 장경간 케이블교량 설계지침을 마련하기 위한 연구가 초장대교량사업단-1 핵심과제를 중심으로 진행 중에 있다. 이 연구에서는 기본적으로 외부하중 자체는 교량의 형식에 크게 영향을 받지 않는다는 기본 가정 하에 하중계수에 대한 기본적인 양식은 일반교량 설계기준과 동일하게 가져가면서도, 장경간 케이블교량 설계의 특수성을 반영할 수 있도록 하는 하중에 대해서만 하중계수를 조정하거나 하중모형 또는 설계값의 크기 등을 변경하는 방법으로 연구를 진행하고 있다.

장경간 케이블교량 가지는 이러한 특수성 중에 구조물이 가지는 고정하중의 변동성이 일반교량에 비해 크게 낮다고 판단할 수 있다는 점이다. 왜냐하면 장경간 케이블교량 건설은 막대한 예산이 소요되는 대형프로젝트이므로 각 시공단계마다 물량의 측정이 이루어지고, 엄격한 시공관리가 이루어지기 때문이다. 따라서 케이블교량의 설계를 위해서는 기존의 일반교

량 고정하중의 변동성을 감안하여 설정된 고정하중 계수보다는 좀더 낮은 수준의 하중계수를 사용하는 것이 합리적이라 판단된다.

고정하중은 1 차 고정하중(공장제작부재), 2 차 고정하중(현장타설부재) 그리고 포장하중으로 분류할 수 있는데, 본 연구에서는 1 차 고정하중을 중심으로 논리를 전개해 나가고자 한다. 물론 엄격한 시공관리로 인하여 2 차 고정하중 및 포장하중 역시 일반교량에 비해서는 변동성이 낮아진다고 판단할 수는 있지만, 1 차 고정하중만이 실측 중량자료를 통한 정량적인 근거를 제시할 수 있기 때문이다.

본 연구에서는 실측 중량자료와 신뢰도이론을 바탕으로 1 차 고정하중 계수의 저감 방안을 제시하고자 한다. 고정하중의 영향이 설계에 가장 크게 나타나는 케이블 부재, 그 중에서도 특히 고정하중 계수 저감의 영향을 가장 크게 받는 현수교 주 케이블 부재에 대한 신뢰도해석 결과를 이용하여 논리를 전개해 나갈 것이다. 먼저, 현재의 허용응력설계법을 이용하여 설계된 교량의 신뢰도수준을 분석하고, 일반교량과 동일한 하중조합을 적용하여 등가의 저항계수를 구한다. 다음으로 고정하중의 변동성을 바꾸어가며 동일한 목표신뢰도수준을 유지시키는 1 차 고정하중계수 값을 역산한다. 이러한 과정을 통해서 동일한 목표신뢰도수준을 유지하면서도 고정하중계수를 합리적인 수준으로 저감할 수 있는 방안을 제시하고자 한다.

신뢰도기반 하중-저항계수 설계법은 허용응력설계법에 비하여 보다 합리적이고 정량화된 안전성을 보장할 수 있다는 장점이 있지만, 이 역시 완

벽한 설계법이라고 할 수는 없기 때문에, 설계과정에서 고려하지 못한 많은 불확실한 변수들이 여전히 존재한다. 이러한 불확실한 변수들은 일반교량을 설계하는데 있어서도 존재하며, 케이블교량, 특히 케이블 부재의 경우에는 일반교량보다 더 많은 부분에 대해 불명확한 변수들이 산재해 있기 때문에 불확실성이 좀 더 크다 말할 수 있다. 마찬가지로 본 연구를 통해 수행한 케이블 부재의 신뢰도해석은 모든 설계인자를 고려했다고 볼 수 없으며, 이러한 불확실한 인자들을 추가로 고려할 수 있게 되면 케이블부재의 신뢰도수준은 현재보다 낮은 결과를 보일 것이다. 또한, 신뢰도지수가 존재하는 영역에 따라서 신뢰도해석 수행 시, 변수들의 통계적인 특성에 따라서 구조계가 파괴상태에 도달하는 양상이 달라지기 때문에 고정하중 변동특성의 변화에 따른 영향은 신뢰도지수 수준에 따라 차이가 있을 수 있다. 그러므로 본 논문에서는 목표신뢰도수준이 달라짐에 따라 동일한 신뢰도지수를 보장하는 고정하중계수의 저감 범위의 변화를 추가적으로 비교하고 분석하고자 한다.

2. 신뢰도기반 설계 이론

한계상태설계법은 허용응력설계법과는 달리 신뢰도이론에 근거하여 설계기준이 결정 된다. 따라서 케이블교량에서 케이블부재의 설계 시 적용하는 1차 고정하중계수의 저감을 위해서는 신뢰도이론에 기반한 한계상태설계법에 대한 이해가 필요하다. 따라서 본 장에서는 고정하중계수 저감에 앞서 한계상태설계법의 배경이 되는 기본 신뢰도이론에 대해 설명하고 케이블교량의 비선형성을 고려한 신뢰도평가에 대해 서술할 것이다. 또한 이 내용들을 바탕으로 하여 설계지침 개발을 위한 하중 및 저항계수의 결정과정에 대해 설명한다.

2.1 신뢰도이론

2.1.1 확률변수

교량을 설계하는데 있어서 다양한 변수들이 고려되어야 하며 이러한 변수들은 대부분 불확실성을 내포하고 있다. 이러한 변수들은 동일한 조건에서 반복하여 그 값을 측정하더라도 항상 동일한 값을 나타내지 않고 특정 대표값을 중심으로 하여 분포된 형태를 갖게 되는데 이와 같은 성질을 갖는 변수를 확률 변수라 한다. 따라서 확률변수는 변수가 특정 값을 가질 확률로써 표현하게 되며 변수가 가질 수 있는 값의 연속성에 따라 이산확률변수와 연속확률변수로 구분된다.

또한, 확률변수가 임의의 값 x 보다 작은 값을 가질 확률을 함수로 표현한 것을 누적확률분포함수라 하고 다음과 같은 성질을 갖는다.

$$\text{If } a < b, 0 \leq F_X(a) < F_X(b) \leq 1 \quad (2.1)$$

누적확률분포함수를 미분한 것을 확률밀도함수라 하며 그 성질은 다음과 같다.

$$f_X(x) \geq 0 \quad (2.2a)$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} f_X(x) dx = 1 \quad (2.2b)$$

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x f_X(u) du \quad (2.2c)$$

확률변수의 분포를 나타내는 대표값에는 평균, 분산, 표준편차가 있으며 이는 확률변수의 1,2 차 모멘트로부터 계산할 수 있다.

$$E[X^n] = \int_{-\infty}^{\infty} x^n f_X(x) dx \quad (2.3)$$

식(2.3)과 같이 표현 될 때, 그 값을 변수의 n 차 모멘트라 정의하게 되는데 평균은 확률 변수의 1 차 모멘트를 의미하며 분산과 표준편차는 확률 변수의 2 차 모멘트로부터 계산 할 수 있다.

$$\mu_x = E[X] = \int_{-\infty}^{\infty} x f_X(x) dx \quad (2.4)$$

$$Var[X] = E[(X - \mu_x)^2] = \int_{-\infty}^{\infty} x^2 f_X(x) dx - \left\{ \int_{-\infty}^{\infty} x f_X(x) dx \right\}^2 \quad (2.5)$$

$$\sigma_x = \sqrt{Var[X]}$$

한편, 표준편차는 확률변수의 산포도를 나타내게 되는데 그 크기는 평균값에 따라 달라지기 때문에 확률변수의 일반화된 변동특성을 나타내기 위하여 변동계수가 사용되며 이는 표준편차와 평균의 비로써 표현된다.

$$V_x \text{ (or } CoV[X]) = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (2.6)$$

2.1.2 한계상태함수

구조물의 신뢰도를 평가하기 위해서는 우선 구조물이 안전 혹은 파괴상태에 있는지 판단할 수 있는 기준이 필요하다. 한계상태함수는 구조계의 상태를 수학적으로 정의한 것으로써 그 값이 0 보다 크면 구조물이 안전한 상태에 있고 0 보다 작으면 구조물이 파괴상태에 있음을 의미한다.

$G(\mathbf{X}) > 0$: 안전(Safe)

$G(\mathbf{X}) = 0$: 한계상태(Limit state) (2.7)

$G(\mathbf{X}) < 0$: 파괴(Failure)

식(2.7)에 따라 한계상태함수는 구조물의 안전영역과 파괴영역의 경계를 나누는 역할을 하며 이를 간단한 형태의 한계상태함수 $G = R - Q$ 에 대해 도식화 하면 다음과 같다. 여기서 R 은 구조물의 저항강도에 관련된 저항변수, Q 는 외부하중에 관련된 하중변수를 의미한다.

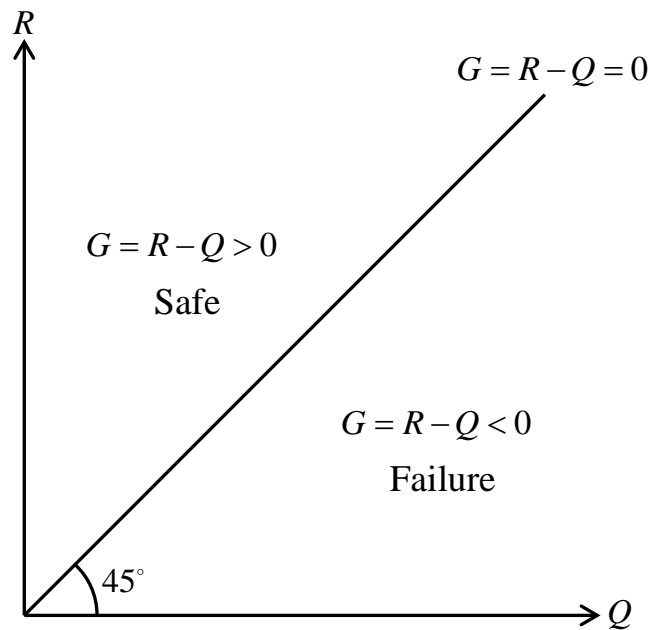


그림 2.1 한계상태함수 $G = R - Q$ 에 따른 구조물의 상태

2.1.3 파괴확률 및 신뢰도지수

2.1.2 에서 서술한 한계상태함수의 정의에 따라 한계상태함수 G 가 0 보다 작을 확률은 대상 구조물이 파괴될 확률을 나타내게 되므로 파괴확률 p_f 는 다음과 같이 정의된다.

$$p_f = P[G < 0] = F_G(0) \quad (2.8)$$

단, 여기서 $F_G(g)$ 는 한계상태함수 G 의 누적확률밀도함수를 의미한다.

한계상태함수는 $G = R - Q$ 이고 R 과 Q 가 통계적으로 독립인 정규분포를 따르는 변수인 경우를 생각해보자. R 과 Q 가 통계적으로 독립이고 정규분포를 따른다 하였으므로 한계상태함수 G 또한 정규분포를 따르는 확률 변수가 되며 이 때 G 의 평균 및 표준편차는 식(2.9)와 같다.

$$\mu_G = \mu_R - \mu_Q, \quad \sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2} \quad (2.9)$$

한편, 파괴확률은 G 가 0 보다 작을 확률이고 이는 표준정규분포의 누적확률밀도함수를 이용해 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$p_f = P[G < 0] = F_G(0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_G}{\sigma_G}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right) \quad (2.10)$$

식(2.10)에서 $\frac{\mu_G}{\sigma_G}$ 를 신뢰도 지수라 정의하고 β 로 표현한다. 따라서 신

뢰도지수 β 는 G 의 값이 0 으로부터 표준편차의 몇 배만큼 떨어져 있는지를 의미하게 된다. 또한, 신뢰도지수와 파괴확률의 관계는 다음과 같다.

표 2.1 파괴확률에 따른 신뢰도지수

p_f	β
0.5	0.00
10^{-1}	1.28
10^{-2}	2.33
10^{-3}	3.09
10^{-4}	3.72
10^{-5}	4.26
10^{-6}	4.75
10^{-7}	5.20

2.2 케이블교량의 신뢰도평가 기법

2.2.1 일계신뢰도기법

구조물의 신뢰도평가 방법으로써 널리 적용되고 있는 일계신뢰도방법 (FORM : First Order Reliability Method)을 이용하여 신뢰도지수를 계산하였다.

신뢰도평가를 위한 한계상태함수는 정규분포를 따르는 변수 X_i 의 함수

로써 다음과 같이 정의된다.

$$G(\mathbf{X}) = G(\mathbf{U}_i) \approx \sum_{i=1}^n \left. \frac{\partial G}{\partial U_i} \right|_{U_i^*} (U_i - U_i^*) \quad (2.11)$$

여기서 U_i 는 X_i 를 표준화시킨 변수이며 X_i 와는 식(2.12)와 같은 관계를 갖는다.

$$U_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (2.12)$$

단, 여기서 μ_{X_i} , σ_{X_i} 는 각각 변수 X_i 의 평균과 표준편차를 의미한다.

이 때, 신뢰도지수는 정의에 따라 다음과 같이 계산된다.

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{G(U_i = 0 \text{ for all } i)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial G}{\partial U_i} \right)^2}} \quad (2.13)$$

식(2.13)은 표준정규분포 확률변수 공간 상에서 원점으로부터 한계상태 함수까지의 최단거리를 의미하는 식과 동일하며 이로부터 신뢰도지수는 표준정규분포 확률변수 공간에서 원점과 한계상태함수 사이의 최단 거리를 의미함을 알 수 있다.

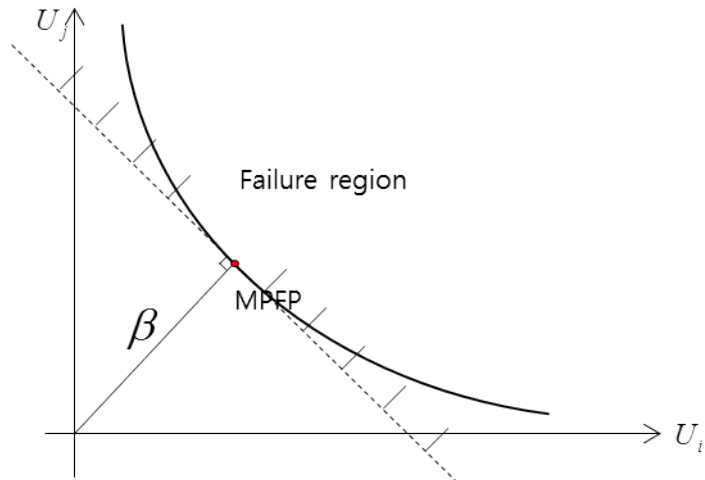


그림 2.2 신뢰도지수의 기하학적 의미

따라서 구조물의 신뢰도지수는 한계상태함수를 통계적으로 독립인 표준정규분포 확률변수 공간에서 표현한 다음 원점으로부터 가장 가까운 점을 찾아 그 직선 거리를 계산함으로써 구할 수 있고 이 때 원점으로부터의 거리가 가장 가까운 점을 MPFP(Most Probable Failure Point)라 한다.

