연구원-2012-15-534.9607호

2011년도 연구보고서

한계상태설계법 도로교설계기준 설계실무편람 개발

Development of Design Manuals using Limit State Bridge Design Code

한 국 도 로 공 사

도로교통연구원

연 구 진

▣ 한국도로공사 도로교통연구원

연구책임자 :

참여연구원 :

실무연구원 :

목 차

목 차 ····· i

표 목 차 ····· vi

그림목차 ····· x

요 약 문 ····· xii

ABSTRACT ····· xiii

제 1 장 서 론 ····· **1**

1.1 연구배경 및 목적 ····· 1

1.2 연구내용 ····· 2

1.3 연구 범위 및 수행방법 ····· 3

제 2 장 신뢰도 기반 한계상태설계법 ····· **4**

2.1 개요 ····· 4

2.2 설계법의 변천 ····· 4

2.3 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications ····· 8

2.4 Eurocodes ····· 13

2.5 AASHTO LRFD Specifications와 Eurocodes의 신뢰도 비교 ····· 18

2.6 소결론 ····· 20

제 3 장 인천대교의 한계상태설계 설계기준 적용 ····· **22**

3.1 개요 ····· 22

3.2 독립설계검토 ····· 22

3.3 구조 분야 설계 ····· 23

3.4 지반 분야 설계 ····· 25

제 4 장 신도로교설계기준의 특징 ····· 30
4.1 개요 ····· 30
4.2 제정 현황 ····· 30
4.3 하중 및 하중 조합 ····· 31
4.3.1 활하중 ····· 33
4.3.2 하중 조합과 각종 계수 ····· 34
4.3.3 차량하중 분배 계수 ····· 38
4.4 콘크리트교의 설계 ····· 38
4.4.1 한계상태의 정의 ····· 38
4.4.2 콘크리트 내구성 설계 ····· 39
4.4.3 프리스트레스트 콘크리트(PSC) 구조물 설계 ····· 44
4.4.4 포스트 텐션 정착부 ····· 48
4.5 강교의 설계 ····· 49
4.5.1 적용 범위 ····· 49
4.5.2 박스거더의 설계 ····· 50
4.5.3 거더 단면의 분류 ····· 51
4.5.4 단면 휨 응력 검토 절차 ····· 53
4.5.5 전단 설계 ····· 56
4.5.6 보강재 ····· 58
4.5.7 이음 및 연결 ····· 58
4.6 하부 구조 ····· 60
4.7 내진 설계 ····· 62
4.8 받침 및 신축이음 장치 ····· 65
4.9 소결론 ····· 65

제 5 장 한계상태설계법 적용 설계 사례 및 절차 ····66
5.1 개요 ····66
5.2 AASHTO LRFD Specifications 적용 절차 및 결과 ····66
5.2.1 AASHTO LFRD Specifications 적용 강교 설계 절차 ····67
5.2.2 강교 설계 예제 검토 ····69
5.2.3 박스거더교 설계 관련 가이드라인 ····73
5.2.4 하부 구조 설계 ····78
5.2.5 기초 설계 ····81
5.3 Eurocode 2 적용 절차 및 결과 ····82
5.3.1 내구성 설계를 위한 환경 등급 규정 ····83
5.3.2 바닥판 구조 설계 ····85
5.3.3 PSC 구조물 설계 순서 ····87
5.3.4 PSC 구조물 사용한계상태 ····88
5.3.5 PSC 구조물 휨설계 ····89
5.3.6 전단 설계 ····92
5.4 소결론 ····95

제 6 장 시험 설계 ····97
6.1 개요 ····97
6.2 교량 선정 ····97
6.2.1 상부형식 적용현황 분석 ····97
6.2.2 기초형식 적용현황 분석 ····99
6.2.3 대표 교량 선정 ····100
6.2.3.1 프리스트레스트 콘크리트교 ····100
6.2.3.2 강교 ····105
6.3 PSC 거더교 설계 ····108
6.3.1 PSC 거더교 설계 절차 ····108
6.3.2 PSC I 거더교 설계상 주안점 ····116

6.3.2.1 하중 분배 ·····116
6.3.2.2 사용한계상태 검토 ·····116
6.3.2.3 극한한계상태 검토 ·····123
6.3.3 PSC I 거더교 설계 결과 ·····130
6.4 강교 설계 ·····130
6.4.1 강교 설계 절차 ·····130
6.4.2 오픈박스거더교 설계상 주안점 ·····136
6.4.3 오픈박스거더교 설계 결과 ·····145
6.5 하부 구조 ·····146
6.5.1 하부 구조 설계 절차 ·····146
6.5.1.1 교대 설계 흐름도 ·····146
6.5.1.2 교각 설계 흐름도 ·····151
6.5.2 교대 설계 주안점 ·····156
6.5.3 교각 설계 주안점 ·····158
6.5.4 하부구조 설계 결과 ·····162
6.6 기초 설계 ·····162
6.6.1 기초 설계 절차 ·····163
6.6.2 기초 현황 ·····166
6.6.2 작용 하중 및 하중 조합 결과 ·····167
6.6.3 사용한계상태 검토 방법 ·····169
6.6.4 극한한계상태 검토 방법 ·····171
6.6.5 설계 결과 ·····174
6.7 내진 설계 ·····176
6.7.1 내진 설계 절차 ·····176
6.7.2 내진 설계 결과 ·····177

제 7 장 결 론 ·····178

참 고 문 헌 ·····181

Appendix I. 소락교 대표 도면 ·····184

Appendix II. 기장분기점4교 대표 도면 ·····193

표 목 차

표 2.1 파괴 확률에 따른 신뢰도 지수 ·····7
표 2.2 극한한계상태에 대해 제안된 신뢰도 지수 (기준년: 1년) ·····8
표 2.3 되돌릴 수 없는 사용한계상태에 대해 제안된 신뢰도 지수 (기준년: 1년) ·····8
표 2.4 AASHTO LRFD Specifications의 하중 조합 및 하중 계수 ·····11
표 2.5 고정하중의 하중계수, γ_p,의 변화 ·····11
표 2.6 구조물의 저항계수 ·····13
표 2.7 Eurocodes의 구성 ·····14
표 2.8 Eurocode의 신뢰도 등급에 따른 신뢰도 지수(극단한계상태) ·····16
표 2.9 Eurocodes의 극한한계상태 분류 ·····16
표 2.10 재료에 따른 부분 안전계수 ·····17
표 2.11 Eurocodes와 LRFD Specifications의 파괴확률, 신뢰도 지수 비교 ·····20
표 3.1 기초 설계를 위한 LRFD와 ASD 개념 비교 ·····27
표 3.2 설계법에 따른 인천대교 주요 교각 기초 지지력 비교 (단위: kN) ·····27
표 3.3 말뚝머리의 상부 하중 비교 (단위: kN) ·····28
표 3.4 인천대교 현장타설말뚝 설계의 저항계수 ·····29
표 4.1 도로교설계기준 한계상태설계법의 목차 ·····32
표 4.2 AASHTO LRFD Specifications의 목차 ·····32
표 4.3 도로교설계기준 한계상태설계법 표준 차로 하중 ·····33
표 4.4 하중조합과 하중계수 ·····35
표 4.5 하중계수 의 최대값과 최소값 ·····36
표 4.6 극한한계상태 하중조합 정의 ·····37
표 4.7 극단상황한계상태 하중조합 정의 ·····37
표 4.8 사용한계상태 하중조합 정의 ·····37
표 4.9 피로한계상태 하중조합 정의 ·····38
표 4.10 재료저항계수 ·····39

표 4.11 환경조건에 따른 노출 등급 ·····40
표 4.12 노출 등급에 따른 최소 콘크리트강도 ·····42
표 4.13 철근의 내구성을 고려한 최소피복두께, (㎜) ·····42
표 4.14 피복 노출 등급 제한 ·····43
표 4.15 노출 환경에 따라 요구되는 최소 설계 등급 ·····43
표 4.16 설계 등급에 따른 사용 한계값 ·····44
표 4.17 프리스트레싱 긴장재의 허용 응력 ·····44
표 4.18 콘크리트 응력의 제한 ·····45
표 4.19 프리스트레스의 초기 손실 ·····46
표 4.20 프리스트레스의 장기 손실 ·····47
표 4.21 설계기준 하부구조 목차 비교 ·····62
표 4.22 완전연성 내진설계법과 연성도 내진설계법 비교 ·····63
표 5.1 연속교의 바닥판 타설 순서 ·····69
표 5.2 예제 교량의 하중/강도 비교 ·····70
표 5.3 2경간 연속교의 하중/강도 관계(MNDOT) ·····71
표 5.4 경간구성 및 단면 ·····72
표 5.5 예제 교량의 하중/강도 비율(FHWA) ·····73
표 5.6 교각 설계를 위한 하중 조합 (Arizona DOT) ·····79
표 5.7 교각 설계를 위한 하중조합 (Wisconsin DOT) ·····80
표 5.8 교각 설계를 위한 하중조합 (FHWA) ·····81
표 5.9 Eurocode 2의 노출 등급 분류 ·····83
표 6.1 기초형식별 적용현황 ·····99
표 6.2 말뚝기초 시공법 적용현황 ·····100
표 6.3 말뚝기초 재료별 적용현황 ·····100
표 6.4 표준 PSC I 거더와 최적 PSC I 거더의 비교 ·····101
표 6.5 소락교 현황 ·····102
표 6.6 소락교 교대 형식 ·····103
표 6.7 소락교 교각 형식 ·····104

표 6.8 기장분기점4교 현황 ·····105
표 6.9 기장분기점4교 A1교대 형식 ·····107
표 6.10 기장분기점4교 P1 및 P2 교각 형식 ·····108
표 6.11 거더 중앙부 최대 모멘트 ·····116
표 6.12 거더의 최대 전단력 ·····116
표 6.13 부재의 노출환경을 고려한 노출등급 ·····117
표 6.14 노출 등급에 따른 최소 콘크리트 강도 ·····117
표 6.15 노출 등급에 따른 최소 피복두께 ·····118
표 6.16 노출 등급을 고려한 단면 조정 ·····118
표 6.17 노출 환경에 따른 최소 설계 등급 ·····119
표 6.18 설계 등급에 따른 사용 한계값 ·····119
표 6.19 설계 기준에 따른 프리스트레스 손실량 ·····121
표 6.20 외측거더의 영(0)응력 한계상태 검토 ·····122
표 6.21 내측거더의 영(0)응력 한계상태 검토 ·····122
표 6.22 외측거더의 균열폭 한계상태 검토 ·····123
표 6.23 내측거더의 균열폭 한계상태검토 ·····123
표 6.24 거더 중앙부 최대 모멘트 ·····124
표 6.25 소락교 설계 적용 재료 상수 ·····124
표 6.26 거더의 저항 모멘트 산출 ·····125
표 6.27 소락교 거더 전단력 ·····126
표 6.28 지점부의 전단 강도 검토 ·····127
표 6.29 일반부 단면의 전단 강도 검토 ·····128
표 6.30 긴장력을 고려한 단면 전단력 ·····128
표 6.31 $\cot\theta = 1$인 경우의 설계 전단강도 검토 ·····129
표 6.32 주요 하중에 의한 강재박스거더 모멘트(kN·m) ·····138
표 6.33 주요 하중에 의한 강재박스거더 전단력 (kN) ·····138
표 6.34 한계상태별 휨 모멘트(kN·m) ·····139
표 6.35 한계상태별 전단력(kN) ·····139

표 6.36 정모멘트 부위의 항복 모멘트 ·····141
표 6.37 설계휨강도와 설계하중에 의한 휨모멘트 비교 ·····141
표 6.38 압축 플랜지의 휨강도 검토 ·····142
표 6.39 인장 플랜지의 휨강도 검토 ·····143
표 6.40 복부판 전단력 검토 ·····143
표 6.41 설계 결과 비교 단면 ·····145
표 6.42 비교 교량들의 설계 안전도와 강재 중량 ·····145
표 6.43 교대의 노출등급 산정 ·····156
표 6.44 벽체 설계 결과 ·····158
표 6.45 교각 설계하중 조합 결과 ·····159
표 6.46 기존 설계의 교각 단면과 철근량 ·····161
표 6.47 한계상태설계법 적용한 교각 단면과 철근량 ·····161
표 6.48 확대기초의 하중조합 결과 ·····168
표 6.49 말뚝기초의 하중조합 결과 ·····168
표 6.50 기초의 사용한계상태 검토 내용 ·····169
표 6.51 극한한계상태 검토내용 및 방법 ·····171
표 6.52 확대기초 연직지지력 산정 결과 ·····175
표 6.53 말뚝기초 연직지지력 산정 결과 ·····175
표 6.54 말뚝기초 수평지지력 산정 결과 ·····175

그 림 목 차

그림 2.1 하중과 강도의 분포 ·····6
그림 2.2 파괴확률과 신뢰도 지수 ·····7
그림 2.3 경간장에 따른 신뢰도 지수의 변화 ·····9
그림 2.4 LRFD Specifications의 차량 하중 ·····12
그림 2.5 최대 정모멘트를 결정하기 위한 하중 재하 ·····13
그림 2.6 Eurocode의 한계상태 개념도 ·····16
그림 2.7 EN 1991의 LM1 하중 모델 ·····17
그림 2.8 기준 설계수명에 따른 신뢰도 지수의 관계(8) ·····19
그림 3.1 설계기준별 말뚝의 지지력을 확보하기 위한 암반근입 두께 비교 ·····28
그림 4.1 지반분야 한계상태설계법 관련 연구 현황 및 계획 ·····31
그림 4.2 도로교설계기준 한계상태설계법 표준 트럭하중 ·····34
그림 4.3 피로설계트럭하중 ·····34
그림 4.4 Eurocode의 설계개념도 ·····39
그림 4.5 정착 블록의 치수(17) ·····49
그림 4.6 플랜지 중심간 거리 ·····51
그림 4.7 조밀단면과 비조밀단면 응력 상태 비교 ·····52
그림 4.8 단면 분류 ·····53
그림 4.9 강교 단면 휨설계 검토 순서도 ·····54
그림 4.10 강교단면의 전단설계 순서도 ·····56
그림 4.11 연성도 내진설계 순서도 ·····64
그림 5.1 강재 거더교 설계 절차 ·····67
그림 5.2 예제 교량의 횡단면 (MNDOT) ·····70
그림 5.3 예제 교량 거더 배치도 ·····71
그림 5.4 제작중인 오픈박스거더교 ·····74
그림 5.5 박스거더 내부 브레이싱 시스템 ·····75

그림 5.6 내부 브레이싱 단면도 ·····75
그림 5.7 횡브레이싱의 부재력(26) ·····77
그림 5.8 박스거더교 외부 다이아프램 작용력 ·····77
그림 5.9 지점 내외부 다이아프램의 일반 구조 ·····77
그림 5.10 교대 파라펫 하중 재하 예시 ·····79
그림 5.11 교대 흉벽 하중 재하 예시 ·····79
그림 5.12 바닥판의 노출 등급 범위 ·····85
그림 5.13 바닥판의 최종 노출 등급 ·····85
그림 5.14 Eurocode 2를 활용한 콘크리트 보의 설계 흐름도와 관련 규정 ·····87
그림 5.15 Eurocode 2를 활용한 PSC 구조물 설계 흐름도 및 관련 규정 ·····88
그림 5.16 등가응력 블록 ·····89
그림 5.17 프리스트레스 빔의 변형율 및 응력 분포 ·····90
그림 5.18 스트럿-타이 기본 모델 ·····93
그림 5.19 거더와 슬래브의 합성 단면 전단응력 분포 ·····95
그림 6.1 교량 상부형식별 적용현황 ·····98
그림 6.2 PSC빔교 세부형식별 적용현황 ·····98
그림 6.3 강교 세부형식별 적용현황 ·····99
그림 6.4 기장분기점4교의 횡단면 (원설계) ·····106
그림 6.5 기장분기점4교의 변경 설계 단면 ·····106
그림 6.6 단면 변형률 및 내력 분포 ·····125
그림 6.7 시험설계를 위한 기장분기점4교 단면계획 ·····137
그림 6.8 단면의 소성모멘트 산정 ·····140
그림 6.9 기장분기점 시험설계 현장이음부 위치 ·····144
그림 6.10 결정된 노출 등급에 따른 콘크리트 강도와 피복두께 ·····157
그림 6.11 교각의 스트럿-타이 모델 ·····159
그림 6.12 기장분기점4교 P1교각 단면력 ·····160

요 약 문

구조물 관련 설계기준의 국제적인 변화에 따라 신뢰도 기반의 “도로설계기준 한계상태설계법”이 최근 제정되었다. 신뢰도 기반의 한계상태설계법은 하중 및 재료 강도 등에서 발생하는 불확실성에 대응해 균일한 안전도를 갖는 합리적인 구조물 설계를 유도하기 위해 개발된 설계법을 지칭한다. 유럽의 Eurocodes, 미국의 AASHTO LRFD Specifications이 대표적인 한계상태설계법 기반의 도로교설계기준이다. 국내에서는 민자사업으로 추진된 인천대교와 거가대교에 AASHTO LRFD Specifications이 적용된 사례가 있다.

새롭게 제정된 “도로교설계기준 한계상태설계법”의 하중조합 및 강교편은 AASHTO LRFD Specifications를 기반으로 하여 국내의 관련 연구 성과를 반영하였으며, 콘크리트교는 Eurocode 2의 콘크리트교 관련 기준들을 참조하였다. 특히 기존의 표준 트럭 하중인 DB-24보다 무거운 표준트럭하중인 KL-510(총하중: 510kN)이 제안되었으며, 극한한계상태 등의 한계상태와 각 한계 상태를 위한 하중 계수와 재료의 저항계수 등도 새롭게 제시되었다.

본 연구에서는 “도로교설계기준 한계상태설계법”의 원활한 도입과 정착을 위해 각종 설계 관련 기준들의 이론적인 배경과 적용상의 한계 등에 대한 검토를 하였으며, 외국의 한계상태설계법 기반 설계기준의 적용 절차와 사례 들을 조사하였다. 이를 통해 도로교설계기준 한계상태설계법을 활용한 PSC I거더교와 강재 오픈박스거더교의 시험 설계를 수행하고, 각 교량형식에 대한 설계 절차와 설계 사례가 포함된 설계실무편람(안)을 개발하였다.

ABSTRACT

The current Korean Bridge Design Specifications are based on a conservative Allowable Stress Method which is very simple to use but has varying degrees of reliability levels. A state-of-the-art bridge design code, based on the Limit State Design method, was newly developed by MLTM to replace the current one. A Limit State Design method based on structural reliability was introduced to construct structurally sound bridge structures with long term durability. The method is expected to yield structures with uniform level of reliability. Eurocodes and AASHTO LRFD Specifications are two best known design codes integrating reliability concept. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications have been applied to the Inchon Bridge and GoeGa Bridge in Korea, which were constructed by project financing and given more freedom in selecting design codes. Both bridges show that the limit state design method can give more economical structures.

The new Korean Bridge Design Specifications-Limit State Method (KBDS-LSM) was recently authorized. The KBDS-LSM is mostly based on AASHTO LRFD Specifications. However, the chapter on concrete bridges is developed using the Eurocode 2 (Design of concrete structures). One of the main features of the new Specifications is the introduction of new live load truck models. To include effects of multiple trucks on the bridge, a standard design truck and lane has been proposed using long-term WIM data. The new design truck, called "KL-510", has total weight of 510kN and four axles.

This research has been carried out to develop design manuals and examples for the early implementation of the new Specifications. As a part of the research, two example bridges, a PSC girder bridge and a steel box girder, were chosen in which superstructure and substructure were designed. The results showed that the new the newly authorized KBDS-LSM is very complicated and difficult to apply but can lead to economical design of the bridges. These developed manuals and examples will be a good tool for the design and construction of bridge structures using the KBDS-LSM in expressway networks.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

현재 고속도로 교량의 설계를 위해 적용되고 있는 도로교설계기준은 허용응력법(Allowable Stress Design, ASD)과 강도설계법(Load Factor Method, LFD)에 기반을 두고 각종 하중을 정의하고 재료의 특성과 강도 등을 설정한 것이다. 이들 설계법은 교량에 재하되는 각 하중의 변동성, 발생 빈도 등을 적절히 반영할 수 없으며, 교량을 구성하고 있는 각종 부재의 최대 강도나 한계상태를 충분히 활용하지 못하고 과다 설계를 유도하는 문제점을 갖고 있다.

신뢰도 기반의 한계상태설계법(Reliability-based Limit State Design)은 기존의 설계기준이 갖고 있는 과다한 안전 설계와 불균일한 신뢰도(Reliability)를 지양하고, 하중 및 재료 강도 등에서 발생하는 불확실성에 대응해 균일한 안전도를 갖는 합리적인 설계를 유도하기 위해서 개발된 설계법을 지칭한다. 유럽의 Eurocodes, 캐나다의 CAN/CSA-S6-06 Canadian Highway Bridge Design Code(CHBDC), 미국의 AASHTO LRFD(Load Resistance Factor Design) Bridge Design Specifications 등이 대표적인 신뢰도 기반의 한계상태설계법 교량설계기준이다. Eurocodes와 AASHTO LRFD Specifications는 장기간에 걸쳐 개발 및 수정되어 왔으며, 기존에 있던 ASD나 LFD 기반의 설계기준에서 옮겨 가는데 많은 시일이 소요되고 있다.

국내에서도 인천대교, 거가대교와 같은 민자 사업에 AASHTO LRFD Specificatoins가 적용된 사례가 있다. 한계상태법에 근거한 국제적인 수준의 교량설계기준 도입을 위해 새로운 설계기준인 “도로교설계기준 한계상태설계법”이 국토해양부의 의뢰를 받아 도로교통협회 주관으로 제정되었다(2009. 10~2011. 11). “도로교설계기준 한계상태설계법”은 중앙설계심의와 같은 각종 공인작업을 거쳐 2012년부터 적용되기 시작할 것으로 예상되며, 기존 도로교설계기준과의 3년간 병행 적용 후 전면적으로 적용될 것으로 기대된다. 특히 최근에는 “국가경쟁력위원회”에 제시된 것과 같이 도로부문 사업 예산의 효율성 제고를 위해 한계상태설계법에 근거한 도로교설계기준을 활용한 도로 교량의 경제적인 건설에 대한 관심도 증가하고 있다.

새로운 설계기준이 원활하게 적용되기 위해서는 실무엔지니어들을 대상으로 한 설계법에 대한 광범위한 교육뿐만 아니라 설계기준을 활용한 설계 예제집과 같이 실무엔지니어들이 실질적으로 활용할 수 있는 기술 자료의 발간도 필요하다. 1994년에 AASHTO LRFD Specifications, 1st Edition을 발행한 미국에서는 FHWA에서 2007년을 전면적인 적용시기로 설정하고, AASHTO와 함께 NHI (National Highway Institute)가 중심이 된 교육 프로그램의 구축, 설계 예제집 및 지침 등의 발간, 각종 소프트웨어 개발 작업등을 수행하였다. 각주(各州)의 도로국에서도 내부 교육 프로그램, Pilot Project 수행, 지역특성에 맞는 하중 계수와 저항계수 산정과 같은 준비 작업을 하였다. 또한 PSC거더연속교와 강재 Plate Girder연속교 등의 교량 설계 예제집과 같은 설계 관련 자료가 인테넷 사이트 (http://bridges.transportation.org)를 통해 제공되고 있다.

본 연구는 2012년에 도입될 예정인 “도로교설계기준 한계상태설계법”의 원활한 고속도로 적용을 위해, 대표적인 고속도로 중장경간 교량형식인 PSC 거더교와 강재거더교의 한계상태설계법 설계 예제와 매뉴얼 등을 개발하기 위해 수행되었다. 또한 우리 공사의 주관 하에 설계, 건설된 인천대교의 LRFD Bridge Design Specifications 적용결과도 검토되었다. 한계상태설계법 기반의 도로교설계기준 도입은 고속도로 교량의 경제성 증대와 전체적인 신뢰도 확보에 기여를 할 것으로 기대된다.

1.2 연구내용

현재 개발되고 있는 “도로교설계기준 한계상태설계법”을 적용한 시험 교량의 설계를 통해 설계 편람과 절차 등을 개발하기 위한 관련 연구가 수행되었다. 이를 위하여 신뢰도 기반 한계상태설계법의 기본적인 배경과 인천대교의 적용 결과 등에 대한 조사와 더불어, 2개의 고속도로 대표 교량형식에 대한 시험설계가 수행되었다. 상세한 연구 내용은 다음과 같다.

- 신뢰도 기반 한계상태설계법 이론적인 배경 연구
- AASHTO LRFD Specifications 및 Eurocode 2의 규정 검토
- 도로교설계기준 한계상태설계법의 적용 범위 및 제한사항 조사
- AASHTO LRFD Specifications 및 Eurocode 2의 적용 예제 및 절차 연구
- 시험 설계를 위한 교량 형식 선정 및 설계 절차 작성
- 시험 설계 수행 및 설계 편람(안) 작성

1.3 연구 범위 및 수행방법

본 연구는 2년에 걸쳐 수행되었다. 1차년도에는 도로교설계기준 한계상태법과 관련된 외국 기준의 조사와 개발되고 있는 도로교설계기준의 개발현황 모니터링과 기존 교량의 적용 실적 분석 등에 중점을 두었다. 2차년도에도 제중중인 도로교설계기준의 개발현황을 지속적으로 모니터링 하였으며, 최종적으로 확정된 기준을 이용하여 교량의 시험 설계를 수행하였다. 주요 연구범위 및 수행방법은 다음과 같다.

○ 한계상태설계법 설계기준의 조사
- 외국 기준의 도입 현황 조사
- 각종 한계상태의 정의와 종류
- 신뢰도와 파괴확률 수준

○ 인천대교의 한계상태설계법 설계기준 적용 결과 조사
- 하부공의 설계 및 시공
- 상부공의 설계 및 시공

○ 도로교설계기준 한계상태설계법의 검토
- 하중 및 하중 조합, 각종 한계상태의 검토
- 재료별, 형식별 상세 설계 규정의 검토

○ 한계상태설계법 설계 기준 적용 사례 조사·분석
- AASHTO LRFD Specifications, Eurocode 2의 규정 비교 검토
- AASHTO LRFD Specifications, Eurocode 2의 적용 설계 사례와 절차 분석

○ 대표 교량형식 설계
- 최근 설계된 고속도로 노선의 교량 현황 조사
- PSC 거더교와 강재 오픈박스거더교 형식 선정
- 각 교량 시험 설계 및 설계상의 문제점 검토
- 기존 설계기준 활용 결과와의 비교

제 2 장 신뢰도 기반 한계상태설계법

2.1 개요

외력이 작용하는 구조물을 안전하고, 경제적으로 건설하기 위하여 여러 가지 설계법이 개발 및 활용되어 왔다. 일정한 하중이 작용하며 재료가 일정한 항복 강도를 갖는 것으로 고려하는 허용응력법(ASD), 하중의 분포와 빈도 등을 고려하여 하중계수를 산정하는 하중강도법(LFD)이 대표적인 기존의 설계법이다. 그러나 이들 설계법은 구조물에 작용하는 하중과 재료 강도의 불확실성과 변동성을 반영하는 데 한계를 갖고 있어, 확률론에 근거한 신뢰도 기반의 한계상태설계법이 대안으로 제시되었다. 여기서는 설계법의 변천과 더불어 현재 사용되고 있는 대표적인 한계상태설계법 설계기준인 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications와 Eurocodes의 특징에 대해 조사하였다.

