



저작자표시 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.
- 이차적 저작물을 작성할 수 있습니다.
- 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

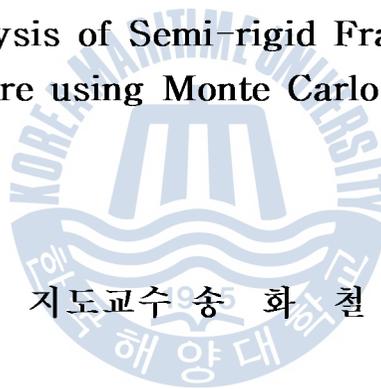
이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#) 

공학석사 학위논문

몬테카를로 기법을 이용한
플로팅구조물의 반강접 접합부
신뢰성해석

Reliability Analysis of Semi-rigid Frames on Floating
Structure using Monte Carlo Method



지도교수 송 화 철

2012년 2월

한국해양대학교 대학원

해양건축공학과

한 민 배

本 論 文 을 辛 英 武 의 工 學 碩 士 學 位 論 文 으 로
認 准 함.

위 원 장 박 수 용 인

위 원 송 화 철 인

위 원 박 동 천 인



2012年 2月

한국해양대학교 대학원

목 차

목 차	i
표목차	iii
그림목차	iv
ABSTRACT	vi
1. 서 론	1
1.1 연구의 배경 및 목적	1
1.2 연구동향	3
1.3 연구범위 및 방법	6
2. 한계상태를 고려한 구조신뢰성 이론	8
2.1 구조물의 신뢰도	8
2.2 구조신뢰성 해석 방법	10
2.3 몬테카를로 기법	17
3. 반강접 접합부 분류 및 해석 모델	19
3.1 반강접 접합부 개요	19
3.2 반강접 접합부의 분류	21
3.3 반강접 접합부의 모멘트-회전각 해석 모델	23
3.4 반강접 접합부를 가진 철골골조의 비선형 해석	30

4. 플로팅구조물 상부시설의 구조해석	33
4.1 상부시설의 계획 및 해석	33
4.2 파랑하중 산정	35
4.3 사용성한계상태	38
5. 파랑하중을 고려한 반강접 접합부의 신뢰성해석	40
5.1 적용 예제 구조물 및 반강접 접합부	40
5.2 하중산정	43
5.3 확률론적 방법에 의한 해석	45
6. 결 론	54
참고 문헌	56



표 목 차

표 2.1 Reliability analysis method	10
표 2.2 신뢰성지수와 파괴확률의 관계	16
표 3.1 형상계수(n)에 관한 실험식	19
표 3.2 신뢰성지수와 파괴확률의 관계	16
표 2.3 Eurocode의 한계상태별 신뢰성지수와 파괴확률 기준	18
표 3.1 형상계수(n)에 관한 실험식	29
표 3.2 2층 1경간 골조 부재특성	30
표 3.3 2층 1경간 골조의 수평변위 결과	32
표 4.1 건물의 변형 제한치	38
표 5.1 부재특성	41
표 5.2 TSD접합부 부재 치수	42
표 5.3 TSD접합부 변수	42
표 5.4 정적하중의 크기	43
표 5.5 진폭에 따른 상하변위량	44
표 5.6 TSD접합부의 확률변수	45
표 5.7 몬테카를로 시뮬레이션 횟수에 의한 최대 수평변위 비교	46
표 5.8 진폭별 최대 수평변위 비교	46
표 5.9 진폭별 신뢰성 해석	48
표 5.10 신뢰구간별 최대 수평 변위 범위	50
표 5.11 신뢰구간별 신뢰성해석 결과	51
표 5.12 모멘트 극한강도에 대한 확률변수	52
표 5.13 변동계수별 신뢰성해석 결과	53

그림 목 차

그림 1.1 일본의 Mega-Flot phase II structure off Yokosuka	5
그림 1.2 초대형 부유식 해상구조물 시설계, 한국해양연구원	5
그림 2.1 확률변수의 평균값과 분산특성 변화에 따른 파괴확률	9
그림 2.2 Probabilistic Concept of Reliability Index	13
그림 3.1 보-기둥 접합부의 정의	19
그림 3.2 반강접 접합부의 모멘트-회전각 곡선	20
그림 3.3 LRFD 기준에 의한 접합부 분류	21
그림 3.4 Eurocode 3에 의한 분류	22
그림 3.5 Three-Parameter Power Model	24
그림 3.6 상부 Γ 형강 접합	25
그림 3.7 보-기둥 접합부의 변형 형상과 극한상태의 접합부 하중	25
그림 3.8 극한상태에서의 웨브 앵글 형상	27
그림 3.9 하부 Γ 형강 접합	27
그림 3.10 집중하중이 작용하는 2층 1경간 골조	30
그림 3.11 한쪽으로 돌출된 엔드플레이트 접합부	31
그림 3.12 절점5에서의 하중계수-변위 그래프	32
그림 4.1 하부구조물의 변형과 상부구조물의 거동	33
그림 4.2 상부시설물의 구조설계방법	34
그림 4.3부채변형의 파장(메가플로트 설계용)	35
그림 4.4 수직변위의 진폭(메가플로트 설계용)	36
그림 4.5 변형모드(파향 0°)	36
그림 4.6 변형모드(파향 90°)	37
그림 5.1 파랑하중을 고려한 반강접 접합부 예제구조물	40
그림 5.2 예제구조물 반강접 위치	41

그림 5.3 TSD접합부 모멘트-회전각 곡선	42
그림 5.4 진폭별 파랑하중에 대한 가상변형모드	43
그림 5.5 강제변위 입력방법	44
그림 5.6 시뮬레이션 100회에 대한 수평변위 히스토그램(진폭5cm)	47
그림 5.7 시뮬레이션 500회에 대한 수평변위 히스토그램(진폭5cm)	47
그림 5.8 신뢰수준에 따른 정규분포의 확률	50
그림 5.9 신뢰구간별 신뢰성지수와 파괴확률	51
그림 5.10 변동계수별 신뢰성지수와 파괴확률	53



ABSTRACT

Reliability Analysis of Semi-rigid Frames on Floating Structure using Monte Carlo Method

Han, Min-bae

Dept. of Oceanic Architectural Engineering
Graduate School, Korea Maritime University

In general, the semi-rigid connections are preferred for low rise structure. If semi-rigid connections are used for floating structure, the number of rigid connections can be reduced and more economical construction will be possible.

In case of semi-rigid connection, it takes place mostly through specific experiment in order to assume actual structure's moment-rotation. Thus, it is necessary to assume the structure's behavior by applying the uncertainty of the variables related to the moment-rotation relationship to the reliability theory based on the probability theory. Accordingly, this study executed probability analysis that applied the Monte carlo method when it comes to the semi-rigid connection probability variable that is applied to the floating structure's beam-column connection. Moreover, results of analysis carried out based on the existing deterministic method are compared and analyzed. Moreover, reliability is evaluated with the reliability index and probability of failure, indices for structure's safety through the reliability analysis that applied the serviceability limit state.

This study selected connection's ultimate moment capacity(M_u) and initial

connection's stiffness(R_{ki}) that significantly affect the moment-rotation angle's rotational stiffness as the probability parameter, and it carried out the probability analysis of the semi-rigid connection using Monte carlo method. Serviceability limit state was applied to calculate the reliability index and probability of failure in order to conduct reliability evaluation.

The conclusions from this study are as follows.

1. To obtain moment-rotation's rotational stiffness, probability and statistical property were factored into the semi-rigid connection analysis. The lateral drift's reliability analysis method was suggested for the probability forecasting method and serviceability limit state using Monte carlo method. The lateral drift's serviceability limit state was evaluated with the reliability index and probability of failure, quantitative figures.

2. When analyzed based on the Monte carlo method, the result was very similar when compared to the value of t based on the deterministic method. Monte carlo method was proven accurate since the value of the results following the increase in the simulation frequency manifested margin of error that falls within 1%.

3. When the amplitude is 1cm, the lateral drift was satisfied in the deterministic method. However, reliability analysis showed that there is a probability of failure. Through these results, it can be considered more effective than the deterministic method that uses the representative value of the existing probability variable.

4. Maximum lateral drift range by each confidence interval was manifested so that the confidence levels would be 68%, 90% and 95%. Maximum value and minimum value by confidence interval were calculated, manifesting the range of lateral drift change that is not suggested by the actual deterministic method.

5. Analysis of the range by lateral drift confidence interval confirmed that the range of lateral drift broadened as the breadth of the range by confidence interval increased. Moreover, reliability index decreased as the confidence interval broadened while probability of failure increased.

6. Reliability index increased as the coefficient of variation increased through the results of the reliability analysis by each of the coefficient of variation for the ultimate moment capacity(M_u) while probability of failure decreased. In particular, change rate of reliability index increase was considerable when the coefficient of variation was between 10~15%.

1. 서 론

1.1 연구의 배경 및 목적

플로팅구조물은 부유식 함체 위에 건설되는 모든 건축물을 총칭하며(한국건설교통기술평가원, 2010), 각각의 용도에 맞는 시설 및 장비를 안전하게 수용할 수 있도록 공간을 제공하는 구조물로 물 위에 위치한 상부구조물과 물속에 잠겨서 상부구조물을 지지하는 하부구조물로 나뉘게 된다.

물속에 위치한 하부구조물은 육상구조물과 다르게 파랑하중의 영향으로 구조물에 변형을 일으키고 이러한 변형으로 인하여 상부구조물에 부가 모멘트를 발생시켜 구조물의 안전성에 영향을 끼친다(이은숙, 2002). 따라서 파랑하중에 의한 구조물의 안전성 및 경제성을 확보하기 위해 보-기둥 접합부에 반강접 접합부를 적용한 연구가 수행되었다.

구조물의 정확한 거동을 해석하는데 있어서 일반적으로 이용해 온 방법은 해석에 고려되는 변수들이 일정한 불변의 값을 갖고 있다는 가정에 입각한 확정론적 방법이다. 엄밀히 말하면 확정론적 방법에 이용되는 변수들은 고정된 어떤 값을 갖는다고보다는 평균적인 의미에서 구조물의 거동을 분석하기 위해 각 물성치들이 대표값을 갖는 경우에 대해 중점적으로 해석을 수행해 왔다고 보는 것이 타당하다. 그러나 구조물에 작용하는 하중이나 구조물의 물성치들은 고정된 어떤 값을 갖는다고보다는 평균값을 중심으로 분산 특성에 따라 분포되어 있다는 사실을 실험에 의한 계측되는 값의 통계특성을 통해 알 수 있다(양영순 외 2명, 1999). 또한 기존의 구조해석법은 확정론적 해석법으로 불확실성을 체계적으로 고려하지 않기 때문에 구조물의 실제 거동이나 안전성을 정량적으로 파악하기에는 한계가 있다. 따라서 본 논문은 불확실성을 확률통계 이론에 근거하여 체계적으로 고려할 수 있는 신뢰성 해석법(Reliability Analysis Method)을 이용하여 구조해석을 하고자 한다.

반강접 접합부의 경우 실제 구조물의 모멘트-회전거동을 파악하기 위해 주로 특정실험을 통해 이뤄지므로 모멘트-회전관계에 관련된 변수가 가지고 있는 불확실성을 확률이론에 입각한 신뢰성 이론에 적용하여 구조물의 거동을 파악하는 것이 필요하다.

신뢰성해석은 한계상태방정식(Limit State Equation)에 의해 신뢰성지수(Reliability Index)와 구조물의 파괴 가능성을 정량적으로 표현할 수 있는 파괴 확률(Probability of Failure)로 나타낼 수 있다. 구조물에 적용되는 한계상태는 최대하중에 대해 안전성을 확보하는 강도한계상태와 구조성능에 따른 변위의 제한인 사용성 한계상태가 있다. 특히 반강접 접합부를 사용한 경우에는 수평 변위가 더욱 커지므로 사용성의 문제를 야기한다.

따라서 본 논문에서는 플로팅구조물의 보-기둥 접합부에 적용된 반강접 접합부 확률변수에 대해 몬테카를로 기법을 적용한 확률론적 해석을 수행하며, 기존의 결정론적 방법에 의한 해석 결과를 비교·분석한다. 또한 사용성 한계상태를 적용한 신뢰성 해석을 통해 구조물의 안전성의 지표인 신뢰성지수와 파괴 확률로 신뢰성을 평가하고자 한다.

1.2 연구동향

제1차 세계 대전 직후 비행기 산업에서 엔진의 성능비교에 정상적으로 적용되기 시작한 신뢰성 개념은 1942년 Pugsley 및 1947년 Freudenthal(1945) 등에 의해 구조공학 분야에 도입되었으며, 1960년대부터는 본격적으로 구조물의 안전도 평가에 신뢰성 이론이 적용되기 시작하였다. 1969년에는 Cornell에 의해 파괴함수의 평균과 표준편차의 비로 정의되는 신뢰성지수에 의해 평균 1계 2차 모멘트법(Mean Value First Order Second Moment Method)을 제시하였으며, 파괴함수를 선형 근사함으로써 발생하는 불변성(Invariant Problem)의 문제를 해결하기 위해 1974년 Hasofer and Lind는 안정성의 척도가 되는 신뢰성지수를 원점에서 파괴함수까지 최단거리로 정의하여 개선된 1계 2차 모멘트법(AFOSM : Advanced First Order Second Moment Method)을 제안하였다. 1969년에는 Cornell에 의하여 현대적이며 실용적 방법인 신뢰성 지수를 안정성 기준으로 하는 2차 모멘트법을 발표하였다.

몬테카를로 기법의 실제 사용은 세계 2차 대전 때 원자폭탄의 직접적인 사용을 막기 위해 사용되어졌으며 그 이후로 각 분야에 몬테카를로 기법을 이용한 실험이 시작하였다(양영순 외 2명, 1999). 실제 난수생성방법의 지대한 공헌은 최초의 전자기식 계산기인 ENIAC의 완성에 의해서 이루어졌다. 몬테카를로 기법의 초기에는 해석에 필요한 엄청난 자료를 효율적으로 처리할 수 있는 수단이 부족하여 주로 이론적인 입장에서 연구가 수행 되었으나, 컴퓨터의 급속한 발전에 힘입어 현재는 거의 모든 학문영역에서 가장 강력한 해석수단으로 인식되고 있다(정용수, 2002).

접합부의 회전강성을 고려한 구조물의 거동에 관한 초기연구는 1642년 Jonston과 Mount(Johnston et al., 1953)에 의해 시작되었으며, 1975년 Frye와 Morris(Frye and Morris, 1975)는 7가지의 접합부의 모멘트-회전각에 대한 모형식을 제안하였고 1980년 Richard와 1984년 Morris 등은 Power Model을 사

용하여 모멘트-회전각을 예측할 수 있는 모형식을 제시하였다. 1985년 Lui와 Chen은 지수모형을 공식화하여 철골구조물의 컴퓨터 해석 방법을 제시하였다. 또한 Kishi와 Chen은 Exponential Function으로 접합부 거동을 나타내었으며, 반강접 접합부 실험 데이터를 수집하여 데이터베이스를 구축하였다. 1990년에는 접합부의 초기탄성강성, 접합부의 극한 모멘트, 곡선형태 변수로 구성되는 멱함수 형태의 예측식을 제안하였다.

플로팅구조물에 관한 연구는 1990년부터 일본에서 부체식 해양구조물의 경제성 및 안전성 확보 기술에 대한 연구를 수행하였고 1995년부터는 Mega-Float Project 연구조합이 결성되어 부체식 공항 건설을 위한 기술 개발 사업을 진행하였다(그림1.1). 미국 ONR(Office of naval Research)에서는 1997년부터 미해군의 이동형 해군기지(MOB)의 설계개발을 위한 기술검토 사업에 본격적으로 착수하였다. MOB는 최대 길이 2km 규모의 이동형 부유식구조물로 여러 개의 모듈이 유사시 작전 해역에서 모듈을 접합하는 개념으로 되어있다. 일본의 Mega-Float와는 달리 대양에서의 작전을 목표로 하고 있으므로 반잠수식 구조물의 형태를 기본으로 하고 있다(Remmers et al., 1999).