일계신뢰도방법은 신뢰도지수의 기하학적 의미에 근거하여 이를 구하는 과정을 하나의 최적화문제로 고려한다.

$$\text{minimize } \beta = \sqrt{\mathbf{U}^T \mathbf{U}} \quad \text{subject to } G(\mathbf{U}) = 0 \quad (2.14)$$

한계상태함수가 각 변수들에 대한 비선형함수일 경우에는 반복계산을 통해 MPFP 를 찾아나가는 과정이 필요하며 이 MPFP 를 찾아나가는 과정에서 한계상태함수의 각 확률변수에 대한 민감도를 필요로 하게 된다.

2.2.2 케이블부재의 비선형성을 고려한 신뢰도 평가

케이블부재에 대해 신뢰도평가를 수행하기 위한 한계상태함수는 다음과 같이 정의한다.

$$\begin{aligned} G &= R(f_u) - T_C(w_{DC}, w_{MC}, w_{DW}, w_{Live}) \\ &= A_s f_u - T_C(w_{DC}, w_{MC}, w_{DW}, w_{Live}) \end{aligned} \quad (2.15)$$

여기서 A_s , f_u 는 각각 케이블의 단면적과 극한응력을 의미하며 $T_C(w_{DC}, w_{MC}, w_{DW}, w_{Live})$ 는 하중에 대한 케이블의 장력을 의미한다. 또한, 확률변수는 케이블의 극한응력(f_u)과 거더자중(w_{DC}), 주케이블자중(w_{MC}), 포장하중(w_{DW}), 활하중(w_{Live})이다.

케이블교량은 비선형 구조계이다. 따라서 이에 대한 신뢰도평가 과정에서 이러한 비선형성을 고려해야 할 필요가 있고 이를 위해서는 신뢰도해석의 반복계산 과정에서 한계상태함수에 대한 민감도를 갱신할 필요가 있다. 한계상태함수에 대한 민감도는 변수의 종류에 따라 달라지며 그 유도 과정은 다음과 같다.

2.2.2.1 케이블의 극한응력에 대한 한계상태함수의 민감도

한계상태함수에서 케이블의 강도는 케이블의 단면적과 극한응력의 곱으로 표현되어 있고 따라서 케이블의 극한응력에 대한 한계상태함수의 민감도는

식(2.16)과 같이 케이블의 단면적으로 표현된다.

$$\frac{\partial G}{\partial f_u} = A_s \quad (2.16)$$

2.2.2.2 외부하중에 대한 한계상태함수의 민감도

확률분포를 갖는 하중변수에 대한 한계상태함수의 민감도를 구하기 위해 하중에 대한 응답함수인 케이블 장력의 민감도를 계산하여야 하며 이는 탄성현수선 케이블요소의 강성도 방정식을 직접 미분하여 계산할 수 있다[1]. 외부하중에 대한 한계상태함수의 민감도를 계산하기 위하여 부록의 식 (A.14)에 정의된 탄성현수선 케이블요소의 적합조건식을 이용한다. 식(A.14)를 외부하중에 대하여 미분하면 다음과 같다.

$$\mathbf{B} \frac{\partial \mathbf{x}^e}{\partial w_i} = \frac{\partial \boldsymbol{\varphi}^e}{\partial w_i} + \frac{\partial \boldsymbol{\varphi}^e}{\partial \mathbf{F}_1^e} \frac{\partial \mathbf{F}_1^e}{\partial w_i} \quad (2.17)$$

여기서 i 는 DC , DW , $Live$ 이며 $\boldsymbol{\varphi}$ 는 케이블 자중에 대한 함수로 외부하중에 대한 미분항은 0이다.

식(2.17)을 요소 재단력의 민감도에 대해 정리하면 식(2.18)과 같고

$$\frac{\partial \mathbf{F}_1^e}{\partial w_i} = \left(\frac{\partial \boldsymbol{\varphi}^e}{\partial \mathbf{F}_1^e} \right)^{-1} \mathbf{B} \frac{\partial \mathbf{x}^e}{\partial w_i} = \mathbf{k}_c^e \left(\frac{\partial \mathbf{x}_2^e}{\partial w_i} - \frac{\partial \mathbf{x}_1^e}{\partial w_i} \right) \quad (2.18)$$

케이블부재의 외적 평형방정식인 식(A.15)를 분포하중에 대해 미분하여 식(2.18)을 대입하면 다음과 같다.

$$\frac{\partial \mathbf{F}_1^e}{\partial w_i} = \frac{\partial (\mathbf{F}_1^e - w_{MC} \mathbf{Q}^e)}{\partial w_i} = \mathbf{k}_c^e \left(\frac{\partial \mathbf{x}_2^e}{\partial w_i} - \frac{\partial \mathbf{x}_1^e}{\partial w_i} \right) \quad (2.18)$$

그리고 식(2.18)과 식(2.19)는 하나의 행렬식으로 간략히 표현할 수 있다.

$$\frac{\partial \mathbf{F}_c^e}{\partial w_i} = \frac{\partial}{\partial w_i} \begin{pmatrix} \mathbf{F}_1^e \\ \mathbf{F}_2^e \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} -\mathbf{k}_c^e & \mathbf{k}_c^e \\ \mathbf{k}_c^e & -\mathbf{k}_c^e \end{bmatrix} \frac{\partial}{\partial w_i} \begin{pmatrix} \mathbf{x}_1^e \\ \mathbf{x}_2^e \end{pmatrix} = \mathbf{K}_c^e \frac{\partial \mathbf{x}^e}{\partial w_i} \quad (2.20)$$

변위의 민감도는 케이블 구조물의 강성도 방정식을 미분하여 구할 수 있다. 케이블 구조물의 강성도 방정식은 다음과 같이 표현된다.

$$\mathbf{K}_F \mathbf{x} + \sum_e \mathbf{F}_c^e(\mathbf{x}^e) = \mathbf{P} \quad (2.21)$$

식(2.21)을 분포하중에 대해 미분하면 식(2.22)와 같다.

$$\mathbf{K}_F \frac{\partial \mathbf{x}}{\partial w_i} + \sum_e \frac{\partial \mathbf{F}_c^e}{\partial w_i} = \frac{\partial \mathbf{P}}{\partial w_i} \quad (2.22)$$

따라서 식(2.20)에 식(2.22)의해 변위의 민감도는 식(2.23)과 같다.

$$\frac{\partial \mathbf{x}}{\partial w_i} = (\mathbf{K}_F + \mathbf{K}_C)^{-1} \frac{\partial \mathbf{P}}{\partial w_i} \quad (2.23)$$

한편, 케이블 장력의 민감도는 식(2.24)와 같이 재단력의 민감도에 대한 함수로 표현된다.

$$\frac{\partial T_1^e}{\partial w_i} = \frac{\mathbf{F}_1^e}{T_1^e} \cdot \frac{\partial \mathbf{F}_1^e}{\partial w_i}, \quad \frac{\partial T_2^e}{\partial w_i} = \frac{\mathbf{F}_2^e}{T_2^e} \cdot \frac{\partial \mathbf{F}_1^e}{\partial w_i} \quad (2.24)$$

또한, 한계상태함수의 민감도는 식(2.25)와 같다.

$$\frac{\partial G}{\partial w_i} = -\frac{\partial T_C}{\partial w_i} \quad (2.25)$$

따라서 변위의 민감도로부터 케이블요소 재단력의 민감도를 구할 수 있고 재단력의 민감도로부터 장력의 민감도를 구할 수 있으며 장력의 민감도로부터 한계상태함수의 민감도를 계산할 수 있다.

2.2.2.3 케이블 자중에 대한 한계상태함수의 민감도

케이블 자중에 대한 한계상태함수의 민감도 역시 외부하중과 같은 방법으로 계산된다.

케이블 자중의 경우, 식(2.17)에서 $\boldsymbol{\phi}$ 의 미분항이 0 이 아니게 되고 따

라서 이를 고려하면 요소 재단력의 민감도는 식(2.20)대신 식(2.26)과 같이 표현된다.

$$\frac{\partial \mathbf{F}_c^e}{\partial w_{MC}} = \begin{bmatrix} -\mathbf{k}_c^e & \mathbf{k}_c^e \\ \mathbf{k}_c^e & -\mathbf{k}_c^e \end{bmatrix} \frac{\partial}{\partial w_{MC}} \begin{pmatrix} \mathbf{x}_1^e \\ \mathbf{x}_2^e \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{k}_{MC}^e \\ -\mathbf{k}_{MC}^e - \mathbf{q}^e \end{pmatrix} = \mathbf{K}_c^e \frac{\partial \mathbf{x}^e}{\partial w_{MC}} + \mathbf{K}_{MC}^e \quad (2.26)$$

또한 케이블 구조물의 강성도 방정식의 미분식인 식(2.22)의 우변이 0이 되어 식(2.27)과 같이 표현된다.

$$\mathbf{K}_F \frac{\partial \mathbf{x}}{\partial w_i} + \sum_e \frac{\partial \mathbf{F}_c^e}{\partial w_i} = \mathbf{K}_F \frac{\partial \mathbf{x}}{\partial w_i} + \sum_e \left(\mathbf{K}_c^e \frac{\partial \mathbf{x}^e}{\partial w_i} + \mathbf{K}_{MC}^e \right) = 0 \quad (2.27)$$

따라서 변위의 민감도는 식(2.28)과 같이 표현된다.

$$\frac{\partial \mathbf{x}}{\partial w_i} = -(\mathbf{K}_F + \mathbf{K}_C)^{-1} \mathbf{K}_{MC} \quad (2.28)$$

케이블 자중에 대한 민감도 역시 변위의 민감도와 식(2.26)를 통해 요소 재단력의 민감도를 계산할 수 있으며 이를 식(2.24)에 대입하여 장력의 민감도를 구할 수 있고 장력의 민감도를 다시 식(2.25)에 대입해 최종적으로 한계상태함수의 민감도를 구할 수 있다.

2.3 하중계수 및 저항계수의 결정 과정

2.3.1 한계상태설계법 기반 설계기준의 개발과정

한계상태설계법 기반 설계기준은 다음과 같은 과정을 거쳐 개발된다. 우선 대표 교량을 선정하고 설계 시 고려할 하중 및 저항 변수의 통계자료를 구축한다. 이렇게 구축한 통계자료를 바탕으로 하중 및 저항의 확률모델을 설정한 후, 이를 대표교량에 적용하여 신뢰도해석을 수행한다. 이 결과를 바탕으로 목표 신뢰도지수를 결정하게 되고 이렇게 결정된 목표 신뢰도지수에 근거하여 하중계수와 저항계수를 결정한다. 그림 2.3 은 이와 같은 과정을 도식화 한 것이다.

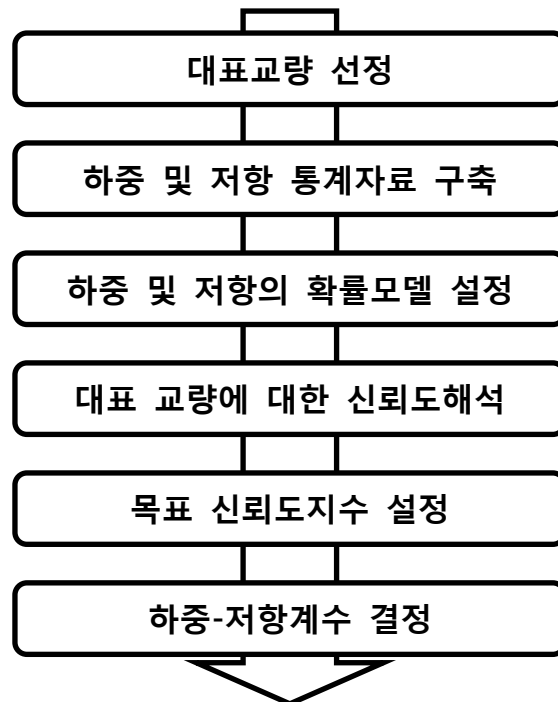


그림 2.3 한계상태설계법 기반 설계기준의 개발 과정

현재 개발 중이 장경간 케이블교량 설계지침에서는 케이블부재의 경우, 기존의 허용응력설계법을 적용하였을 때와 동일한 수준으로 기타 주부재의 경우 케이블교량의 중요도를 고려하여 일반교량보다 높은 4.0 수준으로 설정하였다.

하중의 확률모델은 풍하중 등의 일부 변수를 제외하면 일반교량과 크게 다르지 않다고 보고 동일하게 적용하였으며 저항에 대해서만 케이블교량에 적합한 확률모델을 개발하는 연구가 진행되고 있다. 따라서 하중계수 역시 일반교량과 동일하게 적용하였고 대신 저항계수를 조절하여 목표 신뢰도지수를 만족시키는 형태로 연구가 진행되고 있다. 그리고 이에 따른 대표적 하중조합의 고정하중계수는 다음과 같다.

표 2.2 한계상태 별 고정하중계수

한계상태	지배 하중	고정하중계수
극한한계상태 I	고정하중	$1.50DC + 1.50DW + \dots$
극한한계상태 II~VI	변동하중	$1.25DC + 1.50DW + \dots$
극단상황한계상태 I~III	변동하중	$1.25DC + 1.50DW + \dots$
사용한계상태 I~III	-	$1.00DC + 1.00DW + \dots$

2.3.2 하중계수 및 저항계수의 결정

한계상태설계법의 설계식과 최소의 안전도 규정이라는 설계원칙을 적용하면 식(2.29)와 같은 등식이 성립한다.

$$\phi R_n = \sum_i \gamma_i Q_i \quad (2.29)$$

이 때, 목표 신뢰도지수를 β_T 라 하면 저항변수의 평균은 식(2.30)과 같이 표현할 수 있다.

$$\mu_R = \mu_Q + \beta_T \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2} = \lambda_R R_n = \frac{1}{\phi} \lambda_R \sum_i \gamma_i Q_i \quad (2.30)$$

여기서 λ_R 은 저항의 편심계수로 저항의 평균을 공칭값으로 나눈 값이며 공칭값은 설계기준에서 정의된 기준값을 의미한다. 식(2.30)을 정리하면 저항계수는 다음과 같다.

$$\phi = \frac{\lambda_R \sum_i \gamma_i Q_i}{\mu_Q + \beta_T \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.31)$$

식(2.31)을 통해 하중계수 및 저항계수를 결정하기 위해서는 목표 신뢰도지수를 먼저 설정할 필요가 있다. 목표 신뢰도지수는 구조물의 안전성과 경제성을 결정하는 중요한 변수로 사회, 경제적 측면과 기존 구조물의 안전성 등 다양한 사항을 종합적으로 고려하여 결정한다.

목표신뢰도지수가 결정되면 하중계수와 저항계수 중 하나를 먼저 결정하고 식(2.31)을 통해 나머지를 결정하게 되는데 저항계수를 먼저 결정할

경우, 부재별, 하중별로 다른 하중계수가 적용되게 되므로 불합리적이다. 따라서 하중계수를 먼저 결정한 후, 그에 따른 저항계수를 결정하는 방법을 사용한다. 세부적인 하중계수 결정 과정은 다음과 같이 진행된다.