2.2 설계법의 변천

탄성 거동에 기반을 둔 허용응력법(ASD)은 재료의 항복 강도나 극한 강도를 부재나 재료의 공칭강도(R_n)로 설정하고, 공칭 강도를 안전율($F.S.$)로 나누어 허용응력(Allowable Stress)을 결정하는 아주 간단한 설계법이다. 공칭 하중(Q)도 동시에 발생 가능한 하중을 여러 개의 하중 조합을 통해서 결정한다. 허용응력법의 기본설계식은 식 (2.1)과 같다.

$$F.S. = \frac{R_n}{\sum Q_i} \tag{2.1}$$

일반적으로 안전율($F.S.$)로는 1.7 ~ 1.8 정도가 사용되어 왔다. 허용응력법은 재료가 균질하고 비교적 명확한 항복응력을 갖고 있는 강재와 같은 금속 재질의 설계에는 적합한 것으로 고려되지만, 강재의 항복 이후에도 발현 가능한 휨강도인 소성모멘트(plastic moment)를 활용하지 못하는 단점을 갖고 있다.

현재 도로교설계기준(1)에는 허용응력법 설계를 위한 하중조합이 교량 형식별로 제시되어 있다. 하중의 변동성이나 불확실성에 대한 고려 없이 일률적으로 더해서 하중의 영향을 평가하고 있다. 그러나 설계 방법이 간단하고 예전부터 큰 문제없이 사용되어 왔기 때문에 일

반 엔지니어들의 선호도가 높은 설계법이다.

한계상태 개념을 처음으로 도입한 설계법이 강도설계법(LFD)이다. 강도설계법에서는 구조물의 한계 상태를 고려하였으며, 구조물에 재하되는 하중 작용의 변동 특성을 감안한 하중계수(γ_i)를 적용하여 하중 조합을 하였다. 식 (2.2)에 강도설계법의 기본 설계식이 제시되어 있다.

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \tag{2.2}$$

강도설계법에서는 식 (2.2)에 있는 것과 같이, 강도감소계수 ϕ를 적용하여 안전수준을 결정한다. 그렇지만 강도감소계수의 결정에 있어 강도의 분포에 따른 불확실성이 제대로 고려되지는 않았다. 기존의 도로교설계기준에는 식 (2.3)에 있는 것과 같은 하중조합식이 9개가 설정되어있다.

$$U = 1.3D+2.15(L+I)+1.3CF+1.7H+1.3Q \tag{2.3}$$

여기서 U는 설계단면력, D는 고정하중, L은 활하중, I는 충격, CF는 원심하중, H는 토압, Q는 부력 또는 양압력 등의 하중을 각각 의미한다. 1보다 작은 값을 갖는 강도감소계수는 재료와 부재별로 다르게 설정되어 있다. 강도설계법이 ASD에 비하여 진일보한 설계법이지만, 하중계수와 강도감소계수의 결정에 있어 변동성을 고려하기 위한 확률통계적인 절차를 활용하지 않아 재료의 특성과 강도 분포 등을 설계에 합리적으로 반영하는데 어려움이 있다.

구조물에 작용하는 하중의 변동성과 재료와 구조물의 치수 등의 변동성을 충분히 고려할 수 있는 설계기준에 대한 연구가 캐나다, 미국, 유럽을 중심으로 활발하게 수행되어 신뢰도 기반의 한계상태설계법(Reliability-based Limit State Design)이 다양한 형식으로 제시되었다. 한계상태설계법 기준들에 있어 파괴와 비파괴(안전)의 경계로 정의되는 한계상태(Limit State)는 강도한계상태와 사용성한계상태로 대별된다. 극한 혹은 강도한계상태(Ultimate or Strength Limit States, ULS)는 보의 파괴, 강재 거더의 플랜지 좌굴, 볼트의 전단파괴, 콘크리트의 압축파괴 등 부재나 어떤 요소의 강도에 관계된 한계상태를 의미하며, 사용성한계상태(Serviceability Limit States, SLS)는 구조물의 균열, 처짐, 진동 등 사용성에 관계된 한계상태 로 정의된다.

신뢰도(Reliability)는 “일정 기간에 각각의 지정된 한계상태에 도달하지 않을 확률”을 의미하며, 신뢰도 해석이란 구조물에 가해지는 다양한 하중, 구조물의 재료, 구조해석, 기타 등등의 여러 변수가 갖는 불확실성(Uncertainties)을 확률론을 사용하여 파괴확률 (Probability of Failure) 혹은 신뢰도를 구하는 것이다. 구조물의 하중(Q)과 강도(R)가 그림 2.1과 같이 분포되어 있으면 $g(R,Q)=R-Q\leq 0$인 경우에 구조물에 파괴가 발생하거나 한계상태를 만

족하지 못하는 것을 의미하며, $g(R,Q)=R-Q>0$이면 구조물이 안전하거나 기능을 수행할 수 있는 것을 의미한다. 또한 그림 2.1에서 $g(R,Q)=R-Q\leq 0$인 경우의 확률이 파괴확률(Probability of Failure, P_F)이 된다.

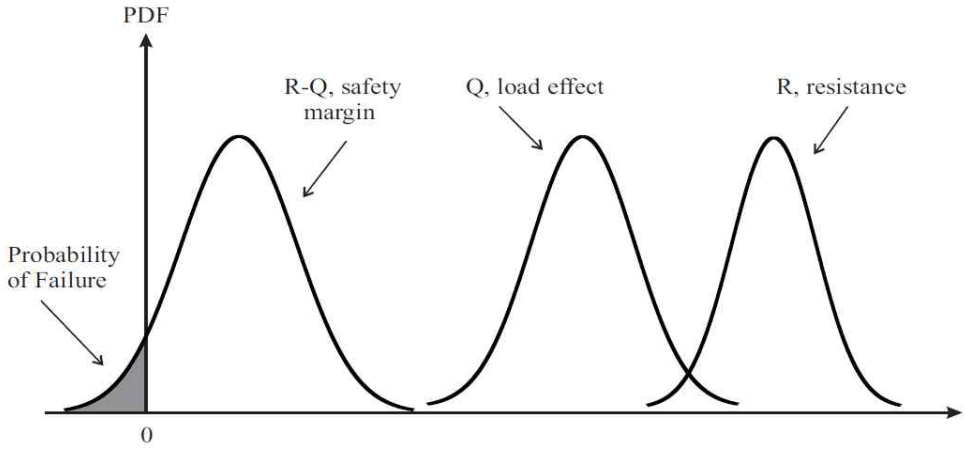


그림 2.1 하중과 강도의 분포

신뢰도를 정량적으로 나타내는 측도로서 신뢰도 지수(Reliability Index), β가 활용된다. 그림 2.2에 있는 것과 같이 발생확률(Probability of Occurrence)이 0인 원점으로부터 $g(=R-Q)$ 함수의 평균(mean)까지의 거리를 의미한다. 신뢰도 지수는 식 (2.4)을 이용하여 계산할 수 있다.

$$\beta=\frac{\mu_R-\mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2-\sigma_Q^2}} \tag{2.4}$$

여기서 μ_R은 평균 강도, μ_Q은 평균 하중, σ_R은 강도의 표준편차, σ_Q는 하중의 표준편차를 각각 나타낸다. 파괴확률, P_F과 신뢰도 지수, β는 식 (2.5)와 같은 관계를 갖으며, 신뢰도 지수가 커질수록 파괴 확률은 감소한다. 식(2.5)에서 Φ는 분포 함수 (distribution function)을 의미한다.

$$\beta=-\Phi^{-1}(P_F),\quad P_F=\Phi(-\beta) \tag{2.5}$$

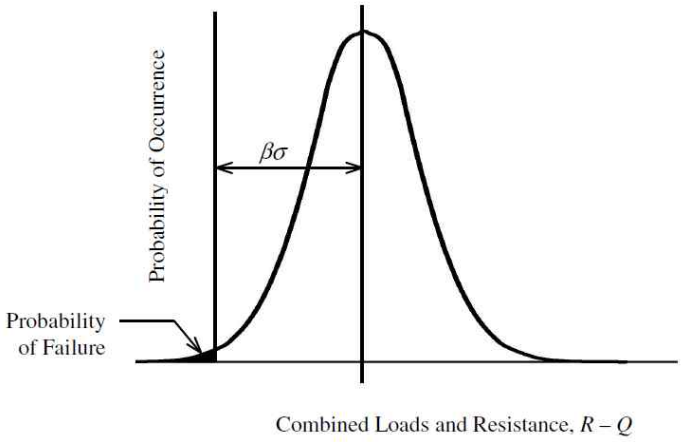


그림 2.2 파괴확률과 신뢰도 지수

표준정규분포의 확률밀도함수를 이용하여 구한 파괴확률과 신뢰도 지수 값이 표 2.1에 비교되어 있다. 설계기준의 개발시에는 기존 교량의 신뢰도 지수, 경제성 등을 고려하여 목표 신뢰도 지수 (Target Reliability Index, β_T)를 설정하고, 교량 형식 및 경간장에 관계없이 균일한 신뢰도를 확보할 수 있도록 조정한다(2). 목표 신뢰도 지수는 안전도를 향상시키기 위해 필요한 비용과 파괴 결과등을 고려하여 최적화한 값을 선정해야 하거나, 기존 교량의 신뢰도 지수 평가 결과를 참고하여 결정할 수 있다.

표 2.1 파괴 확률에 따른 신뢰도 지수

P_F	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1.28	2.33	3.09	3.71	4.26	4.75	5.19

JCSS (Joint Committee on Structural Safety)는 극한한계상태 (Ultimate Limit State)와 사용한계상태(Serviceability Limit State)에 대해 소요 비용과 실패의 결과를 고려하여 표 2.2와 2.3에 있는 신뢰도 지수를 제안하였다 (3). 극한한계상태에 대한 중간값은 β=4.2이 된다. 표 2.3에 제안된 사용한계상태는 되돌릴 수 없는 사용한계상태 (Irreversible Serviceability Limit State)에 대한 신뢰도 값이다.

표 2.2 극한한계상태에 대해 제안된 신뢰도 지수 (기준년: 1년)

상대적 비용	붕괴의 결과가 미소	붕괴의 결과가 보통	붕괴의 결과가 심각
다(Large)	β=3.1 ($P_f \approx 10^{-3}$)	β=3.3 ($P_f \approx 5\times10^{-4}$)	β=3.7 ($P_f \approx 10^{-4}$)
중(Normal)	β=3.7 ($P_f \approx 10^{-4}$)	β=4.2 ($P_f \approx 10^{-5}$)	β=4.4 ($P_f \approx 5\times10^{-6}$)
소(Small)	β=4.2 ($P_f \approx 10^{-5}$)	β=4.4 ($P_f \approx 5\times10^{-6}$)	β=4.7 ($P_f \approx 10^{-6}$)

표 2.3 되돌릴 수 없는 사용한계상태에 대해 제안된 신뢰도 지수 (기준년: 1년)

상대적 비용	붕괴의 결과가 미소
큼(High)	β=1.3 ($P_f \approx 10^{-1}$)
중(Normal)	β=1.7 ($P_f \approx 5\times10^{-2}$)
낮음(Low)	β=2.3 ($P_f \approx 10^{-2}$)

2.3 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications

AASHTO LRFD Specifications(4)는 1994년에 1st Ed. 발간된 이후, 지속적인 수정 보완 작업을 통해 2007년에 4th Ed.이 발간되었다. 초기에는 ASD(Allowable Stress Design) 기법에 기반을 둔 AASHTO Standard Specifications(4)의 병행과 엔지니어들의 이해부족, 설계 지원용 소프트웨어들의 부족에 의해 적용률이 저조하였지만, 연방도로청(FHWA)의 적극적인 적용 프로그램에 의해 현재는 거의 모든 주도로국에서 AASHTO LRFD Specifications가 적용되고 있다.

각각의 한계상태에 대한 AASHTO LRFD Specifications의 기본 설계식은 다음과 같이 규정되어있다.

$$\phi_i R_n \geq \eta \sum \gamma_i Q_i \tag{2.6}$$

여기서 ϕ_i는 강도 감소계수, η는 하중수정계수, γ_i는 하중계수를 각각 의미한다. 하중수정계수 η(=$\eta_D\eta_R\eta_I$)는 구조물의 연성도(Ductility, η_D), 여용도(Redundancy, η_R), 중요도(Importance factor, η_I)에 각각에 대해 0.95나 1.05의 값을 갖으며, 최소 0.95이상이 되어야 한다.

기존 교량의 조사결과, 신뢰도 지수가 그림 2.3에 있는 것과 같이 경간장별로 차이를 갖고 있는 것으로 조사되었다. 교량 형식 및 지간장 등에 관계없이 균일한 신뢰도 지수를 갖는 AASHTO LRFD Specifications의 개발을 위해 미국 전역에 걸쳐 선정된 200여개 공용중 교량의 내하력과 차량 하중을 포함한 각종 하중의 통계 데이터를 활용한 신뢰도 해석을 통해 목표 신뢰도 지수를 설정하였다(5). 최종적으로 목표신뢰도지수 β_T는 설계 수명 75년에 3.5로 선정되었으며, 이 경우 파괴확률은 2/10,000이다.

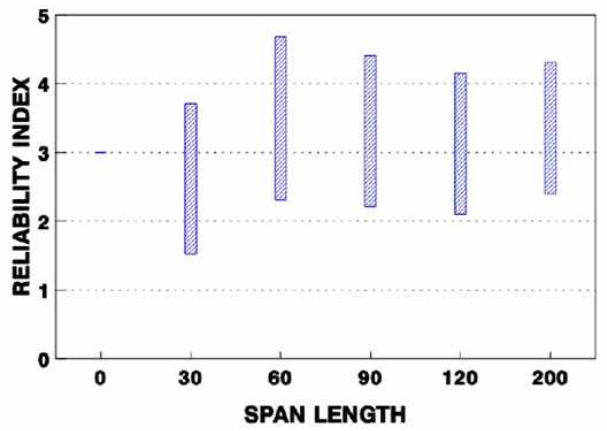


그림 2.3 경간장에 따른 신뢰도 지수의 변화

AASHTO LRFD Specifications에는 Strength Limit State(Strength LS), Service Limit State(Service LS), Fatigue & Fracture Limit State(Fatigue LS) 및 Extreme Event Limit State(Extreme LS)의 4가지 한계상태가 규정되어있다. Strength LS는 항복, 좌굴 등 구조부재 또는 구조물의 안전성을 유지하기 위한 최대 지지능력에 영향을 미치는 한계상태를 말한다. Service LS는 처짐, 균열, 진동, 영구변형 등이 과도하여 구조물을 정상적으로 사용할 수 없는 한계상태를 말한다. Fatigue LS는 구조물에 반복적으로 가해지는 하중에 의해 발생하는 손상에 관련된 한계상태이다. Extreme LS는 교량의 설계 수명을 초과하는 주기로 발생하는 지진, 차량 및 선박 충돌 등에 관련된 한계상태이다.

각각의 한계상태에 있어 다양한 설계조건, 재료의 특성 등을 만족시키기 위해 Strength I~IV와 같이 한계 상태가 수개씩 세분되어 규정되어 있다. Strength I은 바람이 없는 경우의 일상적인 교량을 위한 하중 조합, Strength II는 각주의 도로국이 정한 특별하중과 관련된 하중조합, Strength III는 55mph (88.5 kph)을 초과하는 바람에 노출된 경우의 하중조합, Strength IV는 고정하중/활하중의 비율이 높은 경우의 하중조합, Strength V는 55 mph를 초과하는 바람이 부는 경우의 정상적인 교량 이용에 관련된 하중조합을 각각 의미한다.

표 2.4 AASHTO LRFD Specifications의 하중 조합 및 하중 계수

Local Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CV
STRENGTH-I	γ_p	**1.75**	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
STRENGTH-II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
STRENGTH-III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
STRENGTH-IV *EH, EV, ES, DWDC ONLY*	γ_p 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
STRENGTH-V	γ_p	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EXTREME EVENT-I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
EXTREME EVENT-II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
SERVICE-I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICE-II	1.00	**1.30**	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-
SERVICE-III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
FATIGUE-*LL, IM,& CE ONLY*	-	**0.75**	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Service I은 55mph의 바람하에서 정상적인 교량 운영을 고려한 하중조합, Service II는 활하중에 의한 강재의 항복과 마찰이음의 미끄러짐을 조절하기 위한 하중조합, Serveice III는 균열관리를 위해 PC 상구구조의 인장력에 관련된 하중조합, Service IV는 균열관리를 위한 PC 교각의 인장력에 관련된 하중조합을 각각 의미한다. Extreme Event는 지진하중, 선박충돌 등 극한 하중에 대한 하중조합, Fatigue는 피로하중 조합을 의미한다. 각 한계상태에 대한 하중 조합과 하중별 하중 계수가 표 2.4에 있는 것과 같이 규정되어 있다. 표 2.4에서 고정하중(DC, DD, DW, EH, EV, ES)의 하중계수 γ_p는 표 2.5와 같이 최대치와 최소치 사이에서 변화한다. γ_p를 변화시키는 이유는 다른 하중들과 반대되는 방향으로 작용하는 고정 하중을 고려하기 위해서이다. 따라서 고정 하중이 구조물의 최대 응답을 증가시키는 방향으로 작용하면 최대값을 사용하고, 최대응답을 감소시키거나 구조물의 안정도나 내하력을 증가시키는 방향으로 작용하는 경우에는 최소값을 사용한다. 그러나 최대값과 최소값의 적용은 모든 고정하중에 동일하게 적용하는 것이 바람직하다. 즉 일부의 고정하중에 최대값을 적용하고 다른 고정하중에는 최소값을 적용하여 최대의 하중 효과를 유도하는 것은 아니다. 예를 들어 Strength I의 하중조합은 다음과 같다:

표 2.5 고정하중의 하중계수, γ_p,의 변화

Type of Load	Load Factor	
	Maximum	Minimum
DC: Component and Attachment	1.25	0.90
DD: Downdrag	1.80	0.45
DW: Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure		
• Active	1.50	0.90
• At-Rest	1.35	0.90
EL: Locked-in Erection Stresses	1.0	1.0
EV: Vertical Earth Pressure		
• Overall Stability	1.35	N/A
• Retaining Structures	1.35	1.00
• Rigid Buried Structures	1.30	0.90
• Rigid Frames	1.35	0.90
• Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts	1.95	0.90
• Flexible Metal Box Culverts	1.50	0.90
ES: Earth Surcharge	1.0	1.0

Strength I (Min) = $0.90DC + 0.65DW + 1.75(LL_{min} + CE + BR) + 1.0WA + 0.5(TU+SH)_{min}$

Strength I (Max) = $1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL_{max} + CE + BR) + 1.0WA + 1.2(TU+SH)_{max}$

강교의 설계를 위해 적용되는 일반적인 하중 조합은 다음과 같다.

- Strength I : 1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)
- Service II : 1.00DC + 1.00DW + 1.30(LL + IM)
- Fatigue : 0.75 (LL + IM)

프리스트레스트 콘크리트(PSC) 구조물의 설계를 위한 일반적인 하중 조합은 다음과 같다.

- Strength I : 1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)
- Strength IV : 1.50DC + 1.50DW
- Service I : 1.00DC + 1.00DW + 1.00(LL + IM)
- Service III : 1.00DC + 1.00DW + 0.80(LL + IM)
- Service IV : 1.00DC + 1.00DW + 1.00WA + 0.70WS + 1.00FR
- Fatigue : 0.75 (LL + IM)

일반적인 철근 콘크리트 구조물의 설계를 위한 일반적인 하중조합은 다음과 같다.

- Strength I : 1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)
- Strength IV : 1.50DC + 1.50DW
- Fatigue : 0.75 (LL + IM)

AASHTO Standard Specifications에서는 우리나라의 도로교설계기준에 제시된 것과 유사하게 3축을 갖는 표준 트럭하중 (HS design truck), 2축 하중 (Design tandem), 차선하중 (Lane loading)이 규정되어 있으며, 각각의 하중을 별도로 적용하여 최대 모멘트 등을 결정하였다. 그러나 한계상태설계법의 도입과 더불어 차량하중도 WIM (Weigh-In-Motion) 데이터와 트럭 하중이 교량에 미치는 영향에 대한 연구를 통해 기존에 하중보다 좀 더 큰 하중이 필요한 것으로 제시되었다. 새로운 하중은 캐나다의 Ontario주에서 1975년에 10,00대 정도의 중차량에 대한 조사 결과를 활용하여, 교량의 경제적 예측 수명인 75년과 다차선 재하 등의 발생 가능한 최대 하중을 이용하여 유도되었다. AASHTO LRFD Specifications에는 그림 2.4에 있는 것과 같이 설계 트럭 (design truck)과 설계 2축하중(design tandem)이 규정되어 있으며, 이 하중들은 차선하중과 함께 중첩되어 가해진다. 이러한 하중 조합에 의해 AASHTO Standard Specifications에 규정된 차량하중 보다 큰 차량하중이 AASHTO LRFD Specifications에 규정되었다 (6). 활하중에 의한 최대 정모멘트를 구하기 위해서는 그림 2.5에 있는 것과 같이 트럭하중과 차선하중을 동시에 적용해야한다. 또한 활하중이 재하되는 차선수에 따라 다차선 재하계수(Multiple Presence Factor)를 적용해야 한다.

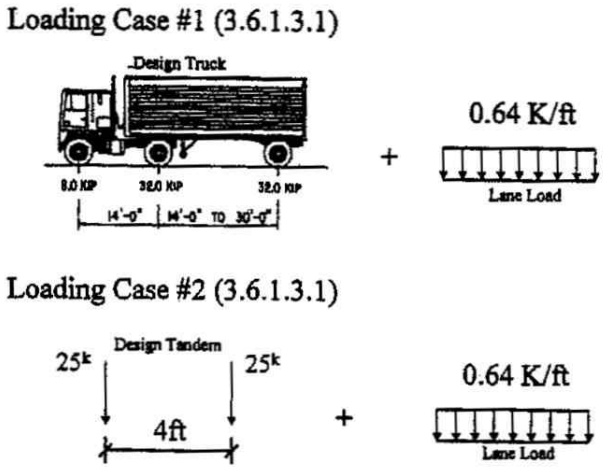


그림 2.4 LRFD Specifications의 차량 하중

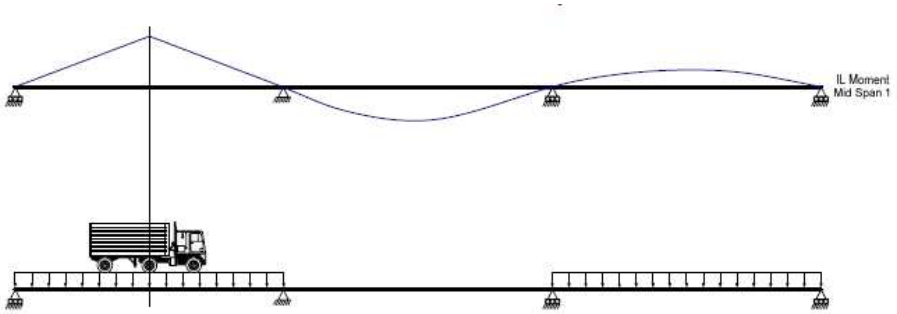


그림 2.5 최대 정모멘트를 결정하기 위한 하중 재하

단면의 설계 강도는 단면 해석 등을 통하여 부재의 공칭 강도, R_n,가 결정된 후, 저항 계수, ϕ_i,를 곱하여 결정된다. 저항계수, ϕ_i ,는 한계상태별로 결정된 하중계수와 목표 신뢰도 지수($\beta = 3.5$) 및 공용중인 교량의 강도 통계치 등을 고려하여 결정되었다. 콘크리트 구조물과 강재 구조물의 강도한계상태에 대한 대표적인 저항계수는 표 2.6에 있는 것과 같다.

ASHTO LRFD Specifications의 적용을 통해 구조물의 전체적인 구조물의 신뢰도 지수가 일정해지는 것으로 나타났다. 또한 경제적인 면에서도 기존 설계법 대비 5 ~ 10%의 공사비 절감효과가 있는 것으로 발표되었다.

2.4 Eurocodes

유로코드는 유럽기준위원회 (European Committee for Standardization, CEN)에서 유럽연

표 2.6 구조물의 저항계수

구조물 형태	한계 상태	저항 계수, ϕ_i
콘크리트 구조물	철근콘크리트 부재의 휨과 인장	0.9
	프리스트레스트 부재의 휨과 인장	1.0
	일반적인 콘크리트의 전단과 비틀림	0.9
	압축부재	0.75
강재 구조물	휨	1.0
	전단	1.0
	합성부재의 압축	0.9
	인장(순단면의 균열)	0.8
	인장(전체단면의 항복)	0.95

표 2.7 Eurocodes의 구성

EN 1990	Eurocode : Basis of structural design
EN 1991	Eurocode 1 : Actions on structures
EN 1992	Eurocode 2 : Design of concrete structures
EN 1993	Eurocode 3 : Design of steel structures
EN 1994	Eurocode 4 : Design of composite steel and concrete structures
EN 1995	Eurocode 5 : Design of timber structures
EN 1996	Eurocode 6 : Design of masonry structures
EN 1997	Eurocode 7 : Geotechnical design
EN 1998	Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance
EN 1999	Eurocode 9 : Design of aluminium structures

합의 회원국에 통일된 기준을 적용하기 위해 1990년부터 개발된 신뢰도 기반의 설계기준이다. 통일된 기준이지만 각 회원국의 특성을 반영할 수 있도록 National Annexes (NA)를 작성하여 활용할 수 있도록 하고 있다. 2007년에 Eurocodes의 발간이 완료되었으며 각 회원국에서 운용하던 기존 설계기준과의 공용 및 준비 기간을 걸쳐 2010년부터는 본격적으로 적용될 예정이다. 또한 유럽뿐만 아니라 말레이시아, 베트남, 싱가포르, 홍콩 등에서도 채용될 예정이며, 스페인어판이 발행되면 남미국가들에서도 유로코드가 채용될 것으로 기대하고 있다.

Eurocodes는 건축 및 토목 구조물의 설계를 위한 10개의 유럽기준 (EN 1990 ~ EN 1999)으로 구성되어 있다. 표 2.7에 있는 것과 같이 EN 1990이 전체적인 설계의 개념들과 한계상태 등을 제시하고 있으며, EN 1991은 하중의 영향들에 대해 상세하게 규정되어 있다. EN 1992~ EN 1996 및 EN 1999는 각종 구조물의 설계 관련한 기술적인 사항들을 다루고 있으며, EN 1997과 EN 1998은 지반 설계와 내진설계 관련 규정들을 각각 규정하고 있다. Eurocodes와 관련된 각종 자료와 진행 현황 및 적용 사례는 인터넷을 통해 제공되고 있다 (http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu).

Eurocodes의 개발에 있어 구조물에 요구되는 안전도(Safety), 사용성(Serviceability), 내구성(Durability)을 만족시키기 위해 그림 2.6에 있는 것과 같이 극한한계상태(Ultimate Limit States, ULS)와 사용성한계상태(Serviceability Limit States, SLS)를 정의하였다. 극한한계상태(ULS)는 붕괴, 파괴, 평형상실, 피로에 의한 파괴 등에 대한 한계상태, 사용성한계상태(SLS)는 변형, 진동, 균열 등의 사용성에 손상을 미치는 손상에 대한 한계상태를 각각 의미한다. Eurocodes에서는 구조물의 위험도를 고려하여 신뢰도 등급(Reliability Class)을 3단계(RC1, RC2, RC3)로 구분하고, 표 2.8과 같이 각 등급 별로 1년과 50년에 대한 신뢰도 지수를 설정하였다 (7).