국내의 경우 하부구조물에 대한 연구는 일부 진행되어 왔지만 상부시설물의 설계기법에 대한 연구는 미비한 실정이다. 2000년부터 해양수산부 주관으로 초대형 부유식 해상구조물(VLFS) 기술개발에 관한 연구를 통해 km급 초대형 부유식 해상구조물 설계기술 연구를 진행하였으며(그림1.2), 플로팅구조물의 상부구조체에 대한 거주성 평가 등 많은 연구가 수행되었다. 또한 2010년부터 국토해양부 주관 수해양 문화공간을 위한 정주형 플로팅건축 설계기술 연구 등을 통해 플로팅구조물에 관한 연구가 현재도 활발히 진행 중에 있다.



그림 1.1 일본의 Mega-Flot phase II structure off Yokosuka



그림 1.2 초대형 부유식 해상구조물 시설계, 한국해양연구원

1.3 연구범위 및 방법

본 논문은 확률·통계적인 관점의 구조신뢰성이론을 바탕으로 파랑하중을 고려한 플로팅구조물의 반강접 접합부 해석에 대한 신뢰성해석을 수행하여 사용성에 대한 신뢰성평가를 하고자 한다. 이를 위해 반강접 접합부 해석에 많이 적용되고 있는 Three-Parameter Model 식의 3가지 변수 중 2가지 변수인 접합부의 모멘트 극한강도(M_u), 초기 접합부의 강성(R_{ki})에 대한 확률·통계적인 특성을 고려한 확률론적 결과와 결정론적 방법에 의한 결과값을 비교하여 정확성을 검증함과 동시에 사용성 한계상태 방정식을 기준으로 확률변수의 변동성에 따른 구조물의 사용성에 대한 신뢰성 해석을 평가한다.

2장에서는 구조신뢰성이론과 몬테카를로 기법에 대해 언급한다.

3장에서는 반강접 접합부에 대한 설명과 Three-Parameter Model 제안식에 영향을 미치는 확률변수들에 대해 소개하였다. 또한 King(1993) 등에 의해 해석이 수행된 바 있는 예제구조물을 통해 반강접 접합부를 가진 철골골조의 비선형 해석을 검증 하였다.

4장에서는 플로팅구조물 상부시설의 구조해석으로 플로팅구조물 상부시설의 계획, 강제처짐 방법에 의한 파랑하중 산정을 소개하며, 사용성 한계상태 방정식과 예제 구조물에 적용 가능한 허용수평변위를 서술하였다.

5장에서는 Kishi and Chen(1996)이 제안한 프레임 모델에 반강접 접합부인 TSD접합부를 적용하여 파랑하중을 고려한 상부구조물의 반강접 접합부 해석을 수행하였다. 또한 결정론적 방법에 의한 결과값과 확률론적 방법에 의한 결과값을 비교·분석하여 정확성을 검증하였으며, 구조물의 사용성에 적합한 파랑하중을 산정하기 위해 진폭별 신뢰성 해석을 하였다. 또한 산정된 파랑하중에 대한 신뢰구간별 신뢰성 평가를 수행하여 구조물의 사용성에 따른 안전성을 신뢰성지수와 파괴확률로 나타내었으며, 접합부의 모멘트 극한강도의 변동계수 변화에 따른 구조물의 신뢰성에 어떻게 영향을 미치는 지를 나타내었다.

6장에서는 본 연구를 통해 얻은 결론을 서술하였다.

구조해석은 ABAQUS/Standard 6.2를 이용하여 접합부 강성을 비선형의 형태로 입력한 실제 거동과 가장 유사한 방법인 2차 탄성 및 소성해석을 하였으며, 구조물의 사용성에 대한 기준은 일본의 간사히공항에 적용된 기준을 참고하였다. 소성해석에 따른 허용수평변위는 일본의 내진설계 기준을 참고하였다.



2. 한계상태를 고려한 구조신뢰성 이론

2.1 구조물의 신뢰도

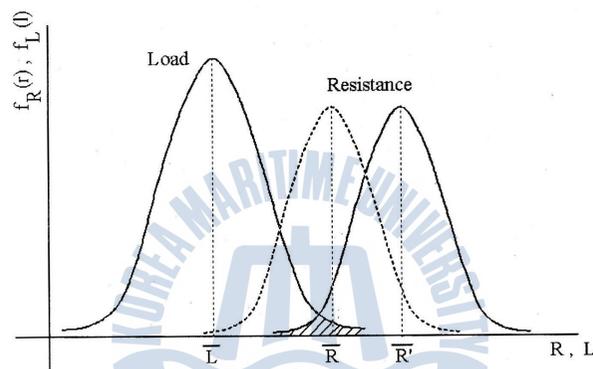
구조신뢰성해석은 확률·통계이론을 바탕으로 구조해석에 사용되는 요소들을 확률변수로 정의하고, 구조물의 안전성에 대한 정략적인 지표를 계산하고 불확실한 요소들을 체계적으로 고려하여 합리적인 구조물의 안전성을 평가하는 구조해석방법이다. 여기서 구조물의 안전성에 대한 정략적인 지표를 신뢰성지수라 하며, 기하학적 의미로는 함수의 평균값이 원점에서 얼마만큼 떨어져 있는가를 표준편차의 단위로 표시해주는 인자이다. 값이 클수록 구조물은 안전함을 뜻한다. 일반적으로 구조물의 안전은 확률·통계적 관점에서 자료들의 평균(mean)과 평균값을 중심으로 흩어져 있는 정도를 나타내는 분산(variance) 또는 표준편차(standard deviation), 변동계수(coefficient variation) 등으로 접근할 수 있다.

한계상태 설계법에서는 이러한 평균값과 분산 등에 기초한 선형 2차 모멘트법에 근거한 확률·통계적인 접근방법을 사용해서 구조물에 작용하는 하중과 저항능력을 결정하며, 구조물의 신뢰성 해석에도 이용하게 된다. 이러한 구조물 신뢰성해석에 있어 구조물의 안전과 파괴를 판단할 수 있는 설계기준(design criterion) Z 는 식2.1과 같이 구조물에 가해지는 하중요소(load factor) L 과 이에 저항하는 구조물의 저항요소(resistance factor) R 과 상관관계를 가지고 있다.

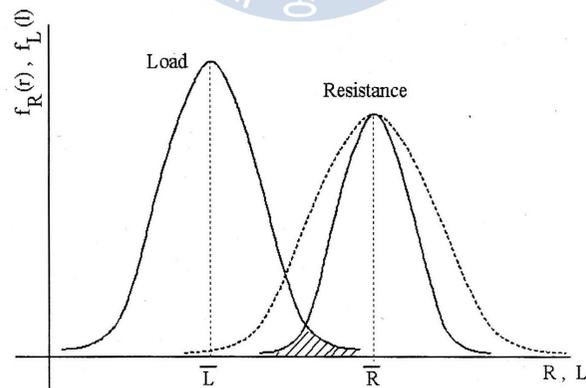
$$Z = g(x) = R - L \quad (2.1)$$

일반적인 결정론적 방법에서는 R 과 L 의 평균값 \bar{R} 과 \bar{L} 보다 항상 큰 상태로 유지되도록 하여 파괴에 대한 안전여유를 두어 왔다. 그러나 확률론적 방법에서는 평균값의 분산특성을 고려하여 그림2.1의 (a)와 같이 평균값 \bar{R} 을 \bar{R}' 으로

증가시키면 파괴확률과 관계가 있는 R 과 L 의 밀도함수가 겹쳐지는 부분의 면적이 감소하게 되어 파괴확률이 줄어들게 된다. 또한, (b)와 같이 R 과 L 의 평균값이 동일한 안전계수를 가져 일정하게 유지되더라도 분산특성이 변화함에 따라 파괴확률도 변화할 수 있다(양영순 외 2명, 1999). 따라서 구조물의 신뢰도를 합리적으로 평가하기 위해서는 단순히 대표값을 사용한 결정론적 방법보다 설계변수들의 통계적인 분산특성까지도 고려한 파괴확률의 개념을 이용하는 것이 더 효과적이다.



(a)



(b)

그림 2.1 확률변수의 평균값과 분산특성 변화에 따른 파괴확률

2.2 구조신뢰성 해석 방법

구조신뢰성공학에서 구조물의 안전성을 확률론적으로 평가하는 방법에는 여러 가지가 있다. 일반적으로 구조물의 신뢰성 수준을 결정하고 파괴확률을 추정할 수 있도록 이론의 개발 순서에 따라 크게 Level I, Level II, Level III의 3종류로 분류할 수 있으며 각각의 내용은 표2.1과 같이 요약할 수 있다. 본 장에서는 하중 및 저항의 확률변수 등의 통계적 자료를 이용한 신뢰성 해석 방법을 각각의 단계별로 기술하였다.

표 2.1 Reliability analysis method(양영순 외 2명, 1999)

Level	Method
I	<ul style="list-style-type: none"> • 각각의 최종적으로 구조물이 확보해야 할 안전도를 목표 신뢰성지수의 함수형태로 표현 • 각 저항성분과 하중성분의 안전성을 확보하기 위해 각 확률 변수에 부분안전계수(partial safety factor)를 적용하여 설계 단계에서 이용 가능하도록 개발됨
II	<ul style="list-style-type: none"> • 모든 확률변수의 확률분포가 평균과 분산, 그리고 표준편차만을 이용하여 파괴확률에 대한 상대적인 지표인 신뢰성지수 (reliability index)를 근사적으로 산정하는 방법 • 한계상태함수를 평균값에서 선형근사화하는 방법으로 모멘트법 (moment method)라고도 함(AFOSM, FORM, SORM 등)
III	<ul style="list-style-type: none"> • 랜덤변수들의 결합 확률밀도함수에 대한 다차원 적분식을 근사화하지 않고 파괴구간에서 직접 적분하여 파괴확률을 산정하는 기법으로 상대적으로 정확하게 산정하는 방법 • 많은 횟수의 임의로 발생시킨 랜덤변수들의 값들을 이용한 한계상태함수의 평가 결과에 기초하여 파괴여부를 판정하여 누적하는 simulation기법을 이용(Monte Carlo Simulation 등)

2.2.1 Level I 방법

실제 현장에서 설계자나 기술자가 확률론적인 안전성 평가를 적용하기에는 적지 않은 부담이다. 이러한 점에서 Level 방법은 좀 더 합리적으로 안전성을 평가하고 이를 설계단계에서 고려하고자하는 노력의 결과로 시방서에 도입된 설계방법이다. Level I 은 하중·저항계수 설계법(LRFD : Load and Resistance Factor Design)이라고도 부르며, 신뢰성해석에 의한 확률론적 안전성 평가라는 기본 틀을 유지하면서 기존의 확정론적 접근법에 기초하여 마련된 설계시방서에서와 유사한 형태의 설계지침을 제공한다(양용순 외 2명, 1999). 즉 실제의 하중에 하중계수를 곱하고, 실제의 저항에 저항계수를 곱하여 최종적으로 구조물이 확보해야 할 안전성을 보장하기 위해 각 확률변수에 대해 부분안전계수(partial safety factor)를 적용함으로써 설계단계에서 이용할 수 있도록 개발된 방법이다. 식2.2와 같이 표현할 수 있으며, 이는 구조부재의 감소된 저항능력이 외부의 극한하중에 의한 효과보다 작지 않도록 설계한다는 뜻으로서 각 Φ 와 γ_i 는 확률이론에 근거하여 유도되어야 한다.

$$\Phi R_n > \sum_{i=1}^n \gamma_i Q_i \quad (2.2)$$

여기서

Φ : 저항계수 또는 강도감소계수(resistance reduction factor)

R_n : 공칭저항(nominal resistance)

γ_i : i번째 하중의 하중증가계수, Q_i : i번째 하중

γ 는 부분안전계수라고 통칭하며 일반적으로 하중증가계수 γ_i 는 주요한 파괴양식과 하중성분에 따라 국제적인 기준이 합의되어 규정으로 제정되며, 저항감소계수 Φ 는 구조물의 재료나 제작상의 완성도, 안전에 대한 사회적인 인식수준 등을 반영하여 결정될 수 있다.

2.2.2 Level II 방법

Level II 방법은 기본적으로 모든 확률변수의 확률분포가 평균과 분산, 또는 표준편차에 의해 모든 통계적인 특성이 결정되는 정규분포라는 가정을 전제로 하며, 파괴확률의 간접적인 지표인 신뢰도지수를 계산하는 방법이다. Level II 방법은 모멘트법(moment method)이라고도 하며, 모든 확률변수의 확률분포가 모든 통계적인 특성이 결정되는 정규분포라는 것을 가정으로 전제한다.

Level II 방법에서 신뢰성지수는 정규변량화한 공간에서 평균으로부터 파괴면까지의 최단거리로 정의되는데, 여기서 모든 랜덤변량은 정규분포(normal distribution)이며 상관성이 없는(uncorrelated) 경우로 가정한다.

정규분포 확률변수 X_i 의 선형 합으로 정의되는 한계상태방정식 $g(x)$ 는 식2.3과 같이 표현할 수 있다.

$$g(x) = a_0 + a_1X_1 + a_2X_2 + \cdots + a_nX_n \quad (2.3)$$

여기서 한계상태식 $g(x)$ 는 정규분포를 갖는 변수가 되기 때문에 X_i 들 사이에 상관관계가 없다면 함수 $g(x)$ 의 평균 μ_g 와 표준편차 σ_g 는 각각 식2.4와 식2.5로 표현할 수 있다. 이 때의 파괴확률 즉, $g(x)$ 가 0보다 작은 확률은 표준 정규 확률분포함수 Φ 를 사용하여 식2.6과 같이 나타낼 수 있다.

$$\mu_g = a_0 + a_1\mu_1 + a_2\mu_2 + \cdots + a_n\mu_n \quad (2.4)$$

$$\sigma_g^2 = a_1^2\sigma_1^2 + a_2^2\sigma_2^2 + \cdots + a_n^2\sigma_n^2 \quad (2.5)$$

$$P_f = P(g \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_g}{\sigma_g}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_g}{\sigma_g}\right) = \Phi(-\beta) \quad (2.6)$$

여기서 신뢰성지수는 한계상태식의 표준편차에 대한 평균의 비로 식2.7과 같이 정의할 수 있으며, 파괴확률 P_f 와는 다음의 식2.8과 같은 관계가 있다.

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} \quad (2.7)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (2.8)$$

이러한 관계는 그림2.2의 표준 정규 확률밀도함수 상에서의 신뢰성지수와 파괴확률 P_f 와의 관계를 잘 보여준다. 이와 같이 정의된 신뢰성지수는 그림2.2에서와 같이 확률론적으로 0으로부터 확률변수의 평균 μ_g 까지의 거리를 표준편차 σ_g 의 비로 나타낼 수 있으며, 이러한 신뢰성지수가 커질수록 파괴확률은 감소하므로, 신뢰성지수가 큰 값을 가질수록 구조물의 안전성은 증가한다고 볼 수 있다.

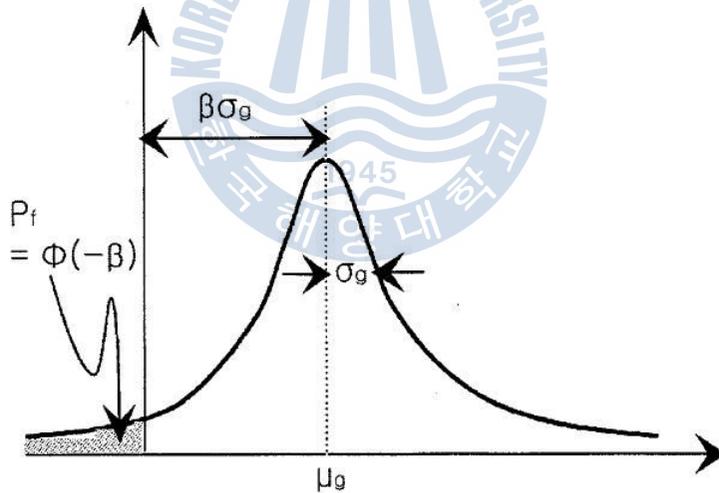


그림 2.2 Probabilistic Concept of Reliability Index

2.2.3 Level III 방법

Level III은 구조물의 파괴에 관계된 모든 확률변수들의 평균과 분산 및 결합 확률밀도함수를 이용하여 한계상태식이 0보다 작은 확률, 즉 파괴확률을 상대적으로 정확하게 산정하는 방법이다. 또한 구조물의 확률론적 안전성 평가를 위해 파괴확률을 직접 계산 할 수 있는 가장 기본적인 방법으로, 특별한 경우를 제외하고는 해석적인 방법만으로 파괴확률을 산정하기가 어려운 경우가 대부분이므로 충분한 횟수의 가상실험을 반복하여 파괴확률을 근사적으로 산정하는 이유로 추출법이라고도 한다(양영순 외 2명, 1999).