우선 하중계수를 곱한 하중을 평균보다 표준보다 n 배만큼 큰 값으로 설정하면 식(2.32)와 같이 표현된다.

$$\gamma_i Q_i = \mu_{Q_i} + n\sigma_{Q_i} = \mu_{Q_i} (1 + nV_{Q_i}) \quad (2.32)$$

그리고 식(2.32)의 양변을 하중의 공칭값으로 나누어주면 하중계수는 식(2.33)과 같이 표현 할 수 있다.

$$\gamma_i = \frac{\mu_{Q_i}}{Q_i} (1 + nV_{Q_i}) = \lambda_{Q_i} (1 + nV_{Q_i}) \quad (2.33)$$

여기서 λ_{Q_i} 와 V_{Q_i} 는 각각 하중변수 Q_i 의 편심계수와 변동계수이다.

하중계수가 결정되면 그에 해당하는 저항계수를 계산할 수 있고 이 값들이 적정 범위 내에 존재하는지 확인하여 그렇지 않을 경우, 새로운 하중계수에 대하여 위의 계산을 반복한다.

3. 케이블설계 시 고정하중계수의 저감 방안

앞서 서술하였듯이 도로교설계기준(한계상태설계법)과 현재 개발 중인 장경간 케이블교량 설계지침에서는 고정하중, 변동하중이 각각 지배적으로 작용하는 한계상태에 대해 1.5 와 1.25 의 1 차 고정하중계수를 적용하고 있다. 그러나 케이블교량은 구조적 거동을 비롯하여 다양한 부분에서 일반교량과 차이를 보이므로 케이블교량 특히 케이블부재의 설계 시, 일반교량과 동일한 고정하중계수를 적용하는 것은 합리적이라 할 수 없다. 또한, 국내외의 케이블교량 설계전문가들 사이에서도 일반교량에 적용된 고정하중계수를 그대로 적용하는 것은 합리적이지 않다는 의견이 대두되고 있다. 따라서 본 장에서는 케이블교량에서 케이블 부재 설계 시 일반교량보다 작은 고정하중계수를 적용할 필요성이 있음을 보이고 이를 근거로 하여 논리적 근거를 바탕으로 저감할 수 있는 방법에 대해 논하고자 한다.

3.1 고정하중계수 저감의 필요성

3.1.1 케이블교량의 1 차 고정하중의 통계특성

교량을 건설하는 경우, 교량의 구조적 모델링, 부재 제작 및 조립상의 오차 등 다양한 원인으로 인하여 불확실성이 발생하게 된다. 기존의 설계기준에서는 이러한 불확실성을 고려하여 1 차 고정하중의 변동계수를 10%로 설정하였으나 이는 일반교량에 대한 자료를 기반으로 하여 결정된 값이다.

따라서 케이블교량에서도 1 차 고정하중이 동일한 변동특성 갖는다고 보기 힘들며 다음과 같은 이유들로 인하여 케이블교량은 일반교량에 비해 더 작은 변동특성을 보일 것으로 판단된다.

우선, 교량을 건설하는데 있어서 부재는 크게 공장제작부재와 현장타설부재로 구분된다. 공장제작부재는 공장에서 제작되어 품질이 일정하게 관리되므로 자중, 강도 등 물리적 특성에 있어서 불확실성이 작다. 반면에 현장타설부재는 현장에서 제작되므로 부재의 특성 값들이 갖는 변동성이 공장제작부재에 비해 상대적으로 커진다. 따라서 현장타설부재가 상대적으로 많이 사용된 일반교량에 비해 대부분의 부재가 공장제작부재로 이루어진 케이블 교량은 상대적으로 1 차 고정하중의 변동성이 작다고 할 수 있을 것이다.

또한, 교량 건설과정에서 이루어지는 공정관리로 인해서도 케이블교량이 일반교량에 비해 1 차 고정하중의 변동특성이 더 작은 값을 보이게 된다. 케이블교량에서 고정하중이 증가하게 될 경우, 케이블 등에 사용되는 강재 물량의 증가로 이어져 일반교량에 비해 자재비 증가 폭이 크다. 게다가 케이블교량은 케이블부재의 기하학적 형상이 구조물의 강성에 직접적인 영향을 미치기 때문에 건설과정에서 케이블의 형상을 관리하는 것이 중요하다. 그런데 고정하중이 과도하게 변하게 되면 이러한 형상관리에 있어 문제를 발생시키고 이는 구조물의 안전성문제로 이어질 수 있다. 따라서 케이블교량을 시공할 때는 일반교량에서보다 엄격한 공정관리가 이루어지

며 이 역시 케이블교량에서 1 차 고정하중의 변동성이 일반교량보다 작다고 볼 수 있는 근거가 된다. 이러한 사실들로 인하여 케이블교량에서 1 차 고정하중의 변동특성은 일반교량보다 더 작은 값을 갖는다고 할 수 있을 것이다.

실제로 국내의 케이블 교량들에 대해 부재들의 자중 측정 자료에서도 이와 같은 사실을 확인할 수 있다. 아래의 표 3.1 은 국내에서 시공된 혹은 시공 중인 교량의 자중을 측정한 자료에 대해 편심계수 및 변동계수를 계산한 것으로 원본 자료는 부록의 표 C.1 에서 표 C.6 에 걸쳐 수록하였다.

표 3.1 국내 케이블교량의 자중 통계특성

교량 및 형식	부재	데이터 수	편심계수	변동계수
목포대교 (사장교)	강재 거더	36	0.989	0.963%
완도대교 (사장교)	강재 거더	9	0.994	0.471%
거가대교 (사장교)	콘크리트 패널	4	0.974	1.893%
장흥-광양 8 공구	PSC Beam	20	1.023	0.337%
화명대교 (사장교)	콘크리트 보강형	43	0.996	1.242%
돌산대교 (사장교)	케이블	34	1.005	0.288%

표 3.1 에서 알 수 있듯이 실제 케이블교량의 1 차 고정하중의 변동계수는 최대 1.89% 수준의 결과를 보이고 이 중에서 강재 거더와 케이블에 대한 값을 추려보면 각각 0.47% ~ 0.96%, 0.29%로 1%가 되지 않는 작은 값을

보임을 알 수 있다. 따라서 케이블교량에서 1차 고정하중은 일반교량의 경우와 비교했을 때, 상대적으로 작은 변동특성을 보임을 알 수 있고 이는 고정하중의 불확실성이 상대적으로 작음을 의미한다. 따라서 고정하중계수도 일반교량보다 작은 값을 적용하는 것이 합리적이라 할 수 있을 것이다.

다만 현장타설부재의 경우, 정확한 자중 값을 측정하는 것이 불가능하다. 즉, 표 3.1의 자료는 공장제작부재에 한정되어 있을 수 밖에 없으며 이러한 이유로 이에 근거한 고정하중계수 저감은 공장제작부재에 대해서 한정적으로 적용할 수 밖에 없다. 그러나 앞서 서술한 바와 같이 케이블교량은 케이블 부재를 포함하여 대부분의 부재들이 공장제작부재이므로 공장제작부재를 설계하는 경우에 대해서 고정하중계수를 합리적인 수준으로 저감하는 것만으로도 충분히 의미가 있을 것으로 보인다.

3.1.2 해외 설계기준 및 대형 케이블교량 설계사례

해외의 한계상태설계법 기반 설계기준이나 실제로 수행된 대형 케이블교량 설계사례에서도 현재의 1.5, 1.25의 고정하중계수를 적용하는 것은 합리적이지 않다는 사실을 확인 할 수 있다.

한계상태설계법을 기반으로 하여 작성된 해외 설계기준에는 미국의 AASHTO LRFD, 캐나다의 CHBDC, 유럽의 Eurocode 등이 있다. 이들 기준은 장경간 케이블 교량이 아닌 일반교량에 대한 기준으로써 이중 AASHTO LRFD를 제외한 CHBDC와 Eurocode는 일반교량에 대해서도 고

정하중 지배 한계상태에 대해 1.35, 변동하중 지배 한계상태에 대해 1.10 에서 1.20 사이의 값을 적용하고 있다. 이는 장경간 케이블교량 설계지침에서 적용하고자 하는 1.5, 1.25 의 고정하중계수보다 작은 수준이며 이러한 사실 만으로도 현행 기준의 고정하중계수를 합리적인 수준으로 저감할 필요가 있다는 것을 확인 할 수 있다. 또한, 외국의 대형 케이블교량 프로젝트에서 한계상태설계법을 적용한 사례인 Stonecutter 교와 Yemen-Djibouti 교 또한 현행보다 작은 고정하중계수를 적용하였음을 알 수 있다. 특히, Eurocode 를 기반으로 한 자체 시방서를 적용해 설계된 Yemen-Djibouti 교는 고정하중의 변동성이 작다는 점을 들어 Eurocode 보다도 작은 고정하중계수를 적용하였다. 이러한 세계적 추세로 미루어 보아 1.5, 1.25 보다 작은 하중계수를 적용하는 것이 불합리하다 할 수 없을 것이다.

표 3.2 해외 설계기준 및 케이블교량 프로젝트의 1 차 고정하중계수

		1 차 고정하중계수	
		고정하중지배	변동하중지배
도로교설계기준(2012) AASHTO LRFD		1.5	1.25
해외 설계기준	CHBDC	1.35	공장제작: 1.10 현장타설: 1.20
	Eurocode	1.35	1.15 (=1.35×0.85)
대형 케이블교량 프로젝트	Yemen- Djibuti Br.	1.37 (=1.25×1.1)	1.17 (=1.37×0.85)
	Stonecutter Br.		강재 : 1.05 콘크리트: 1.15

3.1.3 고정하중계수 저감에 따른 시공비용 변화

일반교량의 경우, 설계과정에서 활하중과 같은 변동하중이 상대적으로 큰 영향을 미친다. 그러나 장경간 케이블교량은 매우 긴 경간을 한번에 연결해야 하는 특성상 활하중보다는 고정하중이 큰 영향을 미친다. 따라서 고정하중계수를 현행보다 낮은 수준으로 조정하게 되면 이는 곧 설계 시 고려해야 하는 고정하중의 감소로 이어지고 이는 케이블 부재의 요구 단면적이 감소하는 효과를 낳는다.

현재 실제 설계된 교량에 대해서 구조해석을 수행해보면 장경간 케이블교량의 고정하중계수를 현행 1.25 에서 1.15 로 감소시킬 경우, 주케이블

의 요구 단면적이 약 4 ~ 5% 정도 감소하는 것을 확인할 수 있다. 따라서 합리적인 수준으로 고정하중계수를 저감할 경우, 케이블교량의 시공비용에서도 이에 상응하는 절감 효과를 발생시킬 것이다.

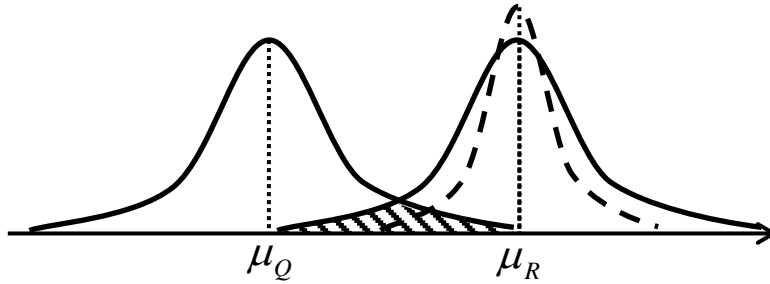
표 3.3 은 국내에서 설계된 현수교의 시공 비용을 정리한 것으로 케이블의 공사비는 직접공사비 대비 약 23~37%에 해당하는 값을 갖는다. 그러나 이 시공비용은 자재비 외에 다른 시공비용을 포함하고 있는 값이므로 직접 비교하기는 힘들 것이다. Prototype 현수교의 경우, 케이블의 공사비는 약 3,023 억원으로 전체 직접공사비의 23%수준이지만 이 중에서 주케이블의 자재비는 약 1,041 억원이다. 전술한 대로 고정하중계수가 1.25 에서 1.15 로 감소하여 주케이블의 요구단면적이 약 4 ~ 5%감소할 경우, 주케이블의 자재비는 고정하중계수가 감소함에 따라 약 42 ~ 52 억원 정도의 큰 액수가 절감되는 것을 확인할 수 있다. 따라서 위와 같은 시공비용 절감효과를 통해서도 고정하중계수가 경제적인 설계를 위해 합리적인 수준으로 저감될 필요성이 있음을 확인할 수 있다.

표 3.3 국내 현수교의 시공 비용 (단위 : 억원)

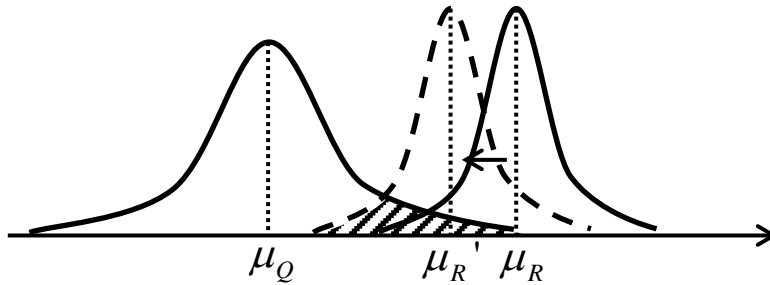
현수교	적금대교 (850m)		울산대교 (1150m)		이순신대교 (1545m)		Prototype (2800m)	
주탑/하부 /기초	270		412		486		5,935	
상부	418	69.9%	665	63.5%	1,416	73.6%	2,206	76.4%
앵커리지	158		244		457		529	
충돌방지 /부대	63		24		235		1,417	
케이블 공사비	392	30.1%	773	36.5%	1,175	26.4%	3,023	23.6%
직접공사비	1,300	100%	2,119	100%	4,447	100%	12,805	100%

3.2 고정하중계수 저감의 논리적 근거

다른 조건이 일정한 상태에서 확률변수의 변동계수가 감소하는 경우를 생각해보자. 확률변수의 변동계수가 감소하는 것은 그 변수가 갖는 불확실성이 감소하는 것과 같고 따라서 최종적인 구조물의 신뢰도는 증가하게 된다. 따라서 반대로 생각하면 목표로 하는 신뢰도수준을 고정할 경우, 구조물의 요구저항강도가 감소하게 된다는 결론을 내릴 수 있다.