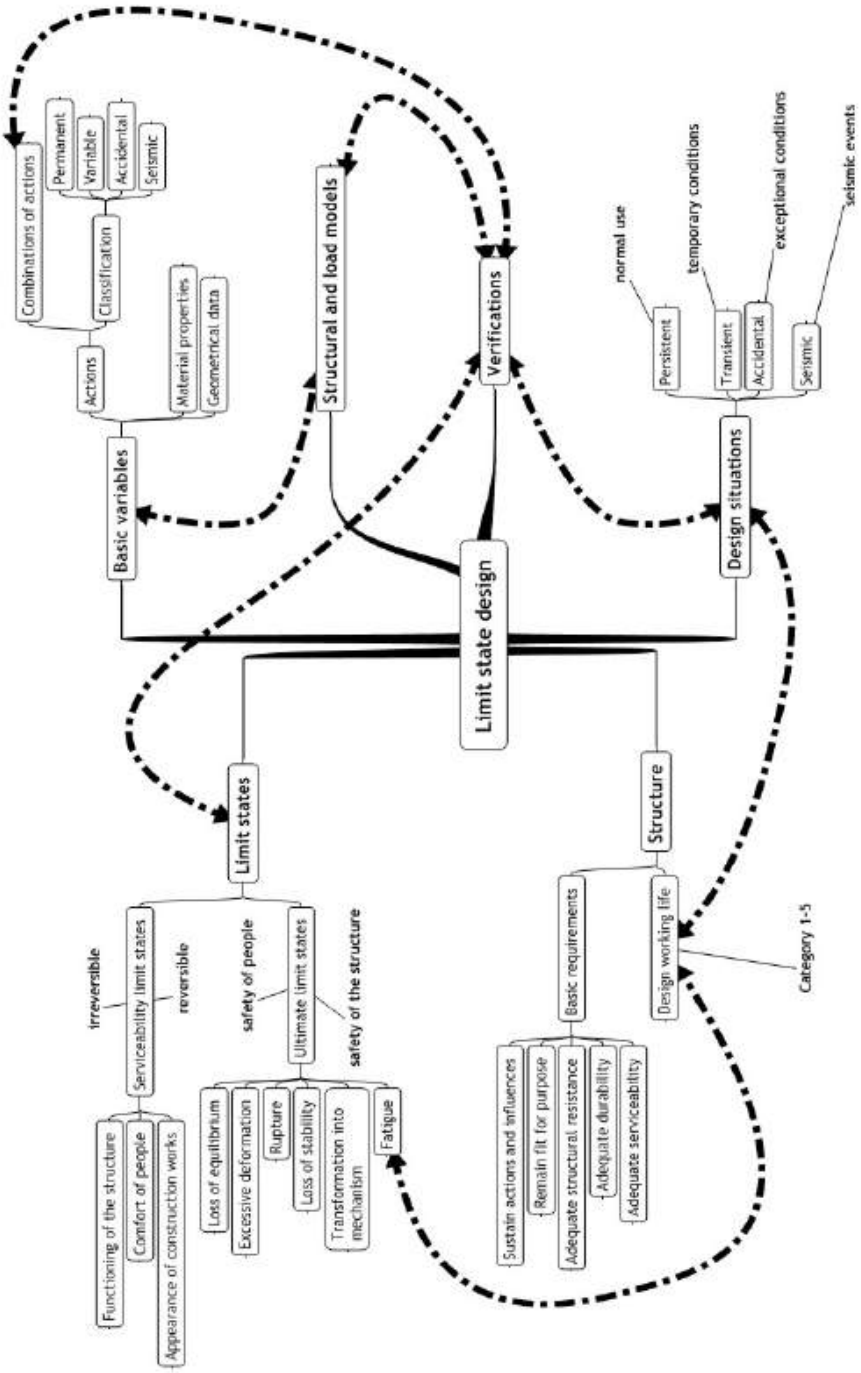


그림 2.6 Eurocode의 한계상태 개념도

표 2.8 Eurocode의 신뢰도 등급에 따른 신뢰도 지수(극단한계상태)

신뢰도 등급 (Reliability Class)	신뢰도 지수		대상 구조물
	β_a for $T_a = 1\,year$	β_d for $T_d = 50\,years$	
RC3	5.2	4.3	교량, 공공건물
RC2	4.7	3.8	주거용, 사무실 빌딩
RC1	4.2	3.3	온실, 농업 구조물

Eurocodes에서 극한한계상태의 검토를 위해서는 다음 조건을 만족하는지 검토하여야 한다.

$$E_d \leq R_d \tag{2.7}$$

여기서, E_d는 하중에 의해 검토 단면에 유발된 모멘트, 전단력과 같은 계수하중영향이며, R_d는 재료의 설계값과 구조물의 치수를 사용하여 계산한 해당 단면의 설계저항강도이다. 사용성한계상태에 대해서는 다음 조건을 검토해야 한다.

$$C_d \leq R_d \tag{2.8}$$

여기서, C_d 는 관련된 사용성 한계 조건의 계수 하중영향을 나타낸다.

극한한계상태(ULS)에서는 식 (2.7)의 조건이 만족되는지 표 2.9에 제시된 4가지 상태에 대한 검토가 필요하다 (7).

표 2.9 Eurocodes의 극한한계상태 분류

명 칭	정의
EQU	구조물 전체적인 또는 부분적인 정적 평형 상실
STR	구조물 또는 부재의 과도한 변형 혹은 내적인 파괴
GEO	지반의 붕괴나 과도한 변형
FAT	구조물이나 부재의 피로 파괴

극한한계상태를 검토하기 위한 하중 조합은 다음과 같다.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \tag{2.9}$$

하중 조합식에서 $G_{k,j}$는 고정하중(Permanent action), $Q_{k,1}$은 지배변동하중(Leading variable Actions), $Q_{k,i}$은 동반변동하중(Accompanying variable action)을 각각 의미한다. 또한 $\gamma_{G,j}$와 $\gamma_{Q,j}$는 각각 고정하중과 변동하중의 하중계수를 나타내며, $\psi_{0,i}$는 변동하중을 위한 조합계수이다.

사용성한계상태(SLS)의 검토를 위해서는 다음의 하중 조합들이 규정되어 있다.

- 표준하중조합 (Characteristic Combination): 회복 불능(irreversible) SLS에 적용

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \tag{2.10}$$

- 최빈하중조합 (Frequent Combination): 회복 가능(reversible) SLS에 적용

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \tag{2.11}$$

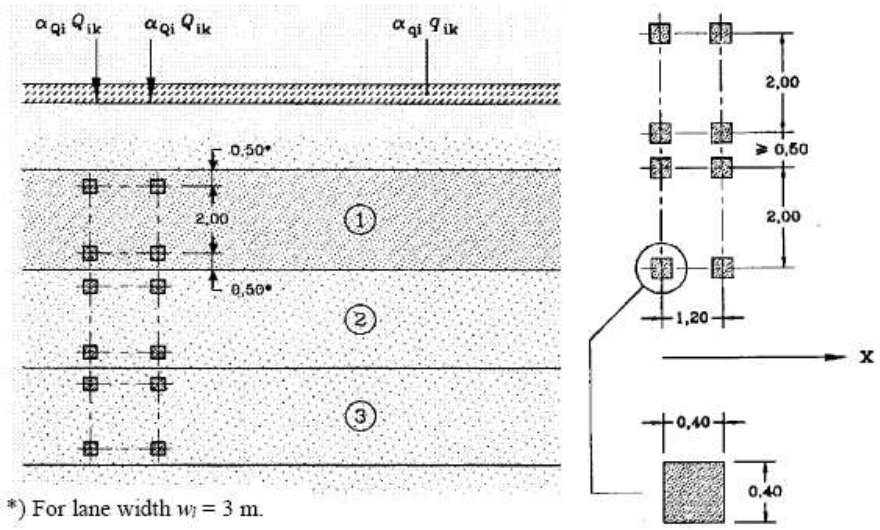


그림 2.7 EN 1991의 LM1 하중 모델

- 준고정하중조합 (Quasi-permanent Combination): 회복 가능(reversible) SLS로 구조물의 장기거동이나 외관 검토에 적용

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \tag{2.12}$$

위 식들에서 P는 프리스트레스를 의미한다. 조합 계수 ψ_0, ψ_1, ψ_2의 추천 값들이 Eurocodes에 제안되어있으며, 각 회원국의 NA(National Annex)에서 결정하도록 하고 있다.

도로 교량의 설계를 위해 4 종류의 차량하중이 EN 1991-2에 규정되어 있다: Load Model Nr. 1 (LM1), Load Model Nr. 2 (LM2), Load Model Nr. 3 (LM3), Load Model Nr. 4 (LM4). 주하중인 LM1은 2축하중 (Tandem)과 분포하중으로 구성되어 있으며, LM2는 1축하중으로 구성되어 있다. 그림 2.7에 있는 LM1은 차선별(①, ②, ③)로 다른 하중을 갖고 있다. 축과 축사이의 거리는 1.2m, 3m의 차선폭 내에 휠과 휠 사이의 간격은 2m로 고정되어 있다. 1차선, 2차선, 3차선의 최대 축하중(Q_{1k}, Q_{2k}, Q_{3k})은 각각 0.3MN, 0.2MN, 0.1MN이

표 2.10 재료에 따른 부분 안전계수

한계상태		지속적 및 일시적 설계상황 (Persistent and Transient)		극단설계상황 (Accidental)	
		콘크리트	철근, PS강재	콘크리트	철근, PS강재
극한한계상태	휨	1.50	1.15	1.20	1.00
	전단	1.50	1.15	1.20	1.00
	부착	1.50	1.15	1.20	1.00
사용성한계상태		1.00	1.00		

된다. 차선별 등분포 하중 q_{1k}, q_{2k}, q_{3k}도 각각 $9kN/m^2$, $2.5kN/m^2$, $2.5kN/m^2$으로 규정되어 있으며, 축하중과 동시에 재하된다. 조정계수, α_{Qi}와 α_{qi}는 각 국가별로 NA(National Annex)에서 결정된다.

단면의 설계저항강도, R_d,는 재료의 기준값, X_k,과 재료의 부분 안전계수, γ_m, 및 치수, 온도 및 습도의 영향 등을 고려하기 위한 변환계수의 평균값, η,으로부터 결정되는 재료의 설계강도 X_d를 이용하여 결정된다.

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \tag{2.13}$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\left(\eta \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right) \tag{2.14}$$

여기서, γ_{Rd}는 강도모델의 불확실성을 고려하기 위한 계수, a_d는 재료의 치수, R은 저항강도를 각각 의미한다. 재료별 하중과 한계상태에 따른 부분 안전계수 γ_m은 표 2.10과 같다.

2.5 AASHTO LRFD Specifications와 Eurocodes의 신뢰도 비교

AASHTO LRFD Specifications와 Eurocodes는 다른 기준 설계수명과 신뢰도 지수를 갖고 있는 것으로 보인다. 앞 절에 제시되어 있는 것과 같이 AASHTO LRFD Specifications는 일반교량의 강도한계상태에 대해 기준 설계수명 75년에 신뢰도 지수 3.5를 목표신뢰도 지수(Target Reliability Index)로 정했다. Nowak & Szerszen (5)에 따르면 AASHTO LRFD Specifications의 기준 설계수명 75년은 새롭게 설계된 교량의 경제적인 수명을 75년으로 가정하여 설정된 것이다. 75년의 설계 수명 동안 발생할 수 있는 활하중과 온도하중의 극한값들이 결정되었으며, 이를 기반으로 목표신뢰지수에 따라 하중 계수와 저항 계수 등이 결정되었다. 또한 신뢰도 지수는 Strength Limit State에 대해서만 적용된 것으로 Service Limit State와 관련된 하중 조합 및 저항 계수 등의 유도에는 신뢰도 지수가 적용되지 않았으며 현재 연구가 수행되고 있다.

Eurocodes의 중위험도(Reliability Class 2)를 갖는 교량의 극한한계상태 목표신뢰도 지수는 기준년 1년에 4.7, 50년에 3.8로 제시되어 있다. 사용성한계상태에 대해서는 2.9와 1.5를 각각 사용하고 있다. 이 값들은 각각의 한계상태에 대해 시간변화에 따른 파괴확률의 변화를 고려하였으므로, 같은 수준의 신뢰도를 나타낸다.

서로 다른 설계수명을 갖고 있는 AASHTO LRFD Specifications와 Eurocodes의 신뢰도 지수는 시간 변화에 따른 파괴확률 관계식을 이용해 비교할 수 있다. Holicky & Markovà (8)에 따르면 25년, 50년, 100년 등의 기준 설계수명 "n"년의 파괴 확률(P_n)과 1년의 파괴 확률(P_1)는 식 (2.15)의 관계를 갖는다.

$$P_n = 1 - (1 - P_1)^n \tag{2.15}$$

식 (2.15)에서 알 수 있는 것과 같이 파괴확률 P_n은 설계수명의 증가와 더불어 증가한다. 구조물의 기준 설계 수명의 신뢰도 지수 (β_n)와 1년의 신뢰도 지수(β_1)가 그림 2.8에 비교되어 있다. Eurocodes에서 중간위험도의 구조물에 적용하는 기준 설계수명 50년의 신뢰도 지수 (β_{50})이 3.8이면 1년의 신뢰도 지수(β_1)가 4.7이 되는 것을 알 수 있다. 역으로 1년의 신뢰도 지수를 기준으로 하여 50년 혹은 100년 등의 신뢰도 지수를 구할 수 있다.

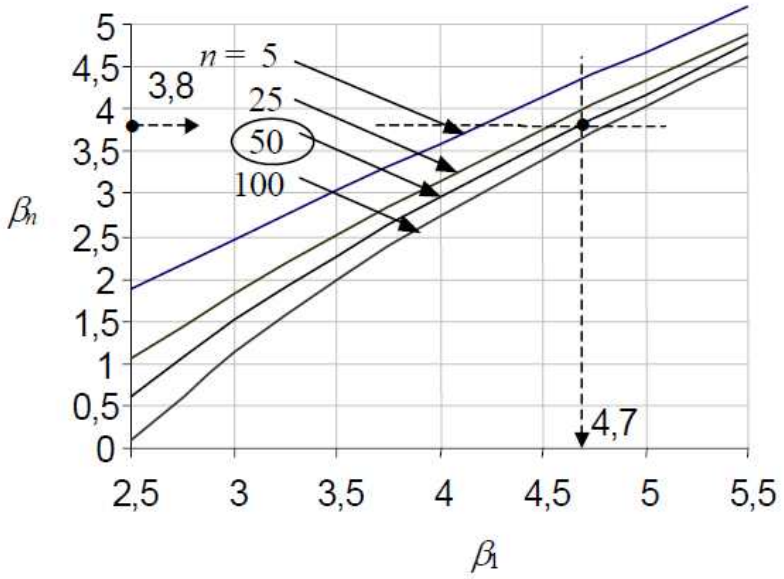


그림 2.8 기준 설계수명에 따른 신뢰도 지수의 관계(8)

Nowak, Park, & Casas(9)가 PSC 거더를 대상으로 활하중 등을 고려하여 신뢰도 해석을 한 결과에 따르면, Eurocode의 신뢰도 지수가 AASHTO LRFD Specifications의 신뢰도 지수보다 크게 나오는 것으로 나타났다. 신뢰도 해석에 있어 하중 계수는 각 기준에 제시한 값을 사용했으며, 활하중 데이터는 Ontario 데이터 (AASHTO LRFD Specifications)와 Spain 데이터 (Eurocodes)를 사용했다.

그러나 식 (2.15)의 관계를 이용하여 AASHTO LRFD Specifications와 Eurocodes의 기준 설계수명에 따른 파괴확률과 신뢰도 지수를 이용하면, 두 설계기준이 표 2.11에 있는 것과

같이 유사한 값을 갖는 것으로 나타났다(10). 그러나 Eurocodes에 의해 설계되는 대부분의 교량에 적용되는 RC2 (Reliability Class)와 AASHTO LRFD Specifications의 일반 교량을 비교하면, Eurocodes가 좀 더 높은 신뢰도 지수와 낮은 파괴확률을 요구하는 것을 알 수 있다.

표 2.11 Eurocodes와 LRFD Specifications의 파괴확률, 신뢰도 지수 비교

기준		기준 년수			
		1	50	75	100
Eudocodes	CC2	1.00×10^{-6}	5.00×10^{-5}	7.50×10^{-5}	1.00×10^{-4}
		4.75	3.89	3.79	3.72
	CC3	1.00×10^{-7}	5.00×10^{-6}	7.50×10^{-6}	1.00×10^{-5}
		5.20	4.42	4.33	4.26
AASHTO LRFD	일반 교량	2.67×10^{-6}	1.33×10^{-4}	2.00×10^{-4}	2.67×10^{-4}
		4.55	3.65	3.50	3.46
	주요 교량	9.60×10^{-7}	4.80×10^{-5}	7.20×10^{-5}	9.60×10^{-5}
		4.76	3.90	3.80	3.73

2.6 소결론

기존 설계기준들이 갖고 있는 문제점들을 극복하기 위해 개발되었고 적용이 확대되고 있는 신뢰도 기반의 한계상태설계법의 장점을 요약하면 다음과 같다:

- 확률에 기초한 구조신뢰성 방법에 의거 안전모수를 보정하기 때문에 비교적 균일하고 일관성 있는 신뢰도를 갖는다.
- 구조물에 발생가능한 모든 극한 또는 사용성 한계상태를 고려하여 설계하기 때문에 한계상태에 대응하는 구조물의 각종 파손, 파괴, 붕괴상태에 대한 깊은 이해가 요구된다.
- 여러 하중에 대해 각기 다른 하중계수를 사용하기 때문에 하중의 특성이 설계에 잘 반영될 수 있다.

현재까지 개발된 대표적인 한계상태설계법 기준으로는 AASHTO LRFD Specifications와 Eurocodes를 들 수 있다. 두 개의 기준은 유사한 목표 신뢰도 지수를 활용하지만, 한계상태의 정의 등에 있어 다른 체계를 갖고 있다. AASHTO LRFD Specifications에서는 부재가 발

현할 수 있는 최대의 강도 상태를 Strength Limit State로 활용하는 반면에 Eurocodes에서는 부재의 파괴 및 붕괴 상태등을 기준으로 한 극한한계상태(Ultimate Limit State)를 사용한다. 또한 부재의 강도 결정에 있어서도 AASHTO LRFD Specifications에서는 단면에 대한 안전계수를 정하며, Eurocodes에서는 재료별 안전계수를 활용하여 단면의 강도를 결정한다.

제 3 장 인천대교의 한계상태설계 설계기준 적용

3.1 개요

총길이 18.4 km인 인천대교는 민간투자사업으로 시행한 해상구간(영종도↔송도국제도시)을 대상으로 우리나라 처음으로 하중·저항계수 설계법(Load & Resistance Factor Design, LRFD)을 적용하였다. 한계상태 설계법의 일종인 AASHTO LRFD Specifications는 미국의 AASHTO 기준에 따라 인천대교의 상부구조와 하부구조 모두에 반영되었다. 국내 SOC 민자사업 최초로 외국인(영국 AMEC사)이 사업시행자로 참여하면서 외국 기준(AASHTO LRFD Specifications)의 적용이 불가피하였으며, 반면 전액 국가예산을 투입하는 국고구간(해상구간 양측의 교량 및 토공구간)은 국내 기준에 따라 허용응력설계법(ASD) 등을 적용하게 되어, 같은 노선의 교량을 구간별로 이원화된 설계를 하게 되었다. AASHTO LRFD Specifications를 적용한 민자구간에서는 미국의 AASHTO 시방서를 근간으로 각 한계상태별로 다양한 하중조합에 대해 하중계수를 적용하여 상부하중을 산정하고, 기초의 지지력 평가시에는 조건별로 저항계수(resistance factor)를 적용하여 기초 설계를 진행하였다.

인천대교 사업 시기상 입찰설계(tender design)에는 AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2nd Edition (2002)을 위주로 적용하였고, 실시설계(detail design)시에는 3rd Edition(2004)의 내용을 병용하였다. 단계별로 설계와 시공을 병행하는 Fast Track 방식을 적용한 특성상 일부 항목에는 4th Edition (2007)의 내용도 참고하였으며, 특히 기초의 합리적 설계를 위하여 2005년에 수립한 '지지력 평가 기준'에는 당시 AASHTO 해당 위원회의 연구 성과를 반영하여 별도의 저항계수를 설정하였다. 기초구조물의 지반공학적 설계에 LRFD를 적용한 것은 우리나라는 물론 일본에서도 유례가 없던 일로서, 세계 5위 규모의 사장교를 포함하는 인천대교는 설계기술면에서 우리나라 교량 건설사에 큰 획을 긋게 되었다.

3.2 독립설계검토

국내 최장대 교량인 인천대교의 설계에 처음으로 LRFD 기준을 적용하는 것에 대한 논란을 최소화하고 교량의 실제 안정성을 극대화하기 위하여 다양한 방편의 대책을 수립하였다. 먼저,

LRFD 기준으로 수행한 인천대교의 입찰설계(기본설계)를 대상으로 AASHTO LRFD Specifications 2판을 기준으로 한 LRFD 측면의 검토와 우리나라 "도로교설계기준"에 따른 국내 일반 설계 관행 측면의 검토를 독립적으로 실시하여 LRFD의 적용성을 분석하였다. 이는 인천대교 과업수행요건(PPR)의 규정에 따른 것으로서, LRFD 기준 검토는 국외 전문가로서 Ove Arup사가 수행하고, 국내의 전문 설계사 그룹은 도로교설계기준을 근거로 AASHTO LRFD Specifications로 이루어진 입찰 설계를 검토하였다. 독립설계검토(Independent design check) 결과를 요약하면 다음과 같다.

- ○ AASHTO LRFD Specifications을 기준으로 재검토한 입찰설계는 시방 규정을 준수하고 있음. 독립검토자는 입찰설계에 대하여 별다른 이의 사항이 없음.
- ○ 도로교설계기준에 따른 검토 결과, 구조 분야에서 설계 개념의 차이 및 입찰설계의 미미한 일부 오류에 의한 부적합 사항이 지적됨. 오류 사항은 실시설계시 수정 가능한 범주임.
- ○ 도로교설계기준에 따라 기초의 지반공학적 설계를 검토한 결과, 사장교를 포함한 일부 교량 교각의 기초가 지지력이 부족(20% 정도)하게 산정되었으며, 말뚝기초의 횡변위량이 허용값을 초과하는 것으로 평가됨. 즉, 국내의 관행적 설계 방법에 의할 경우, AASHTO LRFD Specifications 기준으로 수행된 입찰설계의 인천대교 기초 안정성이 확보되지 않음.
- ○ 그러나, 기초 설계의 이러한 괴리는 LRFD와 허용응력설계법의 설계개념 차이에 주로 기인함. 따라서, 기초의 재하시험 및 그 성과의 설계 반영, 철저한 지반조사 및 시험 실시, 저항계수의 합리적 적용, 고차원의 품질관리 등을 통해 기초의 설계와 시공의 신뢰성을 제고할 경우 지반 분야 설계에도 LRFD를 사용할 수 있을 것으로 판단함.

3.3 구조 분야 설계

인천대교 프로젝트에서는 AASHTO LRFD Specifications에 정의된 하중 및 하중조합 이외에 PPR에 규정된 추가하중 및 하중조합을 고려하여 AASHTO LRFD Specifications 방법에 따라 검토하였다. 극한하중조합(Extreme Events)의 경우 NCHRP Project 12-48의 "극한하중조합에 대한 도로교 설계" 규정을 따라 추가적인 극한하중조합을 AASHTO LRFD Specifications 극한한계상태 III~VI에 반영하였다.

콘크리트 및 강 구조물에 대해서는 AASHTO LRFD Specifications (SI단위, 2nd Ed., 1998~2003 중간개정본)을 우선적으로 따르고, 규정이 없는 경우는 다음 설계기준들을 추가로 적용하였다.

○ PTI-사장재의 설계, 시험 및 설치에 관한 추천 (2001, 4판)

○ FHWA 보고서, TS-80-205 강박스 거더 교량에 관한 설계시방서

○ CEB-FIP 모형 기준1990 : 콘크리트의 크리프 및 건조수축의 설계 기준

○ 미국용접협회의 교량용접 기준, AWS D1.1, 1.5

사장교 탄성받침의 경우, AASHTO LRFD Specifications에서는 상시에 고무 높이의 50% 까지 전단변형을 허용하고 있다. 하지만 각국의 설계기준의 전단 변형률 관련 규정을 검토한 결과, AASHTO LRFD Specifications를 제외한 주요 시방들이 모두 상시에 고무 높이의 70%까지의 전단변형을 허용하고 있어 AASHTO LRFD Specifications가 가장 보수적인 규정을 사용하고 있음을 확인할 수 있었다. AASHTO LRFD Specifications 설계 기준을 중앙 경간 800m 급의 초장대교에 적용 시, 산정된 탄성 받침의 높이가 1m를 초과하는 결과를 준다. 이러한 제품의 경우 제조과정에서 가황된 고무의 성형시 균일한 품질을 얻을 수 없으며 수많은 시험제작과 시험 및 관련 연구가 진행된 이후에야 가능하다는 것을 확인할 수 있었다. AASHTO LRFD Specifications의 14.7.5.3.4 절의 설명에 인용된 자료에 대한 검토 결과, 하루 1회씩 55년에 해당하는 20,000회의 피로 시험 수행 조건이 5초에서 25초 주기로 수행되어 온도 변화에 의해 발생하는 장주기 피로거동을 제대로 상사하지 못하고 있으며 전단변형률을 50%로 제한하고 있는 타당한 근거가 없음을 확인할 수 있다. 따라서 인천대교 사장교에서는 AASHTO LRFD Specifications를 적용하는 것은 무리가 있다고 판단하였으며 제작, 품질, 시험에 대한 규정과 대형 탄성 받침에 대한 적용 사례가 있는 일본의 道路橋支承便覽(11)을 설계, 제작 및 시험 규정으로 채택하는 것으로 하였다.

탄성받침의 허용인장응력과 관련해서는, 탄성받침이 부반력에 저항하는 능력을 설계에 반영할 수 있는 경우가 있지만 AASHTO LRFD Specifications에는 강도한계상태 및 극한한계상태에 이와 관련된 설계규정이 존재하지 않는다. 이에 따라, 탄성받침의 허용인장응력은 일본 道路橋支承便覽(11)을 적용하여 상하강판과 탄성받침 본체를 일체화시켜 인장(부반력)에 저항할 수 있는 구조로 하였다. 이에 따라 허용치는 풍시 1.5MPa, 지진시 2.0MPa를 적용하였다.

접속교, 고가교의 PSC 박스 상·하 플랜지, 다이아프램 등에는 다양한 크기의 개구부가 존재한다. 개구부에는 인장응력이 집중되며 특히 다이아프램의 개구부는 수화열에 의한 균열 발생 가능성이 있으므로 적절한 보강이 필요하지만 AASHTO LRFD Specifications에는 적용할 관련 규정이 없다. 해결방안으로 기존 수직·수평 보강철근을 생략하고 기존 헌치부 철근을 보강철근으로 이용하고 추가로 가외철근 배근하며, 기존 헌치부 철근은 정착장을 충

분히 확보하고 추가의 가외철근은 2열 배근하였다.