가장 기본적인 예로서 식2.1과 같은 한계상태식을 갖는 신뢰성 모델에 대하여 고려해 보면, 확률변수 벡터 x 의 파괴영역은 $g(x)$ 가 0보다 작은 확률변수의 영역이다.

여기서 R 은 확률밀도함수가 $F_R(r)$ 인 저항성분이고 L 은 확률분포함수가 $F_L(l)$ 인 하중성분이면, 파괴확률 P_f 는 확률밀도함수 $f_X(x)$ 에 의해 식2.9와 같이 정의된다.

$$P_f = \int_{Z < 0} \int_{R,L} f(r,l) dr dl \quad (2.9)$$

만일 위의 식에서 두 확률변수 R 과 L 이 각각 서로 독립인 정규분포 확률변수라면, 한계상태식에 의한 새로운 확률변수 Z 는 평균과 분산이 식2.10과 같고 이 때 파괴확률은 정규분포확률변수이므로 식2.11과 같이 표현할 수 있다.

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_L \quad , \quad \sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_L^2 \quad (2.10)$$

$$P_f = P[Z < 0] = F_Z(0) = \int_{-\infty}^0 \frac{1}{\sigma_Z \sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{1}{2} \left(\frac{z - \mu_z}{\sigma_z}\right)^2\right\} dz \quad (2.11)$$

여기서 모든 정규분포를 다음과 같은 식2.12의 변수변환을 이용해 표준정규 변수로 변환할 수 있다. 이 식을 이용하여 새로운 확률변수 U를 식2.13과 같이 정의하면 식2.1의 파괴확률은 식2.14와 같이 나타낼 수 있다.

$$u = \frac{x - \mu_X}{\sigma_X} \quad (2.12)$$

$$U = \frac{Z - \mu_Z}{\sigma_Z} \quad (2.13)$$

$$P_f = \int_{-\infty}^{-\beta} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{U^2}{2}\right) du = \Phi(-\beta) \quad (2.14)$$

$$\text{where } \beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{\mu_R - \mu_L}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_L^2}}$$

이 때 파괴확률 P_f 와 표준정규 확률밀도함수인 Φ 사이의 위와 같은 관계가 성립하도록 하는 β 를 신뢰성지수(reliability index)라고 한다. 이상에서와 같이 한계상태식을 구성하는 모든 확률변수의 결합 확률밀도함수가 주어지면 해석적인 적분을 이용하여 파괴확률을 계산할 수 있으며, 이와 같은 방법으로 주어진 파괴양식의 한계상태식에 대한 파괴확률을 해석적으로 산정하는 방법을 Level III 방법이라고 한다. 그러나 대부분의 경우 식2.9와 같이 적분형태로 정의되는 파괴확률을 해석적으로 계산하기 곤란하며, 또한 확률변수가 많은 경우 다중적분의 수행에 많은 어려움이 있다.

2.2.4 신뢰성지수와 파괴확률의 관계

확률변수란 해석에서 중요성을 갖거나 어떤 중요한 불확실성을 가진 설계 파라미터를 의미한다. 확률변수는 정확한 하나의 값을 갖는 대신에 확률밀도함수 또는 확률분포에 따라 어떤 범위의 변동값을 가정한다. 확률분포는 주어진 범위 안에 그 값이 존재할 가능성을 정량화 시킨다. 일반적으로 정규분포와 로그 정규분포가 사용되고 있다. 확률변수의 추정을 위해서는 평균값과 표준편차를 구해야하고 이러한 값은 데이터나 경험에 의한 추정치를 이용하여 구할 수 있으나 서로 종속적인 관계가 있다면 확률변수의 상관계수를 구해야 한다(신영무, 2009).

표 2.2 신뢰성지수와 파괴확률의 관계

기대수준	신뢰성지수 β	파괴확률 P_f
High	5	3×10^{-7}
Good	4	3×10^{-5}
Above average	3	10^{-3}
Below average	2.5	6×10^{-3}
Poor	2.0	0.023
Unsatisfactory	1.5	0.07
Hazardous	1.0	0.16

신뢰성지수는 상대적인 평가로서 구조물 성능의 평균값에 대한 질적인 판단 수단을 제공한다. 구조물의 신뢰성지수가 비교적 크다면 성능을 잘 발휘할 수 있을 것으로 기대되지만 신뢰성지수가 작다면 기능수행상의 불안정성을 가지고 있어 보수보강으로 문제를 해결하거나 미리 설계단계에 반영하여 사전에 예방할 수 있도록 해야 한다. 표2.2는 일반적으로 사용되고 있는 신뢰성지수의 기준으로 파괴확률과의 관계에 대해 나타내고 있다(한국해양연구원, 2005).

2.3 몬테카를로 기법

몬테카를로 기법은 확률변수들의 결합 확률밀도함수를 이용하여 각 확률변수의 분포특성이 반영된 난수(random number)를 발생시켜 시뮬레이션하는 방법으로 실험적으로 해석하는 방법이다. 이 방법은 공학분야에서 복잡한 해석공식에 의해서 처리하기가 어려운 문제를 푸는데 유용한 방법이다. 즉 4차원 이상의 복잡한 적분이나 Taylor급수 전개를 계산하거나 많은 수의 확률변수를 처리하는데 있어서 편리한 방법이다(Rubistein, R. Y., 1981).

몬테카를로 기법에서는 각 확률변수의 분포형태에 적합한 난수를 발생시키는 것이 가장 기본이 되며, 이를 위해서는 일단 0과 1사이에서 균일하게 분포하는 난수를 추출한 다음 이 난수를 적절히 변화하여 특정한 확률분포를 따르는 난수로 바꾸어 주는 방법을 주로 이용한다.

2.3.1 균일분포 난수의 발생

0에서 1사이에서 균일하게 분포하도록 발생된 난수는 통계적으로 독립이고 재생산이 용이해야 하며, 발생에 소요되는 시간이 짧고 발생에 필요한 기억용량이 적어야 유용하다. 이러한 성질을 만족하는 균일분포 난수의 발생을 위해서는 간단한 선형변환으로부터 계산된 값을 modulus m 으로 나눈 나머지를 반복하여 계산하는 멱잔차방법(Power Residue Method)을 이용할 수 있다(양영순 외 2명, 1999).

$$y_i = \int \left(\frac{ax_i + c}{m} \right) \quad (a \text{와 } c, m \text{은 음이 아닌 정수}) \quad (2.15)$$

여기서 y_i 를 계수 m 으로 나눈 값이 정수부분이며, 초기 시드(seed) 값인 x_{i+1} 을 구할 수 있다.

$$x_{i+1} = ax_i + c - my_i \quad (2.16)$$

위 식을 계수 m 으로 나누어 얻은 값이 0과 1사이에서 얻어지는 균일분포 난수가 되며, 아래와 같은 식이 된다.

$$u_{i+1} = \frac{x_i + 1}{m} \quad (2.17)$$

2.3.2 정규분포형태의 난수 발생

본 논문에서 사용된 확률변수들의 분포는 정규분포로 가정한다. 따라서 0과 1사이의 균일분포 난수발생방법을 이용하여 정규분포형태의 난수를 발생시켜야 한다. 난수를 발생시키기 위해 식2.17를 이용하여 Box와 Muller(1958)에 의해 제안된 아래의 두 식에 두 균일분포 난수 u_1 과 u_2 를 대입한다.

$$x_1 = \pi + \sigma \sqrt{-2 \ln u_1} \cos(2\pi u_2) \quad (2.18)$$

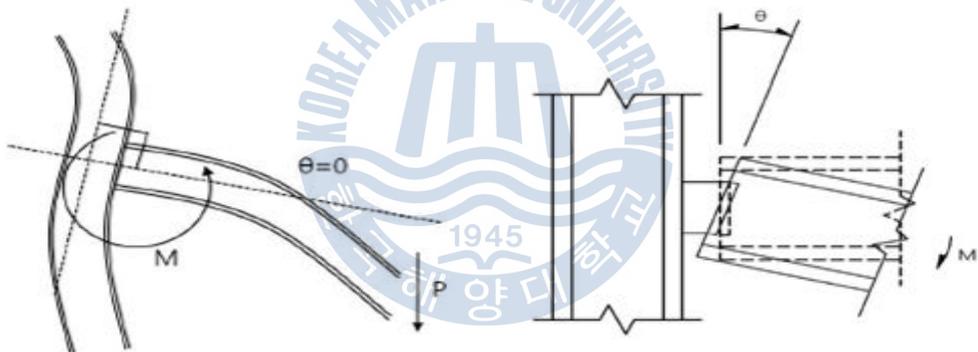
$$x_2 = \pi + \sigma \sqrt{-2 \ln u_1} \sin(2\pi u_2) \quad (2.19)$$

π 와 σ 는 확률변수의 평균과 표준편차이며, 위의 두 식은 서로 독립인 표준정규분포이다. 따라서 식2.18과 식2.19를 이용하여 확률변수에 대한 변수들의 난수를 발생시키게 된다.

3. 반강접 접합부 분류 및 해석 모델

3.1 반강접 접합부의 개요

철골구조에서 보-기둥 접합부의 거동은 구조해석 과정의 간편함과 설계상의 편리성 때문에 강접합과 핀접합으로 이상화하여 사용한다. 강접합은 접합부의 상대회전변형은 일어나지 않고 보 양단에 발생하는 모멘트는 모두 기둥으로 전달된다(그림3.1.a). 반면 핀접합은 접합부의 모멘트 크기는 항상 0이며 접합부의 변형이 존재한다. 하지만 실제 구조물에서는 그림3.1과 같이 접합부에 휨 모멘트가 작용할 때 접합부의 회전이 θ 만큼 발생한다(그림 3.1.b).



(a) 강접합

(b) 반강접 접합

그림 3.1 보-기둥 접합부의 정의

보-기둥 접합부는 대개 축력, 전단력, 휨모멘트 및 비틀림을 받는다. 그러나 축력과 전단력의 영향은 휨모멘트에 비해 그다지 크지 않으므로 반강접 접합부의 거동은 모멘트-회전각($M-\theta$)관계로 나타낼 수 있다.

반강접 접합부의 종류는 다양하며 그림3.2에서와 같이 모든 형태의 접합부는 이상적인 완전 강접합과 핀 접합의 사이에 위치하며 모멘트-회전각($M-\theta$) 곡선은 비선형의 형태를 나타낸다. 또한 같은 모멘트에 대하여 접합부가 유연할수록 접합부는 더 작은 모멘트를 전달한다. Single Web Angle 접합부의 경우 거의 핀접합에 가까우며 T-Stub 접합부는 강절점에 가까운 거동을 하는 것을 알 수 있다(Johnston et al., 1953). 본 논문에서 사용한 반강접 접합부인 웨브에 더블 앵글을 가진 상하 앵글(TSD) 접합부는 미국 강구조 협회에서 Type 3 반강접 골조의 접합부로 규정하고 있다.

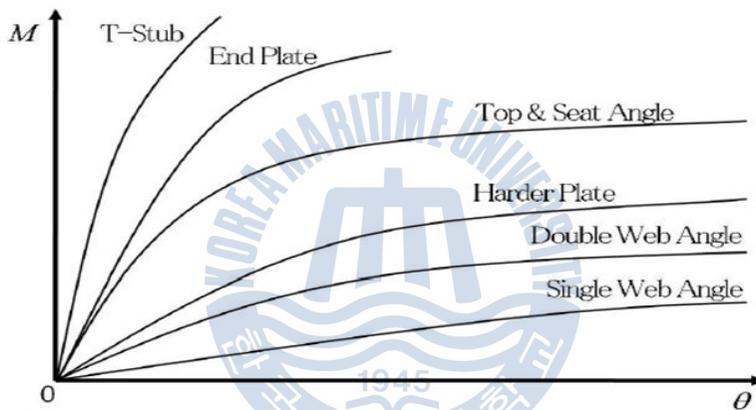


그림 3.2 반강접 접합부의 모멘트-회전각 곡선

3.2 반강접 접합부의 분류

철골구조물의 접합부는 회전강성에 따라 여러 가지 방법으로 분류되고 있다. 회전강성은 많은 실험결과와 이론자료를 이용하여 얻어지며, 재료의 강도(strength), 강성(stiffness) 및 연성(ductility)에 따라 다양한 거동을 하므로 그 특성에 따라 분류한다. 접합부는 AISC-LRFD, Eurocode 3 등의 분류방법이 제시되고 있다. 각 규준에 따른 접합부의 분류를 살펴보면 다음과 같다.

3.2.1 AISC-LRFD 규준에 의한 분류

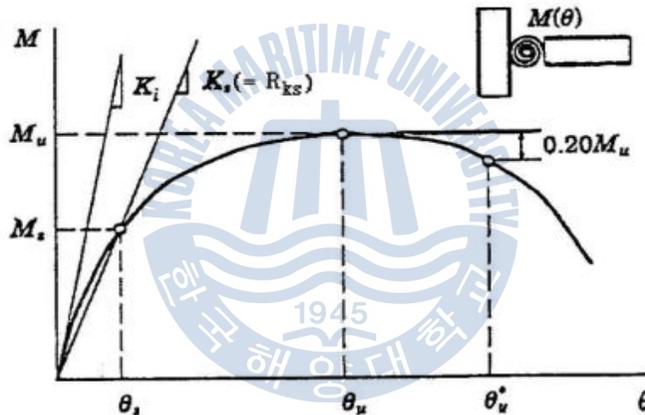


그림 3.3 LRFD 규준에 의한 접합부 분류

접합부의 강도에서 가장 중요한 것은 접합부와 연결되는 보의 강도에 있다. 보의 강도가 접합부의 강도보다 큰 경우는 접합부의 연성이 중요하다. 그림 3.3에서 M_n 를 접합부의 공칭모멘트, M_p 를 보의 소성모멘트라 하면, AISC-LRFD(1999)에서는 다음과 같이 분류하고 있다.

$M_n > M_p$: 완전강도(FS, Fully Strength)

$M_n \leq M_p$: 부분강도(PS, Partial Strength)

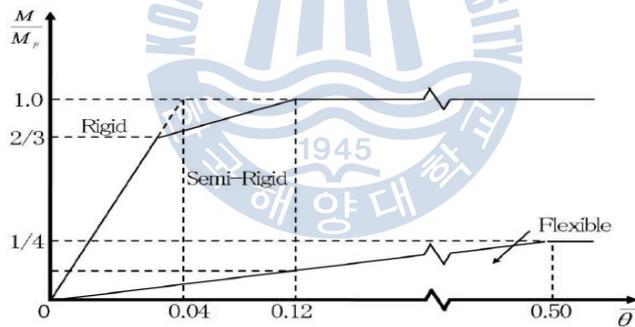
구조물의 변형이 부분구속 접합부에 집중될 때 접합부의 연성은 중요한 매개 변수이다. 그림3.3에서 θ_u 를 공칭모멘트의 80%가 되는 점에서의 회전각으로 하면 접합부의 연성은 다음과 같이 분류한다.

$$\theta_u \geq 0.003\text{rad} : \text{연성적}$$

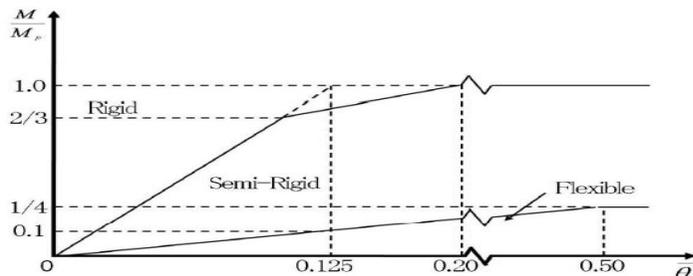
$$\theta_u < 0.003\text{rad} : \text{취성적}$$

3.2.2 Eurocode 3에 의한 분류

Eurocode 3(1992)에서 제시하고 있는 분류방식은 접합부를 회전강성과 접합부의 극한강도에 따라 분류하고 있으며, 접합부의 회전각을 보의 휨강성에 대해 무차원화 시키고, 접합부의 모멘트는 보의 소성모멘트에 의해 무차원화 함으로써 접합부 성능을 규정하였다.