(a) 요구저항강도를 고정 → 파괴확률 감소(신뢰도지수 증가)



(b) 목표신뢰도지수(파괴확률)를 고정 → 요구저항강도 감소

그림 3.1 변동성 감소에 따른 신뢰도지수 및 요구저항강도의 변화

그리고 감소한 요구저항 강도를 식(2.30)에 대입하면 그에 대응하는 하중계수를 식(3.1)과 같이 계산할 수 있다.

$$\phi R_n = \sum \gamma_i Q_i \Rightarrow \gamma_D = \left[\phi R_n - \sum_{i \neq D} \gamma_i Q_i \right] / Q_D \quad (3.1)$$

그리고 이렇게 계산된 하중계수를 적용하여 설계를 수행하면 고정하중의 변동특성이 일반교량에 비해 작을 경우, 고정하중계수가 현행보다 감소

하더라도 일정한 목표신뢰도지수를 보장할 수 있을 것이다.

3.3 AASHTO LRFD 의 근사식을 이용한 고정하중계수 저감

3.3.1 AASHTO LRFD 의 하중 및 저항계수 결정과정

AASHTO LRFD 에서는 2.3.2 에서 서술한 과정을 통해 하중계수 및 저항계수를 결정하였다. 이 과정을 통해 하중계수와 저항계수를 결정하기 위해서는 우선 식(2.34)의 n 값을 결정해야 하고 이는 다음과 같은 과정을 통해 결정할 수 있다.

하중을 고정하중과 활하중만의 합으로 가정하면 목표신뢰도지수 β_T 는 식(3.2)과 같이 표현할 수 있다.

$$\beta_T = \frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} = \frac{\mu_R - (\mu_D + \mu_L)}{\sqrt{\sigma_R^2 + (\sigma_D^2 + \sigma_L^2)^2}} \quad (3.2)$$

식(3.3)과 같이 근사하면 위의 식(3.2)로부터 저항변수의 평균 μ_R 을 다음의 식(3.4)과 같이 표현할 수 있다.

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2} \approx \alpha_{RQ}(\sigma_R + \sigma_Q), \quad \sigma_Q = \sqrt{\sigma_D^2 + \sigma_L^2} \approx \alpha_{DL}(\sigma_D + \sigma_L) \quad (3.3)$$

$$\mu_R = \mu_Q + \alpha_{RQ}(\sigma_R + \sigma_Q) = \mu_Q + \alpha_{RQ}\beta_T\sigma_R + \alpha_{RQ}\alpha_{DL}\beta_T(\sigma_D + \sigma_L) \quad (3.4)$$

위의 식(3.4)를 정리하면 다음의 식(3.5)와 같다.

$$(1 - \alpha_{RQ}\beta_T V_R)\mu_R = (1 + \alpha_{RQ}\alpha_{DL}\beta_T V_D)\mu_D + (1 + \alpha_{RQ}\alpha_{DL}\beta_T V_L)\mu_L \quad (3.5)$$

식(3.5)와 변동계수의 정의로부터 식(3.6)을 유도할 수 있고 이를 설계 식과 비교하면 각 하중계수는 식 (3.7)과 같이 표현된다.

$$(1 - \alpha_{RQ}\beta_T V_R)\lambda_R R_n = (1 + \alpha_{RQ}\alpha_{DL}\beta_T V_D)\lambda_D Q_D + (1 + \alpha_{RQ}\alpha_{DL}\beta_T V_L)\lambda_L Q_L \quad (3.6)$$

$$\begin{aligned} \gamma_D &= (1 + \alpha_{RQ}\alpha_{DL}\beta_T V_D)\lambda_D = (1 + nV_D)\lambda_D \\ \gamma_L &= (1 + \alpha_{RQ}\alpha_{DL}\beta_T V_L)\lambda_L = (1 + nV_L)\lambda_L \end{aligned} \quad (3.7)$$

식(3.4)로부터 n 은 최종적으로 식(3.8)과 같이 표현된다.

$$n = \alpha_{RQ}\alpha_{DL}\beta_T \quad (3.8)$$

AASHTO LRFD 에서는 기준에 설계된 일반교량들의 자료를 토대로 하여 하중의 통계특성을 산출하였고 목표신뢰도지수는 3.5 로 설정하였다. α_{RQ} , α_{DL} 역시 일반교량에 적용되었던 안전율 및 고정하중, 활하중 비를 고려하여 0.75 로 계산하였다. 이 값들에 근거하여 n 을 계산하면 약 1.97 로 AASHTO LRFD 에서는 이 보다 조금 큰 2 를 적용하였고 이에 해당하는 하중 및 저항계수를 설정하였다. AASHTO LRFD 에서 적용한 하중의 통계 특성과 그에 따른 하중계수는 각각 표 3.4, 표 3.5 와 같다.

표 3.4 AASHTO LRFD 에서 결정한 하중의 통계특성

하중	편심계수(λ)	변동계수(V)
1 차 고정하중 (공장제작부재, DC1)	1.03	0.08
1 차 고정하중 (현장타설부재, DC2)	1.05	0.10
2 차 고정하중(DW)	1.00	0.25
활하중(LL)	1.10 ~ 1.20	0.18

표 3.5 AASHTO LRFD 의 n 값에 따른 하중계수

하중	$n = 1.5$	$n = 2.0$	$n = 2.5$
DC1	1.15	1.20	1.24
DC2	1.20	1.25	1.30
DW	1.375	1.50	1.65
LL	1.40 ~ 1.50	1.50 ~ 1.60	1.60 ~ 1.70

3.3.2 1 차 고정하중의 변동성 감소에 따른 하중계수

앞서 제시한 식(2.34)를 보면 하중계수는 하중 변수의 편심계수와 변동계수의 함수로 표현됨을 알 수 있다. 따라서 이 식을 통해 동일한 n 에 대해 1 차 고정하중의 변동성이 감소할 때, 이전 설계기준을 적용하여 설계한 것과 동일한 신뢰도수준을 보장할 수 있는 고정하중계수를 산출 할 수 있다.

고정하중의 변동계수를 각각 5%, 3%, 1%로 감소시켰을 때, 동일한 목표신뢰도를 보장하도록 하는 고정하중 계수는 표 3.3 과 같다.

표 3.6 변동계수 감소에 따른 하중계수 변화(AASHTO LRFD)

하중	편심계수	변동계수	하중계수
DC1	1.03	8%(기준)	1.20
		5%	1.13
		3%	1.09
		1%	1.05
DC2	1.05	10%(기준)	1.25
		5%	1.16
		3%	1.11
		1%	1.07

표 3.6 을 보면 공장제작부재(DC1)의 경우, 변동계수가 5%로 감소함에 따라 약 0.07 의 감소효과를 보였고 현장타설부재(DC2)의 경우, 변동계수가 5%로 감소함에 따라 0.09 의 하중계수 감소를 보였다. 앞서 서술한대로 현장타설부재의 경우, 자중의 실측자료를 구하기도 힘들고 또한 품질관리도 공장제작부재에 비해 힘들기 때문에 이러한 방식의 고정하중계수 저감 방안을 적용할 수 없으며 따라서 본 논문에서는 공장제작부재에 한정하여 이와 같은 방법론을 적용할 것이다. 따라서 이후 이루어지는 계산 결과는 공

장제작부재(DC1)의 결과 값과 비교할 것이다.

4. 실교량 신뢰도평가에 근거한 고정하중계수 저감

앞 장에서는 AASHTO LRFD 에서 하중 및 저항계수를 산정하는 근사식에 따라 고정하중의 변동계수가 감소할 때, 허용응력설계법에 기반한 설계기준에 따라 설계한 경우와 동일한 목표신뢰도를 유지하면서 고정하중계수를 저감시키는 방법을 제시하였다. 그러나 이 식은 근사식이므로 그 결과가 정확하다 말하기 힘들다. 또한, 케이블교량은 일반교량에 비해 그 구조적 특성이 상대적으로 복잡하므로 일반교량에 적용하던 식을 그대로 차용하여 고정하중계수를 계산한 것은 오차를 포함할 수 밖에 없을 것이다. 따라서 본 장에서는 실제 설계된 케이블교량에 대한 신뢰도평가를 토대로 하여 이전의 설계기준에 따라 설계하였을 때와 동일한 신뢰도지수를 유지하면서 고정하중계수를 방안을 제안하고자 한다.

4.1 실교량 신뢰도평가에 근거한 고정하중계수 저감 과정

고정하중계수를 저감하기에 앞서 기준이 되는 목표신뢰도지수를 설정하여야 한다. 본 연구에서는 현재 케이블교량 설계에 적용되고 있는 기존의 허용응력설계법을 바탕으로 작성된 설계기준이 보장하는 신뢰도지수를 기준으로 하고자 하였다.

전체적인 고정하중계수 저감과정은 다음과 같이 이루어진다. 우선 실교량 모델에 대하여 신뢰도평가를 실시한 후, 그에 따른 신뢰도지수를 목

표 신뢰도지수로 설정한다. 그 후 1 차 고정하중의 변동계수를 감소시켜가며 신뢰도해석을 수행하면 이 때의 신뢰도지수는 목표 신뢰도지수보다 큰 값을 갖게 될 것이다. 따라서 목표 신뢰도지수와 동일한 신뢰도지수를 보장하는 요구저항강도를 계산하면 이는 3.2 에서 서술한 것처럼 현재의 허용응력설계법기반 설계기준을 적용하여 설계한 요구저항강도보다 작은 값을 보일 것이다. 따라서 1 차 고정하중의 하중계수는 이 요구저항강도에 맞는 값을 역산하게 된다.

4.2 실교량 모델 및 확률변수의 통계특성

본 논문에서 사용한 실교량 모델은 이순신대교, 울산대교, 새천년대교 주향로교 제 2 공구 총 3 개의 교량에 대한 모델이며 각각의 재원은 다음과 같다.

표 4.1 실교량 모델의 자원

교량명	주경간장(m)	주케이블 강도(MPa)	D : L
이순신대교	1,545	1,860	88.4 : 11.6
울산대교	1,150	1,960	87.8 : 12.2
새천년대교	650×2	1,960	81.8 : 18.2

모델의 신뢰도평가를 위한 확률변수는 케이블의 극한응력 및 1 차 고정하중에 해당하는 보강거더 및 주케이블의 자중, 2 차 고정하중과 활하중을 확률변수로 고려하였다. 또한, 온도변화, 지점침하 등과 같은 기타하중은 확정론적 값으로 고려하였다. 확률변수들의 통계특성은 Imai 와 Frangopol 의 연구[6] 및 교량설계핵심기술연구단 기술총서[]를 참고하여 결정하였으며 각 확률변수의 자세한 통계특성은 표 4.2 와 같다.

표 4.2 확률변수의 통계특성

확률 변수		편심계수	변동계수	분포형상
Load	(DC) _{Girder}	1.03	-	Normal
	D (DC) _{Cable}	1.00	-	Normal
	DW	1.00	0.25	Normal
	Live	1.00	0.20	Lognormal
Resistance		1.07	0.05	Lognormal

단, 여기서 1 차 고정하중에 해당하는 보강 거더의 자중과 주케이블의 자중은 예제 구성에 따라 달라지므로 표기하지 않았다.

4.3 각 자중변수의 변동계수 10%에 대한 고정하중 저감

기존의 일반교량에 대한 설계기준이 1 차 고정하중에 적용한 변동계수 10%를 그대로 보강거더 및 주케이블의 자중변수에 적용하여 고정하중계수

저감효과를 계산하였다. 우선, 자중 변수들의 변동계수가 10%일 때, 설계 안전율인 2.5 에 대해 각 교량 모델의 신뢰도지수를 계산한 결과는 다음의 표 4.3 과 같다.

표 4.3 고정하중의 변동계수 감소에 따른 신뢰도지수($V_{Girder}, V_{Cable} = 10\%$)

교량명	기준 변동계수		변동계수 감소	
	변동계수	신뢰도지수	변동계수	신뢰도지수
이순신 대교	10%	12.79	5%	13.03
			3%	13.07
			1%	13.10
울산대교	10%	12.39	5%	12.62
			3%	12.67
			1%	12.69
새천년 대교	10%	11.30	5%	11.47
			3%	11.50
			1%	11.52

교량 모델별로 신뢰도해석을 수행하여 산출된 신뢰도지수는 이순신대교가 12.79, 울산대교가 12.39, 새천년대교 주향로교 제 2 공구가 11.30 의 값을 보였으며 보강거더와 주케이블 각각의 변동계수를 동시에 5%, 3%, 1%로 감소시켰을 때, 앞서 서술한 바와 같이 신뢰도지수가 점차 증가하는 결과

를 보였다.

변동계수가 10%인 경우의 신뢰도지수를 목표 신뢰도지수로 설정하고 각 교량 별로 계산한 요구저항 강도 및 저감된 하중 계수는 표 4.4 와 같다.

표 4.4 기준 신뢰도지수를 보장하는 고정하중계수($V_{Girder}, V_{Cable} = 10\%$)

교량명	기준 변동계수			변동계수 감소		
	β_T	$R_{Req.}$ (kN)	ϕ	변동계수	$R_{Req.}$ (kN)	γ_{DC}
이순신 대교	12.79	512684	0.53	5%	499761	1.20
				3%	497134	1.19
				1%	495835	1.18
울산대교	12.39	309892	0.54	5%	302563	1.19
				3%	301078	1.18
				1%	300344	1.18
새천년 대교	11.30	100180	0.54	5%	98283	1.20
				3%	97888	1.19
				1%	97691	1.19

보강거더 및 주케이블 자중의 변동계수가 기준인 각각 10%에서 5%, 3%, 1%로 감소함에 따라 동일한 신뢰도지수를 보장하는 고정하중계수가 감소하였고 그 감소폭을 3.2 절에서 AASHTO LRFD 에 적용된 근사식을 사용한 경우와 비교하였다. AASHTO LRFD 의 근사식을 적용하여 감소시킨

고정하중계수는 공장제작부재에 대해 1 차 고정하중의 변동계수가 각각 5%, 3%, 1%로 감소함에 따라 1.13, 1.09 1.05 로 감소하였던데 반해 케이블교량 모델에 대해 신뢰도해석을 수행하여 계산한 고정하중계수는 변동계수 5%에서 1.19 ~ 1.20 정도의 값을 보여 약 0.05 정도 감소하는데 그쳤다.

또한, 변동계수가 10%에서 5%로 감소하는 경우에는 약 0.05 정도의 감소폭을 보인 반면에 5%에서 그 이하로 감소는 경우에는 고정하중계수가 크게 변하지 않는 모습을 보였다. 그러나 기준상태인 보강거더 및 케이블 자중의 변동계수가 각각 10%인 상황은 일반교량에서 적용하였던 1 차 고정하중의 변동계수 10%인 상황과는 동일하다고 보기에는 무리가 있다. 따라서 위의 결과를 그대로 차용하여 고정하중계수의 저감 가능 범위를 판단하기에는 무리가 있다고 생각되며 일반교량에서와 동일하게 1 차 고정하중 전체의 변동계수가 10%라 할 수 있는 상태를 기준으로 신뢰도해석 및 동등한 신뢰도지수를 보장하는 고정하중계수 역산을 수행할 필요가 있다고 판단된다.