깊은보 판별식과 관련해서는, 전단검토시 저항형식 판단에 사용하는 판별식이 AASHTO LRFD Specifications 본문(5.2, 5.13.2)에는 전단력이 0인 점에서 지점가지의 거리(a)가 보의 높이(d)의 2배보다 작거나, 전단력의 1/3 이상의 집중하중이 2d 이내에 작용하는 부재로 규정되어 있는 반면 해설(C5.13.2.1)에는 '깊은보의 인정된 검토 방법으로 ACI 318, 11.8을 적용할 수 있다.'로 되어 있어 깊은보 판별식으로 a/d<5를 사용할 수도 있어 다른 결과를 줄 수 있다. 검토 결과, AASHTO LRFD Specifications 본문 (5.2, 5.13.2)을 우선 적용하였다.

PS 텐던 파상마찰계수의 경우, AASHTO LRFD Specifications(5.9.5.2.2)에 규정된 값은 0.00066/m로 상당히 작다. 하지만 고가교의 연속 텐던이나, 접속교의 바닥 텐던의 경우에는 시공시 이 값을 만족시키기 대단히 어렵다. 이에 따라 각국의 파상마찰계수 설계 기준을 조사하여 검토하였으며, AASHTO LRFD Specifications의 파상마찰계수가 다른 기준보다 작은 것은 현실이나 사용재료에 대한 실험치 결과를 반영하기 전까지, 설계시 기준서인 AASHTO LRFD Specifications에 제공된 값을 준용하고, 시공전 현장시험(초기인장시험)을 통해 산정된 마찰계수값을 설계에 반영하였다.

사장교 주탑 지점 변위에 대해서는 AASHTO LRFD Specifications 규정(10.6.2.2.3)에 해당 사항이 없다. 장대케이블 교량의 경우 보강형이 유연하여 교각간 부등침하에 의한 영향이 크지 않으므로, 교각의 회전을 고려하여 부등침하의 영향을 평가하는 일본 本主四國公團의 "上部工設計基準"(12)을 도입하였다. 즉 장대교에 대한 설계기준으로 실적이 있는 일본 本主四國公團의 "上部工設計基準"을 참고로 사장교 주탑기초의 지점변위에 대해 장기간의 압밀과 지진에 의한 잔류변위를 고려하여 설계회전각을 적용하였다.

3.4 지반 분야 설계

LRFD를 재료의 불확실성이 크고 시공 중 영향을 많이 받으며, 과거 경험이 중시되는 지반공학 분야에 적용하는 것이 과연 적절한 지에 대한 의문이 여전하며, 또한 그간 축적한 신뢰성 있는 데이터가 절대적으로 부족하다는 점에서 LRFD 기준 도입은 기술적으로도 쉽지 않다. 인천대교 기본설계를 진행하던 당시에는 미국에서도 전체의 30%인 14개 주에서만 AASHTO LRFD Specifications를 지반공학 설계에 활용하고 있었으며, 이는 제시된 저항계수를 신뢰하지 못하는 데에 주로 기인한다 (13). AASHTO LRFD Specifications의 저항계수들은 다른 시방서들과 마찬가지로 ASD와 공학적 판단 결과에 맞춘 신뢰성 이론의 조합을

통해 교정한 것이다. 인천대교의 기본설계시에는 AASHTO LRFD Specifications(3rd Editon)의 저항계수를 그대로 반영하여 기초의 지지력을 평가하였으나, 실시설계시에는 해상에서 실시한 세계 최대하중의 연직재하시험 결과와 미국 TRB (13) 등의 연구 성과를 분석하여 별도의 저항계수 체제를 개발, 적용함으로써 현장의 지반 특성 및 시공 조건, 품질 수준의 영향을 반영하도록 하였다.

암반에 근입하는 현장타설말뚝 기초의 지지력 산정시 LRFD와 ASD 개념을 비교하여 정리하면 표 3.1과 같다. LRFD의 저항계수 값 등은 AASHTO LRFD Specifications (2004년판)을 기준으로 하였다. 이를 토대로 먼저, 기본설계를 대상으로 ASD와 LRFD의 결과를 분석하였다. 표 3.2는 현장타설말뚝 기초를 대상으로 동일한 공식을 사용하여 지지력을 산정하는 과정에 대하여 LRFD 기준에 의한 방법과 안전율을 이용한 ASD 방법을 적용하였을 경우의 개략적인 비교이다. 안전율의 경우 상시에 3.0, 지진시에 2.0을 적용하였다. LRFD 기준으로 평가한 외말뚝의 지지력이 ASD에 의한 값보다 최대 2배까지 큰 것을 알 수 있다.

말뚝 머리에 작용하는 연직하중에 대하여 LRFD와 ASD 방법으로 분석한 결과, 상시조건으로 LRFD의 경우 말뚝 1본에 최대 64,804 kN (사장교 주탑 교각 W1)의 연직하중이 작용하며, 하중계수가 적용된 LRFD의 하중이 ASD에 비하여 상시에는 42%까지, 지진시에도 16%까지 더 크게 나타났다. ASD를 적용하는 우리나라에서는 기초 설계시 상부하중에 대한 극한지지력의 비, 즉 안전율(*F.S.*)을 3.0 이상(지진시에는 2.0 이상)으로 적용하고 있다. 하중과 지지력에 대하여 두 방법을 비교한 결과에 따르면, ASD 방법을 기준으로 할 때, 인천대교 주요 교각의 말뚝의 안전율은 상시 2.1 - 2.5, 지진시 1.1 - 1.2에 해당한다. 이는 국내 기준에는 미치지 못하는 결과가 된다. 재하시험 조건으로 LRFD 기준으로 산정된 상시 지지력과 하중의 비인 안전율은 1.5 정도로 국내 기준인 2.0보다는 작다. 이는 기본설계를 토대로 분석한 것이므로, 실제 적용한 실시설계와는 차이가 있다. 그러나 사례해석을 통해 기초 설계에 대한 LRFD와 ASD의 차이를 파악할 수 있었다. 이 차이는 결국 설계기준별 말뚝 길이의 차이로 나타나게 되는데, 인천대교의 암반근입 현장타설말뚝이 설치되는 지반조건을 고려하여 각 조건별로 말뚝 길이를 산정하였다. 그림 3.1은 비교를 위하여 가상의 말뚝에 대하여 재하시험 결과를 바탕으로 각 설계기준에 따른 말뚝의 암반 소켓 길이의 차이를 산정하여 도시해본 것이다. ASD(3)은 안전율 3.0, ASD(2)는 안전율 2.0을 적용한 경우이다.

표 3.1 기초 설계를 위한 LRFD와 ASD 개념 비교

구 분		AASHTO LRFD Specifications	ASD
지지력(R) 산정		$R_r = \phi R_n = \phi_p R_{pu} + \phi_s R_{su}$ • R_{pu} : 극한선단저항력 • R_{su} : 극한주면저항력	$R_r = R / FS = (R_{pu} + R_{su}) / FS$ • R_{pu} : 극한선단지지력 • R_{su} : 극한주면마찰력
계수	상시	선단 : ϕ_p = 0.50 주면 : ϕ_s = 0.65	F.S. = 3.0 (일반적인 경우의 적용값)
	지진시	선단 : ϕ_p = 1.0 주면 : ϕ_s = 1.0 ※ 극한지지력(저항력)을 그대로 사용	F.S. = 2.0 ※ 국내에서는 일반적으로 지진시에는 안전율 2.0을 적용

표 3.2 설계법에 따른 인천대교 주요 교각 기초 지지력 비교 (단위: kN)

구 분		상시 (강도한계상태)			지진시 (극한한계상태)		
		주면	선단	지지력	주면	선단	지지력
W1	LRFD	6,964	5,229	12,193	10,458	10,714	21,172
	ASD	3,571	3,486	7,057	5,229	5,357	10,586
	LRFD/ASD	**195 %**	**150 %**	**173 %**	**200 %**	**200 %**	**200 %**
W8	LRFD	37,076	24,715	61,791	57,040	49,430	106,470
	ASD	19,013	16,477	35,490	28,520	24,715	53,235
	LRFD/ASD	**195 %**	**150 %**	**174 %**	**200 %**	**200 %**	**200 %**
W11	LRFD	13,124	10,300	23,424	20,190	20,600	40,790
	ASD	6,730	6,867	13,597	10,095	10,300	20,395
	LRFD/ASD	**195 %**	**150 %**	**172 %**	**200 %**	**200 %**	**200 %**
W25	LRFD	32,533	22,355	54,888	50,050	44,710	94,760
	ASD	16,683	14,903	31,587	25,025	22,355	47,380
	LRFD/ASD	**195 %**	**150 %**	**174 %**	**200 %**	**200 %**	**200 %**
말뚝 직경 : W1 3.0 m / W8 2.4 m / W11 1.8 m / W25 2.4 m (W25 교각은 말뚝과 기둥이 동일 단면인 pile-bent 구조임)							

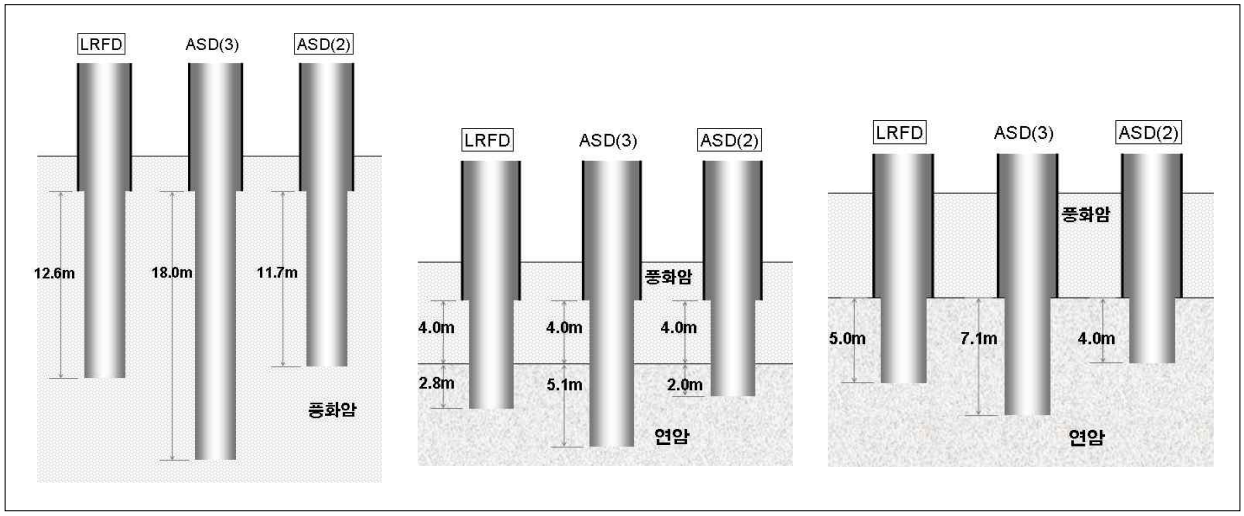


그림 3.1 설계기준별 말뚝의 지지력을 확보하기 위한 암반근입 두께 비교

표 3.3 말뚝머리의 상부 하중 비교 (단위: kN)

구 분		상시 (강도한계상태)	지진시 (극한한계상태)
W1	LRFD	64,804	72,326
	ASD	54,360	62,184
	LRFD/ASD	**119 %**	**116 %**
W8	LRFD	50,220	81,722
	ASD	41,855	74,185
	LRFD/ASD	**120 %**	**110 %**
W11	LRFD	14,996	23,414
	ASD	11,012	21,647
	LRFD/ASD	**136 %**	**108 %**
W25	LRFD	34,267	35,048
	ASD	24,072	29,426
	LRFD/ASD	**142 %**	**119 %**

기본설계에 대한 분석 결과, LRFD 적용 결과와 ASD 기반의 국내 기준이 많은 차이가 있게 되어, 인천대교 현장에서는 해외 사례 조사와 관련 문헌 고찰을 병행하면서 세계최대규모로 실시한 실규모 말뚝재하시험 결과를 엄밀하게 분석하여 LRFD 개념을 만족시키면서 국내 지반의 특성 및 제반 여건을 반영할 수 있는 새로운 저항계수를 개발하여 실시설계에 적용하게 되었다. 재하시험 및 지반조사 결과를 토대로 각 암반층별로 역학적 특성이 고려

된 지지력 평가기준을 수립하였다. 이 기준은 재하시험 결과를 설계와 시공에 적용할 수 있도록 지반조사 성과와 연계하여 분석한 후 수립한 것으로, 설계지지력 확보를 위하여 시공단계에서도 추가적인 조사 및 시험을 통해 품질관리에 역점을 기하도록 하였다. 현장에서는 당시 AASHTO LRFD Specifications의 개정 논의와 동향을 다각도로 분석하였는데, 특히 TRB(13) 보고서를 검토하고 실규모재하시험 결과를 반영하여 인천대교 설계에 적용할 잠정적인 저항계수를 개발하게 되었다. TRB에서 AASHTO LRFD Specifications 개정을 위해 국가도로연구협력프로그램(NCHRP)의 일환으로 진행한 깊은 기초의 저항계수 산정에 대한 연구에서는 FHWA, Florida DOT, O'Neill 등이 수집한 256개 말뚝의 재하시험 자료들을 데이터베이스화하여 분석하였다. 여기서도 지역별 지반특성이나 시공특성을 저항계수에 반영하고자 하는 노력은 여전히 충분하지 않으나, 당시 AASHTO LRFD Specifications 3판(2004)의 저항계수에 비하면 크게 향상된 것이다 (14). 지반공학 전문가들이 수립한 "지지력 평가 기준"은 도급자의 설계검토자(CCE) 및 사업시행자의 설계감리자(DS)의 검토와 평가를 거쳐, 설계심의를 통해 최종 확정하였다. 인천대교의 LRFD 기초설계에 최종적으로 적용한 저항계수는 표 3.4와 같이 요약할 수 있다.

표 3.4 인천대교 현장타설말뚝 설계의 저항계수

지층		저항계수 ϕ		비고
		주면마찰력	선단저항력	
풍화암	$50/15 \le N < 50/10$	0.50	-	*1 AASHTO 시방서 값 적용 - 시험시 주면마찰 확인안함 - 주면마찰력은 경험식 사용
	$50/10 \le N < 50/5$	0.60	0.50	
	$50/5 \le N$	0.75		
연암		0.70	0.60	
경암		0.65*1	0.50	
지진시 (모든 지층)		0.95		극한지지력 개념 적용

이 결과를 토대로 연직지지력을 산정하였으며, AASHTO LRFD Specifications 사용한계상태를 기준으로 ASD의 최소 안전율 2.0 이상이 확보되도록 하였다. 미국에서도 AASHTO 위원회를 중심으로 전문가들의 의견과 연구성과를 반영하여 미국에서의 일부를 수정하게 되는데, 그 이전의 값과 많은 차이를 보이고 있으며, 특히 현장재하시험을 실시한 경우의 값이 감소하였다. 결과적으로, 인천대교에 적용한 미국에서에 담긴 기술진들의 철학이 AASHTO LRFD Specifications개정에도 반영된 셈이다.

제 4 장 신도로교설계기준의 특징

4.1 개요

국내에 최신의 교량 설계기준을 도입하기 위해 신뢰도 기반의 설계 기준에 대한 각종 검토와 기초 작업을 통해 한계상태설계법 기반의 새로운 도로교설계기준이 제안되었다. 이를 바탕으로 한국도로교통협회에서 국토해양부의 위탁을 받아 신뢰도 기반의 도로교설계기준을 개발하기 위한 프로젝트를 수행하여, 최근 "도로교설계기준 한계상태설계법" 공인화되었으며 일정 기간의 유예 혹은 기존 도로교설계기준과의 병용 기간을 걸쳐 전면적으로 시행될 예정이다. 여기서는 제정된 신뢰도 기반의 "도로교설계기준 한계상태설계법"의 설계 개념과 기존의 설계기준과의 차이점들에 대해서 논한다.

4.2 제정 현황

"도로교설계기준 한계상태설계법"은 교량설계핵심기술연구단이 2003년에서 2008년까지 국책연구과제로 수행한 "교량 해석 및 설계 선진화" 연구의 주요 성과인 "도로교설계기준(안)"을 활용하여 제정되고 있다. 새로운 도로교설계기준은 세계적으로 신뢰도 기반의 설계 개념 적용이 확산되고 있는 것을 고려하여 신뢰도 기반의 한계상태설계법을 근거로 작성되었다. "도로교설계기준 한계상태설계법"은 여러 번의 자문회의 등을 거쳐, 2011년 11월말에 국토해양부 중앙건설기술심의위원회의를 통과하였다. 통과된 새로운 도로교설계기준은 기존 설계기준과의 일정시간의 공용 기간을 걸쳐 전면적으로 적용될 것으로 예상된다.

교량핵심설계기술연구단에서는 신뢰도 기반 설계기준의 개발을 위하여 "신뢰도 기반 설계기준의 기본 이론 및 설계 일반", "LRFD 설계법에 의한 강합성 박스거더교 설계예제집", "콘크리트 교량의 신뢰도기반 한계상태설계법-Eurocode 2의 기본개념", "신뢰도기반 내진설계 기준안"과 같은 일련의 기술 서적을 발간하였다. 이들 서적들은 신뢰도 기반의 설계법에 대한 배경 및 AASHTO LRFD Specifications나 Eurocode 2를 활용해 설계된 가상 교량의 설계 결과 등을 제공하고 있다.

교량 기초 분야의 한계상태설계법 관련 연구는 한국건설기술연구원에서 수행된 "LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정연구"의 연구(2005. 6. ~ 2008. 6)를 통하여 수행되었다.



그림 4.1 지반분야 한계상태설계법 관련 연구 현황 및 계획

연구를 통하여 현장타설말뚝, 항타말뚝에 대한 저항계수가 제시되었다. 그러나 그림 4.1에 있는 것과 같이 일부 기초형식만을 대상으로 수행된 연구가 수행되었으며, 하부구조에 한계상태설계법을 본격적으로 도입하기 위해서는 다양한 교량 기초형식과 기타 구조물에 대한 추가 연구가 필요한 것으로 지적되고 있다.

새롭게 제시된 "도로교설계기준 한계상태설계법"은 기존의 설계관련 기준에 비하여 복잡하며 많은 차이점을 갖고 있으므로, 적용 초기에는 많은 혼란이 있을 것으로 예상된다. 정확하고 광범위한 적용을 위해서는 각종 매뉴얼의 개발과 교육 프로그램의 운용이 필요할 것으로 판단된다.

4.3 하중 및 하중 조합

"도로교설계기준 한계상태설계법"은 100년의 교량 수명을 목표로 하고 있으며, 표 4.1에 있는 것과 같이 하중, 콘크리트교, 강교, 하부구조, 내진설계 등의 9장으로 구성되어있다(15). 표 4.2에 제시된 AASHTO LRFD Specifications와 유사하게 "구조해석", "신축이음 및 받침"이 별도의 장으로 제시되어 있다. 그러나 AASHTO LRFD Specifications의 목재교, 알루미늄교, 터널 등의 설계기준은 국내의 적용환경을 고려하여 도로교설계기준 한계상태설계법에는 포함되지 않았다.

한계상태의 정의와 하중 조합, 강교 설계 규정 등 전체적으로 미국의 AASHTO LRFD Specifications에 근거하여 작성되어 있는 반면에 5장의 콘크리트교는 Eurocode 2(Design of concrete structures)에 근거하여 작성되었다. 2장에서 논한 것과 같이 AASHTO LRFD

Specifications에서는 한계상태로 Service Limit State, Strength Limit State, Extreme Event Limit State 등이 정의되어 있으며, Eurocodes에는 한계상태를 Ultimate Limit States와 Serviceability Limit States로 분류하고 있어 약간의 차이가 있다. "도로교설계기준 한계상태설계법"의 일부 상세 내용을 살펴보면 다음과 같다.

표 4.1 도로교설계기준 한계상태설계법의 목차

장번호	제목
1	총칙
2	설계 개요
3	하중
4	구조 해석
5	콘크리트교
6	강교
7	하부 구조
8	내진 설계
9	신축이음 및 받침

표 4.2 AASHTO LRFD Specifications의 목차

Section No.	Contents
1	Introduction
2	General Design and Location Features
3	Loads and Load Factors
4	Structural Analysis and Evaluation
5	Concrete Structures
6	Steel Structures
7	Aluminum Structures
8	Wood Structures
9	Decks and Deck Systems
10	Foundation
11	Abutments, Piers and Walls
12	Buried Structures and Tunnel Liners
13	Railings
14	Joints and Bearings

4.3.1 활하중

교량의 신뢰도와 내구성에 큰 영향을 미치는 요소 중의 하나인 활하중이 새롭게 제시되었다. 기존 도로교설계기준의 DB-24는 AASHTO의 HS-18하중과 유사하게 3축 하중을 갖고 있으며, 하중은 HS-18보다 30% 이상 무거운 반트럭(Semi-trailer)을 모사하고 있다. 새롭게 제안된 활하중은 DB-24 하중 도입 이후, 산업화에 따른 물동량의 증가와 차량 대형화 등을 영향을 고려하여 전국에 설치된 WIM (Weigh-in-Motion)을 통해 수집된 차량 관련 통계 자료를 이용하여 제안되었다 (16). 특히 단일 트럭이 아닌 동일차선에 연행하는 트럭에 의해 발생하는 최대하중 효과를 고려하기 위해 새로운 활하중 모델을 제시한 것으로 설명하고 있다.

4축을 갖는 트럭, 5축을 갖는 트럭이 활하중 모델과 여러 종류의 차선하중이 개발시에 고려되었지만, 새롭게 제안된 차량 활하중 모델은 표준 트럭하중과 표준 차로하중으로 구성되어있다. "KL-510"로 명명된 표준 트럭하중은 그림 4.2에 있는 것과 같이 총중량이 510kN이며 연행하는 트럭 영향을 고려하여 4축 하중으로 제안되었다 (15). DB 24 하중(총중량: 432kN) 보다 총중량이 15%정도 증가하였다. 현행 도로교설계기준의 차로하중인 DL-24 하중은 12.7 kN/m의 등분포하중과 모멘트와 전단력을 계산하기 위한 집중하중을 같이 고려한다. 이에 비하여 제안된 표준차로하중은 횡방향으로 3,000mm의 폭으로 균등하게 분포되는 것으로 고려하며, 표 4.3에 있는 것과 같이 하중의 크기가 지간장에 따라 변화한다. 60m까지는 일정하게 12.7 kN/m를 재하하지만, 지간장(L)이 60m에서 200m 사이에서는 지간장이 증가함에 따라 감소한다. 바닥판의 설계시에는 표준트럭하중인 KL-510을 종방향으로 차로당 1대씩 재하하고, 횡방향으로는 재하 가능한 대수를 재하하고 다차로재하계수를 고려해야 한다. 거더와 같은 일반적인 부재의 설계시에는 표준트럭하중을 재하한 효과와 표준트럭하중의 75%와 표준차로하중을 동시에 재하한 효과를 비교하여 큰 값을 이용하도록 제안되어 있다.

표 4.3 도로교설계기준 한계상태설계법 표준 차로 하중

$L \leq 60m$	$w = 12.7(kN/m)$
$L > 60m$	$w = 12.7 \times \left(\frac{60}{L}\right)^{0.18} (kN/m)$

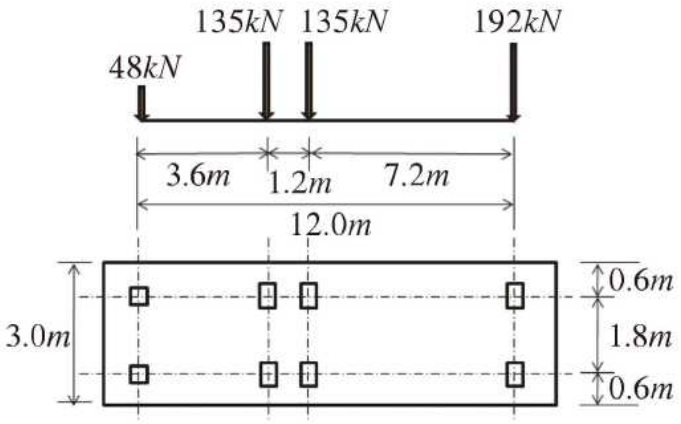


그림 4.2 도로교설계기준 한계상태설계법 표준 트럭 하중

교축직각방향으로 과다한 활하중이 동시에 재하되는 것을 방지하기 위하여 기존의 도로교설계기준보다 좀 더 완화된 다차로 재하계수가 도로교설계기준 한계상태설계법의 표 3.6.2에 규정되어 있다. 2차로에 재하될 경우에는 0.9, 3차로에 재하될 경우에는 0.8을 이용한다. 그러나 제안된 차량 활하중 모델이 장지간 교량에서는 현재 활하중 모델보다 낮은 모멘트를 발생시키지만 일부 지간장(40～50m)에서 기존의 트럭하중 보다 큰 모멘트를 초래하는 것으로 보고되고 있다.

피로 설계를 위한 피로 하중은 세 개의 축으로 이루어져 있으며 총중량을 351kN으로 환산한 한 대의 설계트럭하중 또는 축하중이 별도로 제시되어 있다 그림 4.3에 있는 것과 같이 축과 축사이의 거리는 4.2m로 제한되어 있다.

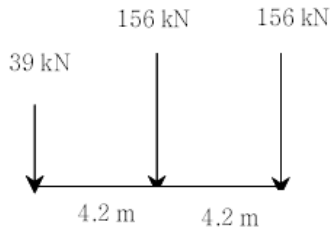


그림 4.3 피로설계트럭하중

4.3.2 하중 조합과 각종 계수

AASHTO LRFD Specifications와 유사한 하중조합을 이용하여 다양한 하중의 효과를 고려한다. 표 4.4에 정의된 도로교설계기준 한계상태설계법의 하중 조합은 표 2.2의 AASHTO

LRFD Specifications의 한계상태별 하중 조합과 비교하여, 극한한계상태 I, II, V의 조합에서 약간 큰 활하중 계수를 갖는다. 또한 LRFD Specifications의 하중조합에는 없지만, 프리스트레스트 콘크리트 기둥에서의 인장에 의한 균열제어를 위해 사용한계상태조합 IV가 추가되었다. 고정하중 등에 대한 하중 조합계수인 γ_p 는 최대와 최소가 설정되어있다. 활하중의 하중 영향을 증가시킴으로써 구조물에 불리하게 작용하는 고정하중은 최대 하중계수를 적용하고, 활하중의 하중영향을 감소시킴으로써 구조물에 유리하게 작용하는 고정하중은 최소하중계수를 적용한다. 표 4.6 ~ 표 4.9에 설계기준의 한계상태 하중 조합이 정의 되어있다.

콘크리트교 및 강교의 강도와 각종 설계조건의 유도에서는 국내의 관련 연구결과를 적극적으로 반영하였다. 강재의 강도는 KS 규격에 명시된 재료의 강도값을 활용하였다. 콘크리트의 경우에는 국내의 콘크리트 특성을 고려한 할선탄성계수와 기준압축강도, 평균압축강도를 채용하였다. "5장 콘크리트교"의 단면 강도를 계산하기 위한 콘크리트 및 강재의 재료계수, ϕ_c 및 ϕ_s,는 강도한계상태조합에 대해 각각 0.65와 0.95로 제안되었다. 이 수치는 표 2.8에 제시된 Eurocode의 부분안전계수를 이용해 계산되는 재료 계수값 ($\phi_c = 1/1.50$ 및 $\phi_s = 1/1.15$)와 약간의 차이를 보인다. 강교의 강도한계상태에 대한 강도저항계수는 AASHTO LRFD Specifications의 값과 동일하게 휨 및 전단에 대해 1.0으로 제안되어있다. 다른 강도저항계수도 동일한 값을 갖는다.