(a) 비가새 골조



(a) 가새 골조

그림 3.4 Eurocode 3에 의한 분류

3.3 반강접 접합부의 모멘트-회전각 해석 모델

보-기둥 접합부의 모멘트-회전거동을 알기 위해, 유한요소법을 이용한 접합부의 해석적인 연구가 많이 시도되어 왔다. 하지만 접합부의 재료 및 기하학적 비선형 관계 때문에 실무에서 직접 사용하기에는 많은 어려움이 있다. 따라서 대부분의 모멘트-회전각 관계는 많은 실험을 통해서 얻어진 접합부의 모멘트-회전관계를 다양한 접합부의 비선형 모멘트-회전 곡선으로 근사한 예측 모델식을 적용한다.

반강접 접합부의 초기강성 예측식은 초기 접합부 강성 R_{ki} 를 매개변수로 하는 선형모델에서 시작하여 Bilinear나 Piecewise Linear 모델로 발전되었다. 이 모델들의 초기강성은 구할 수 있으나 나중에 강성이 변하는 부분을 정확하게 예측할 수 없다는 단점을 가지고 있다. Frye-Morris가 표준상수K와 곡선 추적상수 C를 이용한 Poly-nominal Model을 제안하였고 Jones-Kirby-Nethercot는 실험데이터를 근거로 곡선추적방법으로 B-Spine Model을 제안하였다(Jones et al., 1980).

Power Model은 두 가지 변수로 이루어진 간단한 형태에서 발전하였다. Richard는 힘과 변위의 관계를 이용하여 멱급수 형태의 모멘트-회전각 관계의 예측식을 제안하였다. Kishi-Chen(1986년)은 철골 보-기둥 접합부의 비선형 모멘트-회전거동을, Lui와 Chen의 지수모델에 선형요소를 추가한 수정된 지수모델식을 제시하였다(Lui and Chen, 1983). 하지만 Exponential Model은 곡선의 기울기가 급하게 변하면 정확하게 예측하기 어려운 단점이 있다. 1987년 Kishi-Chen은 모멘트-회전각 곡선의 어떠한 기울기에도 적용할 수 있도록 Lui와 Chen의 지수모델을 재정비하여 보다 간편한 접합부 해석방법을 고안한 이 방법은 세 가지 변수를 사용한 Three-Paramater Power Model 제안식이다(Richard and Abbott, 1975).

본 논문은 이중 가장 많이 사용되고 있는 Kishi-Chen의 Three-Paramater Power Model을 웨브에 더블 앵글을 가진 상하 앵글(TSD) 접합부에 적용하였다. 그 특징을 살펴보면 다음과 같다.

3.3.1 Three-Paramater Power Model

본 논문에 적용된 예측식은 초기 접합부 강성(R_{ki}), 접합부 모멘트 극한 강도 (M_u), 형상계수(n)의 세 가지 매개변수로 이루어져 있으며, 예측식은 지수함수로 이용하여 모멘트-회전각 거동을 모델링 하였다. 이러한 Power Model은 식3.1과 그림3.5로 나타낼 수 있다.

$$M = \frac{\Theta}{(1 + \Theta^n)^{1/n}} M_u \quad (3.1)$$

여기서 $\theta = \theta_r / \theta_0$, θ_0 는 기준소성회전각 ($= M_u / R_{ki}$), M_u 는 접합부의 모멘트 극한강도, R_{ki} 는 초기 접합부의 강성, $n =$ 형상계수

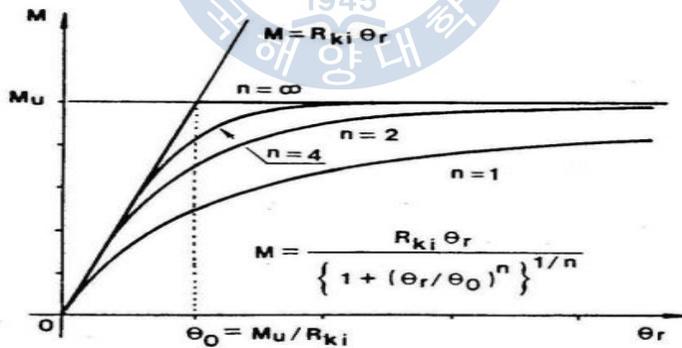


그림 3.5 Three-Paramater Power Model

형상계수 n 이 작을 경우 초기 강성에 최대 모멘트에 이르기까지 완만한 곡선을 나타내며 초기 강성이 큰 경우에는 기울기가 큰 곡선을 나타낸다.

3.3.2 Three-Parameter Power Model을 구성하는 매개변수의 계산

① 초기 접합부 강성의 결정, R_{ki}

접합부의 변형형상은 Azizinamini 등(1985)과 Altman 등(1982)의 결과에 근거하여 그림3.6, 3.7과 같이 나타낼 수 있다.

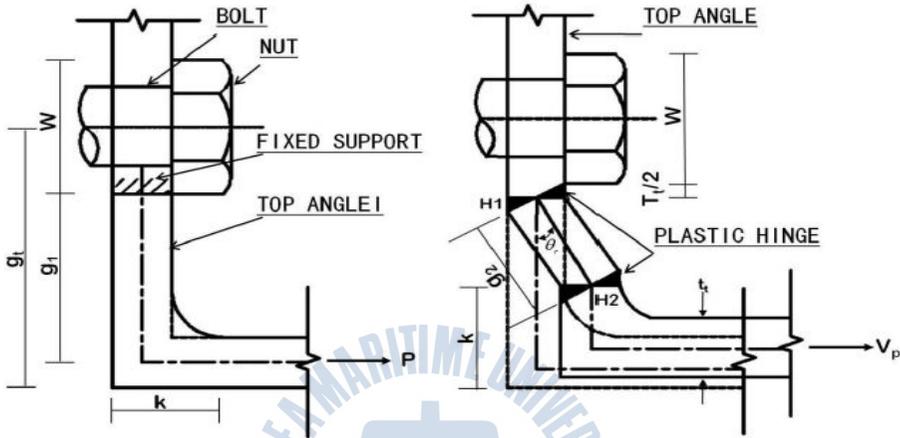


그림 3.6 상부 T형강 접합

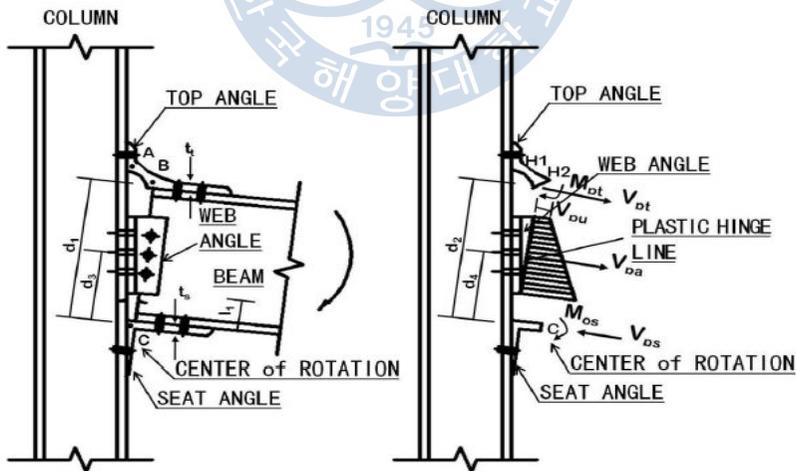


그림 3.7 보-기둥 접합부의 변형 형상과 극한 상태의 접합부 하중

$$R_{ki} = K_{it} + K_{is} + K_{ia} \quad (3.2)$$

$$K_{it} = \frac{3EI_t(d_1)^2}{g_1(g_1^2 + 0.78t_t^2)} \quad (3.3)$$

$$K_{is} = \frac{4EI_s}{I_{so}} \quad (3.4)$$

$$K_{ia} = \frac{6EI_a(d_3)^2}{g_3(g_3^2 + 0.78t_a^2)} \quad (3.5)$$

여기서 K_{it} 는 top-angle에 의한 초기 강성,
 K_{is} 는 seat-angle에 의한 초기 강성,
 K_{ia} 는 web-angle에 의한 초기강성,
 EI_t 는 top-angle의 휨강성,
 EI_s 는 seat-angle의 휨강성,
 EI_a 는 web-angle의 휨강성,
 g_1 은 외팔보로써 거동하는 top-angle의 수직거리(= $g_t - W/2 - t_t/2$),
 g_3 는 외팔보로써 거동하는 web-angle의 수직길이(= $g_c - W/2 - t_a/2$),
 d_1 은 $d + t_s/2 + t_t/2$, I_{so} 는 seat-angle에서 돌출된 단면의 길이,
 d_3 은 $d/2 + t_s/2$ 를 나타낸다.

② 극한 모멘트 능력 결정, M_u

여기서 Altman(1982)과 Azizinamini(1985)에 의한 실험적 근거에 의해, 양면 웨브앵글을 가지는 상·하 앵글 접합부의 극한상태에서의 메카니즘을 그림 3.8, 3.9와 같이 각각 가정한다. 두 소성힌지 사이의 거리는 각 앵글의 두께와 비슷하여, 재료의 항복에 대한 전단력의 영향을 고려하여야 한다.

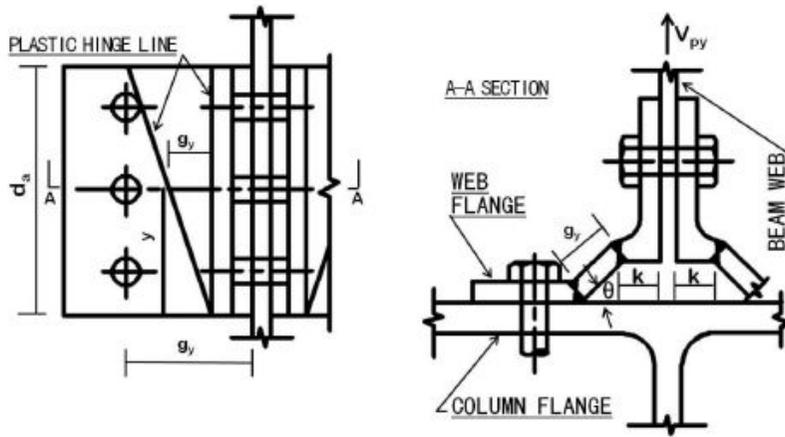


그림 3.8 극한 상태에서의 웨브 앵글 형상

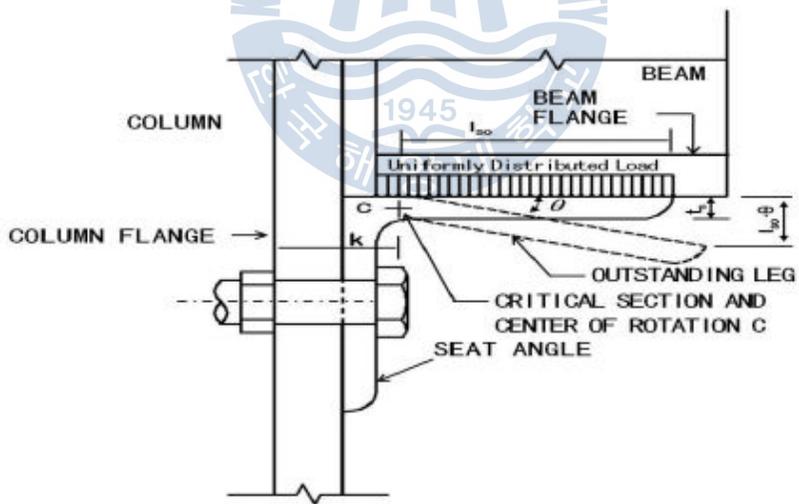


그림 3.9 하부 I형강 접합

$$M_u = M_{os} + M_{pt} + V_{pt}d_2 + 2V_{pa}d_4 \quad (3.6)$$

여기서 M_{pt} 는 top-angle의 모멘트($\sigma_y = F_y$), ($V_{pt}g_2/2$),

M_{os} 는 seat-angle의 소성모멘트($\rho_y l_s (t_s)^2$),

V_{pt} 는 top-angle 수직부의 소성전단력, V_{pt} 는 다음의 식으로 계산된다.

$$\left(\frac{V_{pt}}{V_{ot}}\right)^4 + \frac{g_2}{t_t} \left(\frac{V_{pt}}{V_{ot}}\right) - 1 = 0 \quad (3.7)$$

여기서 V_{ot} 는 $\sigma_y l_s (t_s)^2$, g_2 는 $g'_t - k_t - W/2 - t_t/2$,

d_2 는 $d+t_s/2+k_t$, V_{pt} 는 $d+t_s/2+kt$,

V_{pa} 는 single web-angle의 소성 전단력($(V_{pu}+V_{oa})l_p/2$),

V_{pu} 는 다음의 식으로 계산된다.

$$\left(\frac{V_{pu}}{V_{oa}}\right)^4 + \frac{g_y}{t_a} \left(\frac{V_{pu}}{V_{oa}}\right) - 1 = 0 \quad (3.8)$$

여기서 V_{oa} 는 $\sigma_y t_a/2$, g_y 는 $g_c - k_a$, d_4 는

$l_p(2V_{pu} + V_{oa})/3(V_{pu} + V_{oa}) + l_1 + t_s/2$ 으로 계산된다.

③ 형상계수의 결정, n

반강접 접합부에 관한 실험결과를 기초로 미국의 Purdue대학에서 실험데이터가 수집되었다. 실험 데이터의 체계적인 데이터베이스 구축을 위해 SCDB(Steel Connection Data Bank)프로그램이 개발되었다. SCDB의 실험데이터를 이용하여 Kishi 등은 앵글을 가지는 보-기둥 접합부에 대한 M- θ 곡선 형상계수 n을 구하는 식을 표 3.1과 같이 제시하였다.

표 3.1 형상계수(n)에 관한 실험식

connection type	n (단, $\theta_0 = M_u/K_i$)	
Single web-angle connection	$n = 0.520\log_{10}\theta_0 + 2.291$	$\log_{10}\theta_0 > -3.073$
	0.695	$\log_{10}\theta_0 < -3.073$
Double web-angle connection	$n = 1.322\log_{10}\theta_0 + 3.952$	$\log_{10}\theta_0 > -2.582$
	0.573	$\log_{10}\theta_0 < -2.582$
Top-&seat-angle connection	$n = 2.003\log_{10}\theta_0 + 6.070$	$\log_{10}\theta_0 > -2.880$
	0.302	$\log_{10}\theta_0 < -2.880$
Top-&seat-angle connection with double web-angle	$n = 1.398\log_{10}\theta_0 + 4.631$	$\log_{10}\theta_0 > -2.721$
	0.827	$\log_{10}\theta_0 < -2.721$



3.4 반강접 접합부를 가진 철골골조의 비선형 해석

반강접 접합부를 가진 철골골조의 비선형 해석방법을 검증하기 위하여 King 등에 의해 해석이 수행된 바 있는 그림 3.10의 2층 1경간 골조를 선정하여 해석을 수행하였다.