4.4 케이블교량에서의 고정하중 변동특성

교량에는 들보, 기둥과 같이 다양한 종류의 부재가 존재한다. 따라서 1 차 고정하중 또한 각각의 부재 종류에 따라 다른 형태로 작용한다. 그러나 일반교량은 선형 구조계이므로 하중의 변동특성이 응답의 변동특성이 일치한다. 따라서 구조해석 결과로 도출된 응답에 변동성을 적용하여 신뢰도해석

을 수행 할 수 있고 각각의 부재에 의한 고정하중을 하나의 변수로써 고려 할 수 있다. 반면에 케이블교량은 비선형 구조계의 특성상 응답에 직접적으로 변동성을 적용할 수 없고 하중 자체에 변동특성을 적용하여 구조해석이 포함된 신뢰도해석을 수행해야 한다. 따라서 고정하중은 부재의 종류에 따라 각각이 하나의 변수로써 취급되어야 한다. 이러한 이유로 1 차 고정하중의 변동계수 10%는 일반교량에서와 케이블교량에서 다른 형태로 적용된다. 일반교량에서는 고정하중 전체를 하나의 변수로 보고 변동계수를 10%로 적용할 수 있지만 케이블교량은 보강거더와 주케이블 각각의 자중에 대해 하중변수가 존재하므로 이 하중변수들을 하나로 통합하여 고려했을 때, 그 통합한 하중변수의 변동계수가 10%가 되도록 설정해야 일반교량에서와 같은 고정하중의 변동계수 10%를 의미한다고 할 수 있을 것이다.

케이블교량에서 1 차 고정하중 전체의 변동계수가 10%가 되도록 하는 각 자중변수의 변동계수조합은 무수히 많다. 따라서 본 논문에서는 보강거더와 주케이블 각각의 자중이 서로 같은 변동계수를 갖는다고 가정한 상태에서 고정하중 전체의 변동계수가 10%가 되도록 하는 각각의 변동계수를 계산하였다.

보강거더와 주케이블의 자중이 각각 10%의 변동계수를 가지면 전체 1 차 고정하중 변수의 변동계수는 식(4.1)과 같다.

$$V_{DC} = \frac{\sigma_{DC}}{\mu_{DC}} = \frac{\sqrt{\sigma_{Girder}^2 + \sigma_{Cable}^2}}{\mu_{Girder} + \mu_{Cable}} = V \frac{\sqrt{\mu_{Girder}^2 + \mu_{Cable}^2}}{\mu_{Girder} + \mu_{Cable}} < V \quad (4.1)$$

단, 여기서 $V = V_{Girder} = V_{Cable} = 0.1$ 이다.

식(4.1)에 따라 전체 1 차 고정하중의 변동계수가 10%가 되기 위해서는 보강거더와 주케이블 각각의 자중의 변동계수가 10%보다 큰 값을 가져야 한다. 이는 위의 식(4.1)로부터 역산할 수 있으며 각 교량 모델에 대해 계산한 결과는 다음의 표 4.5 와 같다.

표 4.5 1 차 고정하중 변동계수가 10%가 되는 기준 변동계수

교량명	(DC) _{Girder} : (DC) _{Cable}	$\frac{\mu_{Girder} + \mu_{Cable}}{\sqrt{\mu_{Girder}^2 + \mu_{Cable}^2}}$	기준 변동계수
이순신대교	65.96% : 34.04%	1.347	13.47%
울산대교	64.74% : 35.26%	1.357	13.57%
새천년대교	86.02% : 13.98%	1.147	11.47%

기준 변동계수는 보강거더와 주케이블 각각의 자중의 평균값의 비율에 따라 결정되며 4 경간 3 주탑 현수교인 새천년대교 주향로교 제 2 공구의 경우, 다른 교량들에 비해 주케이블 자중의 비율이 작아 상대적으로 작은 기준 변동계수를 보이는 것을 확인할 수 있다.

4.5 1 차 고정하중의 변동계수 10%에 대한 고정하중계수 저감

앞서 서술한 바에 따라 1 차 고정하중의 변동계수가 10%이기 위해서는 보강거더와 주케이블의 자중의 변동계수는 10%보다 커야 할 것이다. 따라서 4.3 절에서 두 자중 변수의 변동계수를 각각 10%로 설정한 상태 대신 4.4 절에서 계산한 기준 변동계수를 적용한 상태의 신뢰도지수를 기준 신뢰도 지수로 보고 동일한 신뢰도지수를 보장하는 1 차 고정하중계수를 계산하였다.

표 4.6 고정하중의 변동계수에 따른 신뢰도지수($V_{DC} = 10\%$)

교량명	기준 변동계수		변동계수 감소	
	변동계수	신뢰도지수	변동계수	신뢰도지수
이순신 대교	13.47%	12.44	5%	13.03
			3%	13.07
			1%	13.10
울산대교	13.57%	12.02	5%	12.62
			3%	12.67
			1%	12.69
새천년 대교	11.47%	11.23	5%	11.47
			3%	11.50
			1%	11.52

1 차 고정하중의 변동계수가 10%가 되게 하는 각 자중 변수의 변동계수는 10%보다 크게 되므로 이 상태의 신뢰도지수는 4.3 절의 결과보다 작은 값을 보였다. 케이블교량의 경우 일반교량의 경우와 달리 항상 보강거더의 자중과 주케이블의 자중이 따로 산정되므로 감소한 상태의 변동계수는 이전과 동일하게 5%, 3%, 1%로 설정하였으며 이 때의 신뢰도지수는 4.3 절의 결과와 같다.

새롭게 설정된 기준 신뢰도지수를 바탕으로 동일한 신뢰도지수를 보장하는 1 차 고정하중계수를 계산하였고 그 결과는 표 4.7 과 같다.

표 4.7 기준 신뢰도지수를 보장하는 고정하중계수($V_{DC} = 10\%$)

교량명	기준 변동계수			변동계수 감소		
	β_T	$R_{Req.}$ (kN)	ϕ	변동계수	$R_{Req.}$ (kN)	γ_{DC}
이순신 대교	12.44	512684	0.53	5%	481937	1.12
				3%	479164	1.11
				1%	477794	1.11
울산대교	12.02	309892	0.54	5%	291901	1.11
				3%	290322	1.10
				1%	289544	1.09
새천년 대교	11.23	100180	0.54	5%	97407	1.18
				3%	97008	1.17
				1%	96810	1.17

각 자중 변수들의 변동계수가 기준 변동계수에서 5%로 감소함에 따라 동일한 신뢰도지수를 보장하는 고정하중계수는 약 1.11 ~ 1.12 로 감소하여 AASHTO LRFD 의 근사식을 적용하여 계산한 고정하중계수와 비슷한 수준으로 감소한 결과를 보였다. 그러나 4.3 절의 결과와 동일하게 변동계수가 5%에서 그 이하의 값으로 감소하는 동안에는 고정하중계수 저감효과가 급격하게 감소함을 확인 할 수 있다. 따라서 전반적인 고정하중계수 저감효과가 AASHTO LRFD 의 근사식을 적용한 경우보다 작았던 것은 앞의 예제에서 기준으로 삼았던 각 자중 변수의 변동계수 10%가 일반교량에서의 1

차 고정하중 변동계수 10%와 다른 상태를 의미했기 때문이라 할 수 있을 것이다. 또한, 변동계수가 5%이하로 감소할 때, 고정하중계수 저감효과가 감소하므로 단순히 AASHTO LRFD 의 근사식과 같이 변동계수 감소에 따라 선형적으로 변한다고 할 수 없을 것이다. 따라서 보다 합리적인 수준 안에서 고정하중계수를 저감시키기 위해서는 교량에 대한 신뢰도해석을 수행하고 그 결과를 기반으로 고정하중계수의 저감 범위를 구해야 할 것이다.

4.6 신뢰도지수 영역대별 고정하중계수 저감효과

현재 허용응력설계법을 기반으로 설계된 교량 모델을 대상으로 신뢰도해석을 수행한 결과 주케이블의 신뢰도지수는 약 11~13 정도의 신뢰도지수를 보인다. 그런데 케이블교량의 신뢰도평가에 있어서는 아직 고려되지 않은 부분들이 있다.

우선, 신뢰도평가를 위해 교량을 모델링하는 과정에서 실체를 정확히 반영하지 못하거나 시공과정에서 실제 설계한 것과는 다르게 시공하는 등의 오차로 인해 케이블 저항강도의 변동특성을 실제보다 과소 평가할 가능성이 있다. 또한, 모델링과정에서 케이블은 기본적으로 장력에 대해서만 저항하는 것으로 가정하는데 반해 실제 케이블은 그러하지 못하기 때문에 실제 현수교 주케이블에서는 각 스트랜드 별 장력차이, 케이블밴드에서의 꺾임각 등으로 인해 2 차응력이 발생하게 된다. 이와 같이 현재는 확실히 규명되지 않은 요인들을 고려했을 때, 실제 케이블교량의 신뢰도지수는 현재

계산된 수준보다 낮아질 것이다.

이러한 현상을 고려하고자 신뢰도지수가 낮은 영역에서 동일한 신뢰도 수준을 보장하면서 1 차 고정하중계수 저감을 시도했을 때, 그 감소 폭이 신뢰도수준에 따라 어떠한 차이를 보이는지 비교해 보았다.

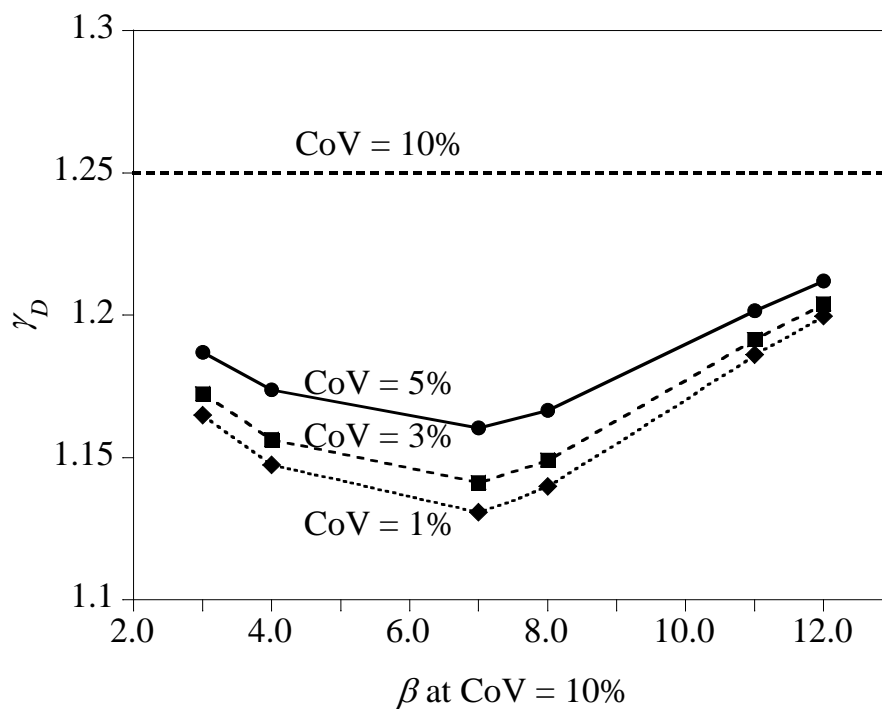


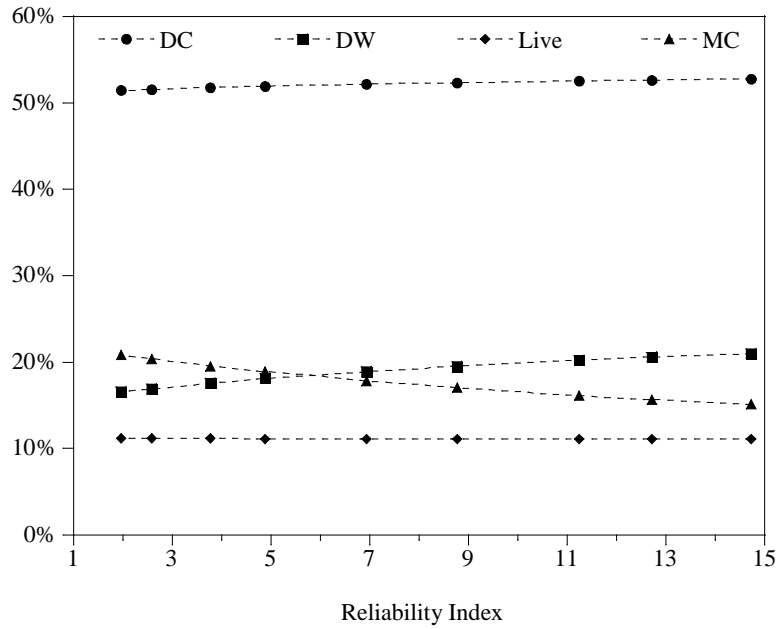
그림 4.1 신뢰도지수 수준에 따른 고정하중계수 저감효과 변화

그림 4.1 에서 볼 수 있듯이 신뢰도지수가 7~8 사이의 값을 가질 때, 1 차 고정하중계수의 저감효과가 변동계수 5%기준 약 0.08~0.09 로 가장 크고 신뢰도지수가 더 작아지거나 더 커질 경우에는 그 효과가 감소하는 것을 확인 할 수 있다.

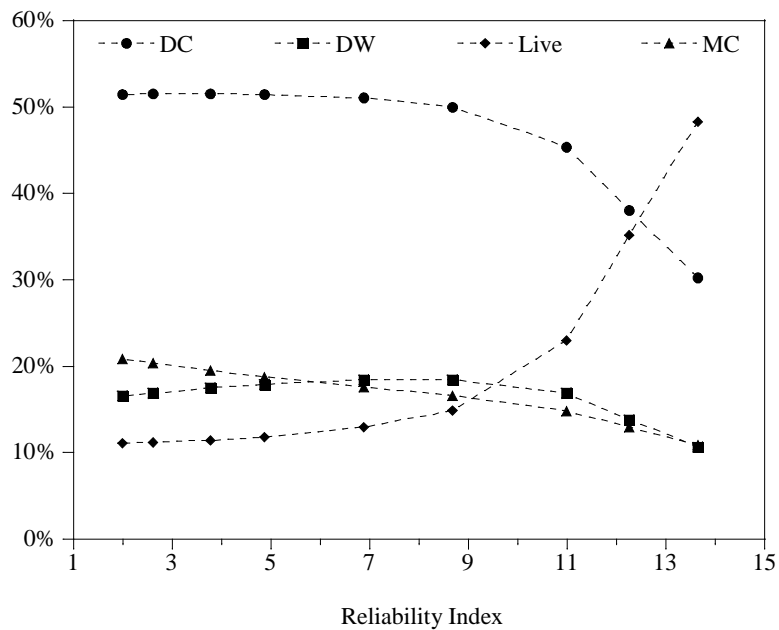
이러한 현상이 발생하는 원인은 신뢰도해석 과정에서 파괴상태에 지배적인 영향을 미치는 변수를 통해 찾을 수 있다. 신뢰도해석을 수행하는 과정에서 구조물이 파괴되는 점(MFPF)을 찾아가게 된다. 이 MFPF 에서 각 확률변수들은 각기 다른 값을 갖고 이 값이 클수록 구조물이 파괴되는데 큰 영향을 미친다 할 수 있을 것이다. 따라서 1 차 고정하중의 변동계수가 감소하였을 때, 하중계수 저감효과가 커지기 위해서는 MFPF 에서 고정하중이 큰 영향을 미치고 있어야 한다.