표 4.4 하중조합과 하중계수

하중조합 한계상태	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	이 하중들은 한 번에 한 가지만 고려			
										EQ	IC	CT	CV
극한한계상태조합 Ⅰ	γ_p	1.80	1.00	-	-	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	
극한한계상태조합 Ⅱ	γ_p	1.40	1.00	-	-	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	
극한한계상태조합 Ⅲ	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	
극한한계상태조합 Ⅳ EH,EV,ES,DW,DC만 고려	γ_p (1.50)	-	1.00	-	-	1.00	0.50/ 1.20	-	-	-	-	-	

극한한계상태조합 Ⅴ	γ_p	1.40	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	
극단상황한계상태조합 Ⅰ	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
극단상황한계상태조합 Ⅱ	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
사용한계상태조합 Ⅰ	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
사용한계상태조합 Ⅱ	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/ 1.20	-	-	-	-	-	-
사용한계상태조합 Ⅲ	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
사용한계상태조합 Ⅳ	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/ 1.20	-	1.00	-	-	-	-
피로한계상태조합 LL,IM & CE만 고려	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

표 4.5 하중계수 γ_p 의 최대값과 최소값

하중의 종류	하중계수	
	최 대	최 소
DC : 구조부재와 비구조적 부착물	1.25	0.90
DD : 말뚝부마찰력	1.80	0.45
DW : 포장과 시설물	1.50	0.65
EH : 수평토압		
• 주동	1.50	0.90
• 정지	1.35	0.90
EL : 고정된 구조물 응력	1.00	1.00
EV : 수직토압		
• 구조안정	1.00	N/A
• 옹벽	1.35	1.00
• 강성 매설구조	1.30	0.90
• 강성 뼈대구조	1.35	0.90
• 강박스암거이외의 연성 매설구조	1.95	0.90
• 연성 강박스암거	1.50	0.90
EL : 상재토하중	1.50	0.75

표 4.6 극한한계상태 하중조합 정의

하중조합	정 의
극한한계 상태조합 I	• 일반적인 차량통행을 고려한 기본하중조합, 풍하중은 미고려
극한한계 상태조합 II	• 발주자가 규정하는 특수차량이나 통행허가차량을 고려한 하중조합, 풍하중은 미고려
극한한계 상태조합 III	• 풍속 90km/hr (25m/sec)를 초과하는 풍하중을 고려하는 하중조합
극한한계 상태조합 IV	• 활하중에 비하여 고정하중이 매우 큰 경우에 적용하는 하중조합
극한한계 상태조합 V	• 90km/hr의 풍속과 일상적인 차량통행에 의한 하중효과를 고려한 하중조합

표 4.7 극단상황한계상태 하중조합 정의

하중조합	정 의
극단상황한계 상태조합 I	• 지진하중을 고려하는 하중조합
극단상황한계 상태조합 II	• 빙하중, 선박 또는 차량의 충돌하중 및 감소된 활하중을 포함한 수리학적 사건에 관계된 하중조합 • 차량충돌하중 CT의 일부분인 활하중은 제외

표 4.8 사용한계상태 하중조합 정의

하중조합	정 의
사용한계 상태조합 I	• 교량의 일상적인 사용상태에서의 하중조건을 검토 • 감소된 풍하중과 주요 하중의 공칭값들을 동시에 고려 • 철근콘크리트 구조물에서의 균열폭 제어 • 사면의 안정성 조사
사용한계 상태조합 II	• 차량하중에 의한 강구조물의 항복과 마찰이음부의 미끄러짐 검토
사용한계 상태조합 III	• 프리스트레스 강재가 배치된 상부구조의 균열폭과 인장응력 검토
사용한계 상태조합IV	• 연직 활하중 대신 수평 풍하중 고려 • 프리스트레스 강재가 배치된 하부구조 사용성 검증에 적용

표 4.9 피로한계상태 하중조합 정의

하중조합	정 의
피로한계 상태조합	• 피로설계트럭하중을 이용하여 반복적인 차량하중과 동적응답에 의한 피로파괴를 검토

4.3.3 차량하중 분배 계수

AASHTO LRFD Specifications을 따라 유한요소해석이나 격자해석 등의 정밀해석을 수행하지 않고도, 도로교설계기준 한계상태설계법 표 4.6.4를 활용하여 거더 등에 발생하는 최대 모멘트를 계산할 수 있는 차량하중 분배계수를 제시하였다. 분배계수를 이용하여 하나의 거더에 차량 하중을 태워서 계산한 모멘트 값이나 전단력 등에 차로당 활하중 분배계수를 사용하여 콘크리트 바닥판 등을 갖는 거더의 휨모멘트나 전단력을 계산할 수 있다.

분배계수의 결정을 위한 유한요소해석에서는 종방향으로 경간중앙에 최대 모멘트를 발생시키는 위치에 트럭들을 위치시키고, 횡방향으로도 교폭을 3.6m로 나누어 최대 재하 차로를 결정하고 최대 모멘트를 발생시키도록 트럭의 위치를 조종한다. 횡방향으로 다차로에 활하중을 재하할 경우에는 도로교설계기준 한계상태설계법 표 3.6.2의 다차로 재하계수도 활용해야 한다.

4.4 콘크리트교의 설계

4.4.1 한계상태의 정의

Eurocode 2 Concrete Structures를 따른 도로교설계기준 한계상태설계법 5장의 콘크리트교의 기본적인 설계 개념은 기존의 도로교설계기준 및 도로교설계기준 한계상태설계법 6장 강교편의 개념들과는 다르다. 기존의 도로교설계기준에서는 재료의 표준강도와 단면치수를 이용하여 부재의 공칭강도를 먼저 산정한 후, 부재강도 감소계수를 곱하여 부재의 설계 강도를 산정하였다. 그러나 도로교설계기준 한계상태설계법 5장 콘크리트교에서는 그림 4.4와 같이 재료의 기준값, X_k,에 먼저 재료의 강도저감 계수인 재료저항계수를 곱하여 재료설계값, X_d,을 산정한 후에 단면해석을 통해 부재의 설계저항값, R_d, 을 산정한다. 따라서 기존의 공

칭강도 개념이 없어지고 대신에 재료설계강도 개념이 새롭게 도입되었다.

재료 저항계수는 하중 조합과 재료별로 표 4.10 (도로교설계기준 한계상태설계법 표 5.2.1)과 같이 설정되어 있다. 도로교설계기준 한계상태설계법의 한계상태별 하중 조합에 근거하였으므로, 2장에서 논의했던 Eurocode에서 제시하고 있는 Ultimate Limit State, Serviceability Limit State를 위한 하중 조합과는 차이가 있다. 또한 Eurocode의 부분안전계수를 이용해 계산되는 재료 계수값 ($\phi_c = 1/1.50$ 및 $\phi_s = 1/1.15$)와 약간의 차이를 보인다. 특히 지속하중조합은 도로교설계기준 한계상태설계법에 별도로 규정되어 있지 않지만, 활하중 등을 제외하고 고정하중과 같이 지속적으로 작용하는 하중을 의미한다.

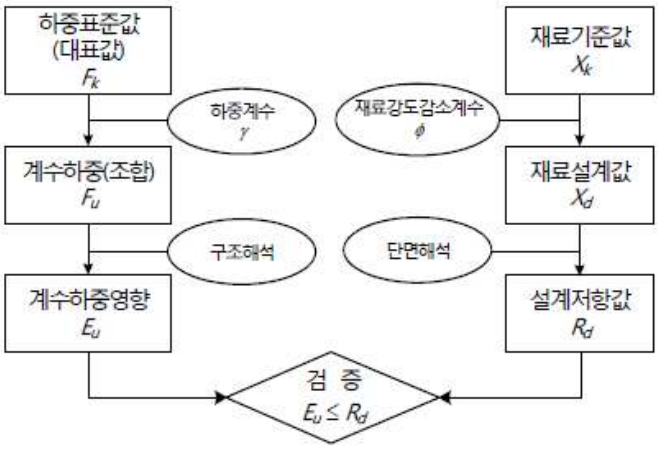


그림 4.4 Eurocode의 설계개념도

표 4.10 재료저항계수

하 중 조 합	콘크리트 ϕ_c	철근 또는 프리스트레스 강재 ϕ_s
극한하중조합 I, II, III, IV	0.65	0.95
극단상황하중조합 I, II	0.85	1.00
사용하중조합 I, III, IV 지속하중조합	1.00	1.00
피로하중조합	1.00	1.00

4.4.2 콘크리트 내구성 설계

새로운 기준의 가장 큰 특징 중의 하나는, Eurocode 2에 근거한 콘크리트의 내구성 설계

관련 규정이다. 한계상태설계법 도로교설계기준의 5장 콘크리트편은 Eurocode 2의 "Table 4.1 Exposure classes related to environmental conditions"를 따라 표 5.8.2에 환경 조건에 따른 노출 등급을 18개의 등급으로 분류하고 있다. 노출 등급은 표 4.11 (도로교설계기준 한계상태설계법 표 5.8.2)에 있는 것과 같이 환경조건에 따라 탄산화에 의한 부식 여부, 염화물 혹은 해수에 의한 부식여부, 동결/융해 침식 등에 따라 E0, EC, ED, ES, EF, EA 등급으로 세분된다. 이들 노출 등급은 콘크리트 구조물의 내구성과 관련된 표 4.12의 최소 콘크리트 강도 (도로교설계기준 한계상태설계법 표 5.8.1)와 표 4.13의 철근의 내구성을 고려한 최소 피복두께(도로교설계기준 한계상태설계법 표 5.8.4, 표 5.8.5) 규정에 영향을 준다. 최소피복두께 결정을 위한 피복 등급은 표 4.13에 제시된 것과 같이 피복 등급(TC1 ~ TC6)과 환경조건에 따른 노출 등급 (표 4.11)에 따라 분류되어 있다. 피복 등급은 구조물의 사용수명이 50년이고 보통 중량 콘크리트와 탄소강을 사용한 콘크리트교를 대상으로 제시된 TC4 피복 등급을 기본으로 하여, 구조물의 사용 수명, 콘크리트 강도 등급, 노출 등급 등에 따라 표 4.14 (도로교설계기준 한계상태설계법 표 5.8.7)의 조건을 따라 상향 및 하향된다. 표 4.11의 환경에 따른 노출 등급은 표 4.15과 표 4.16의 표면 한계 균열폭(도로교설계기준 한계상태설계법 표 5.6.1 및 표 5.6.2) 기준에도 영향을 준다. 내구성 확보를 위해 강화된 최소 피복두께, $t_{c,\min,dur}$, 규정과 콘크리트 강도 규정 등에 따라, 기존의 콘크리트 구조물 설계보다는 고강도의 콘크리트와 두꺼운 피복두께가 필요할 것으로 예상된다.

표 4.11 환경조건에 따른 노출 등급

노출 등급	환경 조건	해당 노출 등급이 발생할 수 있는 사례
1. 부식이나 침투 위험 없음		
E0	• 철근이나 매입금속이 없는 콘크리트 :동결/융해, 마모나 화학적 침투가 있는 곳을 제외한 모든 노출. • 철근이나 매입금속이 있는 콘크리트 :매우 건조	• 공기 중 습도가 매우 낮은 건물 내부의 콘크리트
2. 탄산화에 의한 부식		
EC1	건조 또는 영구적으로 습윤한 상태	• 공기 중 습도가 낮은 건물의 내부 콘크리트 • 영구적 수중 콘크리트
EC2	습윤, 드물게 건조한 상태	• 장기간 물과 접촉한 콘크리트 표면. • 다수의 기초
EC3	보통의 습도인 상태	• 공기 중 습도가 보통이거나 높은 건물의 내부콘크리트. • 비를 맞지 않는 외부 콘크리트

EC4	주기적인 습윤과 건조 상태	• EC2 노출등급에 포함되지 않는 물과 접촉한 콘크리트 표면
3. 염화물에 의한 부식		
ED1	보통의 습도	• 공기 중의 염화물에 노출된 콘크리트 표면
ED2	습윤, 드물게 건조한 상태	• 수영장. • 염화물을 함유한 공업용수에 노출된 콘크리트 부재
ED3	주기적인 습윤과 건조 상태	• 염화물을 함유한 비말대에 노출된 교량 부위. • 포장. • 주차장 슬래브
4. 해수의 염화물에 의한 부식		
ES1	해수의 직접적인 접촉없이 공기 중의 염분에 노출된 해상대기중	• 해안 근처에 있거나 해안가에 있는 구조물
ES2	영구적으로 침수된 해중	• 해양 구조물의 부위
ES3	간만대 혹은 비말대 지역	• 해양 구조물의 부위
5. 동결/융해 침식		
EF1	제빙화학제가 없는 부분포화상태	• 비와 동결에 노출된 수직 콘크리트 표면
EF2	제빙화학제가 있는 부분포화상태	• 동결과 공기 중 제빙화학제에 노출된 도로 구조물의 수직 콘크리트 표면
EF3	제빙화학제가 없는 완전포화상태	• 비와 동결에 노출된 수평 콘크리트 표면
EF4	제빙화학제나 해수에 접한 완전포화상태	• 제빙화학제에 노출된 도로와 교량 바닥판 • 제빙화학제를 함유한 비말대와 동결에 직접 노출된 콘크리트 표면 • 동결에 노출된 해양 구조물의 물보라 지역
6. 화학적 침투		
EA1	조금 유해한 화학환경	• 천연 토양과 지하수
EA2	보통의 유해한 화학환경	• 천연 토양과 지하수
EA3	매우 유해한 화학환경	• 천연 토양과 지하수

표 4.12 노출 환경 등급에 따른 최소 콘크리트강도

부식										
노출환경	탄산화에 의한 부식				염화물에 의한 부식			해수의 염화물에 의한 부식		
	EC1	EC2	EC3	EC4	ED1	ED2	ED3	ES1	ES2	ES3
최소 콘크리트 강도(㎫)	20	25	30		30		35	30	35	

콘크리트의 손상							
노출환경	위험없음	동결/융해 침투			화학적 침투		
	E0	EF1	EF2	EF3	EA1	EA2	EA3
최소 콘크리트 강도(㎫)	12	30	25	30	30		35

표 4.13 철근의 내구성을 고려한 최소피복두께, $t_{c,\min,dur}$(㎜)

피복 등급	노출등급						
	E0	EC1	EC2/EC3	EC4	ED1/ES1	ED2/ES2	ED3/ES3
TC1	10	10	10	15	20	25	30
TC2	10	10	15	20	25	30	35
TC3	10	10	20	25	30	35	40
TC4	10	15	25	30	35	40	45
TC5	15	20	30	35	40	45	50
TC6	20	25	35	40	45	50	55

표 4.14 피복 노출 등급 제한

<table>
<tr><td rowspan="2">구분</td><td colspan="10">한계상태설계법 도로교설계기준 표 5.8.2에 따른 노출 등급</td></tr>
<tr><td>위험도 매우 낮음</td><td colspan="3">탄산화에 노출 경유</td><td colspan="3">염화물에 노출 경우</td><td colspan="3">해수의 염화물에 노출 경우</td></tr>
<tr><td>E0</td><td>EC1</td><td>EC2/ EC3</td><td>EC4</td><td>ED1</td><td>ED2</td><td>ED3</td><td>ES1</td><td>ES2</td><td>ES3</td></tr>
<tr><td>100년 사용수명</td><td colspan="10">2등급 하향 조정</td></tr>
<tr><td rowspan="2">콘크리트 강도 등급 (MPa)</td><td>≥30</td><td>≥30</td><td colspan="2">≥35</td><td>≥40</td><td>≥40</td><td>≥45</td><td>≥40</td><td>≥45</td><td>≥45</td></tr>
<tr><td colspan="10">1등급 하향 조정</td></tr>
<tr><td>슬래브 형상의 부재 경우 (시공과정 중에 철근위치가 변동 없는 경우)</td><td colspan="10">1등급 하향 조정</td></tr>
<tr><td>특수한 품질관리가 요구되는 경우</td><td colspan="10">1등급 하향 조정</td></tr>
</table>

표 4.15 노출 환경에 따라 요구되는 최소 설계 등급

노출 환경	최소 설계 등급			
	포스트 텐션	프리 텐션	비부착 프리스트레싱	철근콘크리트
건조 또는 영구적 수증 환경(EC1)	D	D	E	E
부식성 환경(습기 또는 물과 장기간 접촉환경: EC2, EC3, EC4)	C	C	E	E
고부식성 환경(염화물 또는 해수에 노출된 환경: ED1, ED2, ED3, ES1, ES2, ES3)	C	B	E	E

표 4.16 설계 등급에 따른 사용 한계값

설계 등급	한계상태 검증을 위한 하중조합		표면 한계균열폭(㎜)
	영(0)응력 한계상태	균열폭 한계상태	
A	사용하중조합-Ⅰ	-	-
B	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	사용하중조합-Ⅰ	0.2
C	지속하중조합	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	0.2
D	-	사용하중조합-Ⅲ/Ⅳ	0.3
E	-	지속하중조합	0.3

4.4.3 프리스트레스트 콘크리트(PSC) 구조물 설계

프리스트레스 콘크리트 구조물의 설계 관련 규정들은 도로교설계기준 한계상태설계법 5.4.7을 중심으로 제시되어있다. 기존의 도로교설계기준이나 AASHTO LRFD Specifications 과는 차이가 있는 Eurocode 2의 규정들을 활용하여 프리스트레스 구조물의 설계 관련 규정들이 정의되어 있다. 표 4.17 ~ 표 4.20에 프리스트레스 구조물의 설계를 위해 필요한 긴장재의 허용 응력, 콘크리트의 응력제한, 프리스트레스의 초기 손실 및 장기 손실에 관련된 기존의 도로교설계기준과 도로교설계기준 한계상태설계법의 규정들이 항목별로 비교되어 있다. 새로운 도로교설계기준 한계상태설계법의 설계식들은 AASHTO LRFD Specifications 등의 규정들을 참고하여 설정된 기존의 설계식들과 상당한 차이가 있는 것을 알 수 있다.

표 4.17 프리스트레싱 긴장재의 허용 응력

구 분	세 부 규 정
도로교설계기준	1) 프리텐션부재-도입 직전 • 저 릴랙세이션 스트랜드 : $0.75f_{pu}$ • 응력제거 스트랜드 : $0.70f_{pu}$ 2) 포스트텐션부재-정착직후 • 정착구에서의 응력 : $0.75f_{pu}$ • 손실구역 끝부분에서의 응력 : $0.83f_{py}$ 3) 사용하중상태에서의 응력 : $0.80f_{py}$

도로교설계기준 한계상태설계법	1) 긴장재에 가하는 최대 힘, P_o (즉, 긴장 작업시 긴장단에서의 힘) $P_o = A_p\, f_{o,\max}$ 여기서 A_p = 텐던의 단면적, $f_{o,\max}$ (텐던의 최대 응력) $= 0.8\, f_{py}$ 또는 $0.9\, f_{p0.2k}$ 중에서 작은 값 2) 긴장 및 정착직후(포스트텐션) 또는 프리스트레스 전달직후 (프리텐션) $P_{mo} = A_p\, \sigma_{pmo}$ 여기서 P_{mo} = 긴장시 또는 전달직후의 텐던의 응력, f_{mo} $= 0.75 f_{py}$ 또는 $0.85\, f_{p,0.2k}$ 중에서 작은 값

표 4.18 콘크리트 응력의 제한

구 분	세 부 규 정
도로교설계기준	(1) 도입 또는 정착후 응력 1) 압축응력 - 프리텐션 부재 : $0.60 f_{ci}'$, 포스트텐션 부재 : $0.55 f_{ci}'$ 2) 인장응력 - 미리 압축력을 가한 인장구역 : 규정되어 있지 않음 - 그 외 지역 부착철근이 없는 인장구역 : 14kgf/cm^2 또는 $0.80\sqrt{f_{ci}'}$ 부착철근이 있는 경우 : $1.60\sqrt{f_{ci}'}$ (2) 사용하중 상태 1) 압축응력 : $0.40 f_{ck}$ 2) 인장응력 - 미리 압축력을 가한 인장구역 부착된 철근을 갖는 부재 일반적인 경우 : $1.60\sqrt{f_{ck}}$ 부식환경에 노출된 상태 : $0.80\sqrt{f_{ck}}$ 부착철근이 없는 부재 : 0 - 그 외 지역 : (1) 2)의 일시적 허용응력으로 제한

도로교설계기준 한계상태설계법	(1) 압축응력 긴장시 또는 프리스트레스 전달시 작용되는 프리스트레스 힘과 기타 하중에 의한 구조물내의 콘크리트 압축응력 $f_c \leqq 0.6 f_{ck}(t)$ $f_{ck}(t)$= 시간 t일 때의 콘크리트의 설계기준 압축강도 프리텐션 부재의 경우, 실험이나 경험에 의해 입증될 수 있다면 프리스트레스 전달시의 응력은 $0.7 f_{ck}(t)$로 증가될 수 있음. (2) 인장응력 - 규정이 없음

표 4.19 프리스트레스의 초기 손실

구 분	세 부 규 정
도로교설계기준	1) 콘크리트 순간변형 프리텐션 : $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir}$, 포스트텐션 : $\Delta f_{pel} = 0.5 \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cpg}$, 2) 마찰손실 : $P_x = P_o e^{-(kl+\mu\alpha)}$, $P_x = P_o(1 - kl - \mu\alpha)$ 3) 정착장치 활동 : $\Delta f_{ps} = E_p \frac{\Delta l}{l}$
도로교설계기준 한계상태설계법	1) 콘크리트의 순간변형 $\Delta P_c = A_p E_p \sum \frac{j \Delta f_c(t)}{E_{cm}(t)}$ $j = (n-1)/2n$ or 1 2) 마찰손실 $\Delta P_\mu(x) = P_o(1 - e^{-\mu(\theta + kx)})$ 여기서 θ = 거리 x에 걸쳐 누적된 각 변환량, μ = 곡률마찰계수, k = 파상 마찰계수, x = 프리스트레스 힘이 P_o인 점으로부터 긴장재를 따라 잰 거리 3) 정착장치 활동 * 기본 개념은 같음 * 마찰계수(μ)는 다소 다름

표 4.20 프리스트레스의 장기 손실

구 분	세 부 규 정
도로교설계기준	1) 크리프 : $\Delta f_{pcr} = 12.0 f_{cgp} - 7.0 \Delta f_{cdp} \geq 0$ 2) 건조수축 • 프리텐션 : $\Delta f_{psr} = 1{,}90 - 10.5 H_r$ • 포스트텐션 : $\Delta f_{psr} = 0.80(1{,}190 - 10.5 H_r)$ 3) 릴랙세이션 • 프리텐션 부재 - 응력제거 스트랜드 : $\Delta f_{pr} = 1{,}400 - 0.4\Delta f_{pel} - 0.2(\Delta f_{psr} + \Delta f_{pcr})$ - 저 릴락세이션 스트랜드 : $\Delta f_{pr} = 350 - 0.1\Delta f_{pel} - 0.05(\Delta f_{psr} + \Delta f_{pcr})$ • 포스트텐션 부재 - 응력제거 스트랜드 : $\Delta f_{pr} = 1{,}400 - 0.3\Delta f_{pf} - 0.4\Delta f_{pel} - 0.2(\Delta f_{psr} + \Delta f_{pcr})$ - 저 릴랙세이션 스트랜드 : $\Delta f_{pr} = 350 - 0.07\Delta f_{pf} - 0.1\Delta f_{pel} - 0.05(\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$ - 강선 $\Delta f_{pr} = 1{,}260 - 0.3\Delta f_{pf} - 0.4\Delta f_{pel} - 0.2(\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$ - 강봉 : $\Delta f_{pr} = 210 \mathrm{kgf/cm^2}$
도로교설계기준 한계상태설계법	1) 장기손실 계산 • 크리프, 건조수축에 의한 응력감소 및 릴랙세이션에 의한 응력 감소 고려 계산 가능 2) 간편식 이용 계산 $$\Delta f_{p,c+s+r} = \frac{\epsilon_s(t,t_0) E_p + 0.8\Delta f_{pr} + \alpha\phi(t,t_0)(f_{c(g+q)} + f_{cpo})}{1 + \alpha\frac{A_p}{A_c}\left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right)[1 + 0.8\phi(t,t_0)]}$$ 여기서 $\Delta f_{p,c+s+r}$= 시간 t일 때 크리트, 건조수축, 그리고 릴랙세이션에 의한 x 위치에서의 강재의 응력변화량, $\epsilon_s(t,t_0)$= 최종건조수축에 대한 건조수축 변형률, $\alpha = E_p/E_{cm}$, Δf_{pr}=텐던의 릴랙세이션에 의한 강재의 응력변화량, $\phi(t,t_0)$= 시간 t_0일 때 재하된 하중에 의한 시간 t일 때의 크리프 계수, $f_{c(g+q)}$= 고정하중과 기타 반영구적 하중에 의한 강재위치에서의 콘크리트 응력, f_{cpo}= 프리스트레스에 의한 강재위치에서의 콘크리트 초기응력, z_{cp} = 콘크리트 단면의 도심과 긴장재 도심 사이의 거리.

4.4.4 포스트 텐션 정착부

도로교설계기준 한계상태설계법 5.10.12에 포스트텐션 정착부에 대한 설계 기준이 정의되어 있다. 정착부에 대한 일반적인 정의는 정착장치에 집중된 프리스트레스 힘이 횡방향으로 분산되어 정착장치로부터 일정거리에 떨어져 있는 위치에서 응력분포가 전단면에 걸쳐서 선형에 가까운 응력분포를 보이는 곳까지의 영역을 의미하며, 프리스트레스를 받는 부재로서 강도한계상태에 대하여 설계한다. 이때 프리스트레스를 외력으로 간주하여 구조의 안정을 검토할 때 프리스트레스 힘에 대한 하중계수는 1.3으로 한다. 이 하중 계수는 국부효과에 대한 검토에 있어서는 1.2로 감하여 적용한다고 규정하고 있다.

정착부의 안전을 검토하기 위하여 스트럿-타이 모델, 탄성해석 모델, 비선형 해석 모델과 그 외의 검증된 방법을 사용할 수 있으며, 정착부의 검토에서는 다음의 힘을 고려한다.

- 지압응력 : 정착판 앞의 콘크리트 압축응력
- 파 열 력 : 정착장치 앞부분에 긴장재 축에 횡방향으로 작용하는 인장력
- 할 렬 력 : 부재의 횡방향 단부에 인접하여 평행하게 작용하는 인장력
- 종방향 단부 인장력: 부재의 종방향 단부에 인접하여 작용하는 인장력

지압응력의 검토에서 지압면적은 정착판과 같은 중심, 같은 대칭축을 가지는 정착면적에 따르며 EC 2-2/Annex J.104.2에 제시된 식 (4.1)을 만족해야 한다 (17).

$$\frac{P_0}{c.c'} = 0.6 \cdot f_{ck} \tag{4.1}$$

여기서, P_0는 강선에 작용하는 최대 인장력, c,c'는 해당 직사각형 단면의 치수, $f_{ck}(t)$는 긴장시의 콘크리트 강도를 의미한다. 그림 4.5의 장착부 직사각형 단면에서 정착판과 정착면적은 근사적으로 닮은꼴이 된다. 즉, c/a와 c′/a′는 $1.25\sqrt{\frac{c.c'}{a.a'}}$ 보다 크지 않다. 여기서 a와 a′는 정착판을 포함하는 최소 직사각형의 치수이다. 또한, 상기 지압응력 검토에 따른 콘크리트의 지압파괴를 막기 위해 지압부는 다음의 최소 횡철근 단면적으로 보강해야한다.

$$A_s = 0.15\frac{P_0}{\phi_s f_y} \tag{4.2}$$

여기서, P_0는 강선에 작용하는 최대 인장력이며, f_y는 철근의 기준항복강도를 의미한다.