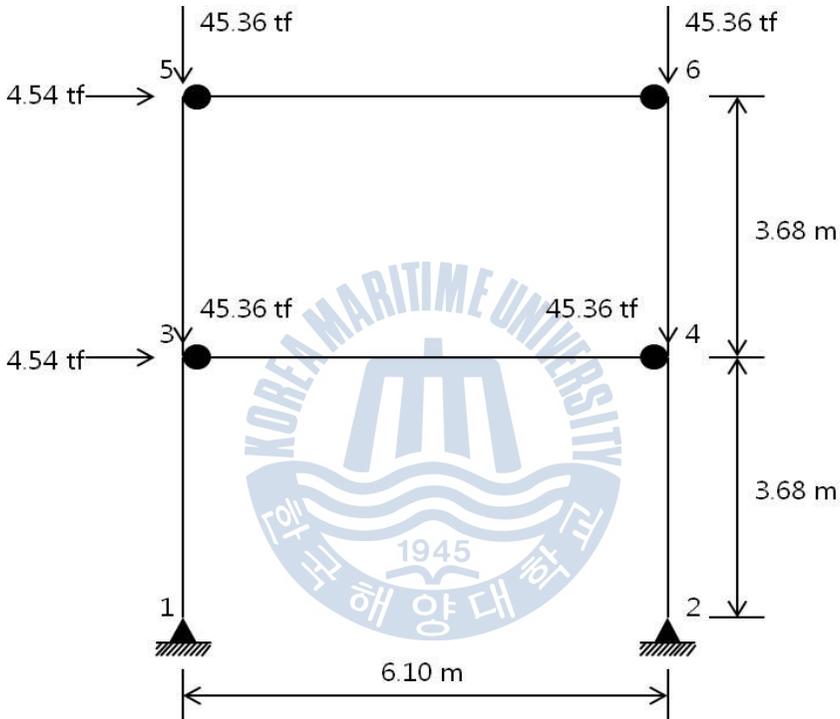


그림 3.10 집중하중이 작용하는 2층 1경간 골조

표 3.2 2층 1경간 골조 부재특성

보	H-350.3×204.0×8.64×15.11 (W14×48)
기둥	H-322.8×308.9×13.97×22.86 (W12×96)

구조물에 적용된 하중은 각 절점에 4.54tf 크기의 수평하중 H와 45.36tf 크기의 수직하중 P가 작용하고 있다. 재료의 항복강도 F_y 는 2,531kgf/cm²이고, 부재단면은 표 3.2와 같다. 적용된 접합부는 Jenkins 등에 의해 실험되었던 그림 3.11의 한쪽으로 돌출된 엔드플레이트 접합부이다. 접합부에 사용된 보는 H-310.4×166.9×7.9×13.7(305×165 UB54), 기둥은 H-276.3×261.3×15.3×25.3(254×254 UC132)이며, 볼트는 M20, 엔드플레이트 두께는 20mm 이다.

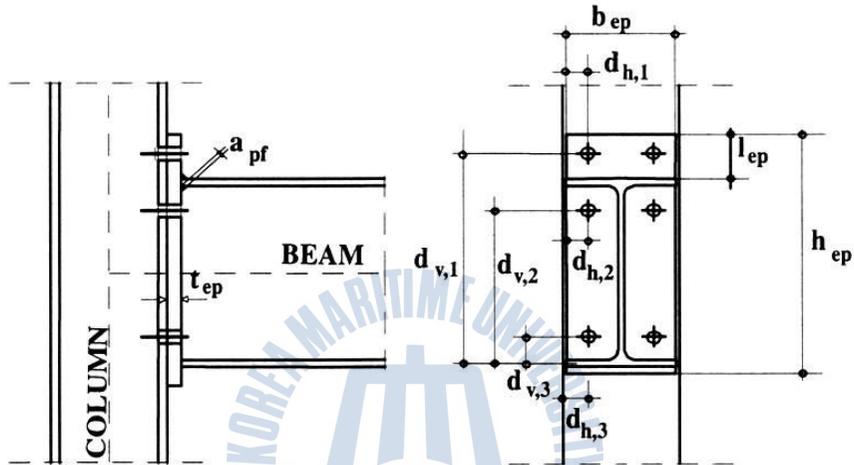


그림 3.11 한쪽으로 돌출된 엔드플레이트 접합부

표 3.3은 반강접 접합부를 가진 예제구조물의 비선형해석을 수행하여 3, 5번 절점의 수평변위를 비교한 결과이다. 구조해석은 ABAQUS/Standard 6.2를 이용하여 접합부 강성을 비선형의 형태로 입력하여 해석하였다.

기존의 연구결과와 비교한 결과 기하비선형을 고려한 경우 최대 2%, 접합부 비선형을 고려한 해석 결과와는 최대 3%의 오차를 보이므로 본 연구에서 적용된 비선형 해석의 신뢰성을 확인하였다.

그림 3.12는 반강접 비선형 골조에서 강접합인 경우, 기하 비선형을 고려한 경우, 그리고 접합부 비선형과 기하 비선형을 고려한 경우일 때의 5번 절점의 하중과 수평변위의 거동결과를 보여주고 있다. 그림을 통해 접합부의 비선형을 고려한 경우가 고려하지 않은 경우에 비해 수평변위가 많이 발생되어 반강접 골조가 유연하다는 것을 알 수 있다.

표3.3 2층 1경간 골조의 수평변위 결과 (단위:cm)

절점	강접 (P-△)			반강접 접합 (ABAQUS)		
	King	선행연구	본 연구	King	선행연구	본 연구
3	2.946	2.957	3.007	5.131	5.309	5.326
5	4.394	4.383	4.457	8.280	8.839	8.585

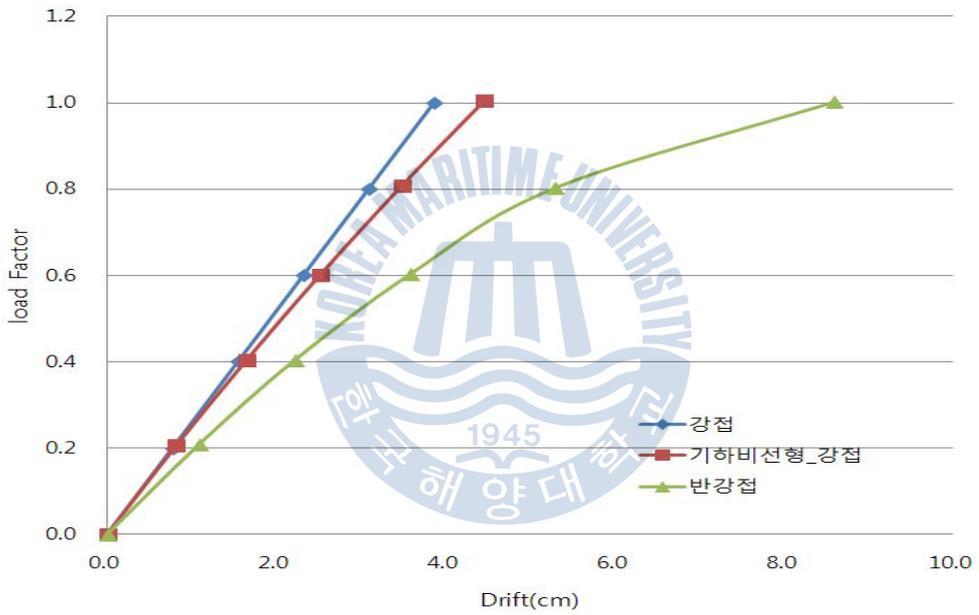


그림 3.12 절점 5에서의 하중계수-변위 그래프

4. 플로팅구조물 상부시설의 구조해석

4.1 상부시설의 계획 및 해석

플로팅구조물은 그림 4.1과 같이 하부구조물, 상부구조물, 계류시스템으로 구성된다. 본 논문의 상부구조물 해석은 부체구조물과 상부구조물을 분리하여 해석하는 경우를 전제로 한다(이은숙, 2002).

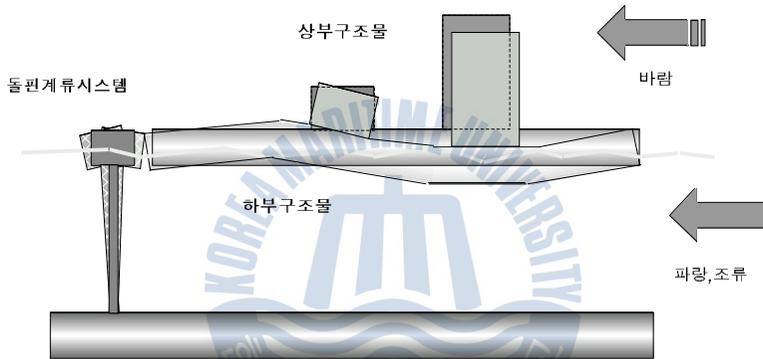


그림 4.1 하부구조물의 변형과 상부구조물의 거동

플로팅구조물의 하중조건 설정시에는 고정하중, 활하중 외에 파랑하중, 풍하중을 설정해야 하며, 하중조합과 하중계수를 선정하여야 한다. 또한 건물의 용도 규모, 구조종별, 형상, 배치·평면계획 등과 내구연수 등을 설정한다.

구조계획시에는 구조배치계획, 구조형식 및 치수, 사용재료, 건설방법 등이 설정되며, 단면기본설계시에는 극한상태에서의 전소성, 항복한계, 좌굴, 휨모멘트 등을 검토하고, 사용성한계상태에서의 슬래브변형, 진동 등을 검토하여 피로한계상태에 대한 검토도 수행한다. 상세설계시에는 동적해석 및 상세해석을 수행하고 모든 부재의 강도안전성 및 사용성을 확인하여 설계도서를 작성한다(한국해양연구원, 1999).

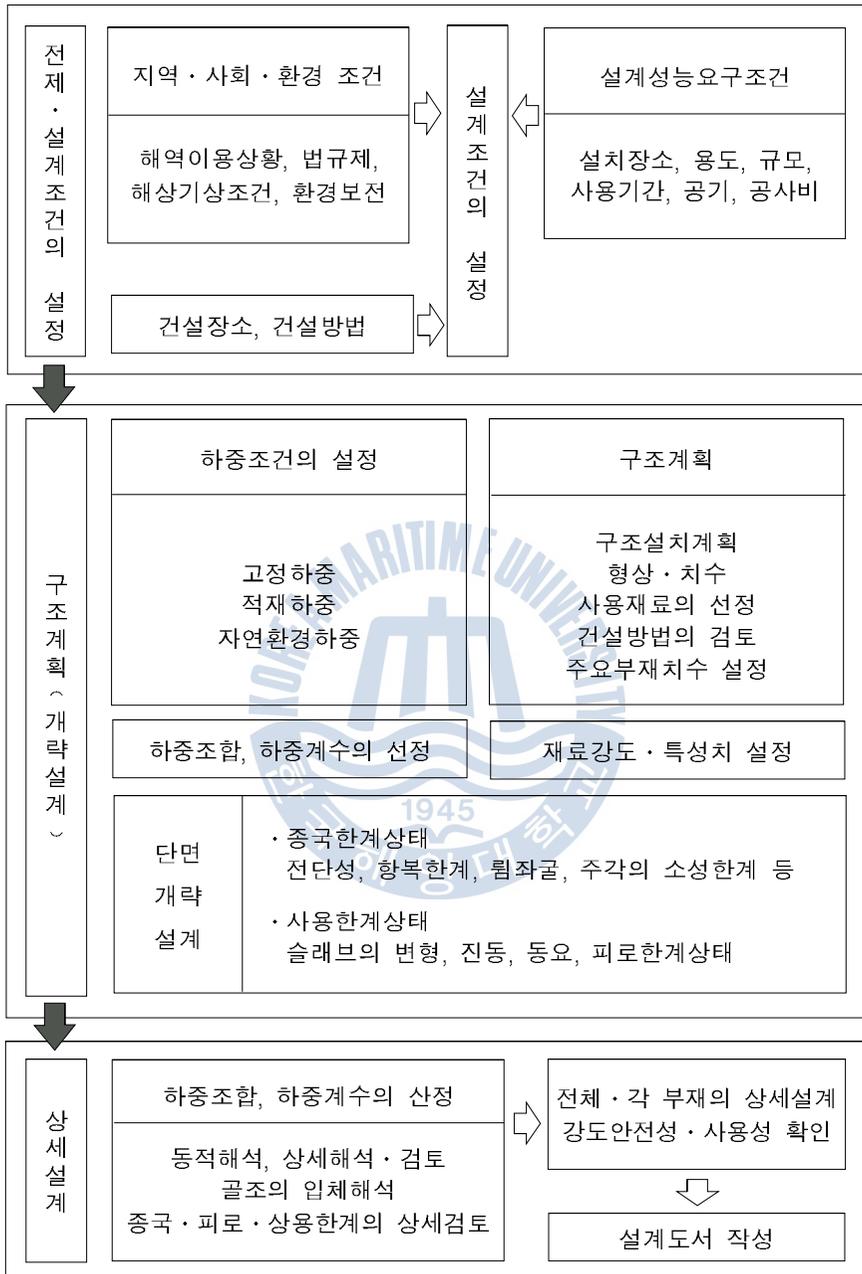


그림 4.2 상부시설물의 구조설계방법(한국해양연구원, 1999)

4.2 파랑하중 산정

정적해석법은 부체의 탄성응답해석의 결과인 변형모드를 이용하여 상부구조물의 주각부에 강제수직변위를 입력하여 파랑하중을 산정하는 방법이다.

부체의 탄성응답은 파랑에 의한 진동이며 부체의 변형모드는 부체의 횡강성과 파의 주기에 의해서 결정된다. 그림 4.3과 같은 부체변형의 반파장에 대한 파향 및 파주기에 의한 변화를 일본의 메가플로트 시설계에서 나타내었다.

파향이 0°의 경우는 파도가 횡방향으로 치는 경우이고 90°의 경우에는 종방향으로 치는 경우를 의미한다. 파주기가 10초일 경우 75°의 경우를 제외하고 대부분의 반파장은 150m이다. 또한 파주기가 6초의 경우에는 10초의 경우에 비하여 조금 짧은 130m이다. 따라서 주기가 작아지면 파장이 작아짐을 알 수 있다.

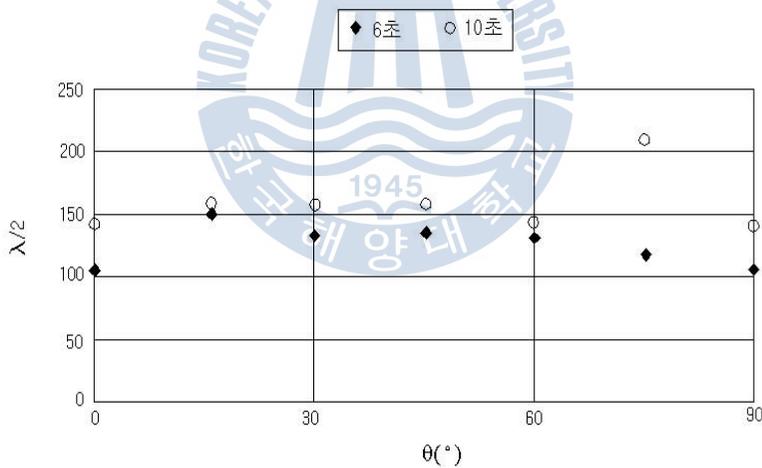


그림 4.3 부체변형의 파장(메가플로트 설계용)

부체상하변위의 진폭을 그림 4.4에 나타내었다. 진폭치는 파향 0°와 75° 일 경우 크고 15°~60°의 범위에서는 작았다. 파향이 90°인 경우는 종방향으로 파도가 치는 경우로 75°의 경우보다 진폭이 컸다.