그런데 신뢰도지수가 10 보다 큰 경우에는 구조계의 파괴확률이 매우 작다. 따라서 파괴상태는 각 변수들의 분포에서 꼬리영역에 위치하게 되며 Lognormal 분포를 따르는 활하중은 꼬리영역에서 계산된 등가정규분포의 표준편차가 매우 커지게 된다.

그림 4.2 는 신뢰도지수에 따라 MFPF 에서 각 하중변수들이 차지하는 비중을 나타낸 것으로 세로축은 각 하중변수들의 비율이며 가로축은 신뢰도지수에 해당한다. (a)에서 볼 수 있듯이 활하중이 정규분포를 따를 경우, MFPF 에서 각 하중의 비율은 크게 변하지 않는다. 따라서 원래 하중의 크기가 큰 거더의 자중이 가장 큰 비중을 차지하며 활하중은 계속해서 낮은 비중을 보인다. 반면에 활하중이 대수정규분포를 따르는 경우에는 신뢰도지수가 10 을 넘어감에 따라 활하중의 비중이 증가하여 주케이블 자중 보다 큰 비중을 차지하며 13 에 도달하면 거더 자중보다도 큰 비중을 차지하는 것을 확인할 수 있다.



(a) 활하중이 정규분포를 따르는 경우



(b) 활하중이 대수정규분포를 따르는 경우

그림 4.2 신뢰도지수에 따른 MPFP 에서 각 하중의 비율

이러한 현상은 신뢰도해석 과정에서 정규분포를 따르지 않는 변수를 취급하기 위해 적용한 Rackwitz-Fiessler 변환으로 인한 것으로 신뢰도지수가 10~14 같이 큰 영역에서는 MPFP 에서 각 하중들의 값이 매우 커지게 된다. 따라서 대수정규분포를 따르는 활하중은 Rackwitz-Fiessler 변환을 통해 계산된 등가정규분포의 표준편차가 크게는 원래 분포의 9 배가까이 증가하게 되며 이러한 이유로 활하중이 MPFP 에서의 비중이 증가하게 된다.

따라서 활하중이 신뢰도해석 과정에서 파괴에 지배적인 영향을 미치게 되고 고정하중의 변동특성 감소에 따른 하중계수저감 효과가 작아지게 된다. 신뢰도지수가 3, 4 와 같이 작은 영역에서는 그림 4.2 에서 보이는 것처럼 활하중의 영향은 크지 않다. 그럼에도 불구하고 하중계수의 저감효과가 감소하는 것은 저항 강도변수가 MPFP 를 결정하는데 지배적인 영향을 미치기 때문인 것으로 볼 수 있다. 신뢰도지수가 그만큼 설계과정에서 고려한 안전율이 작다는 것이므로 이는 구조물이 파괴상태에 도달하기 쉽다는 것을 의미한다. 따라서 이 경우에는 저항변수가 MPFP 의 결정에 지배적인 역할을 수행할 수 밖에 없고 따라서 고정하중의 변동성 감소에 따른 저감 효과도 상대적으로 감소하게 된다.

이 결과로부터 고정하중의 변동성이 감소할 때, 기존과 동일한 신뢰도 지수를 유지하는 조건 하에서 저감 가능한 고정하중계수의 범위는 기존의 신뢰도지수가 7~8 정도의 값을 가질 때, 가장 크게 나타나는 것을 확인 할 수 있다. 따라서 케이블교량을 설계하는 데 있어서 아직 불확실한 인자들

이 반영되어 케이블교량의 신뢰도수준이 현재의 11~13 정도의 수준보다 낮아지게 되면 고정하중의 변동특성 감소에 따른 고정하중계수 저감 효과는 더 커질 것으로 판단할 수 있다.

5. 결론

케이블교량이 일반교량에 비해 고정하중의 변동특성이 작은 점을 이용하여 기존의 설계기준을 적용하여 설계했을 때와 동일한 신뢰도지수를 보장하는 1 차 고정하중의 하중계수를 계산하였다.

단순히 거더 자중과 주케이블 자중에 일반교량에서 적용하였던 것과 같은 10%의 변동계수를 적용하여 신뢰도해석을 수행하였고 이 때의 신뢰도지수를 기준으로 하여 동등한 신뢰도지수를 보장하는 고정하중계수를 계산하였다. 그 고정하중계수는 AASHTO LRFD의 근사식을 적용하여 계산한 하중계수보다 저감 폭이 작다는 차이가 있었다.

케이블교량에서는 1 차고정하중에 거더 자중과 주케이블 자중이 모두 포함된다. 또한, 비선형성을 고려해 신뢰도해석을 수행해야 하는 문제의 특성상 두 자중변수를 하나의 변수로 고려하는 것도 불가능하다. 따라서 일반교량에서 1 차 고정하중에 대해 적용하였던 변동계수 10%를 케이블교량에 적용할 때에는 두 변수가 하나의 변수로 통합된 경우에 대해 변동계수 10%를 적용하는 것이 타당하다고 판단된다.

이에 따라 기준상태를 각각의 자중변수의 변동계수가 10%가 아닌 두 확률변수를 하나의 고정하중 변수로 통합하여 보았을 때, 변동계수가 10%가 되도록 하는 상태를 기준으로 하여 앞선 예제와 동일한 계산을 반복하였다. 통합된 변수가 10%의 변동성을 보이기 위해서는 각각의 변수의 변

동계수는 10%보다 큰 변동계수를 보여야 했고 이를 기준으로 계산된 신뢰도지수는 이전 예제보다 작은 값을 보였다. 따라서 동등한 신뢰도지수를 보장하는 고정하중계수 결과도 더 작은 값을 보였으며 이 값은 각 자중의 변동계수가 5%인 경우에 대해 AASHTO LRFD 의 근사식과 비슷한 결과를 보였다.

그러나 자중변수들의 변동계수가 5%보다 작은 경우에는 AASHTO LRFD 의 근사식이 선형적으로 감소하는 하중계수를 보인 반면 신뢰도해석 결과에 근거한 하중계수는 감소량이 현저하게 줄어들어 드는 현상이 파악되었다.

한편, 케이블교량을 설계하는데 있어서 불확실한 변수들이 많이 존재하며 이러한 변수들에 대한 연구가 진행되어 설계에 고려할 수 있게 되면 케이블 부재의 신뢰도 지수는 현재의 11~13 보다 작은 수준으로 감소할 것이다.

이러한 현상의 영향을 확인하기 위해 신뢰도지수 영역에 따라 동일한 동일한 신뢰도지수를 보장하는 하중계수를 계산하였다. 그 결과 하중계수의 저감효과는 신뢰도지수가 7~8 정도의 값을 가질 때, 가장 크게 나타났으며 신뢰도지수가 더 크거나 더 작은 영역에서는 감소폭이 줄어들었다.

이러한 현상은 신뢰도지수 수준에 따라서 신뢰도해석 과정에서 MPFP 에 도달하였을 때, 주된 영향을 미치는 변수가 달라지기 때문인 것으로 파악된다. 신뢰도지수가 10 보다 커질 경우에는 대수정규분포를 따르는 활하

중이 Rackwitz-Fiessler 변환에 의해 매우 큰 표준편차를 갖게 되고 따라서 고정하중보다 파괴에 지배적인 영향을 미친다. 반면에 신뢰도지수가 3~4 정도로 작은 영역에서는 설계 시 적용된 안전율이 작아 저항변수가 파괴에 주된 영향을 미치고 이로 인해 고정하중의 변동계수 변화에 따른 영향이 상대적으로 감소하게 된다.

이러한 결과를 종합해 보면 케이블 교량에 대한 연구가 진행되어 다양한 변수들이 설계에 고려되고 이에 따른 신뢰도지수 결과가 현재보다 낮은 수준으로 감소하게 된다면 본 논문에서 제시한 방법에 의해 계산된 고정하중계수의 저감효과는 현재보다 증가할 것으로 판단된다.

참고문헌

- [1] 이진호, (2012), “케이블교량의 구조적 비선형성을 고려한 케이블부재의 신뢰도평가”, 공학석사학위논문, 서울대학교
- [2] 국토해양부, (2012), 도로교설계기준(한계상태설계법), 한국도로교통협회
- [3] 대한토목학회, (2006), “케이블강교량설계지침”, 대한토목학회
- [4] 양영순, 서용석, 이재욱, (2002), “구조 신뢰성 공학”, 서울대학교 출판부
- [5] 황의승, 백인열, (2007), “신뢰도기반 설계기준의 기본이론 및 설계일반”, 교량설계핵심기술연구단
- [6] 황의승, (2008), “신뢰도기반 도로교설계기준을 위한 활하중모형 개발”, 교량설계핵심기술연구단
- [7] Imai, K. and Frangopol, D. M., (2001), “Reliability-Based Assessment of Suspension Bridges : Application to the Innoshima Bridge”, Journal of Bridge Engineering, ASCE, vol.6, pp.398~411
- [8] Nowak, A. S., (1999), “Calibration of LRFD Bridge Design Code”, NCHRP Report 368, Transportation Research Board, Washington DC., pp. 18~20
- [9] AASHTO, (2007), “AASHTO LRFD Bridge Design Specification”
- [10] Eurocode, (2006), “Basis of structural design”, EN1990

- [11] Haldar, A., Mahadevan, S., (2000), “Probability, Reliability and Statistical Method in Engineering Design”, Wiley

부록

A. 탄성현수선 케이블 요소의 강성도 행렬

그림 A.1은 무응력 길이가 L_0^e 인 케이블 요소 e 의 좌표계를 나타내고 있다. 무응력 상태에서의 라그랑지 좌표 s 에 의하여 표시된 케이블의 한 질점은 케이블이 변형한 후에는 카테시안 좌표계에서 \mathbf{x}^e 에 위치하게 된다. $p(s)$ 는 원점으로부터 라그랑지 좌표 s 까지의 변형 후 케이블의 길이를 의미하며 다음과 같이 정의된다.

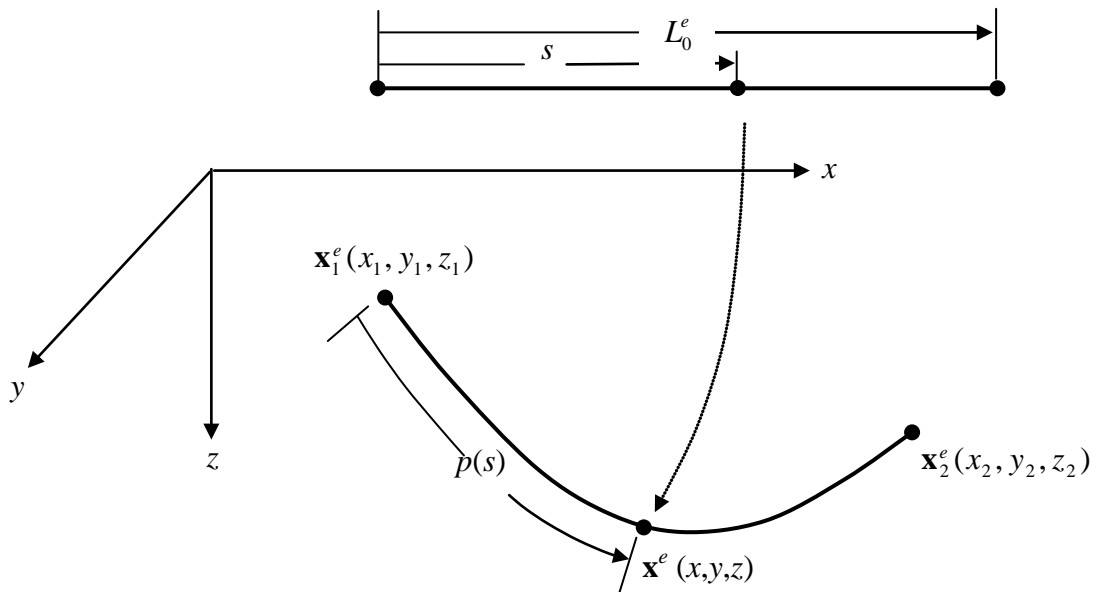


그림 A.1 탄성현수선 케이블에 대한 좌표계

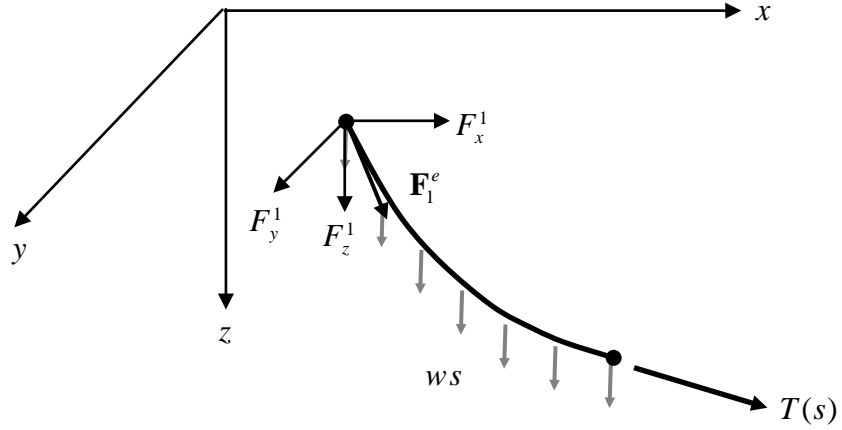


그림 A.2 케이블 세그먼트의 자유 물체도

$$p(s) = \int_0^s \left(\left(\frac{dx}{ds} \right)^2 + \left(\frac{dy}{ds} \right)^2 + \left(\frac{dz}{ds} \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}} ds \quad (\text{A.1a})$$

식(A.1a) 를 s 에 대하여 미분하여 정리하면 다음 같이 표시된다.

$$\left(\frac{dx}{dp} \right)^2 + \left(\frac{dy}{dp} \right)^2 + \left(\frac{dz}{dp} \right)^2 = 1 \quad (\text{A.1b})$$

그림 A.2 는 케이블의 자중만 작용하고 있을 경우 케이블의 1 번 절점에서 임의의 점 \mathbf{x}^e 까지의 자유 물체도를 보이고 있다. 케이블에는 인장력만 작용하게 되므로 평형방정식은 케이블의 인장력에 대하여 다음과 같이 표시된다.

$$T \frac{dx}{dp} + F_x^1 = 0, \quad T \frac{dy}{dp} + F_y^1 = 0, \quad T \frac{dz}{dp} + F_z^1 + ws = 0 \quad (\text{A.2})$$

여기서 T 는 점 $p(s)$ 에서의 장력이고 F_x^1, F_y^1, F_z^1 는 각각 1 번 절점에서 각 좌표 방향으로 작용하는 재단력이며 w 는 변형 전 케이블의 단위길이 당 중량이다.