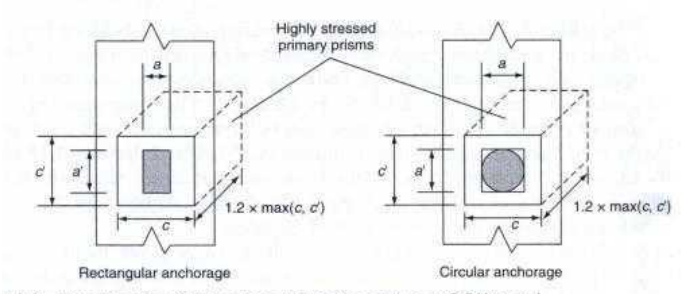


그림 4.5 정착 블록의 치수 (17)

4.5 강교의 설계

4.5.1 적용 범위

AASHTO LRFD Specifications의 강교 설계 관련 규정들은 “Chapter 6 Steel Structures”에 상세하게 제시되어 있다. 1994년에 발간된 1st edition 및 1998년의 2nd edition의 적용 범위를 보면, 직선 강교에만 설계 기준을 적용할 수 있도록 규정되어 있다. 따라서 곡선 효과에 의해 발생하는 비틀림 응력등을 고려하기 위한 식들은 규정되어 있지 않다. 곡선교의 설계를 위해서는 기존의 AASHTO Standard Specification과 AASHTO Guide Specifications (18)을 적용해야 했다. 효율적인 설계와 직선교로 제한되어 있는 AASHTO LRFD Specifications의 한계를 해결하기 위해, TRB(Transportation Research Board) 주도의 연구과제가 수행되어 2004년에 발간된 3rd Edition AASHTO LRFD Specifications부터는 Unified Resistance Equations(19)에 의해 직선교, 곡선교 관련 없이 설계기준에 제시된 강교 관련 규정들을 적용할 수 있다. 식 (4.3)의 AASHTO LRFD Specifications 기본 강도식은 휨에 의한 연직 방향 휨응력과 함께 바람, 곡선 등에 의해 발생하는 플랜지의 횡방향 응력을 고려하여 허용 강도이내가 되도록 설계한다.

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \le \phi_f F_n \tag{4.3}$$

여기서 f_{bu}는 주축의 휨(연직방향 휨)에 의한 플랜지 응력, f_l은 플랜지의 횡방향 휨응력, $\phi_f F_n$는 주축의 휨에 관련된 설계 강도를 각각 의미한다. 식 (4.3)은 “One-third(1/3) Rule"로 불리기도 한다.

도로교설계기준 한계상태설계법의 “6장 강교”편은 2002년의 AASHTO LRFD Specifications, 2nd Edition-2002 Interim를 기반으로 작성되었다. 새로운 도로교설계기준의 “6.1 적용범위“

에서는 보, 강절뼈대구조, 케이블 구조 등 강재구조물의 설계에 적용할 수 있는 것으로 제안되었지만, 곡선교에 적용할 수 있는지 여부는 명시되어 있지 않다. 그러나 6.10절 등에 제시되어 있는 휨부재의 설계를 위한 각종 공식들에는 곡선교에서 발생하는 비틀림, 뒴(Warping) 효과 등을 고려할 수 있는 항들이 없으므로 곡선교에는 적용할 수 없다.

곡선교에 대한 정의는 도로교설계기준 한계상태설계법 "4장 구조 해석"의 4.6.1.2항에 주어져 있다. 플레이트 거더교가 다음 4가지 조건을 만족시킬 경우, 주축에 대한 휨 전단력을 결정할 때 곡률의 효과를 무시할 수 있는 것으로 제시하고 있다.

- 거더의 곡률중심은 일치한다.
- 받침선의 사각은 방사선에 대하여 10°미만이다.
- 거더들의 강성은 동일하다.
- 모든 지간에서, 원호지간(the arc span)을 거더 반지름(mm)으로 나눈 값이 0.06rad 이하이다.

박스거더교가 다음 3가지 조건을 만족할 경우, 주축에 대한 휨모멘트와 전단력을 결정하는 해석에서 곡률효과를 무시할 수 있다.

- 거더의 곡률중심은 일치한다.
- 받침들에 사각이 없다.
- 모든 지간에서, 원호지간(the arc span)을 거더의 반지름(mm)으로 나눈 값이 0.3rad 이하이다. 그리고 지간 중앙에서 거더의 높이는 박스 폭보다 적다.

위의 조건들을 벗어나 곡선형상의 플레이트거더교와 박스거더교는 도로교설계기준 한계상태설계법을 적용할 수 없으므로, AASHTO Guide Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges(18)이나 기존의 도로교설계기준이 적용되어야 한다.

4.5.2 박스거더 설계

도로교설계기준 한계상태설계법의 6.11절에 휨을 받는 박스거더 단면에 대한 설계편이 설명되어 있다. 각종 한계상태에 대한 검토와 같은 설계와 관련된 대부분의 항목은 6.10절에 규정된 플레이트거더의 설계 관련 항목들과 유사하지만, 도로교설계기준 한계상태설계법의 관련 규정들을 적용하기 위해서는 다음의 기학적인 조건들을 만족시켜야 한다.

- 박스거더 단면에서 복부판이 경사지게 설계할 수 있지만, 복부판의 경사도는 1/4를 넘어서는 안 된다.

- 다중의 박스거더를 갖는 교량에서는 지간중앙에서의 인접 박스거더간 플랜지의 중심 간격 a는 각 박스단면의 플랜지 중심 간격 W의 80% 보다 크고 120% 보다 작아야 한다 (그림 4.6).
- 박스단면의 플랜지 중심 간격은 일정해야 한다.

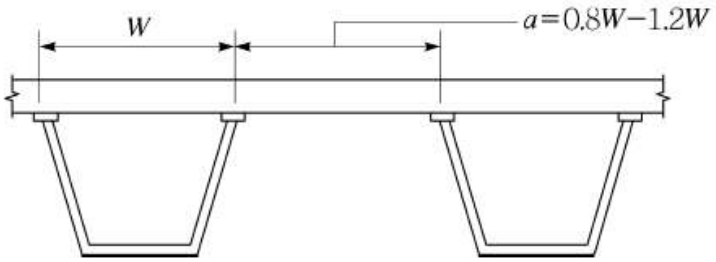


그림 4.6 플랜지 중심간 거리
(도로교설계기준 한계상태설계법 그림 6.11.1)

AASHTO LRFD Specifications에는 상부 플랜지를 갖는 밀폐 박스거더나 오픈 박스거더에 도로교설계기준 한계상태설계법의 6.11에 규정된 박스거더 관련 설계 공식들을 적용할 수 있는 것으로 적용되었다. 그러나 미국에서는 경제성 및 시공성 향상을 위하여 오픈박스거더교가 주로 적용되고 있다. 오픈박스거더교량에는 휨 강성 및 비틀림 강성 향상을 위한 압축플랜지 상부 브레이싱을 설치하는 것이 필요하다. 특히 바닥판 타설을 포함한 시공과정 중에 단면 형태를 유지하기 위하여 상부 브레이싱의 소요 강성과 강도를 만족시키는 것이 필요하며, 도로교설계기준 한계상태설계법의 6.5.11절에 간략히 언급되어 있다. 또한 6.5.11절에는 상부 수평브레이싱을 포함하여 내부 또는 외부 다이아프램, 수직브레이싱 등의 부부재들을 설치하여 박스거더 단면의 변형을 적절히 억제해야 하는 것으로 규정하고 있다. 그러나 이들 부부재들을 설계하기 위한 상세한 규정들은 제시되어 있지 않다.

4.5.3 거더 단면의 분류

휨을 받는 거더 단면은 조밀성(Compactness)에 따라 조밀 단면(Compact Section), 비조밀 단면(Noncompact Section), 세장단면(Slender Section)으로 구분된다. 조밀단면의 경우에는 단면을 구성하는 모든 부재가 항복을 일으킬 때까지 강재 거더 요소의 좌굴이 발생되지 않아 그림 4.7(a)와 같은 항복상태에 대한 소성모멘트(Plastic Moment)를 산정하여 설계해야 한다. 반면에, 비조밀단면의 경우에는 그림 4.7(b)와 같이 강재 거더가 탄성영역에 있을 때를

기준으로 공칭휨강도를 계산하여 설계한다. 그 이유는 모든 부재가 항복에 도달하기 전에 구성요소의 세장비에 따라 플랜지의 국부좌굴(Local flange buckling), 복부판의 횡-비틂좌굴(Lateral torsional buckling)이나 복부판의 휨좌굴(Web bend buckling)이 발생할 수 있다. 세장 단면(Slender Section)은 항복 강도에 도달하기 전에 탄성좌굴을 일으키는 단면을 의미한다. 그림 4.8은 단면의 세장비 (Slenderness ratio), λ,에 따른 휨저항 강도의 변화를 보여준다. λ가 λ_p 보다 적으면, 조밀단면으로 소성모멘트, M_p, 까지 확보할 수 있다. $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ 이면, 비탄성좌굴(Inelastic Buckling)이 발생하는 비조밀단면으로 모멘트는 소성모멘트, M_p, 와 항복모멘트, M_y, 사이의 값을 갖는다. $\lambda \geq \lambda_r$이면, 단면은 세장 단면으로 분류되고 단면의 강도는 항복모멘트 보다 작은 값을 갖는다.

단면 설계에서는 각 단면들의 구성 요소들이 요구되는 세장비를 만족하는지 검토를 수행해야 한다. 도로교설계기준 한계상태설계법의 6.10.4.1에 강재의 항복강도, 복부판 세장비, 압축플랜지 세장비, 압축 플랜지의 비지지 길이(Unbraced length)에 따른 조밀단면과 비조밀단면의 최소 요구 조건들이 제시되어 있다.

바닥판과 합성되어 외부 하중을 저항하는 휨부재의 경우에는 시공순서에 따른 시공당시의 거더 안전도에 대해서도 별도로 검토해야 한다. 특히 바닥판 타설시에 발생하는 임시하중에 의한 일시적인 휨모멘트가 콘크리트 경화 후에 발생하는 영구하중보다 클 수도 있으므로 도로교설계기준 한계상태설계법 6.10.3.2의 규정에 따라 시공순서를 고려하여 시공성 검토를 수행해야 한다.

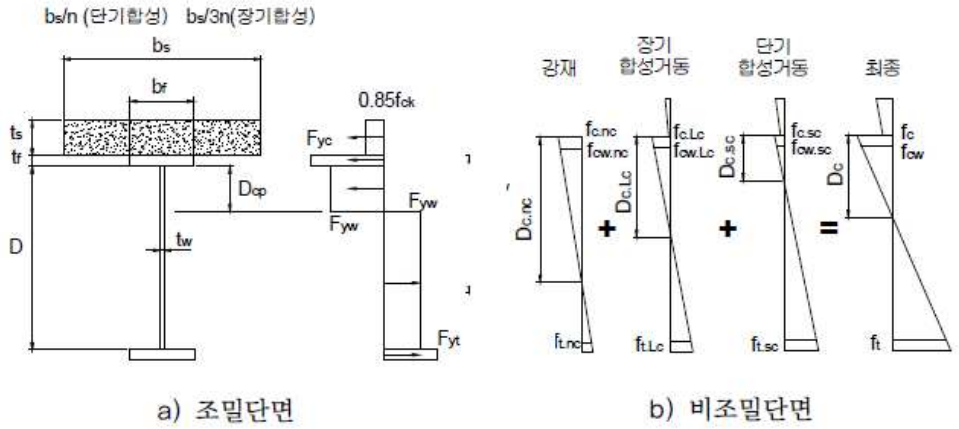


그림 4.7 조밀단면과 비조밀단면 응력 상태 비교

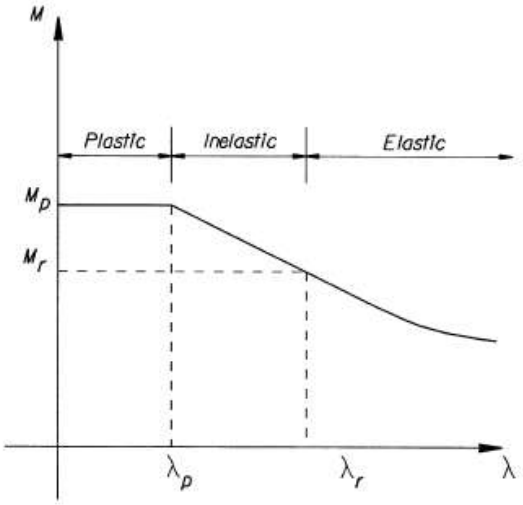


그림 4.8 단면 분류

4.5.4 단면 휨 응력 검토 절차

강재교량의 상부구조를 설계하기 위해서는 각종 조항들과 공식들을 검토해야 한다. 설계자들과 검토자들을 돕기 위하여 AASHTO LRFD Specifications 기준에는 거더의 휨에 대한 설계에 있어, 각 한계상태의 적용성 여부를 검토하고 설계 강도를 유도하기 위한 상세한 플로 차트가 제시되어 있다. 그림 4.9에 도로교설계기준 한계상태설계법의 6.10에 규정된 조항들에 근거하여 단면의 휨 설계를 위해 작성된 상세한 플로 차트가 제시되었다.

조밀단면의 세장비는 그림 4.9에 있는 것과 같이 다음의 4가지 조건에 대해 검토된다.

- 복부판 세장비 [도로교설계기준, 6.10.4.1.(2)] :

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{4.4}$$

여기서 D_{cp} : 소성모멘트 상태에서의 복부판의 압축을 받는 높이, t_w : 복부판 두께, F_{yc} : 압축플랜지의 항복강도, E : 강재의 탄성계수

- 압축플랜지 세장비 [도로교설계기준, 6.10.4.1.(3)] :

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.382\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{4.5}$$

여기서 b_f : 압축 플랜지 폭, t_f : 압축 플랜지 두께

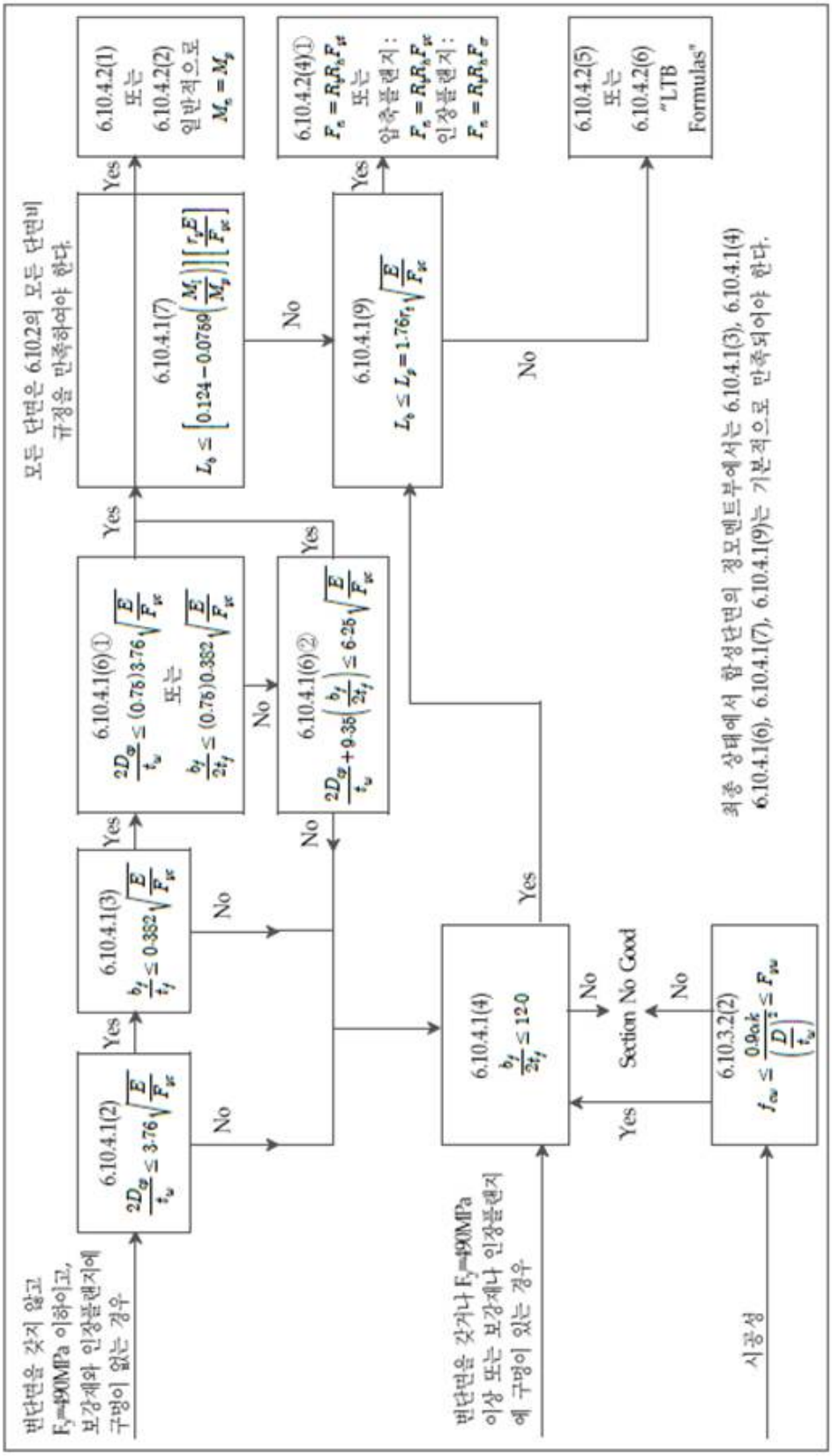


그림 4.9 강교 단면 휨설계 검토 순서도

- 복부판과 압축플랜지의 세장비 상관관계 [도로교설계기준, 6.10.4.1.(6)] :

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 0.75\,(3.76)\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{혹은} \qquad \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.75\,(0.382)\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{4.6}$$

- 압축플랜지 비지지 길이 [도로교설계기준, 6.10.4.1.(7)] :

$$L_b \leqq \left[0.124 - 0.0759\left(\frac{M_l}{M_p}\right)\right]\left[\frac{r_y E}{F_{yc}}\right] \tag{4.7}$$

여기서 L_b : 비지지 길이(unbraced length), M_l : 계수하중에 의한 양단모멘트 중 작은 값, M_p : 소성모멘트, r_y : 강재단면의 수직축에 관한 최소회전반경

위의 조건을 모두 만족하는 경우, 조밀단면으로 분류된다. 조밀 단면은 도로교설계기준 한계상태설계법 6.10.4.2(2)②항의 규정을 따라 연성요구 조건에 대한 검토 후, 휨강도 규정을 따라 모멘트 강도 M_n 을 결정한다.

조밀단면의 세장비와 비지지 길이 조건을 만족시키지 못하는 단면은 비조밀단면의 요구세장비와 일반적인 단면비 요구 조건 등에 대해 검토를 수행해야 한다.

- 압축플랜지 세장비 [도로교설계기준, 6.10.4.1.(4)]:

$$\frac{b_f}{2\,t_f} \leqq 12 \tag{4.8}$$

- 복부판 세장비 [도로교설계기준, 6.10.2.2] :

$$\frac{2\,D_c}{t_w} \leq 6.77\sqrt{\frac{E}{f_c}} \leqq 200 \quad \text{(수평 보강재가 없는 경우)} \tag{4.9}$$

$$\frac{2\,D_c}{t_w} \leq 13.54\sqrt{\frac{E}{f_c}} \leqq 400 \quad \text{(수평 보강재가 있는 경우)} \tag{4.10}$$

여기서 D_c : 탄성영역 내에서 압축을 받는 복부판의 높이, f_c : 계수하중(Factored load)에 의한 압축플랜지의 응력

- 압축플랜지 비지지 길이 [도로교설계기준, 6.10.4.1.(9)] :

$$L_b \leq 1.76\,r_t\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{4.11}$$

여기서 L_b : 압축플랜지의 비지지 길이, γ_t : 강재단면 압축플랜지와 압축 복부판 1/3의 수직축에 관한 최소회전반경 $\left(\gamma_t = \sqrt{\frac{I_{yf}}{A_f}}\right)$, F_{yc} : 압축플랜지의 최소항복강도

위에서 언급한 4가지 조건을 만족하는 단면은 도로교설계기준 한계상태설계법 6.10.4.2(4)항의 비조밀 단면의 플랜지 휨강도 규정을 적용해 압축 플랜지와 인장 플랜지 각각에 대해 휨강도를 산정한다.

조밀 단면의 소성 모멘트와 비조밀 단면의 항복 모멘트 산출을 위한 공식이 도로교설계기준 한계상태설계법 6장 강교편의 부록 A에 제공되어 있다. 정모멘트 단면과 부모멘트 단면의 소성 중립축 위치와 소성 모멘트를 구하기 위한 흐름이 A6.1절의 표 A6.1.1과 표 A6.1.2에 주어져 있으며, A6.2절에는 합성단면의 항복 모멘트를 구하기 위한 방법이 제시되어 있다.

4.5.5 전단 설계

강재 보나 거더의 전단저항강도 산정은 도로교설계기준 한계상태설계법 6.10.7의 규정들에 따르며, 그림 4.10에 도로교설계기준 한계상태설계법의 조항들에 근거하여 단면의 전단설계를 위해 작성된 상세한 플로 차트가 제시되었다. 복부판의 전단 강성도 복부판의 세장비인 높이-두께비 (D/t_w)의 영향을 받는다. 세장비에 따라 전단 항복(Shear yielding), 비탄성 전단좌굴(Inelastic shear buckling), 탄성 전단좌굴(Elastic shear buckling)이 각각 발생한다. 수직보강재를 갖는 보강된 내부 패널은 전단 항복 이후의 인장장 작용(Tension Field Action)에 의한 후좌굴(Post-buckling) 거동을 고려하여 설계한다.

수직보강재를 갖는 조밀단면 거더의 중간복부판 패널 공칭전단강도, V_n,는 설계하중에 의한 패널의 최대 모멘트, M_u , 수준에 따라 도로교설계기준 한계상태설계법 6.10.7.3(3)의 식들을 이용하여 결정된다.

- $M_u \leq 0.5\phi_f M_p$ 이면,

$$V_n = V_p\left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}}\right] \tag{4.12}$$

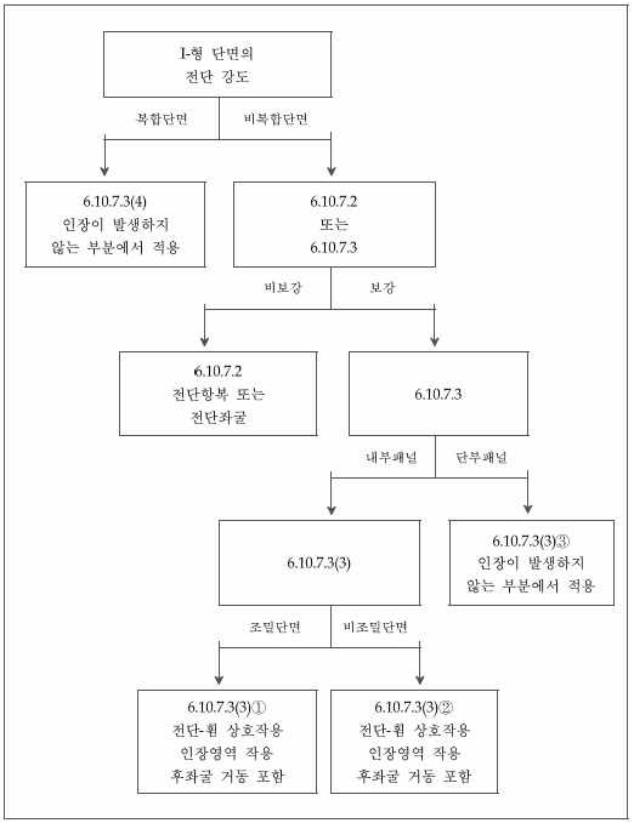


그림 4.10 강교단면의 전단설계 순서도

- $M_u > 0.5\phi_f M_p$ 이면,

$$V_n = RV_p\left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}}\right] \geq CV_p \tag{4.13}$$

여기서 ϕ_f: 휨에 대한 저항계수, M_p: 소성모멘트, V_p: 소성전단력($=0.58F_{yw}Dt_w$), C: 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력비, d_o: 보강재 간격, D: 복부판의 높이,

$R = \left[0.6 + 0.4\left(\frac{M_r - M_u}{M_r - 0.75\phi_f M_y}\right)\right] \leq 1.0$ (M_y: 항복모멘트, M_r: 설계 휨강도)

비조밀단면의 내부 보강 복부판 패널의 공칭전단저항은 플랜지의 응력을 이용하여 도로교 설계기준 한계상태설계법의 6.10.7.3(3)항에 따라 다음과 같이 결정한다.

- $f_u \leq 0.75\phi_f F_y$ 이면,

$$V_n = V_p\left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}}\right] \tag{4.14}$$

- $f_u > 0.75\phi_f F_y$ 이면,

$$V_n = RV_p\left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}}\right] \geq CV_p \tag{4.15}$$

여기서 f_u: 검토대상 패널에서 설계하중에 의한 압축 또는 인장플랜지의 휨응력,

$R = \left[0.6 + 0.4\left(\frac{F_r - f_u}{F_r - 0.75\phi_f F_y}\right)\right] \leq 1.0$ (F_r: f_u에 대한 플랜지의 설계휨강도)

수직보강재의 간격을 *1.5D* 이하로 배치하는 단부 패널의 전단강도는 도로교설계기준, 6.10.7.3(3)③항의 규정을 따라 전단좌굴강도 또는 전단항복강도 이하가 되도록 설계한다.

4.5.6 보강재

플레이트거더나 박스거더의 플랜지와 복부판에는 보강을 위해 도로교설계기준 한계상태설계법 6.10.8을 이용해 보강재(Stiffener)를 설치한다. 국부좌굴을 방지해 휨강도를 증가시키는 수평보강재가 설치되며, TFA(Tension Field Action)에 의해 전단 강도를 증가시키기 위해 수직보강재가 설치된다. 다음의 세 가지 보강재가 일반적으로 사용되며 도로교설계기준 한계상태설계법에 관련 규정이 정의되어있다.

- 중간 수직보강재(6.10.8.1): 전단좌굴후 강도를 발현시키기 위해 설치하는 인장장 힘(Tension Field Force)을 지지한다. 복부판의 탄성전단좌굴은 중간수직보강재를 설치해도 방지할 수 없다. 수직보강재의 설계시에는 의 3가지 조건을 만족시켜야 한다: (1) 국부 좌굴을 방지하기 위한 돌출 부재의 요구조건), (2) 복부판의 좌굴 후 강도를 발현하기 위한 강도 확보, (3) 복부판의 사인장 응력의 수직 성분을 지지하기 위한 충분한 강도 확보.
- 지압 보강재(6.10.8.2): 지점 반력과 기타의 수직하중을 지지하는 압축부재로 거동한다. 세장비, 지압, 축방향 압축력에 대해 설계해야 한다.
- 수평 보강재(6.10.8.3): 복부판에 비탄성 휨좌굴이 발생하도록 압축 요소의 경계 조건으로 작용한다. 수평보강재의 설계에 있어서는 배치 위치와 강도, 세장비를 고려해야 한다.