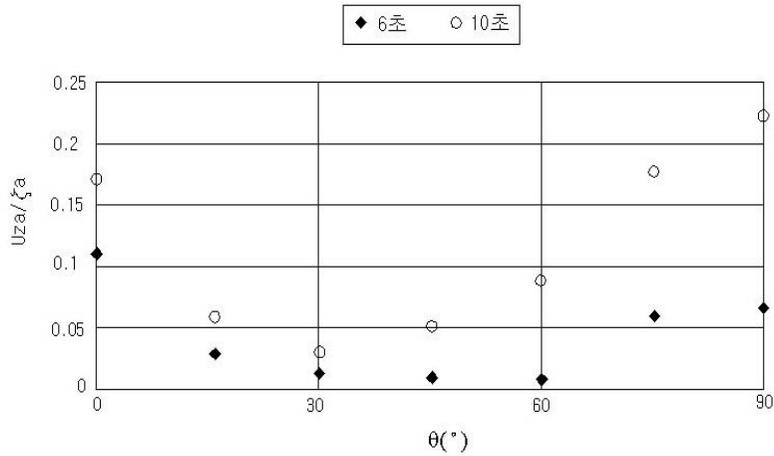


그림 4.4 수직변위의 진폭(메가플로트 설계용)

일반적으로 초기설계에서 탄성응답해석에 의한 부체의 변형모드를 구하기 전이나 입지장소가 정해지기 전에는 가상 파랑하중을 산정하여야 한다. 본 논문에서는 주기와 진폭을 가정한 가상파랑하중(사인함수)으로서 파랑하중을 적용하였다.

그림 4.5는 일본 메가플로트 시설계에 적용한 재현주기 200년의 주기 10초, 파향 0° 에 대한 변형모드를 진폭 25cm, 반파장 140m 및 150m에 대한 변형모드와 비교한 것이다. 이 경우 반파장 140m일때 탄성응답해석의 결과 값과 거의 일치하고 있다.

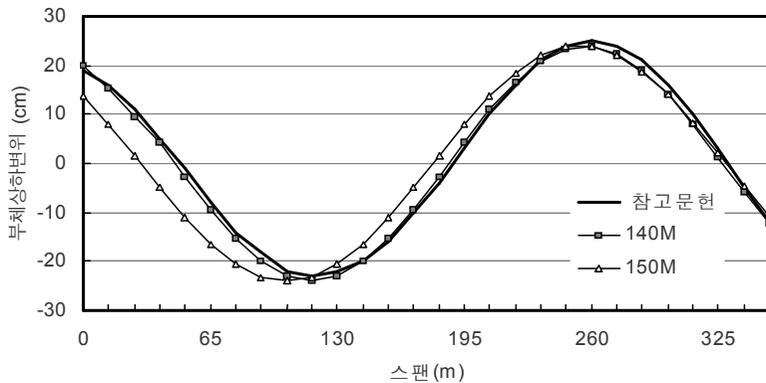


그림 4.5 변형모드(파향 0°)

그림 4.6은 좌향 90°에 대한 변형모드를 진폭 30cm, 반좌장 130m 및 150m에 대한 변형모드와 비교한 것이다. 이 경우 반좌장 130m일 때 탄성응답해석의 결과 값과 거의 일치하고 있다. 따라서 좌장과 진폭을 가정한 가상변형모드를 이용하여 좌랑하중의 산정이 가능함을 알 수 있다.

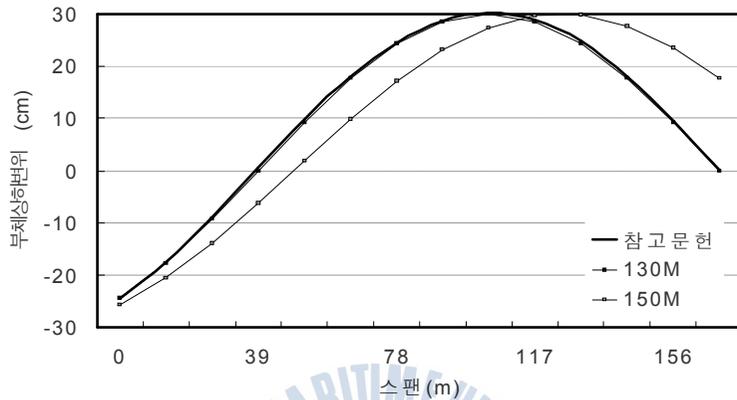


그림 4.6 변형모드(좌향 90°)

변형모드의 상하최대진폭이 클 경우 강제상하변위에 의한 상부구조물의 응력 증가가 크며, 특히 변형모드 곡선의 구배가 클 경우 상부구조물에 미치는 영향이 크다. 이것은 구배가 큰 경우 상대처짐이 크며 이로 인한 상부구조물의 모멘트 증가가 크게 나타나기 때문이다. 하부부체의 초기 탄성응답해석 결과값이 상부구조물 배치 및 구조시스템에 영향을 주게 되므로 하부부체의 변형모드를 고려하여 상부구조 설계에 반영하여야 한다.

4.3 사용성 한계상태

구조물의 구조성능에 따른 변위 제한인 사용성 한계상태는 최상층 수평변위, 층간변위, 탄성처짐과 처짐각 등이 허용값을 초과하는 상태이다.

본 논문에서는 예제구조물의 최상층 수평변위의 사용성 한계상태를 고려하는데, 이는 수직하중과 수평하중이 작용하는 골조의 경우, 수평변위 Δ 는 하중의 작용과 함께 발생하기 때문이다(이치형, 2003).

일반적인 구조물에 대한 사용성 한계상태 설계기준은 국내 뿐만 아니라 다른 여러 나라 규준에서도 구체적으로 규정하고 있지 않다. 그러나 CEN EC 3/1에서는 건물높이의 1/500이하, 캐나다 규준에서도 상세해석을 하지 않는 한 1/500 이하로 제한하여 규정하고 있다.

사용성 한계상태의 허용범위 Δ_{lim} 는 다음의 식 4.1과 같은 한계상태방정식에 적용될 수 있다(강철규, 전성남, 1998).

$$Z = g(x) = 1.0 - \frac{\Delta}{\Delta_{lim}} \quad (4.1)$$

여기서, Δ : 확률론적 해석을 통한 수평변위 값, Δ_{lim} : 수평변위의 한계값

표 4.1 건물의 변형 제한치(간사비공항 시설계, 1997)

건물별	변형허용치
관제탑	H/667
여객화물센터	H/600
격납고	H/600
에너지센터	H/500
철도역	H/400
항공보안시설청사	H/400
청사	H/400
여객터미널	H/400~H/600

본 논문의 플로팅 상부구조물에 대한 사용성 한계상태 설계기준 역시 정확한 기준이 존재하지 않기 때문에 본 논문에서는 간사히 공항 시설계에서 적용된 예를 기준으로 참고하였다. 표4.1은 간사히공항 건물별 변형 허용치이며, 예제 구조물은 건물의 용도를 청사로 가정하여 산정하였다. 따라서 본 논문의 플로팅 상부구조물에 적용된 허용수변위의 한계값(Δ_{lim})은 H/400이다.

소성해석을 위한 허용수평변위의 한계값(Δ_{lim})은 정해진 기준이 없기 때문에 일본의 내진설계 기준을 참고하였다. 연성도와 층간변위에 대한 정해진 기준은 없지만 통계적으로 소성변형은 항복변위의 2~3배 정도이며, 층각변위각은 P- Δ 효과에 의한 기둥의 과도한 부가모멘트를 방지하기 위하여 1/80로 제한하고 있다. 따라서 본 논문의 상부구조물에 적용된 소성해석의 허용수변위의 한계값(Δ_{lim})은 H/80로 산정하였다.



5. 파랑하중을 고려한 반강접 접합부의 신뢰성 해석

플로팅구조물은 파랑하중에 의한 부가모멘트가 발생하여 구조물의 안전성에 영향을 미친다. 이에 따라 본 논문은 주기와 진폭을 가정한 가상파랑하중(사인함수)을 예제 구조물에 적용하였으며, 보-기둥 접합부에는 반강접 접합부인 TSD 접합부를 적용하였다. 해석결과는 확률변수의 대표값을 이용한 결정론적 방법과 확률변수의 변동성을 고려한 확률론적 방법으로 나누어 최대 수평변위를 비교하였으며, 사용성 한계상태 기준을 선정하여 신뢰성 해석을 하였다. 해석은 ABAQUS/Standard 6.2를 이용하여 접합부 강성을 비선형의 형태로 입력한 실제 거동과 가장 유사한 해석 방법인 2차 탄성 및 소성 해석을 하였다.

5.1 적용 예제 구조물 및 반강접 접합부

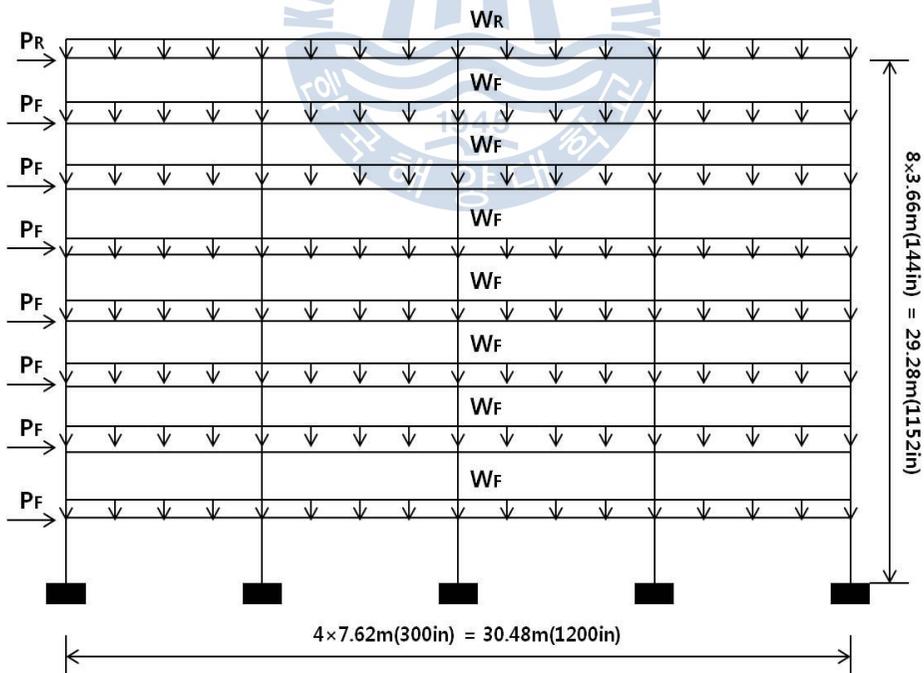


그림 5.1 예제 구조물

예제 모델은 Kishi and Chen(1996)과 기존 연구(이은숙, 2002)에서 적용된 예제를 모델로 사용하였다. 예제구조물은 그림 5.1과 같이 4경간 8층 구조물로 각 기둥 중심 간격은 7.62m이고 1개 층의 높이는 3.66m이다. 예제 구조물에 적용된 보·기둥의 부재 사이즈는 표 5.1에 나타내었다.

표 5.1 부재특성

적용부재	보	기둥	재질
웹에 더블앵글을 가진 상하 앵글(TSD) 접합부	Floor: W21×57 Roof : W14×30	1~3층: W14×90 4~6층: W12×65 7~8층: W10×33	A36

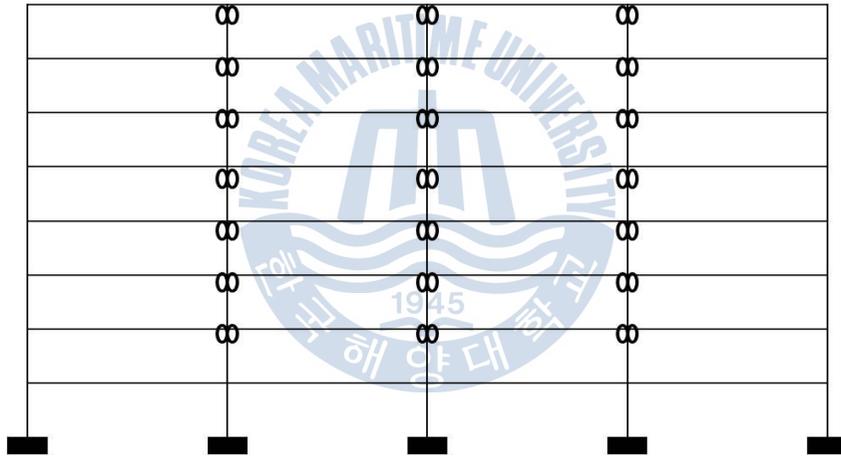


그림 5.2 예제 구조물 반강접 위치

예제 모델에 적용된 반강접 접합부의 위치는 그림 5.2와 같이 나타내었다. 반강접 접합부는 2층을 제외한 전층의 안쪽 3개의 기둥의 양쪽 단부를 반강접 접합부로 하였고 반강접 접합부의 수는 42개이다.

적용된 접합부는 미국 강구조협회에서 반강접 접합부로 규정하고 있는 더블 앵글을 가진 상하 앵글(TSD) 접합부를 적용하였다. TSD접합부에 적용한 부재 치수를 표 5.2에 나타내었으며, 모멘트-회전각 거동에 관한 예측 모형식을 구하

기 위해 3.3절에서 소개한 Three-Parameter Power Model 식을 이용하였다. 접합부에 적용된 Three-Parameter Power Model 식의 3가지 변수인 접합부의 모멘트 극한강도(M_u), 초기 접합부의 강성(R_{ki}), 형상계수(n)는 표 5.3과 같으며, 기둥과 보에 대한 모멘트-회전각 곡선은 그림 5.4와 같이 나타내었다.

표 5.2 TSD 접합부 부재 치수

부재	치수 (cm)
Top angles Seat angles	L4×4×1/2, lt=15.24, gt=6.35
Web angles	L3×3×1/2, lw=19.05, gw= 4.445

표 5.3 TSD 접합부 변수

	2~8층	9층
M_u	19025.69kN-cm	12602.55kN-cm
R_{ki}	1665459.67kN/cm ²	757518.36kN/cm ²
n	0.8	

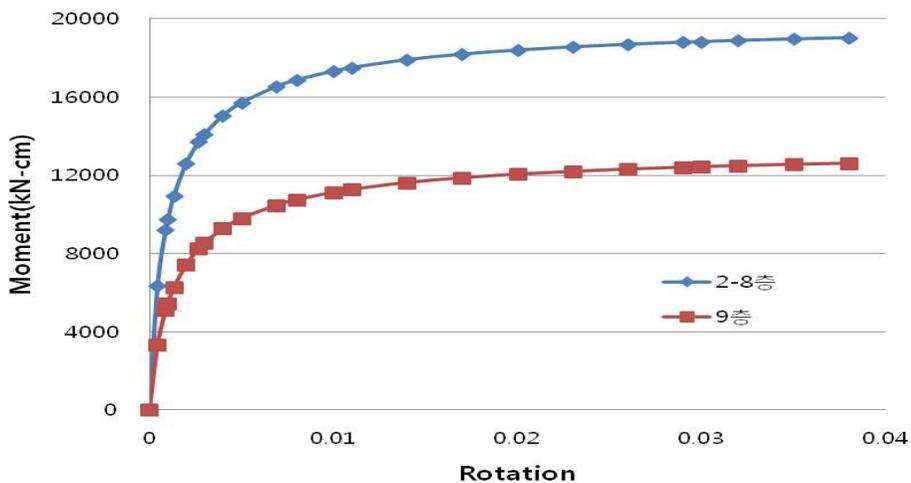


그림 5.3 TSD 접합부 모멘트-회전각 곡선

5.2 하중산정

예제 모델에 적용된 하중은 정적하중과 파랑하중이다. 정적하중은 고정하중과 적재하중, 풍하중의 조합으로 나타냈으며, 하중의 크기는 표 5.4와 같이 나타내었다.