케이블이 소변형 거동을 할 경우 케이블의 변형도는 다음과 같이 정의된다.

$$\varepsilon = \frac{dp^2 - ds^2}{2ds^2} \cong \frac{dp - ds}{ds} = \frac{dp}{ds} - 1 \quad (\text{A.3})$$

Hooke 의 법칙으로부터 케이블의 인장력을 다음과 같이 표시할 수 있다.

$$T = EA\varepsilon \quad (\text{A.4})$$

여기서 E 는 영계수 (Young's Modulus) 이고 A 는 변형 전의 케이블 단면적이다. 식(A.3)을 식(A.4)에 대입하여 p 와 s 의 관계를 구할 수 있다.

$$\frac{dp}{ds} = \frac{T}{EA} + 1 \quad (\text{A.5})$$

자중만을 받는 케이블의 거동은 식(A.1), 식(A.2) 및 식(A.5)의 5 개의 지배방정식으로 정의되며 미지수는 x, y, z, p, T 이다. 케이블의 지배방정식을 적분하여 p, T 를 소거하고 x, y, z 를 독립변수 s 로 표현하면 케이블의 형상을 구할 수 있다. 케이블의 지배방정식으로부터 직각 좌표계 x, y, z 와 변형 전의 라그랑지 좌표 s 의 대응관계를 다음과 같이 나타낸다.

$$\begin{aligned}
 x(s) &= \int_0^s \frac{dx}{dp} \frac{dp}{ds} ds + x(0) \\
 y(s) &= \int_0^s \frac{dy}{dp} \frac{dp}{ds} ds + y(0) \\
 z(s) &= \int_0^s \frac{dz}{dp} \frac{dp}{ds} ds + z(0)
 \end{aligned} \tag{A.6}$$

식(A.6)에서 케이블 양단의 경계조건은 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
 x = x_1, y = y_1, z = z_1 \quad \text{at} \quad s = 0 \\
 x = x_2, y = y_2, z = z_2 \quad \text{at} \quad s = L_0^e
 \end{aligned} \tag{A.7}$$

식(A.1b)와 식(A.2)로 부터 케이블의 장력을 1 번 절점의 재단력과 케이블의 자중에 대하여 표시할 수 있다.

$$T(s) = \sqrt{(F_x^1)^2 + (F_y^1)^2 + (F_z^1 + ws)^2} \quad (\text{A.8})$$

식(A.8)을 식(A.2)에 대입하여 정리하면 다음과 같은 관계식을 구할 수 있다.

$$\frac{dx}{dp} = -\frac{F_x^1}{\sqrt{(F_x^1)^2 + (F_y^1)^2 + (F_z^1 + ws)^2}} \quad (\text{A.9a})$$

$$\frac{dy}{dp} = -\frac{F_y^1}{\sqrt{(F_x^1)^2 + (F_y^1)^2 + (F_z^1 + ws)^2}} \quad (\text{A.9b})$$

$$\frac{dz}{dp} = -\frac{(F_z^1)^2 + ws}{\sqrt{(F_x^1)^2 + (F_y^1)^2 + (F_z^1 + ws)^2}} \quad (\text{A.9c})$$

$$\frac{dp}{ds} = \frac{1}{EA} \sqrt{(F_x^1)^2 + (F_y^1)^2 + (F_z^1 + ws)^2} + 1 \quad (\text{A.9d})$$

식(A.5)와 식(A.8) 및 (A.9)의 관계식을 식(A.6)에 대입하여 적분하고, $s = 0$ 에서의 경계 조건을 이용하면 자중이 재하된 케이블의 처짐 곡선을 구할 수 있다.

$$x(s) = x_1 - \frac{F_x^1}{EA} s - \frac{F_x^1}{w} \left\{ \sinh^{-1} \left(\frac{F_z^1 + ws}{H} \right) - \sinh^{-1} \left(\frac{F_z^1}{H} \right) \right\} \quad (\text{A.10})$$

$$y(s) = y_1 - \frac{F_y^1}{EA} s - \frac{F_y^1}{w} \left\{ \sinh^{-1} \left(\frac{F_z^1 + ws}{H} \right) - \sinh^{-1} \left(\frac{F_z^1}{H} \right) \right\}$$

$$z(s) = z_1 - \frac{F_z^1}{EA} s - \frac{ws^2}{2EA} - \frac{1}{w} \left\{ \sqrt{H^2 + (F_z^1 + ws)^2} - \sqrt{H^2 + (F_z^1)^2} \right\}$$

여기서 $H = \sqrt{(F_x^1)^2 + (F_y^1)^2}$ 이다. 식(A.10)에 $s = L_0^e$ 에서 경계조건을 적용하면 다음과 같은 탄성현수선 케이블의 적합 조건식을 얻는다.

$$x_2 - x_1 = \phi_x = -\frac{F_x^1}{EA} L_0^e - \frac{F_x^1}{w} \left\{ \sinh^{-1} \left(\frac{F_z^1 + wL_0^e}{H} \right) - \sinh^{-1} \left(\frac{F_z^1}{H} \right) \right\}$$

$$y_2 - y_1 = \phi_y = -\frac{F_y^1}{EA} L_0^e - \frac{F_y^1}{w} \left\{ \sinh^{-1} \left(\frac{F_z^1 + wL_0^e}{H} \right) - \sinh^{-1} \left(\frac{F_z^1}{H} \right) \right\} \quad (\text{A.11})$$

$$z_2 - z_1 = \phi_z$$

$$= -\frac{F_z^1}{EA} L_0^e - \frac{w(L_0^e)^2}{2EA} - \frac{1}{w} \left\{ \sqrt{H^2 + (F_z^1 + wL_0^e)^2} - \sqrt{H^2 + (F_z^1)^2} \right\}$$

식(A.11)의 케이블의 적합조건식은 다음과 같이 매트릭스 형태로 표시할 수 있다.

$$\mathbf{Bx}^e = \boldsymbol{\varphi}(\mathbf{F}_1^e, L_0^e) \quad (\text{A.12})$$

여기서 $\mathbf{x}^e = (\mathbf{x}_1^e, \mathbf{x}_2^e)^T = (x_1, y_1, z_1, x_2, y_2, z_2)^T$ 이며 \mathbf{B} 는 다음과 같이 정의된다.

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (\text{A.13})$$

그림 A.3 에 보인 어떤 케이블 요소 e 의 평형상태에서의 양단 절점 위치가 기지의 기준 위치 \mathbf{x}_0^e 에서 절점 1 과 절점 2 에서 발생한 변위 \mathbf{u}_1^e , \mathbf{u}_2^e 에 의하여 결정되었다면 식(A.12)는 다음과 같이 표시된다.

$$\mathbf{B}(\mathbf{x}_0^e + \mathbf{u}^e) = \boldsymbol{\varphi}(\mathbf{F}_1^e, L_0^e) \quad (\text{A.14})$$

케이블 요소 e 의 외적 평형 조건은 다음과 같다.

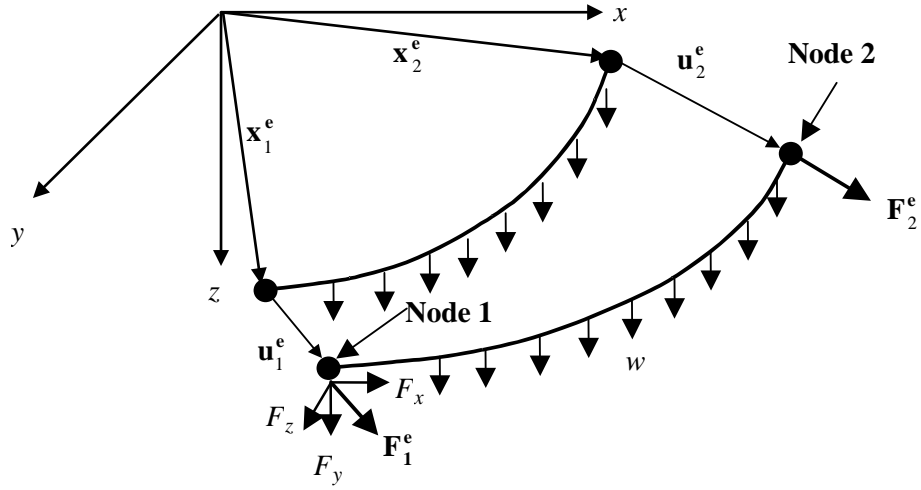


그림 A.3 변위가 발생한 탄성 현수선의 두 절점의 상대적 위치

$$\mathbf{F}_2^e = -\mathbf{F}_1^e - \mathbf{w}L_0^e \quad (\text{A.15})$$

여기서 $\mathbf{w} = (0, 0, w)^T$ 이다. 변위법에 기초한 일반적인 유한요소해석법을 적용하기 위하여 케이블 요소 양단의 절점력을 절점 변위에 대하여 표시하여야 한다. 그러나 식(A.11)은 비선형 방정식이므로 증분형 관계식을 사용하여야 한다. 식(A.14)와 식(A.15)의 증분식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \mathbf{B}\Delta\mathbf{u}^e &= \Delta\phi(\mathbf{F}_1^e, L_0^e) \\ \Delta\mathbf{F}_2^e &= -\Delta\mathbf{F}_1^e \end{aligned} \quad (\text{A.16})$$

식(A.11)을 Taylor 전개하여 1 차 항까지 만 포함시키면 다음과 같다.

$$\Delta\boldsymbol{\phi}(\mathbf{F}_1^e, L_0^e) = \begin{pmatrix} \Delta\phi_x^e \\ \Delta\phi_y^e \\ \Delta\phi_z^e \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial\phi_x^e}{\partial F_x} \Delta F_x + \frac{\partial\phi_x^e}{\partial F_y} \Delta F_y + \frac{\partial\phi_x^e}{\partial F_z} \Delta F_z \\ \frac{\partial\phi_y^e}{\partial F_x} \Delta F_x + \frac{\partial\phi_y^e}{\partial F_y} \Delta F_y + \frac{\partial\phi_y^e}{\partial F_z} \Delta F_z \\ \frac{\partial\phi_z^e}{\partial F_x} \Delta F_x + \frac{\partial\phi_z^e}{\partial F_y} \Delta F_y + \frac{\partial\phi_z^e}{\partial F_z} \Delta F_z \end{pmatrix} = \frac{\partial\boldsymbol{\phi}}{\partial \mathbf{F}_1^e} \Delta \mathbf{F}_1^e \quad (\text{A.17})$$

식(A.17)에 대한 자세한 표현식은 부록 B 에 기술되어 있다. 식(A.17)을 식(A.16) 에 대입하여 절점력의 증분에 대하여 표시하면 다음과 같다.

$$\Delta \mathbf{F}_1^e = \left(\frac{\partial \boldsymbol{\phi}}{\partial \mathbf{F}_1^e} \right)^{-1} \mathbf{B} \Delta \mathbf{u}^e = \left(\frac{\partial \boldsymbol{\phi}}{\partial \mathbf{F}_1^e} \right)^{-1} (-\Delta \mathbf{u}_1^e + \Delta \mathbf{u}_2^e) = \mathbf{k}_c (-\Delta \mathbf{u}_1^e + \Delta \mathbf{u}_2^e) \quad (\text{A.18})$$

$$\Delta \mathbf{F}_2^e = -\Delta \mathbf{F}_1^e = \mathbf{k}_c (\Delta \mathbf{u}_1^e - \Delta \mathbf{u}_2^e)$$

식(A.18)을 한 개의 행렬식으로 표시하면 최종적인 증분형 케이블 요소 강성도 행렬식을 구할 수 있다.

$$\Delta \mathbf{F}_c^e = \begin{pmatrix} \Delta \mathbf{F}_1^e \\ \Delta \mathbf{F}_2^e \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} -\mathbf{k}_c & \mathbf{k}_c \\ \mathbf{k}_c & -\mathbf{k}_c \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \Delta \mathbf{u}_1^e \\ \Delta \mathbf{u}_2^e \end{pmatrix} = \mathbf{K}_c^e \Delta \mathbf{u}^e \quad (\text{A.19})$$

B. 탄성현수선 케이블 요소의 연성도 행렬

식(A.17)의 자세한 식은 다음과 같다.

$$\frac{\partial \phi_x^e}{\partial F_x} = -\frac{L_0^e}{EA} - \frac{1}{w} \ln \left(\frac{F_z + wL_0^e + T_2}{F_z + T_1} \right) - \frac{F_x^2}{w} \left\{ \frac{1}{T_2(F_z + wL_0^e + T_2)} - \frac{1}{T_1(F_z + T_1)} \right\}$$

$$\frac{\partial \phi_x^e}{\partial F_y} = -\frac{F_x F_y}{w} \left\{ \frac{1}{T_2(F_z + wL_0^e + T_2)} - \frac{1}{T_1(F_z + T_1)} \right\}$$

$$\frac{\partial \phi_x^e}{\partial F_z} = -\frac{F_x}{w} \left\{ \frac{1}{T_2} - \frac{1}{T_1} \right\}$$

$$\frac{\partial \phi_y^e}{\partial F_x} = -\frac{F_x F_y}{w} \left\{ \frac{1}{T_2(F_z + wL_0^e + T_2)} - \frac{1}{T_1(F_z + T_1)} \right\}$$

$$\frac{\partial \phi_y^e}{\partial F_y} = -\frac{L_0^e}{EA} - \frac{1}{w} \ln \left(\frac{F_z + wL_0^e + T_2}{F_z + T_1} \right) - \frac{F_y^2}{w} \left\{ \frac{1}{T_2(F_z + wL_0^e + T_2)} - \frac{1}{T_1(F_z + T_1)} \right\}$$

$$\frac{\partial \phi_y^e}{\partial F_z} = -\frac{F_y}{w} \left\{ \frac{1}{T_2} - \frac{1}{T_1} \right\}$$

$$\frac{\partial \phi_z^e}{\partial F_x} = -\frac{F_x}{w} \left\{ \frac{1}{T_2} - \frac{1}{T_1} \right\}$$

$$\frac{\partial \phi_z^e}{\partial F_y} = -\frac{F_y}{w} \left\{ \frac{1}{T_2} - \frac{1}{T_1} \right\}$$

$$\frac{\partial \phi_z^e}{\partial F_z} = -\frac{L_0^e}{EA} - \frac{1}{w} \left\{ \frac{F_z + wL_0^e}{T_2} - \frac{F_z}{T_1} \right\}$$

여기서 $T_1 = \|\mathbf{F}_1^e\| = \sqrt{F_x^2 + F_y^2 + F_z^2}$ 이고 $T_2 = \|\mathbf{F}_2^e\| = \sqrt{F_x^2 + F_y^2 + (F_z + wL_0^e)^2}$

이다.

C. 케이블교량의 고정하중 측정 자료

케이블교량의 고정하중의 편심계수 및 변동계수 데이터는 다음과 같은 과정을 거쳐 계산하였다.