4.5.7 이음 및 연결

도로교설계기준 한계상태설계법의 6.13.1절에 따르면 주부재의 이음과 연결부는 다음의 2

가지 하중 조건 중 큰 값에 대해 극한한계상태로서 설계해야 한다.

- 연결부에서의 설계하중에 의한 단면력(휨모멘트, 전단력, 축방향력)과 연결되는 부재의 설계강도 (설계휨강도, 설계전단강도, 설계 축방향강도)의 평균값
- 부재의 설계강도 (설계휨강도, 설계전단강도, 설계 축방향강도)의 75%

다이아프램, 수직 브레이싱, 수평 브레이싱 또는 직선 가로보의 단부 연결은 설계하중에 의한 부재력에 대해 설계한다.

휨부재의 이음부 설계는 도로교설계기준 한계상태설계법 6.13.6.1(4)에 규정되어 있다. 이음부의 설계에 있어 응력 작용방향이 변하는 복부판과 플랜지의 이음은 정과 부의 휨모멘트에 대해 모두 검토해야 한다.

복부판 이음부의 설계는 이음점에서의 전단력과 전단력의 편심작용으로 인한 모멘트, 그리고 이음점에서 복부판이 분담해야 하는 휨모멘트에 대해 설계해야 한다. 복부판이 분담하는 휨모멘트의 작용점은 복부판의 중간 깊이로 고려한다. 극한한계상태에서 고려해야 하는 최소 설계전단력, V_{uw},은 도로교설계기준 한계상태설계법 6.13.6.1(4)②항에 제시된 다음의 식들을 이용하여 결정한다.

$$V_{uw} = 1.5\, V_u \qquad (V_u < 0.5\phi_v\, V_n \text{ 인 경우}) \tag{4.16}$$

$$V_{uw} = \frac{(V_u + \phi_v V_n)}{2} \qquad (V_u \geq 0.5\phi_v\, V_n \text{ 인 경우}) \tag{4.17}$$

여기서 V_u = 이음점에서 설계하중에 의한 전단력, V_n= 복부판의 공칭전단강도.

극한한계상태에서의 설계 전단력은 도로교설계기준 한계상태설계법 6.13.4에 규정된 복부판 이음판의 설계 강도와 6.13.5.3에 규정된 복부판 이음판의 설계강도중에서 작은 값을 초과해서는 안 된다.

상하 플랜지 이음의 설계에 있어서는 제어 플랜지(Controlling flange)와 비제어 플랜지(Noncontrolling flange)를 구분해야 한다. 제어 플랜지는 이음부에서 설계강도 대비 설계하중에 의해 플랜지 단면에 발생하는 탄성 휨응력 비율이 높은 플랜지를 의미한다. 다른 플랜지는 비제어 플랜지로 분류된다. 응력교번부에서는 정모멘트와 부모멘트에 의한 휨에 대해 각각의 플랜지를 검토해야 한다. 정모멘트 부위의 합성 단면은 하부 플랜지가 일반적으로 제어 플랜지가 되며, 부모멘트 부위의 단면에서는 상하 플랜지를 다 검토해야 한다.

극한한계상태에서 제어플랜지의 이음판과 볼트이음은 설계응력 F_{cf}에 이음의 양측 유효플랜지 단면적중 작은 값인 A_e를 곱하여 구한 최소강도 이상을 갖도록 설계해야 한다. 여기서 A_e는 6.10.3.6에 규정되어 있으며, F_{cf}는 도로교설계기준 한계상태설계법 식 (6.13.29)으로

다음과 같다.

$$F_{cf} = \frac{\left(\left|\frac{f_{cf}}{R_h}\right| + \alpha\phi_f F_{yf}\right)}{2} \geq 0.75\alpha\phi_f F_{yf} \tag{4.18}$$

여기서 f_{cf}= 이음점에서 설계하중에 의한 제어플랜지 두께 중심에서의 최대 휨응력, R_h=하이브리드 계수, $\alpha = 1.0$, ϕ_f= 휨에 대한 저항계수, F_{yf}= 플랜지의 항복강도.

극한한계상태에서 비제어플랜지의 이음판과 볼트이음은 설계응력 F_{ncf}에 이음의 양측 유효플랜지 면적중 작은 값인 A_e를 곱하여 구한 최소강도 이상을 갖도록 설계해야 한다. 여기서 A_e는 도로교설계기준 한계상태설계법 6.10.3.6에 규정되어 있으며, F_{ncf}는 다음과 같다.

$$F_{ncf} = R_{cf}\left|\frac{f_{ncf}}{R_h}\right| \geq 0.75\alpha\phi_f F_{yt} \tag{4.19}$$

여기서 R_{cf}: 제어 플랜지의 f_{cf}에 대한 F_{cf}의 비의 절대값 ($|f_{cf}/F_{cf}|$), f_{ncf}: f_{cf}와 동일한 이음점에서의 비제어 플랜지 두께 중앙점 설계휨응력 (인장응력은 (+), 압축응력은 (-))

4.6 하부 구조

도로교설계기준의 한계상태설계법 7장의 하부구조편은 AASHTO LRFD Specifications, 3rd Edition(2004)의 Chapter 10과 Chapter 11을 기본으로 되어있으며, 다만 저항계수는 AASHTO LRFD Specifications, 4th Edition(2007)의 값들을 활용하였다. 하부구조편은 7.1~7.3절까지 개요, 용어정리, 기호설명, 7.4절에서 지반조사 및 시험방법, 7.5절에서 저항계수에 적용방법에 대한 내용이 언급되어 있다. 7.6~7.8절은 확대기초, 타입말뚝, 현장타설말뚝의 3가지 항목에 대한 기초 종류별 지지력, 침하 등의 검토방법을 규정하고 있다. 또한 7.6~7.14절에서는 재래식 옹벽, 캔틸레버 벽체, 앵커설치 옹벽, 보강토 옹벽, 프리캐스트 옹벽 등의 옹벽 분야의 설계규정이 추가 포함되었다. 표 4.21에 기존의 하부구조 설계편의 목차 및 항목과 비교되어 있다. 표 4.21에 있는 것과 같이 AASHTO LRFD Specifications의 기준을 따라 기초 형식중에서 확대기초(Spread Footings), 타입말뚝(Driven Files), 현장타설말뚝(Drilled Shafts)과 같이 미국 등에서 주로 활용되는 기초 형식의 설계를 위한 변위와 지지력 산정 관련 식들을 제공하고 있다.

표 4.21 설계기준 하부구조 목차 비교

구분	기존 도로교설계기준	**도로교설계기준 한계상태설계법**	AASHTO LRFD Specifications
목차 및 항목	5.1 일반사항 5.2 조사 5.3 설계일반 5.4 교대·교각의 설계 5.5 기초의 설계에 관한 일반사항 5.6 직접기초의 설계 5.7 케이슨기초의 설계 5.8 말뚝기초의 설계 5.9 강관널말뚝기초의 설계	7.1 개요 7.2 용어정리 7.3 기호 7.4 흙 물성값의 결정 7.5 한계상태와 저항계수 7.6 확대기초 7.7 타입말뚝 7.8 현장타설말뚝 7.9 교대와 재래식 옹벽 7.10 교각 7.11 비중력식 캔킬레버 벽체 7.12 앵커리지 벽체 7.13 보강토 옹벽 7.14 프리캐스트 콘크리트 옹벽	10. Footing 10.1 Scope 10.2 Definitions 10.3 Notation 10.4 Determination of soil properties 10.5 Limit states and resistance factors 10.6 Spread footings 10.7 Driven piles 10.8 Drilled shafts 11. Abutments, piers, and walls 11.1 Scope 11.2 Definitions 11.3 Notation 11.4 Soil properties and materials 11.5 Limit states and resistance factors 11.6 Abutments and conventional retaining walls 11.7 Piers 11.8 Nongravity cantilevered walls 11.9 Anchored walls 11.10 Mechanically stabilized earth walls 11. Prefabricated modular walls

교대와 옹벽의 설계 관련 사항은 7.9절 등에 규정되어 있다. 설계시 고려해야 할 하중은 상재활하중 및 사항중을 포함한 토압과 수압, 교대/벽체의 자중, 교량의 상부 구조물로부터의 하중, 온도 및 수축에 의한 영향, 필요시 지진하중 등이다. 특히 안정검토에 사용하는 토압은 최대 그리고/또는 최소 하중계수를 곱하여 사용하여야 한다.

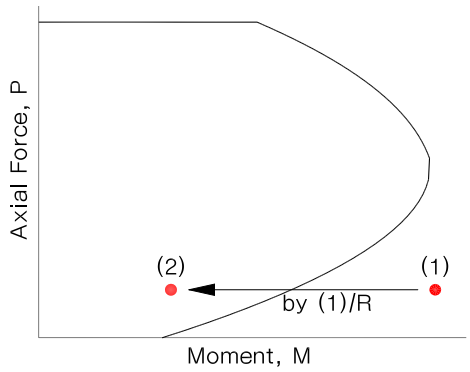
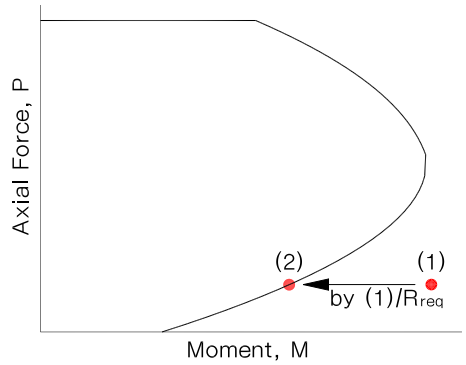
일반적으로 기초말뚝을 시공법별로 분류하면 크게 타입말뚝공법, 매입말뚝공법, 현장타설말뚝의 3종류로 구분할 수 있다. 현재 국내에서 가장 많이 사용되는 교량 기초 형식은 비교적 저소음 저진동공법인 매입말뚝공법이다. 매입말뚝공법이란 Auger로 선단지지층까지 지반을 굴착한 후 기성말뚝을 삽입하고 말뚝주변의 공극에 Cement milk를 주입하여 말뚝의 지지력을 확보하는 공법이다. 매입말뚝공법의 대표적인 것이 SIP (Soil-cement Injected Precast pile) 공법이다. 그러나 한계상태설계법의 하부구조편에는 표 4.21의 알 수 있는 것과 같이 매입말뚝공법이 별도로 언급되어 있지 않다.

매입말뚝공법의 한계상태설계법 적용성을 검토하기 위해 국내의 전문가를 중심으로 한 자문회의에서도, 현재 제시된 도로교설계기준 한계상태설계법을 이용하여 설계를 수행하기에는 어려움이 있는 것으로 지적하고 있다. 대안으로 현재 설계에 적용하고 있는 ASD 공법의 안전율 수준(F.S. = 3.0)에 상응하는 저항계수를 역산해 사용하거나, ASD방법과 LRFD 방법에 의한 말뚝길이 등을 비교하면서 ASD의 안전율을 적용할 것을 권장하였다.

4.7 내진 설계

8장의 내진설계는 2010년에 개정된 도로교설계기준(20)의 6장 내진설계와 거의 동일한 내용과 구성으로 구성되어 있다. 2010년에 도로교설계기준이 개정되면서 보다 합리적이며 경제적인 설계를 위해 철근 콘크리트 기둥의 소요연성도에 따라 횡방향 심부구속철근을 설계하는 “연성도 내진설계” 방법이 6장 내진설계편의 부록으로 소개되었다. 도로교설계기준 한계상태설계법에는 연성도 내진설계법이 8장의 내진설계편에 “8.8.5 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계”로 정식 수록되었다. 따라서 종전 기준의 “완성연성설계”와 병행적용이 가능하다. 표 4.22에 완전연성설계와 연성도 내진설계의 기본 개념이 비교되어 있으며, 그림 4.11에 연성도 내진설계의 순서도가 제시되어 있다. 지진하중은 3.4절의 극단상황한계상태조합 I을 이용하여 결정한다.

표 4.22 완전연성 내진설계법과 연성도 내진설계법 비교

구분	완전연성 내진설계법	연성도 내진설계법
기본 개념	작용지진력이 탄성영역 내에 있으면, 탄성설계를 하고, 작용지진력이 탄성영역을 벗어나면, 작용지진력에 일정한 응답수정계수(R-factor)로 나누고, 그에 따른 횡방향 철근 배근하는 소성설계 개념임 ※ 탄성영역 초과 비율에 관계없이 배근	교각의 **소요연성도**에 따라 필요한 만큼의 횡구속 철근량을 결정함에 따라 한정연성구간에서 합리적인 양의 횡방향 철근을 배근하는 설계 개념
P-M 상관도		
응답수정계수	R-Factor(상수)로 적용 예) R=3(단일교각)	$R_{req} = \frac{M_{el}}{\phi M_n}$ M_{el} : 탄성지진 모멘트 ϕM_n : 공칭 휨강도

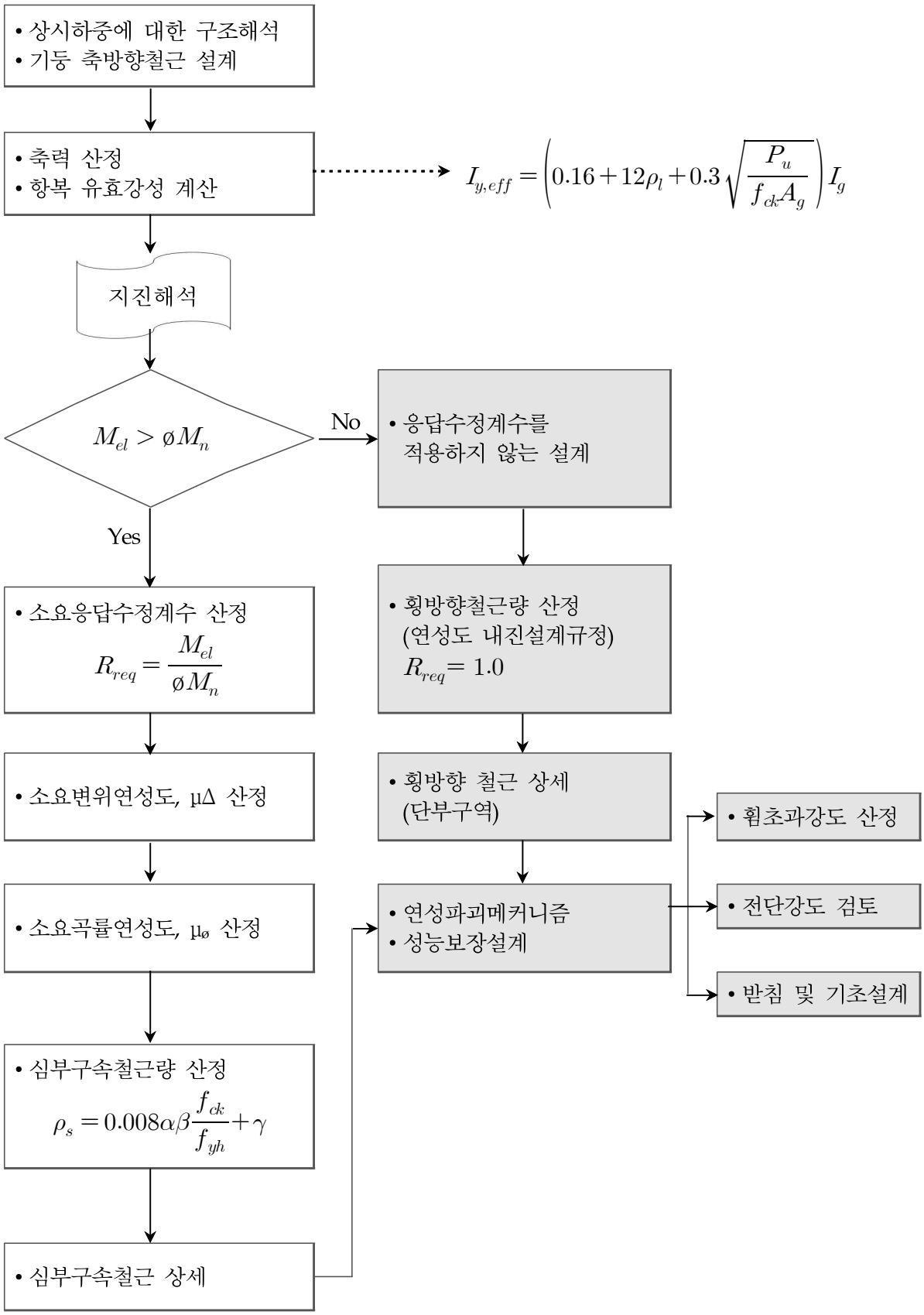


그림 4.11 연성도 내진설계 순서도

4.8 받침 및 신축이음 장치

이전의 도로교설계기준과는 달리 교량의 부속장치인 신축이음, 받침 및 방호울타리가 별도로 도로교설계기준 한계상태설계법의 9장에 규정되어 있다. 신축이음형식으로는 모듈러형 신축이음과 핑거형 신축이음의 2개 형식에 대한 요구 성능과 하중 및 하중 계수 등을 규정하고 있다. 설계를 위한 연직 하중은 표준트럭의 후륜하중으로 규정하고 있다. 설계 수평하중은 설계 연직하중의 20%으로 규정되었다.

규정된 받침 형식은 강재보강 탄성받침, 포트받침, 적층고무형 지진격리받침이다. 각각의 받침에 대해 설계 요구조건, 재료 및 세부 구성 요소에 대한 상세 설계 등이 규정되어 있다. 특히 천연고무나 합성 고무로 제작되는 강재보강 탄성받침의 설계를 위해 탄성중합체의 물리적 및 기계적 특성을 제시하고 있으며, 내·외부 보강판의 기계적 성질도 규정하고 있다. 또한 탄성 받침에 요구되는 형상 계수, 압축하중에 의한 설계 변형률, 전단 변형률, 각회전으로 인한 설계 변형률 등에 대한 규정 등도 설정되어 있다.

방호 울타리의 설계 관련해서는, 일반적인 규정만이 제시되어 있다. 차량방호울타리의 최소 설계높이는 650mm로 설정되었으며, 차량이 충돌할 때의 탑승자와 함께 충돌 인접지역의 주행차량을 보호할 수 있도록 설계하도록 규정하고 있다.

4.9 소결론

새롭게 제정된 “도로교설계기준 한계상태설계법”은 허용응력설계법에 기반한 기존 도로교설계기준에 비하여 복잡하며 많은 차이점을 갖고 있다. AASHTO LRFD Specifications 기준을 따라 대부분 작성되었지만, 콘크리트 부재는 Eurocode 2를 기반으로 작성되어 차이가 있다. 표준 트럭 하중으로는 기존에 사용하던 3축 표준트럭인 DB24 보다 무거운 4축을 갖는 KL-510 하중이 새롭게 제시되었다. 새로운 하중과 더불어 극한, 사용 및 극한상황 한계상태 등이 새롭게 정의 되었으며, 이들 하중을 활용한 하중 조합 등도 세롭게 제시되었다.

콘크리트교와 강교의 설계 및 하부 구조 등과 관련된 설계 규정의 특징들을 검토하였다. 또한 각 규정들을 활용한 설계 흐름도 외국의 설계기준 적용 사례들을 참고하여 검토하였다. 정확하고 광범위한 적용을 위해서는 각종 매뉴얼의 개발과 교육 프로그램의 운용이 필요할 것으로 판단된다.

제 5 장 한계상태설계법 적용 설계 사례 및 절차

5.1 개요

새롭게 제정된 도로교설계기준 한계상태설계법의 근거가 되는 AASHTO LRFD Specifications과 Eurocode 2 (Design of Concrete Structures)를 활용한 설계 절차와 사례 및 설계에 있어서의 주안점 등을 외국의 문헌에 제시된 설계 예제들을 중심으로 조사하였다. 한계상태설계법 기반의 설계기준을 적용하기 위해서는 기존의 허용응력설계법보다 좀 더 세밀하게 각종 한계상태에 대한 하중조합을 하고 결정을 하여야 한다. 하중조합의 적용, 강재 교량 및 기초의 설계에서는 AASHTO LRFD Specifications을 중심으로 설계 사례와 단면 구성 등을 조사하였으며, 콘크리트교와 콘크리트 구조물의 설계는 Eurocode 2 (EN 1992)의 적용 사례를 중심으로 조사하였다.

5.2 AASHTO LRFD Specifications 적용 절차 및 결과

미국의 FHWA, AASHTO 및 많은 주(State)의 State DOT에서는 AASHTO LRFD Specifications의 전면적용을 지원하고 일반 엔지니어들의 교육을 위해 다양한 설계 사례와 교육자료 등을 제공하고 있다. 국내에서는 한계상태설계법 기반의 설계 기준을 활용한 설계 실적이 거의 없는 점과 도로교설계기준 한계상태설계법의 하중 조합과 강교편 및 기초구조 등이 AASHTO LRFD Specifications에 주로 근거하여 작성된 것을 고려하여, 미국의 강교 설계 절차와 예제들에 대한 조사를 수행하였다. 강합성 교량을 설계하기 위한 절차와 더불어 단면 위치, 거더 재질 등에 따른 강재의 응력 수준을 비교 검토하였다.

미국에서는 최근에 오픈박스거더교가 장경간이나 곡선교 등에 활발하게 적용되고 있지만, 경제성 등의 이유로 건설되고 있는 대부분의 강재 교량이 플레이트거더교이다. 따라서 FHWA 등에서도 플레이트거더교 위주로 강교량의 설계 예제(21)를 제공하고 있다. 설계 예제들에 대한 조사를 통해 볼 수 있는, 주요한 설계상의 특징은 다음과 같다

- 여러 개의 플레이트거더 적용(4~5개의 거더/2차선)
- HPS 485W와 같은 고성능 강재의 적용
- 경제성 향상을 위해 복합단면 (Hybrid section) 활용
- LRFD Specifications의 활하중분배계수를 활용한 활하중 분배

- 강도한계상태 I, 사용성한계상태 II 를 이용한 강재 거더의 내하력 검토
- 정모멘트 영역은 조밀단면, 비보강 복부판으로 설계
- 지점부와 같은 부모멘트 영역은 비조밀 단면, 보강 복부판으로 설계

5.2.1 AASHTO LFRD Specifications 적용 강교 설계 절차

FHWA/NHI (21)에서 AASHTO LRFD Specifications의 실제 설계 절차를 설명하기 위해 강재거더와 PSC 거더를 상부구조 갖는 교량을 대상으로 발행한 설계 예제집(LRFD Design Example)에 상세한 절차가 제시되어 있다. 일부 주의 도로국(DOT)에서도 유사한 설계 예제집과 설계 절차를 제시하고 있다. 강재 교량 상부 구조의 전체적인 설계 흐름은 그림 5.1과 같다. 각종 하중을 고려한 바닥판의 단면 설계가 먼저 수행되고, 강재 거더의 상세설계와 연결부, 부부재의 설계가 순차적으로 수행된다.

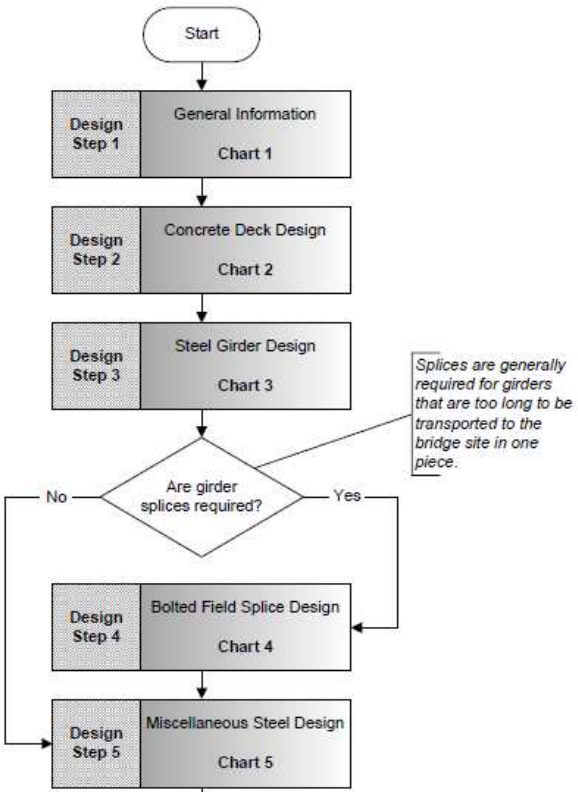


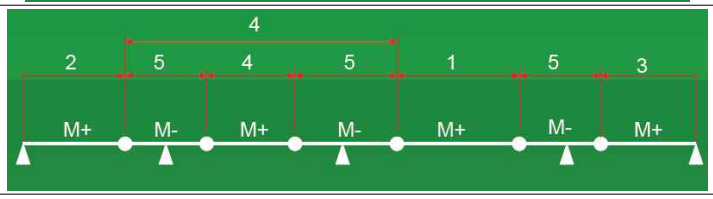
그림 5.1 강재 거더교 설계 절차

거더의 설계에 있어서는 고정하중, 활하중 등 교량 전체가 지지해야 하는 각종 하중을 대상으로 정밀해석이나 AASHTO LRFD Specifications에서 제공하고 있는 거더의 강성에 근거한 간략한 하중 분배식을 활용해 각각의 거더가 분담해야 하는 하중으로 분배한다. 분배된 하중은 AASHTO LRFD Specifications에 제시된 하중 조합식을 이용해 각 한계상태별 설계하중으로 결합된다. AASHTO LRFD Specifications에 제시된 강재 거더의 일반적인 상세 설계 절차는 다음과 같다:

(1) 단면비의 제한 검토
(2) 소성모멘트 계산
(3) 조밀, 비조밀 단면 결정 (거더의 휨강도 결정)
(4) 휨에 대한 설계- 강도한계상태 (단면의 구분에 따라 다른 공식 사용)
(5) 전단에 대한 설계
(6) 수직보강재, 수평보강재의 설계
(7) 휨에 대한 설계- 피로 및 균열
(8) 휨에 대한 설계 - 사용한계상태
(9) 휨에 대한 설계 - 시공성 검토 (바닥판 타설 순서 고려)
(10) 볼트 연결부 설계
(11) 전단연결재 설계
(12) 지압 보강재 설계
(13) 용접부 설계
(14) 다이아프램, 브레이싱, 횡방향 프레임의 설계
(15) 처짐, 캠버 등의 결정

설계 수행시, (9) 단계의 시공성 검토에서 콘크리트 바닥판 타설시의 비합성 상태에서 거더에 가장 큰 모멘트와 전단력이 발생할 수 있기 때문에 단경간교나 연속교을 특성을 고려하여 타설 단계별로 거더에 발생하는 응력 상태에 대한 검토를 수행해야 한다. 현재 국내에는 일방향으로 콘크리트 바닥판을 타설하는 방법이 일반적으로 사용되고 있지만, 미국 등지에서는 교량 연장과 형식을 고려하여 바닥판 타설 순서를 결정하고 있다. 표 5.1에 있는 것과 같이 연속교에서는 정모멘트 부위를 먼저 타설 한 후, 중간지점부의 부모멘트부 바닥판 타설을 하여 부모멘트부에서의 균열 발생을 최소화하고 있다.