표 5.4 정적하중의 크기

	위치	정적하중
고정 + 적재하중	WR	0.146kN/cm
	WF	0.394kN/cm
풍하중	PR	13.35kN
	PF	26.70kN

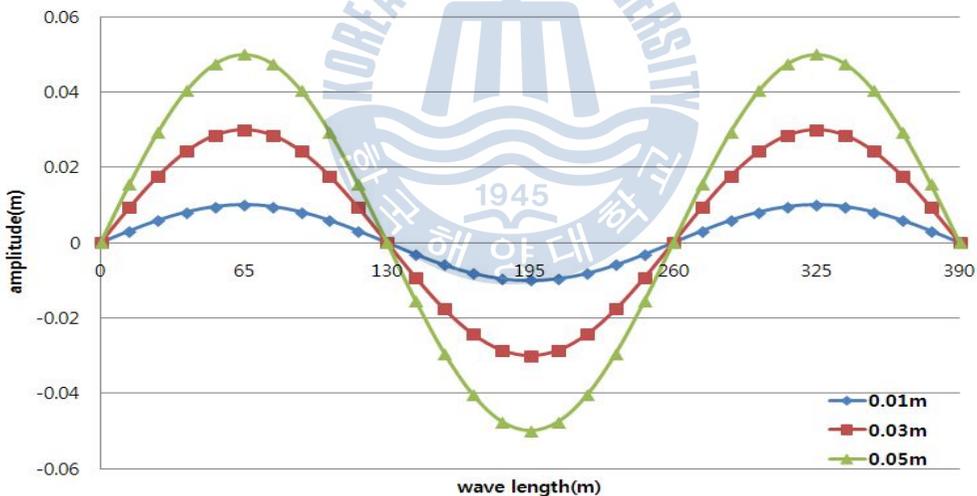


그림 5.4 진폭별 파랑하중에 대한 가상변형모드

예제 모델에 파랑하중을 적용하기위해 주기와 진폭을 가정한 가상파랑하중(사인함수)을 적용하였으며, 파장은 260m로 가정하고 진폭은 1cm, 3cm, 5cm일 경우로 가정하여 적용하였다. 그림 5.4는 진폭에 대한 가상변형모드를 나타내며, 진폭에 따른 상하변위량은 표 5.5에 나타내었다.

표 5.5는 그림 5.4에서 변형모드의 기울기가 큰 부분의 값을 적용하여 나타낸 것이다. 이는 상하진폭이 클 경우 상하 강제변위에 의한 상부구조물의 응력 증가가 크며 가상변형모드의 기울기가 큰 부분의 값을 적용했을 경우 각 기둥에 작용하는 상하변위값의 차이가 커서 부가모멘트가 크게 작용하기 때문이다.

강제변위 입력방법으로는 풍하중이 모델 왼쪽에서 오른쪽으로 작용하기 때문에 그림 5.5와 같이 해석시 불리한 쪽으로 지점 강제변위 입력을 달리 하였다.

표 5.5 진폭에 따른 상하변위량

지점	진폭 1cm	진폭 3cm	진폭 5cm
①	0.000	0.000	0.000
②	-0.183	-0.549	-0.916
③	-0.360	-1.080	-1.800
④	-0.525	-1.574	-2.624
⑤	-0.672	-2.015	-3.359

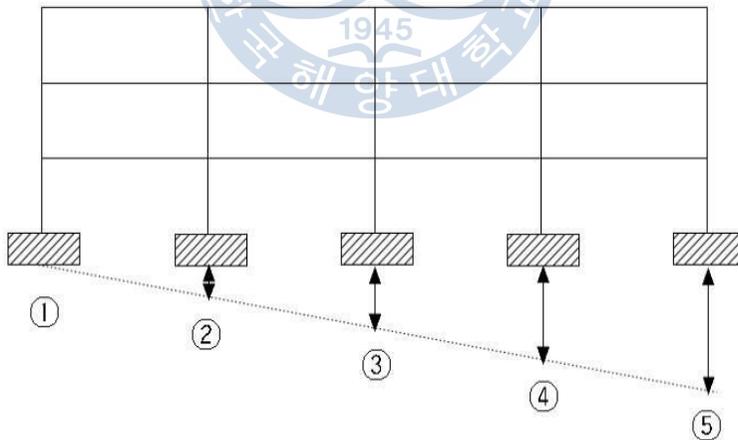


그림 5.5 강제변위 입력방법

5.3 확률론적 방법에 의한 해석

5.3.1 반강접 접합부의 확률변수

반강접 접합부 해석에서 가장 중요하게 고려되어야 하는 것은 접합부의 강성이다. 접합부의 강성을 구하기 위해 본 논문은 Three-Parameter Power Model 식을 적용하였으며, 식에 큰 영향을 미치는 접합부의 모멘트 극한강도(M_u), 초기 접합부의 강성(R_{ki})를 확률변수로 하였다.

표 5.6 TSD 접합부의 확률변수

확률변수	확률분포	2-8층		9층	
		평균	변동계수	평균	변동계수
M_u (kN-cm)	정규	19025.69	0.10	12602.55	0.10
R_{ki} (kN/cm ²)	정규	1665459.67	0.15	757518.36	0.15
n	정규	0.8	.	0.8	.

표 5.6의 평균값은 적용된 TSD 접합부의 치수를 가지고 3.3절에서 언급된 계산 과정을 적용하여 얻은 값이다. 적용된 접합부의 확률변수에 대한 변동계수는 표 5.6에서와 같이 R_{ki} 는 0.15, M_u 는 0.1을 적용하였다.

초기 접합부의 강성(R_{ki})에 적용된 변동계수는 미국의 Purdue 대학에서 실험 데이터를 수집하여 만든 SCDB(Steel Connection Data Bank)를 참고하였으며(이치형, 2003), 접합부의 모멘트 극한강도(M_u)에 적용된 변동계수는 2004~05년에 국내 철강사에서 생산된 강재를 대상으로 조사된 강재의 항복강도의 평균변동계수를 참고하여 적용하였다(신동구 외 3명, 2007).

형상계수(n)는 상대적으로 사용성에 큰 영향을 미치지 않아 변동계수를 고려하지 않았다.

5.3.2 시뮬레이션의 정확성

확률론적 방법에 의한 해석의 정확성과 시뮬레이션 횟수 증가에 따른 정확성을 검증하기 위해서 결정론적 방법에 의해서 산출된 수평변위와 비교·분석하였다. 시뮬레이션의 횟수는 10회, 50회, 100회, 500회이다.

표 5.7 몬테카를로 시뮬레이션 횟수에 의한 최대 수평변위 비교(진폭:5cm)

	10회	50회	100회	500회
확률론적 방법	8.755cm	8.738cm	8.755cm	8.768cm
결정론적 방법	8.720cm	8.720cm	8.720cm	8.720cm
결정론적/확률론적	0.996	0.998	0.996	0.994

표 5.7은 진폭 5cm일 경우에 대해 결정론적 방법과 확률론적 방법의 결과값을 비교하였으며, 시뮬레이션 횟수에 의한 결과값을 비교하였다. 결정론적 방법에 의한 결과값은 5.1절에 나타나 있는 대표값을 이용하여 계산된 값이며, 확률론적 방법에 의한 결과값은 5.3절에 나타나 있는 변동계수를 고려하여 기하학적 비선형을 고려한 2차 탄성해석한 결과이다.

결정론적 방법과 확률론적 방법을 비교한 결과 1% 이내의 오차를 보이고 있으므로 결정론적 방법에 의한 결과값에 모두 수렴한다는 것을 확인할 수 있다. 확률론적 방법에 의한 시뮬레이션 횟수의 증가에 따른 결과값 역시 1% 이내의 오차를 보였다.

따라서 본 논문은 상부구조물 보-기둥 접합부에 대한 반강접-접합부에 적용된 확률론적 해석의 정확성을 검증하였다. 시뮬레이션 횟수의 증가에 따른 결과값의 오차가 미비하지만 신뢰성 해석을 통한 파괴확률의 정확성을 보장하기 위해서는 시뮬레이션의 횟수가 클 필요가 있으므로 구조물의 사용성에 대한 과량하중을 산정하기 위해 시뮬레이션의 횟수를 500회로 산정하였다.

그림5.6과 5.7은 시뮬레이션 100회, 500회에 대한 히스토그램을 보여주고 있다.

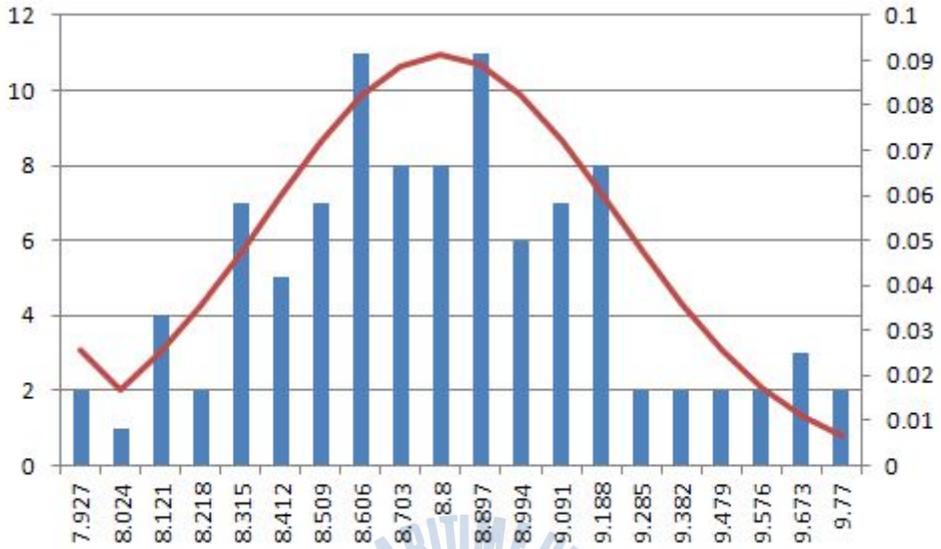


그림 5.6 시뮬레이션 100회에 대한 히스토그램(진폭5cm)

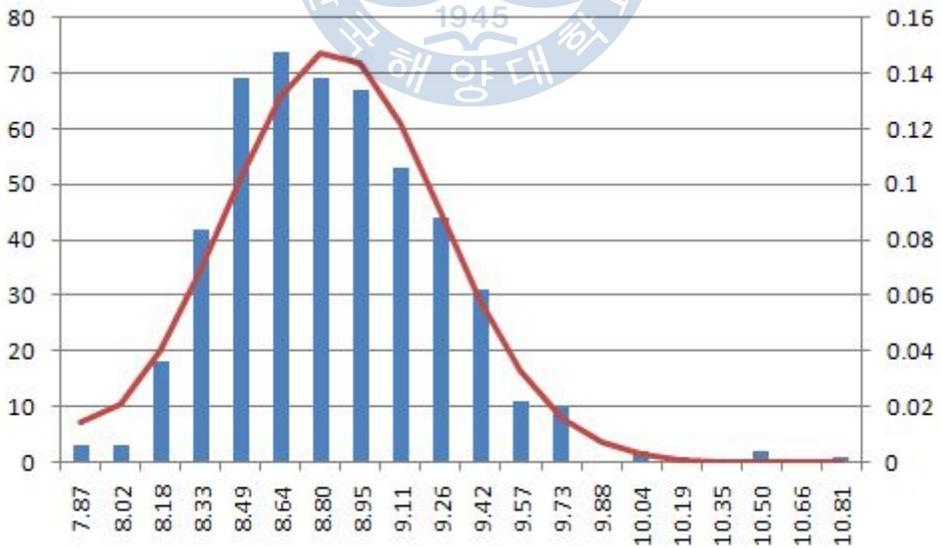


그림 5.7 시뮬레이션 500회에 대한 히스토그램(진폭5cm)

5.3.3 진폭별 파랑하중에 의한 신뢰성해석

일반적으로 플로팅구조물에 적용하는 파랑하중은 입지장소가 정해지기 전에는 산정하기가 어렵다. 따라서 본 논문은 플로팅 상부구조물의 사용성에 대한 적합한 파랑하중을 산정하기 위해 확률론적 방법을 이용한 신뢰성해석을 수행하였다. 상부구조물의 사용성에 대한 기준은 4.3절에서 제시한 간사항공항 청사(H/400)를 기준으로 하였으며, 확률론적 방법을 위한 확률변수들은 표5.6과 같이 적용하였다. 시뮬레이션의 횟수는 500회이다.

표 5.8 진폭별 최대수평변위 비교(단위:cm)

진폭	결정론적 방법	확률론적 방법	허용수평변위
1cm	6.444	6.493	7.32
3cm	7.584	7.631	7.32
5cm	8.720	8.768	7.32

표 5.9 진폭별 신뢰성 해석(단위:cm)

진폭	확률론적 방법	신뢰성지수	파괴확률
1cm	6.493	1.948	2.5%
3cm	7.631	-0.742	77%
5cm	8.768	-3.498	100%

표5.8은 진폭에 따른 상부구조물의 최대수평변위를 비교한 결과이다. 결정론적 방법을 통해 허용수평변위를 비교한 결과 진폭 3, 5cm인 경우 허용수평변위를 만족하지 못하였으며, 진폭 1cm인 경우에만 기준을 만족하였다. 확률론적 방법에 의한 결과 역시 진폭 1cm인 경우에만 기준을 만족하였다.

표 5.9는 시뮬레이션 횟수 500회에 대한 데이터를 바탕으로 사용성 한계상태를 기준으로 신뢰성해석하여 신뢰성지수와 파괴확률로 나타내었다. 표를 통해 진폭 3, 5cm인 경우에는 결정론적 방법에서 허용수평변위의 범위를 만족하지

못했기 때문에 높은 파괴확률을 보여주고 있다. 그러나 결정론적 방법에서 허용수평변위를 만족한 진폭 1cm인 경우 신뢰성해석을 통해 2.5%의 파괴확률이 있음을 보여주고 있다. 따라서 표5.9에서 나타난 결과를 통해 확률론적 방법에 의한 신뢰성해석 결과 결정론적 방법에서 제시하지 못했던 파괴 가능성을 제시하였다.

5.3.4 신뢰구간별 신뢰성 해석

과량하중 산정을 위한 진폭별 신뢰성해석결과를 통해 결정론적 방법에서 기준을 만족하였더라도 2.5%의 파괴 가능성이 있음을 보여주었다. 따라서 결정론적 방법에 의한 변위의 값은 실제 일어날 수 있는 변위 값에 대한 예측값이라 할 수 있으며, 실제 플로팅구조물에서는 예측된 범위를 벗어나는 일이 발생할 수도 있음을 알 수 있다. 이에 따라 확률론적 방법에 의해서 구한 데이터를 바탕으로 신뢰구간의 폭에 따른 최대변위와 최소변위의 범위를 분석하여 신뢰구간별 신뢰성평가를 하고자 한다.

신뢰구간별 범위는 결정론적 방법에서 사용성 한계상태를 만족하는 진폭1cm인 경우에 대해 수행하였다. 데이터를 분석한 결과 평균은 6.493cm, 표준편차는 0.4248cm이다. 이를 기준으로 각 신뢰구간별 수평 변위의 범위를 산출할 수 있다. 신뢰구간의 폭에 따라 그림 5.8과 같은 신뢰수준을 얻게 된다. 이 정규분포의 그래프는 각 신뢰구간별로 차지하는 신뢰수준을 보여주고 있으며, 신뢰구간이 $\mu \pm 2\sigma$ 일 때의 신뢰수준은 0.9544로써 95.44%의 확률적 분포를 보여주게 된다. 이러한 신뢰구간의 개념은 변위량의 통계적 데이터의 값과 부합시켜 실제 구조물에 발생할 수 있는 최대 수평 변위의 범위를 추정할 수 있다.