편심계수는 각 부재에 대해 실제 측정한 중량과 설계중량의 비를 계산하였고 값들의 평균으로 계산하였다.

$$(\text{Bias factor}) = \mu [\text{실측중량}/\text{설계중량}] \quad (\text{C.1})$$

또한, 변동계수는 실측중량과 설계중량의 비를 계산한 후, 중량비의 표준편차와 평균을 각각 구해 표준편차와 평균의 비로 계산하였다.

$$(\text{CoV}) = \sigma [\text{실측중량}/\text{설계중량}] / \mu [\text{실측중량}/\text{설계중량}] \quad (\text{C.2})$$

표 C.1 목포대교 강제 거더 자중자료(총 36 개, GS 건설, 단위:tonf)

설계중량	실측중량	실측/설계	설계중량	실측중량	실측/설계
188.62	185.70	0.985	188.622	185.55	0.984
177.12	173.80	0.981	177.122	172.65	0.975
176.46	174.00	0.986	176.46	175.2	0.993
176.50	174.35	0.988	176.498	173.2	0.981
176.46	173.20	0.982	176.457	174.95	0.991
176.07	175.10	0.994	176.07	173.95	0.988
176.09	175.95	0.999	176.088	175.1	0.994
176.02	177.40	1.008	176.019	172.55	0.980
343.17	346.50	1.010	343.174	348.4	1.015
460.43	451.49	0.981	460.426	451.49	0.981
169.12	169.85	1.004	169.115	166.45	0.984
169.15	168.70	0.997	169.153	166.3	0.983
169.45	168.70	0.996	169.448	168.3	0.993
169.66	167.65	0.988	169.662	166.25	0.980
169.81	166.30	0.979	169.805	166.75	0.982
170.05	167.55	0.985	170.053	168.15	0.989
170.23	167.95	0.987	170.233	168.45	0.990
170.34	166.50	0.977	170.342	167.1	0.981
편심계수		0.989	변동계수		0.963%

표 C.2 완도대교 강재 거더 자중자료(총 9 개, 영창중공업, 단위:tonf)

설계중량	실측중량	실측/설계	
439.29	438.43	0.998	
503.49	502.63	0.998	
1012.86	1,007.42	0.995	
460.12	452.41	0.983	
747.69	742.25	0.993	
824.16	818.72	0.993	
718.64	715.47	0.996	
482.76	479.64	0.994	
554.31	553.46	0.999	
편심계수	0.994	변동계수	0.471%

표 C.3 거가대교 콘크리트 패널 자중자료(총 4 개, 대우건설, 단위:tonf)

설계중량	실측중량	실측/설계	
24.76	24.64	0.995	
24.76	24.35	0.983	
24.76	23.69	0.957	
24.76	23.78	0.960	
편심계수	0.974	변동계수	1.893%

표 C.4 장흥-광양 8 공구 PSC 들보 자중자료(총 20 개, 삼부토건, 단위:tonf)

설계중량(ton)	실측중량(ton)	실측/설계	
78.6	80.3	1.022	
78.6	80.6	1.025	
78.6	80.1	1.019	
78.6	80.3	1.022	
78.6	80.6	1.025	
78.6	80.4	1.023	
78.6	80.6	1.025	
78.6	80.3	1.022	
78.6	80.4	1.023	
78.6	80.8	1.028	
78.6	80.6	1.025	
78.6	80.4	1.023	
78.6	80.3	1.022	
78.6	80.0	1.018	
78.6	81.0	1.031	
78.6	80.5	1.024	
78.6	80.1	1.019	
78.6	80.1	1.019	
78.6	80.0	1.018	
78.6	80.1	1.019	
편심계수	1.023	변동계수	0.337%

표 C.5 화명대교 콘크리트 보강형 자중자료(총 43 개, 동헌산업, 단위:tonf)

설계중량	실측중량	실측/설계	설계중량	실측중량	실측/설계
240.0	233.0	0.971	280.0	270.0	0.964
280.0	270.0	0.964	270.0	266.0	0.985
270.0	270.0	1.000	270.0	270.0	1.000
270.0	270.0	1.000	270.0	270.0	1.000
270.0	270.0	1.000	242.0	240.0	0.992
245.0	246.0	1.004	243.0	240.0	0.988
250.0	246.0	0.984	243.0	241.0	0.992
242.0	240.0	0.992	243.0	240.0	0.988
243.0	240.0	0.988	238.0	238.0	1.000
238.0	238.0	1.000	238.0	237.0	0.996
238.0	238.0	1.000	238.0	238.0	1.000
240.0	240.0	1.000	237.0	237.0	1.000
238.0	238.0	1.000	234.0	231.0	0.987
234.0	234.0	1.000	80.0	81.0	1.013
38.0	38.0	1.000	234.0	237.0	1.013
72.0	72.0	1.000	36.0	37.0	1.028
118.0	117.0	0.992	72.0	72.0	1.000
117.0	118.0	1.009	117.0	119.0	1.017
117.0	119.0	1.017	120.0	118.0	0.983
124.0	123.0	0.992	120.0	120.0	1.000
40.0	40.0	1.000	126.0	126.0	1.000
246.0	244.0	0.992			
편심계수		0.996	변동계수		1.242%

표 C.6 돌산대교 케이블 자중자료(총 34 개, VSL 코리아, 단위:kgf/km)

설계중량	실측중량	실측/설계	설계중량	실측중량	실측/설계
1300	1300.3	1.0002	1300	1310.4	1.0080
1300	1301.0	1.0018	1300	1303.2	1.0025
1300	1306.0	1.0046	1300	1300.4	1.0003
1300	1310.6	1.0082	1300	1304.6	1.0035
1300	1308.4	1.0065	1300	1304.6	1.0035
1300	1306.4	1.0049	1300	1304.5	1.0035
1300	1306.3	1.0048	1300	1304.6	1.0035
1300	1306.6	1.0051	1300	1312.1	1.0093
1300	1309.8	1.0075	1300	1307.3	1.0056
1300	1309.9	1.0076	1300	1312.0	1.0092
1300	1306.5	1.0050	1300	1309.0	1.0069
1300	1307.0	1.0054	1300	1313.3	1.0102
1300	1305.2	1.0040	1300	1308.8	1.0068
1300	1304.5	1.0035	1300	1307.0	1.0054
1300	1304.9	1.0038	1300	1302.2	1.0017
1300	1316.0	1.0123	1300	1310.2	1.0078
1300	1305.4	1.0042	1300	1312.5	1.0096
편심계수		1.0050	변동계수		0.288%

D. 케이블교량의 공사비 자료

표 D.1 적금대교, 울산대교, 이순신대교 공사비 자료(단위:억원)

	적금대교	울산대교	이순신대교
교량개요	850m 단경간, B=16.5m 타정식 현수교	1,150m 단경간, B=23.48m 타정식 현수교	357.5+1,545+357.5 =2,260m, B=27.0m 3 경간 타정식 현수교
설계기준년도	2003 년 7 월	2004 년 1 월	2006 년 9 월
가격부분검토	실단가 반영	건설공사비지수 반영	실단가 반영
기초공	145	165	679
주탑공/하부공	125	247	486
케이블공	392	773	1,175
상부공	418	665	1,416
앵커리지공	158	244	457
총방공/부대공	63	24	235
직접공사비	1,300	2,119	4,447
총공사비	1,885	3,072	6,449
m ² 당 공사비	13.4 백만원	11.4 백만원	10.6 백만원

표 D.2 Prototype 현수교 전체 공사비 자료(단위:억원)

주케이블 공법	케이블 AS 공법 적용
주탑/하부공	5,935
케이블공	3,023
상부공	2,206
앵커리지공	529
충돌방지공/부대공/접속교	1,417
Total	13,110

표 D.3 Prototype 현수교 케이블 공사비 자료(단위:억원)

분류	가격
가설비공	277
탐정새들설치	57
스프레이새들설치	42
STRANDSHOE	43
AIRSPINNING 주케이블 자재비	1,040
AIRSPINNING 주케이블 설치비	52
CABLECOMPACTION	25
CABLE BAND 설치	117
HANGERROPE 설치공	89
케이블 설치공 CABLEWRAPPING 공	161
HANDROPE 설치공	14
CABLE 도장	0.03
CABLE 방수	4
CABLECOVER	4
TOWERCRANE	9
Special EuiPMENT	546
소계	2,746
케이블공 합계	3,023

E. 해외 설계기준 및 특별시방서의 하중계수

미국의 AASHTO LRFD Bridge Specification 에서는 영구하중에 대해 표 E.1 과 같은 하중계수를 적용하였다.

표 E.1 AASHTO LRFD Bridge Specification 의 영구하중계수

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag	Load Factor	
	Max	Min
DC:Component and Attechments	1.25	0.90
DC:Strength IV only	1.50	0.90
DD:Downdrag Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
DD:Downdrag Piles, λ Method	1.05	0.30
DD:Downdrag Drilled shafts, O'Neill and Reese(1999) Method	1.25	0.35
DW : Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65
EH:Horizontal Earth Pressure		
● Active	1.50	0.90
● At-Rest	1.35	0.90
● AEP for anchored walls	1.35	N.A
EL:Locked-in Erection Stresses	1.00	1.00
EV:Vertical Earth Pressure		
● Overall Stability	1.00	N/A
● Retaining Walls and Abutments	1.35	1.00
● Rigid Buried Structure	1.30	0.90
● Rigid Frames	1.35	0.90
● Flexible Buried Structure other than Metal Box Culverts	1.95	0.90
● Flexible Metal Box Culverts	1.50	0.90
ES:Earth Surcharge	1.50	0.75

Eurocode 에서는 영구하중에 대해 표 E.2 와 같이 제시하였다.

표 E.2 Eurocode 의 영구하중 하중계수

Persistent and transient design situation	Permanent action	
	Unfavourable	Favourable
(Eq. 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$
(Eq. 6.10a)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$
(Eq. 6.10b)	$\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$

표 E.2 의 (Eq. 6.10)과 (Eq. 6.10a), (Eq. 6.10b)는 각각 한계상태를 나타내는 식으로써 AASHTO LRFD 의 Strength IV 의 1 차 고정하중계수인 1.5 에 해당하는 것이 (Eq. 6.10)의 $\gamma_{Gj,sup} = 1.35$ 이고 나머지 한계상태의 1 차 고정하중계수인 1.25 에 해당하는 것이 (Eq. 6.10b)의 $\xi \gamma_{Gj,sup} = 0.85 \times 1.35 = 1.15$ 이다. 식(E.1)과 식(E.2)는 각각 설계 기준상의 (Eq. 6.10)와 (Eq. 6.10b)에 해당한다.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (E.1)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (E.2)$$

Yemen-Djibouti 교의 특별시방서는 Eurocode 를 바탕으로 작성되었다.

표 E.3 Yemen-Djibouti 교 특별시방서의 영구하중계수

Ultimate Limit State	0_{g-p}	1_{ra-p}	2_{ro-p}	3_{br-p}	4_{wi-p}	5_{te-p}	6_{wa-p}
Permanent Load:							
Self weight	1.37	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17
Supplementary dead load	1.37	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17
Pre-stressing	1.37	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Hydrostatic pressure	1.37	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17

표 E.3 에서 하중계수는 1.37 과 1.17 로 되어있으나 이는 중요도계수 1.1 이 곱해진 결과이며 실제로는 Eurocode 의 1.35, 1.15 에서 1 차 고정하중의 변동성이 작다는 것을 근거로 하여 하중계수는 1.25 와 1.06 으로 저감시켜 적용하였다.

Stonecutter 교 특별시방서는 표 E.4 와 같은 고정하중계수를 제시하였다.

표 E.4 Stonecutter 교 특별시방서의 고정하중계수

Load	Load Combination factors						
	1	2	3	4	5	6	7
	Primary Live Load	+Wind& Erection	+Temp.& Erection	Secondary Live Load	Bearing Friction	Earthquake	Ship Impact
Steel	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Concrete	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

ABSTRACT

This thesis suggests a way to calculate load factor of direct dead load less than the dead load factor of ordinary bridges for reasonable bridge design. For safety of cable bridge, this reduced load factor should guarantees same reliability level provided by design based on existing bridge design code.

In case of cable bridge, portion of factory made member is relatively large and construction process is controlled strictly. Therefore, it is valid to say that dead load of cable bridge has less variability than that of ordinary bridge and load factor of direct dead load which provide same reliability index with bridges designed to meet existing design code can be evaluated using approximate equation of AASHTO LRFD design code.

Since it is hard to say that the result reflect properties of cable bridge well, reliability analysis considering nonlinearity of cable bridge is necessary for more accurate load factor evaluation of direct dead load. Thus, load factor for direct dead load which guarantees same reliability level when a bridge is designed to coincide existing design code using result of nonlinear reliability analysis of cable bridge.

In addition, reliability index of cable bridge can be differ due to various reason. Therefore, reduction amount of load factor is calculated for various reliability index range and reduction effect is compared with other results

keywords

Long-span cable bridge, Limit state design, Non-linear reliability analysis, Direct dead load, Load factor

Student Number: 2011-20998

감사의 글

먼저 저로 하여금 수 많은 길 중에서 학문의 길을 걷도록 이끌어주시고 많은 가르침을 주신 이해성 교수님께 감사 드립니다. 진로를 정하지 못하고 방황하던 학부 3학년 때, 교수님을 수업을 듣고 감명받아 지금과 같은 연구자로서의 길을 택할 수 있었던 것에 대해 항상 감사하게 생각하고 있습니다.

또한, 연구실에 들어와서 석사논문을 쓰기까지 많은 도움을 준 연구실 구성원들에게도 감사의 인사를 전하고 싶습니다. 우선, 등산, 바둑 등 이전에는 별로 관심을 갖지 않았던 다양한 체험을 할 수 있는 계기를 마련해 주신 승근이 형과 볼 때마다 진행하고 있는 연구에 대해 물어보고 조언을 아끼지 않으셨던 윤화 형과 길제 형, 난처한 일이 생길 때마다 많은 조언을 해주셨던 근원이형, 학문적으로는 물론 대인 관계에 있어서도 많이 부족했던 저를 이끌어주신 종서 형과 승한이 형, 등산 갔을 때 체력이 달리는 후배 때문에 무거운 가방을 들고 고생하셨던 광연이 형, 함께 스쿼시를 치면서 많은 시간을 함께 했던 회동이 형과 진호 형, 같이 대학원에 들어와 동고동락했던 동기 지현 누나와 진욱이, 한 학기 늦게 들어와서 이제 마지막 학기를 앞둔 예술이, 많이 도와주지 못해서 미안한 세혁이와 유진이, 그리고 이제 대학원생의로서의 삶을 시작하게 될 진호 형과 종현이 형, 승현이까지 모두의 도움이 있었기에 이 졸업 논문이 탄생 할 수 있었던 것

같습니다.

마지막으로 저를 낳아주시고 제가 여기까지 올 수 있도록 끊임없이 뒷바라지 해주신 부모님과 많이 다뤘지만 그래도 오빠라고 많이 챙겨주던 여동생에게 이 논문의 영광을 돌립니다.