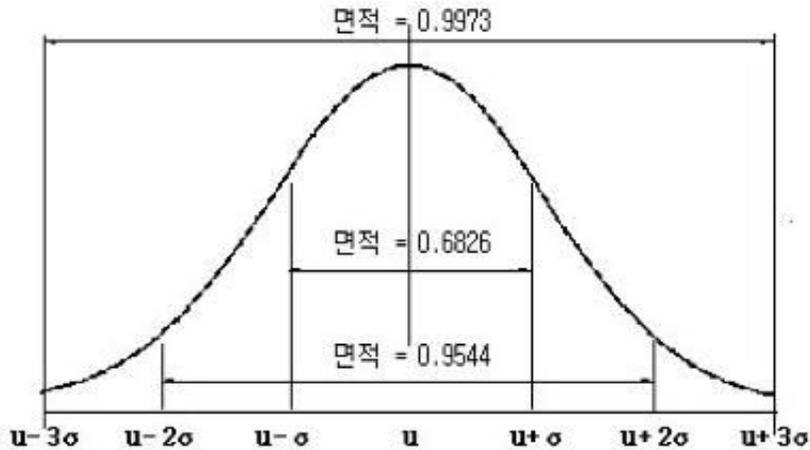


그림 5.8 신뢰수준에 따른 정규분포의 확률

표 5.10 신뢰구간별 최대 수평 변위 범위 (단위:cm)

진폭 1cm		$\mu - \sigma$ $\leq X \leq$ $\mu + \sigma$ (68.26%)	$\mu - 1.645\sigma$ $\leq X \leq$ $\mu + 1.645\sigma$ (90%)	$\mu - 2\sigma$ $\leq X \leq$ $\mu + 2\sigma$ (95.44%)
		500회	upper	6.9178
	lower	6.0682	7.1918	7.3426

확률적으로 완전한 구조물의 완성이 없기 때문에 공학에서 신뢰수준의 정의는 일반적으로 95%정도로 계산하고 있다. 하지만 본 논문은 신뢰구간의 폭에 따라 변화하는 변위 값의 범위를 예측하기 위하여 $\mu \pm \sigma$, $\mu \pm 1.645\sigma$, $\mu \pm 2\sigma$ 를 사용하였다. 각 신뢰구간에 따른 신뢰수준은 68%, 90%, 95%의 신뢰수준을 갖도록 하였다. 표 5.10에서는 각 신뢰구간에 대한 변위 값의 상한값(upper)과 하한값(lower)을 계산해 놓았다. 여기서 말하는 상한값과 하한값은 확률론적 해석을 수행하였을 경우 신뢰구간별 범위를 말하는 것이다.

표 5.10을 통해서 확률론적 방법에 의한 최대 수평 변위 값은 실제 결정론적 방법에서 제시하지 못하는 변화범위를 나타낼 수 있음을 보이고 있다.

표 5.11 신뢰구간별 신뢰성해석 결과

신뢰구간	95.44%	90%	68.26%
신뢰성지수	2.312	2.488	3.628
파괴확률	0.0104	0.0064	0.0001

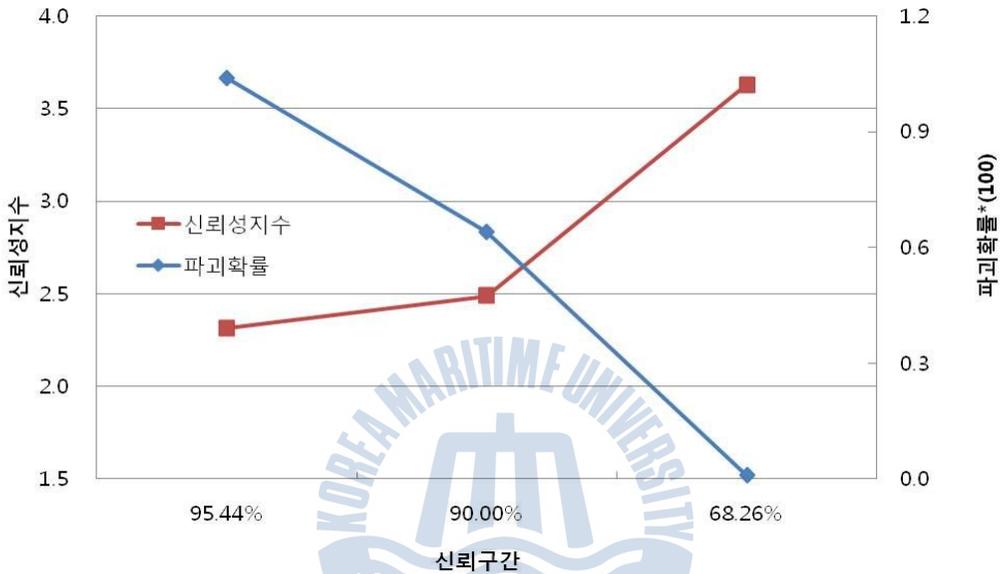


그림 5.9 신뢰구간별 신뢰성지수와 파괴확률

표.5.11은 신뢰구간별 신뢰성해석의 결과를 사용성 한계상태를 기준으로 나타난 결과를 보여주고 있으며 그림5.9는 신뢰구간에 대한 신뢰성지수와 파괴확률을 그래프로 나타내고 있다. 위의 결과를 통해 신뢰구간이 넓어질수록 평균값에 대한 표준편차의 값이 커지므로 파괴확률이 증가함을 보여주고 있으며, 신뢰성지수는 감소하는 것을 알 수 있다. 또한 신뢰성지수가 커질수록 파괴확률은 감소하므로, 신뢰성지수가 큰 값을 가질수록 구조물의 안전성은 증가하는 것을 알 수 있다.

5.3.5 변동계수에 따른 신뢰성 해석

확률변수의 변동계수 변화가 구조물의 신뢰성에 어떻게 영향을 미치는 지를 파악하기 위해서 본 논문에 적용된 Three-Parameter Power Model식의 확률변수 중 모멘트 극한강도(M_u)를 확률변수로 하여 신뢰성해석을 수행하였다.

표5.12 모멘트 극한강도에 대한 확률변수

확률변수	확률분포	2-8층		9층	
		평균	변동계수	평균	변동계수
M_u (kN-cm)	정규	19025.69	0.10	12602.55	0.10
			0.15		0.15
			0.20		0.20
R_{ki} (kN/cm ²)	정규	1665459.67	0.15	757518.36	0.15
n	정규	0.8	.	0.8	.

모멘트 극한강도(M_u)의 변동계수에 따른 신뢰성을 비교하기 위해 표5.12와 같이 변동계수를 10%, 15%, 20%로 달리하였으며, 초기 접합부의 강성(R_{ki})과 형상계수(n)의 변동계수는 동일하게 선정하였다. 적용된 과량하중은 진폭 5cm이며, 모멘트 극한강도(M_u)에 대한 신뢰성해석을 위해 2차 소성해석을 실시하였다. 몬테카를로기법의 시뮬레이션 횟수는 100번으로 하였다.

소성해석을 위한 허용수평변위의 한계값은 일본의 내진설계 기준을 참고하여 H/80로 산정하였으며, 최상층 수평변위에 대한 한계상태방정식을 적용하여 신뢰성지수와 파괴확률을 각각 비교하였다.

표5.13은 신뢰성해석 결과를 신뢰성지수와 파괴확률로 나타냈으며, 그림5.10은 변동계수별 신뢰성지수와 파괴확률을 그래프로 나타내었다.

표5.13 변동계수별 신뢰성해석 결과

변동계수	신뢰성지수	파괴확률
0.10	5.559	3E-05
0.15	3.647	0.0011
0.20	2.943	0.0015

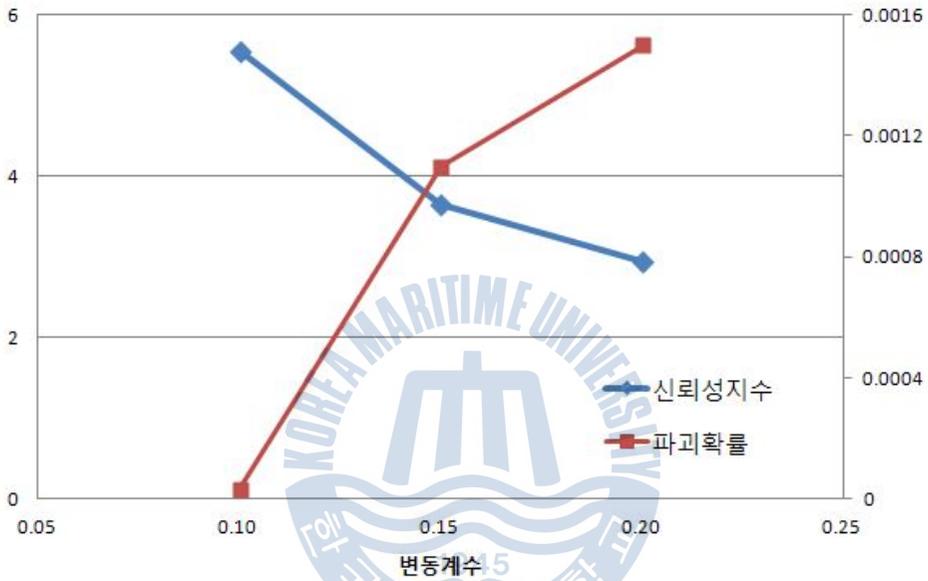


그림 5.10 변동계수별 신뢰성지수와 파괴확률

표5.13과 그림5.10을 통해 변동계수 10~15%일 때 신뢰성지수가 급격하게 변화되었으며, 15% 이상일 때는 신뢰성지수의 감소율 변화가 비슷함을 보여주고 있다. 전체적으로 변동계수의 증가에 따라 신뢰성지수는 점점 감소하였으며, 파괴확률은 점점 증가하였다.

6. 결 론

본 논문에서는 모멘트-회전각의 회전강성에 큰 영향을 미치는 접합부의 모멘트 극한강도(M_u), 초기 접합부의 강성(R_{ki})을 확률매개변수로 선정하여 몬테카를로 기법을 이용한 반강접 접합부의 확률론적 해석을 수행하였으며, 사용성 한계상태를 적용하여 수평변위에 대한 신뢰성수지와 파괴확률을 산정하여 신뢰성평가를 하였다. 이를 통해 본 논문은 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 모멘트-회전각의 회전강성을 얻기 위해 확률·통계적인 특성을 반강접 접합부 해석에 반영하여 몬테카를로 기법을 이용한 확률론적 예측법과 사용성 한계상태에 대한 수평변위의 신뢰성해석기법을 제안하였으며, 수평변위의 사용성 한계상태를 정량적 수치인 신뢰성지수와 파괴확률로 평가하였다.

2. 몬테카를로 기법에 의한 해석시 결정론적 방법에 의한 결과값과 비교하여 거의 일치함을 보였으며, 시뮬레이션 횟수의 증가에 따른 결과값 역시 1% 이내의 오차를 보여 몬테카를로 기법의 정확성을 확보할 수 있다.

3. 진폭 1cm인 경우 결정론적 방법에서는 허용수평변위를 만족하였으나, 신뢰성 해석을 통하여 2.5%의 파괴확률이 있다는 사실을 알 수 있었다. 이러한 결과를 통해서 기존의 확률변수의 대표값을 이용한 결정론적 방법보다 더욱 효과적이라고 할 수 있다.

4. 신뢰수준 68%, 90%, 95%의 신뢰수준을 갖도록 하여 각 신뢰구간별 최대 수평변위 범위를 나타내었으며, 신뢰구간별 최대치와 최소치를 계산하여, 실제 결정론적 방법에서 제시하지 못하는 수평변위의 변화 범위를 나타내었다.

5. 수평변위의 신뢰구간별 범위를 분석한 결과 신뢰구간의 범위가 넓어질수록 수평변위의 범위 또한 넓어지는 것을 확인하였다. 또한 신뢰구간이 넓어질수록 신뢰성지수는 감소하고 파괴확률은 증가하는 것을 확인하였다.

6. 모멘트 극한강도(M_u)에 대한 변동계수별 신뢰성해석 결과를 통해 변동계수가 증가함에 따라 신뢰성지수가 증가하는 것을 보였으며, 파괴확률은 감소하는 것을 확인하였다. 특히 변동계수 10~15%일 경우 신뢰성지수의 증가변화율이 크게 나타났다.



참 고 문 헌

1. 한국건설교통기술평가원, “수해양 문화공간을 위한 정주형 플로팅건축 설계 기술 개발 연구 기획 보고서”, 2010.10
2. 이은숙, “파랑하중을 고려한 반강접 접합부의 비선형 해석”, 한국해양대학교 석사학위논문, 2002.08
3. 양영순, 서용석, 이재욱, “구조 신뢰성 공학”, 서울대학교출판부, 1999
4. 이치형, 송화철, 윤성기, “파랑하중을 받는 반강접 골조의 구조신뢰성해석”, 대한건축학회 부산·경남지회 논문집, 2004.11
5. Freudenthal, A. M., "The Safety of Structures", Proceedings, ASCE, Vol.71, 1945
6. 정용수, “몬테카를로 기법을 이용한 초고층건물 기동축소량의 해석법”, 한국 해양대학교 석사학위논문, 2002.02
7. Johnston, B.G., and Yang, C.H., and Beedle, L.S., “An Evaluation of Plastic Analysis as Applied to Structural Design”, Welding J., 32(5), p. 224-s, 1953
8. Frye, M.J., and Morris, G.A. “Analysis of Flexibly Connected Steel Frames”, Canadian Journal of Civil Engineers, Vol. 2, pp. 119-136, 1975
9. Richard, R.M. and Gillet, P.E. and Kreigh, J.D. and Lewis, B.A., “The Analysis and Design of Single Plate Framing Connections”, AISC Engineering Journal, 2nd Quarter, pp. 38-52, 1980
10. Chen, W.F., and Sohal, I., “Plastic design and second-order analysis of steel frame”, New York: Springer-Verlag, c1995
11. Remmers, G., Taylor, R., Palo, P. and Brackett, R., “Mobile Offshore Base: ASeabasing Option”, Proc. of VLFS”, 1999, Vol.1, pp.7-13
12. king, W. S., and Chen, W. F., “LRFDAnalysis for Semi-rigid Frame Design”, Engineering Journal, AISC, 30(4), pp.130~140, 1993
13. 신영무, “초고층 콘크리트 건물의 기동축소량에 대한 구조신뢰성평가”, 한국 해양대학교 석사학위논문, 2009.02
14. 한국해양연구원, “차세대 항만 설계기술 개발 - 항만설계기준 및 신뢰성 설계법을 중심으로(1~5단계 최종보고서)”, 2005.11
15. 이치형, “접합부의 반강접성을 고려한 철골조의 구조신뢰성해석”, 부산대학교 박사학위논문, 2003.02

16. 강철규, 전성남, “LRFD에 의한 반강접 철골조의 안정성 설계방법에 관한 기초연구”, 대한건축학회 추계 학술발표논문집, 제18권 2호, pp.191~196, 1998
17. Kishi, N. and Chen, W. F. and Goto, Y. and Hasan, R., “Behavior of Tall Buildings with Mixed Use of Rigid and Semi-Rigid Connections”, Computer & Structures Vol. 61, No. 6. pp 1193~1206, 1996
18. Rubistein, R. Y., “Simulation and Monte Carlo Method”, John Wiley and Sons, New York, 1981
19. Box, G. E. P. and Muller, M. E., “A Note on the Generation of Random Normal Deviates”, Annals of Mathematical Statistics, Vol. 29, 99610-611, 1958
20. Johnston, B.G., and Yang, C.H., and Beedle, L.S., “An Evaluation of Plastic Analysis as Applied to Structural Design”, Welding J., 32(5), p.224-s, 1953
21. AISC, manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Inc., 1999.
22. BSI, Eurocode 3: Design of Steel-frame Design; Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, British Standards Institution 1992
23. Jones, S.W. and Kirby, P.A. and Nethercot, D.A., “Effect of Semi-rigid Connections on Steel Column Strength”, J. Constructu, Steel Res. 1, 38-46, 1980
24. Lui, E.M. and Chen, W.F., “Strength of H-Columns with Small End Restraints”, J. Inst. Struct. Eng. 61B(1) 17-26, 1983
25. Richard, R.M. and Abbott, B.J., “Versatile Elastic-Plastic Stress-Strain Formula. J. Eng. Mech. Div. ASCE 101(4), 511-515, 1975
26. 한국해양연구원, “초대형 부유식 해상구조물 기술개발, 1차년도 최종보고서”, 해양수산부, 1999
27. 신동구, 김천용, 노준식, 박영석, “국내 생산 강재를 적용한 강합성 거더 휨 저항강도의 통계적 특성, 한국강구조학회, 제 19권 2호, pp. 139-146, 2007