표 5.1 연속교의 바닥판 타설 순서

교량 형식	타설 순서
3경간 연속교	
4경간 연속교	

5.2.2 강교 설계 예제 검토

설계 예제집과 각종 참고 문헌에서 제시하고 있는 예제 교량의 설계 과정에서 검토된 단면의 하중/강도 비율을 정리하였다. 일반적인 설계 흐름은 연속교에 있어 정모멘트 부위는 이론적으로 소성모멘트까지 확보할 수 있는 조밀단면(Compact section)으로 하고, 지점부위의 부모멘트 부위는 비조밀단면(Non-compact section)으로 설계하여 최적의 경제성을 도모하고 있는 것으로 나타났다. 따라서 조밀단면에서는 모멘트, 부모멘트부에서는 응력을 이용하여 설계된 단면의 내하력 대비 가해진 설계하중의 비율을 조사하였다. 각 단면의 적정성과 요구되는 안정도의 검토는 단면별로 강도한계상태, 사용성한계상태, 피로 및 파괴 한계상태와 시공 단계(Constructibility)를 대상으로 수행되었다.

가. Brinkworth & Chen의 설계 예제

Brinkworth & Chen (22)은 2경간 연속의 강재 플레이트 거더 교량을 대상으로 설계 예제를 작성하였다. 특히 설계된 교량은 고성능강 (High Performance Steel)을 최적으로 활용한 복합 거더 (Hybrid Girder)를 활용한 특징을 갖는다. 정모멘트 부위와 부모멘트 부위의 응력수준 혹은 강도 수준은 표 5.2에 제시된 것과 같다.

표 5.2 예제 교량의 하중/강도 비교

영역	한계상태	하중	하중/강도
정모멘트 (조밀단면)	Strength I	모멘트	0.76
		전단강도 (복부판 비보강)	0.88
	Fatigue & Fracture	피로(하부플랜지 C등급)	0.88
	Service II	인장 플랜지 응력	0.90
	Constructibility	-	-
부모멘트 (비조밀단면)	Strength I	압축플랜지 응력	0.93
		전단강도 (복부판 보강)	0.99
	Service II	압축 플랜지 응력	0.75
		인장 플랜지 응력	0.76
	Constructibility	-	-

나. MNDOT: 2경간 연속 플레이트 거더교

Minosota DOT(MNDOT)에서 LRFD Specifications 기준의 적용을 확산시키기 위해 모의 교량을 대상으로 설계를 수행하여, 설계 예제로 제시하였다 (23). 설계를 수행한 예제 교량의 제원은 다음과 같다.

- 차량 하중 : AASHTO HL-93
- 차로 : 2차선 (전체폭: 48')
- 횡단면 구성: 5개 플레이트 거더(배치 간격: 11'4") + 바닥판(두께: 9") + 마모층(0.5")
- 총 연장 : 304' (2@152')

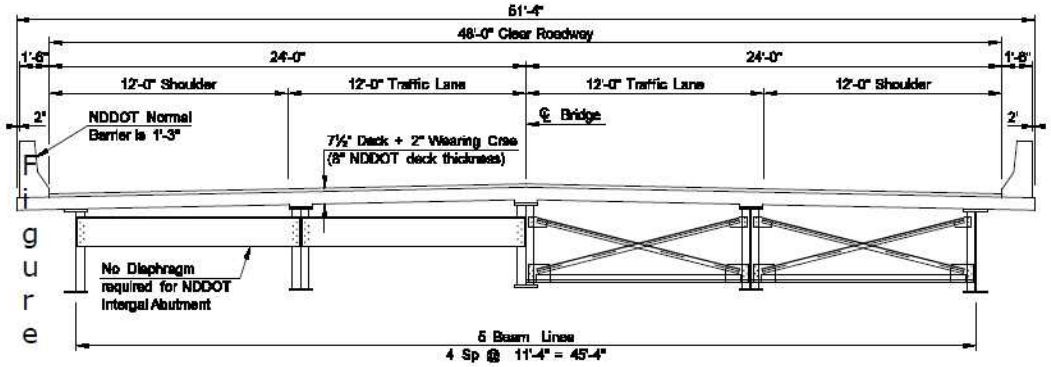


그림 5.2 예제 교량의 횡단면 (MNDOT)

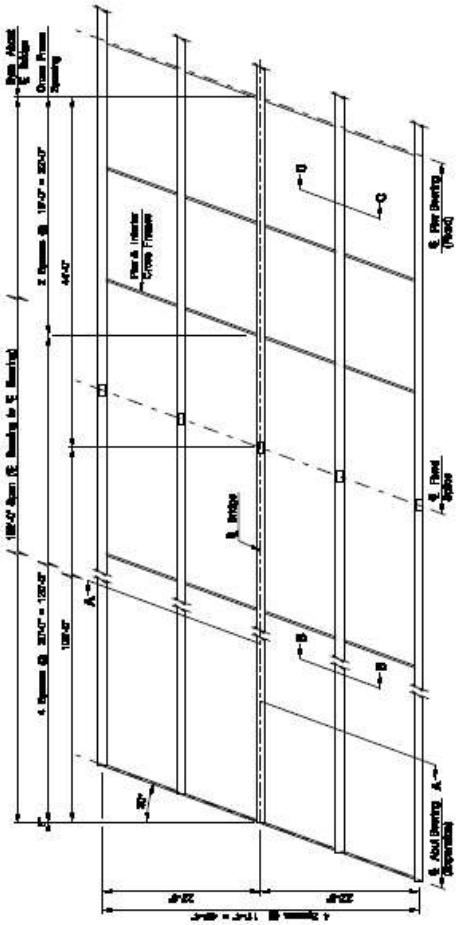


그림 5.3 예제 교량 거더 배치도

표 5.3 2경간 연속교의 하중/강도 관계(MNDOT)

영역	한계상태	하중	하중/강도
정모멘트 (조밀단면)	Strength I	모멘트	0.84
		전단강도 (복부판 비보강)	0.84
	Service II	인장 플랜지 응력	0.87
	Constructibility	비합성 횡비틀림좌굴강도	0.9
부모멘트 (비조밀단면)	Strength I	인장플랜지 응력	0.92
		압축플랜지 응력	0.98
		전단강도 (복부판 보강)	0.85
	Service II	압축 플랜지 응력	0.80
		인장 플랜지 응력	0.74
	Constructibility	-	-

다. FHWA/NHI 설계 예제

FHWA/NHI에서 LRFD Specifications를 활용한 설계를 촉진하기 위해 PSC I 거더교와 강재 플레이트 거더교를 대상으로 예제 설계를 수행하였다 (21). 설계 예제로 제시된 강재 플레이트 거더교의 설계 조건은 표 5.4에 제시된 것과 같다:

- 교량 형식: 2경간 연속 플레이트 거더교
- 총연장 : 73.2m (2@36.6m)
- 단면폭 : 14.3m (2차선의 차도+노변)
- 단면 구성: 5개의 플레이트거더가 바닥판을 지지

표 5.4 경간구성 및 단면

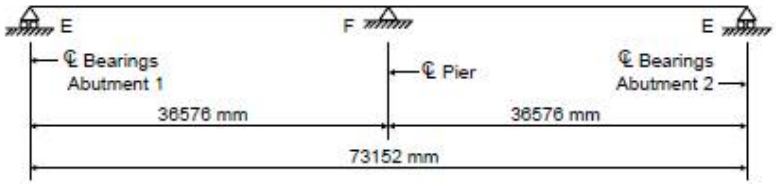
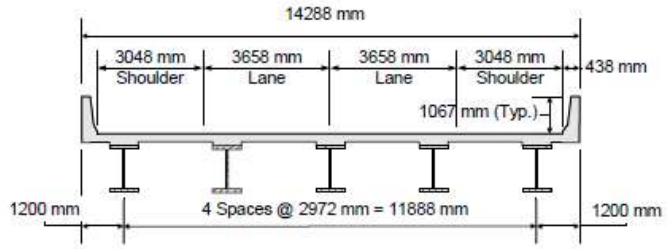
경간 구분	
단면도	

표 5.5 예제 교량의 하중/강도 비율(FHWA)

영역	한계상태	하중	하중/강도
정모멘트 (조밀단면)	Strength I	모멘트	0.94
		전단강도 (복부판 비보강)	-
	Fatigue & Fracture	피로(하부플랜지 C등급)	0.68
	Service II	인장 플랜지 응력	0.95
		처짐 (허용: 46mm)	0.78
	Constructibility	압축플랜지 응력	0.57
		복부판 응력	0.46
부모멘트 (비조밀단면)	Strength I	압축플랜지 응력	0.97
		전단강도 (복부판 보강)	0.44
	Service II	압축 플랜지 응력	0.73
		인장 플랜지 응력	0.50
	Constructibility	복부판 응력	0.38

라. 설계 검토 결과

모든 설계에서 지간 중앙의 정모멘트 부위는 조밀 단면, 중간 지점부의 부모멘트 부위는 비조밀 단면으로 설계되고 있다. 강교 설계시 검토한 한계상태는 강도한계상태 I, 사용한계상태 II, 시공성 및 피로한계상태인 것으로 조사되었다. 조밀단면으로 설계되는 정모멘트 부위는 단면 강도(휨모멘트)의 0.8~0.9까지 설계를 하였으며, 비조밀단면인 부모멘트 부위에서는 0.9 이상의 응력비를 갖도록 설계하는 것으로 나타났다.

5.2.3 박스거더교 설계 관련 가이드라인

AASHTO LRFD Specifications는 일반적인 플레이트거더교이외에도 박스거더교의 설계를 위한 관련 규정을 6.11절에 별도로 정의하고 있다. 그러나 박스거더 내부의 다이아프램 관련 기준, 박스거더와 박스거더 사이 외부 다이아프램 등의 부부재 상세 설계와 관련한 기준은 설정되어 있지 않다. 경제적이고 합리적인 오픈박스거더교의 설계를 위해 University of Texas 등에서 강재 박스거더 관련하여 수행한 연구결과를 반영한 가이드라인이 Texas DOT(Texas Department of Transportation)와 NSBA (National Steel Bridge Alliance)에 의해 제공되고 있다 (24, 25). 브레이싱, 다이아프램과 같은 부부재의 설계는 Helwig 등 (26)의

오픈 박스거더교의 부부재 관련 연구 성과를 활용하여 수행되고 있다.



그림 5.4 제작중인 오픈박스거더교

TXDOT의 매뉴얼 (24), FHWA/NSBA의 매뉴얼(25) 및 Helwig 등(26)이 경제적인 오픈박스거더교를 설계하기 위해 제시한 일반적인 사항들은 다음과 같다.

- 거더의 높이 : 전통적으로 L/25 가 활용되어왔지만, 직선교에서는 L/35까지 적용해도 응력, 처짐 등의 문제가 없는 것으로 나타났다. 그러나 최소 높이는 점검 등을 고려하여 1.5m 이상으로 하는 것이 좋다.
- 거더의 폭: 작업성을 고려하여 최소 1.2m 이상으로 확보하는 것이 좋다. 그러나 보강재를 부착해야 하는 하부 플랜지의 폭, 바닥판 지간, 거더의 수송 등을 고려하여 결정하는 것이 필요하다.
- 거더 사이의 간격: 거더 폭의 0.8~1.2배 이내로 제한되어 있는 설계 기준의 규정은 하중분배계수의 적용을 위해 제시된 값으로 상세 해석에 의해 더 넓은 간격으로도 배치할 수 있다.
- 하부 플랜지: 기존에 활용되던 AASHTO Standard Specifications에 따르면 b/t_f가 45 이상이면 종방향 보강재의 설치가 필요한 것으로 제시되어 있으며, b/t_f가 60을 초과하는 것을 허용하지 않는다. 그러나 문헌에 따라서는 하부 플랜지의 b/t_f를 80 이하로 제시하기도 한다. 종방향 보강재의 설치가 경제적으로 장점이 있는지 불분명하므로 제작자와 협의가 필요하며, 직선교의 경우에는 플레이트 보강재로 사용한다. 곡선교의 경우에는 T 형의 보강재를 사용한다.

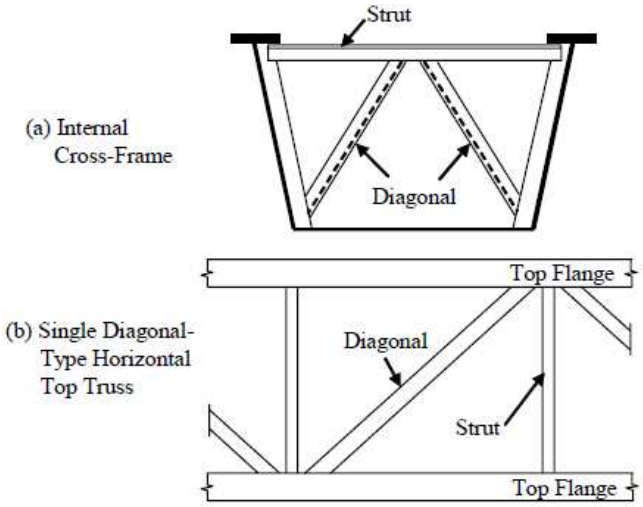


그림 5.5 박스거더 내부 브레이싱 시스템

- 복부판: 전단응력뿐만 아니라 비틀림에 의해 발생하는 전단 응력까지 고려해야 한다. 적절한 간격으로 수직보강재를 배치하여 전단 내력을 보강하는 것도 고려해야 한다. AASHTO LRFD Specifications, 4th Edition에서는 종방향 보강재가 없는 복부판의 높이-두께 비율을 150 이하로 제한하고 있다.
- 상부 플랜지: 거더의 휨에 의해 발생하는 응력과 횡방향 휨응력에 대해서도 설계 검토를 해야 한다. 넓은 플랜지가 휨방향 휨응력 강도를 상승시키고 횡 방향 브레이싱 등의 연결에 용이하지만, 설계 기준 등에 제시되어 있는 b/t 비율을 따르는 것이 바람직하다. AASHTO LRFD Specifications, 4th Edition에서는 $b_f/2f_t$가 12 이하가 되도록 요구하고 있다. 특히 상부 플랜지의 최대 응력이 바닥판 슬래브가 굳지 않은 가설시에 종종 발생하므로, 상부 수평 브레이싱의 설계에 대한 주의가 필요하다.
- 내부 중간 다이아프램: 단면의 변형을 방지하기 위해 그림 5.6과 같은 K -frame 형상

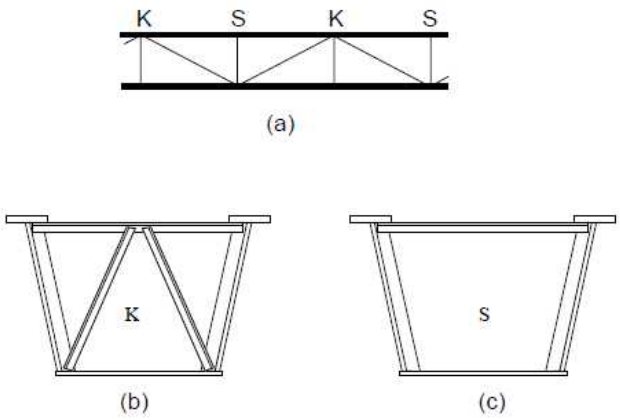


그림 5.6 내부 브레이싱 단면도

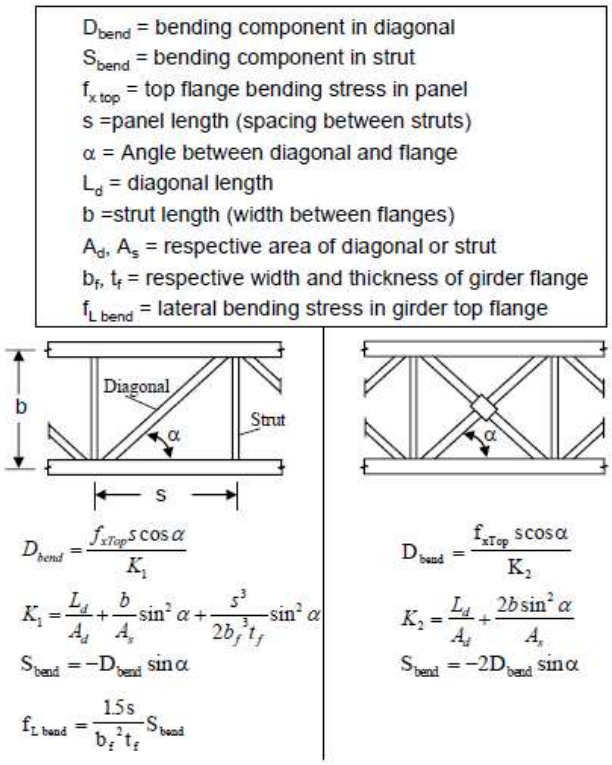


그림 5.7 횡브레이싱의 부재력 (26)

의 중간 내부 다이아프램을 설치한다. 다이아프램의 간격은 상부 플랜지 횡브레이싱의 각도, 길이 등을 고려하여 결정된다. AASHTO LRFD Specifications는 단일박스거더교, 곡선교 등의 교량에서는 최대 40'의 간격으로 배치하도록 규정하고 있다. 다이아프램의 부재 치수는 소요 강성, 강도 등에 따라 L 형강 등을 이용하여 제작된다.

TXDOT는 최근에 Strut (복부판 상부 브레이싱)과 K-frame (박스거더 내부 브레이싱)을 그림 5.7과 같이 교대로 배치하여 구조적인 합리성을 도모하고 있다.

- 상부 플랜지 횡브레이싱: 박스의 비틀림 강성을 증대시켜 가설시의 안전성 확보에 기여하므로, 설계에 있어 가설 계획을 고려한 가설 하중에 대한 검토가 필수적이다. Warren-type, X-type, Pratt-type 브레이싱 시스템이 적용 가능하다. 브레이싱의 설계에 있어서는 상부 플랜지와 대각선 부재(Diagonal) 사이의 각도(a)가 주요한 설계 변수이다. 이론적으로는 45°가 바람직하지만, 적은 각도(a)는 프레임 사이의 간격을 증대시키며 연결부와 패널의 수를 감소시키지만 브레이싱과 거더에 발생하는 힘을 증가시킨다. 고정 하중과 가설 하중에 의해 발생하는 비틀림 모멘트가 횡브레이싱 부재에 부재력을 발생시키는 것으로, 브레이싱 부재는 빔-기둥으로 고려할 수 있다. 그림 5.8에 Warren-type, X-type의 횡브레이싱을 갖으며, Strut이 2S의 간격으로 배치된 경우의 부재력이 제시되어 있다.

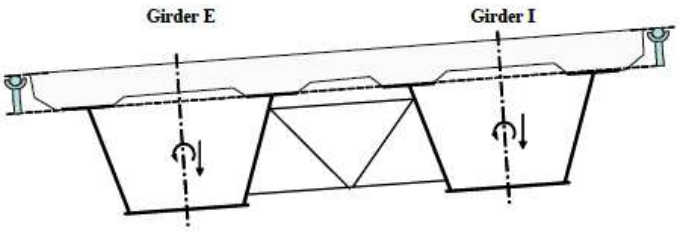


그림 5.8 박스거더교 외부 다이아프램 작용력

- 외부 중간 다이아프램: 교량의 가설시 특히 바닥판 타설시에 발생하는 거더 간의 상대 처짐이나 각 거더의 회전을 제어하기 위해 외부 중간 다이아프램이 설치된다. K-frame 형식의 다이아프램이 주로 활용된다. 직선교에 있어서는 거더간의 상대 처짐량 등이 적은 것으로 예상되면 생략할 수 있다. Texas DOT같은 경우에는 곡선교의 경우에는 2개의 내부 다이아프램마다 외부 다이아프램을 배치하며, 직선교의 경우에는 3~4개의 내부 중간다이아프램 마다 외부 중간 다이아프램을 설치하고 있으며, 완성계에서는 제거하는 것으로 보고되어 있다.
- 내부 지점 다이아프램: 거더 웹의 전단 하중으로 인한 휨 하중과 다이아프램 주변부에 발생하는 비틀림으로 인한 전단류를 받는 플레이트거더로 설계시에 고려된다.
- 외부 지점 다이아프램: 거더당 2개의 받침이 사용되면 외부 지점 다이아프램에는 이론적으로 응력이 발생하지 않는다. 거더당 한 개의 받침이 사용되는 경우에는 비틀림 모멘트를 지지해야 하며, 일반적으로 깊은 거더의 거동을 보이는 것으로 보고되고 있다.

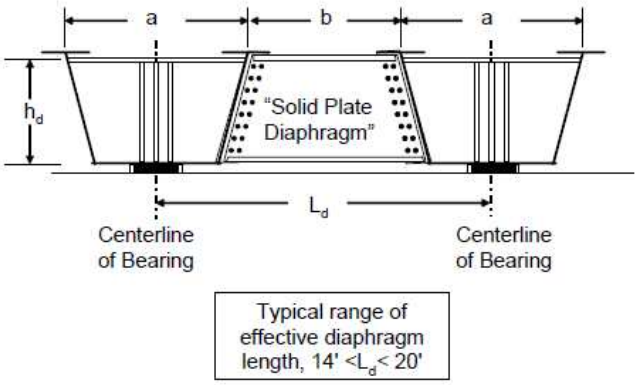


그림 5.9 지점 내외부 다이아프램의 일반 구조

- 피로설계: 2 개의 박스거더로 이루어진 교량의 경우, AASHTO LRFD에 의해 하부인장 플랜지와 복부판의 인장 영역이 붕괴유발부재(Fracture critical)로 고려되므로, 피로등급 C 이상으로 설계하고 있다.

5.2.4 하부 구조 설계

교량 상부 구조의 하중을 기초로 전달하는 교각과 교대는 상부 구조와는 다른 하중 환경에 위치하게 된다. FHWA, 일부 주(州)DOT 등에서 제공하고 있는 교량의 설계 지침과 예제에 대한 조사, 비교를 통해 하부 구조인 교각 및 교대의 설계시 고려해야 하는 각종 하중과 하중 조합에 대해 검토하였다.

가. Arizona DOT의 설계 예제

Arizona DOT(27)에서 AASHTO LRFD Specifications를 활용한 설계를 돕기 위해 온라인 상으로 제공하고 있는 일련의 설계 예제집에서 하부 구조에 대한 설계 사례를 조사하였다 (http://www.azdot.gov/Highways/bridge/Guidelines/designguidelines/AppendixA.asp). Example A2.3로 제시된 Hammer Head Pier와 같은 일반 교각의 설계에 있어 고려한 Strength Limit State는 AASHTO LRFD Specifications에 규정된 Strength I, III, V이며, Service Limit State는 Service I만을 고려하였다. 또한 교량이 위치한 환경에 따라 차이가 있지만 하부 구조의 설계를 위해 적용한 하중은 다음과 같다: DC, DW, LL, IM, WA (Water load and stream pressure), WS, WL, TU, CR+SH, SE. 특히 하천에 위치한 예제 교량을 가정하여 수압에 의한 힘, WA,을 고려하였다. 교각에 위치한 받침 장치의 구조적인 기능에 따라 차량의 제동력(BR), 마찰력(FR)도 고려하였다.

Strength Limit State 하중 조합에서는 표 5.6에 있는 것과 같이 고정하중(DC) 등에 하중 계수의 최대값(Max)과 최소값(Min)을 조합하여, 최대 설계 하중을 도출하였다. 표 5.6에 제시된 하중 계수 중에서 CR, SH에는 교각의 전단면을 이용하여 단면 2차모멘트를 구했으므로 하중 계수 0.5를 적용한 것으로 설명하고 있다.

표 5.6 교각 설계를 위한 하중 조합 (Arizona DOT)

Load	Strength I		Strength III		Strength V		Service I
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
DC	1.25	0.9	1.25	0.90	1.25	0.90	1.00
DW	1.50	0.65	1.50	0.65	1.50	0.65	1.00
LL+IM+BR	1.75	1.75	-	-	1.35	1.35	1.00
TU	0.50	0.5	0.5	0.5	0.50	0.50	1.00
WS	-	-	1.40	1.40	0.40	0.40	0.30
WS_{vert}	-	-	1.40	1.40	-	-	-
WA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
WL	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
SE	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EV	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00
CR+SH	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	1.00

교대의 설계도 동일한 한계상태와 유사한 하중조합을 이용하여 설계 하중들을 결정한다. 추가적으로 상재활하중(LS), 수평토압(EH) 등을 고려하였다. 또한 교대에 설치된 받침들 마찰 등에 의해 초래된 마찰력 등도 별도로 고려하였다. 교대의 구조체 설계에 있어서는 그림 5.10과 5.11에 있는 것과 같이 교대의 각 부위에 작용하는 하중들을 각각의 한계상태에 대해 검토하였다

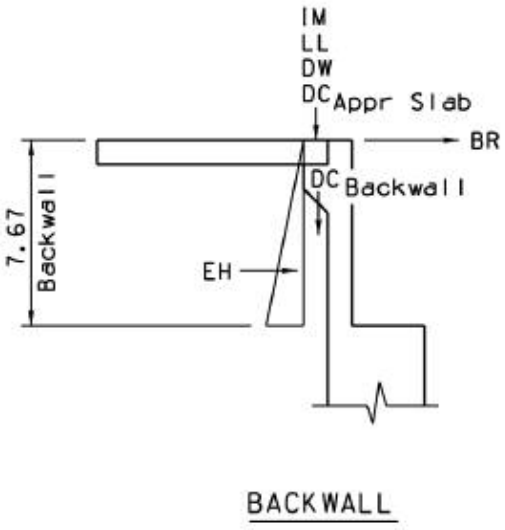


그림 5.10 교대 파라펫 하중 재하 예시

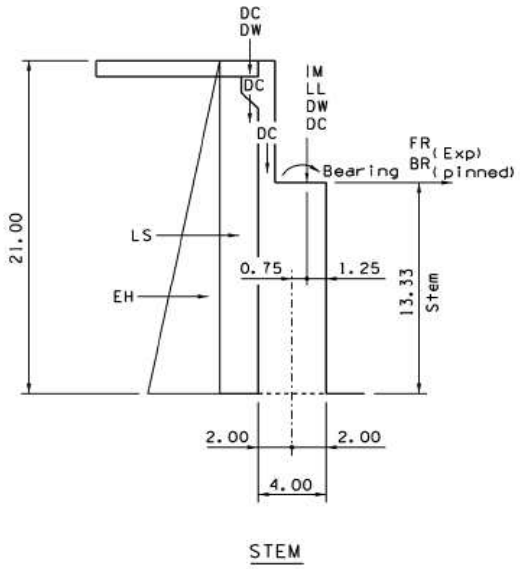


그림 5.11 교대 흉벽 하중 재하 예시

나. Wisconsin DOT(WisDOT)의 설계 예제

WisDOT Bridge Manual (28)에 제시되어 있는 교각의 설계를 위한 하중 조합은 표 5.7과 같다. 표 5.6에 제시된 Arizona DOT의 하중조합과 거의 유사한 하중들을 고려하지만, 차량 충돌하중(CT), 선박충돌하중(CV), 얼음의 교각 충돌(IC)을 고려한 극단한계상태(Extreme Event II)의 하중 조합도 추가적으로 고려되었다.

표 5.7 교각 설계를 위한 하중조합 (Wisconsin DOT)

Load	Strength I		Strength III		Strength V		Service I	Extreme Event II	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Max	Min
DC	1.25	0.9	1.25	0.90	1.25	0.90	1.00	1.25	0.90
DW	1.50	0.65	1.50	0.65	1.50	0.65	1.00	1.50	0.65
LL+IM,BR, CE	1.75	1.75	-	-	1.35	1.35	1.00	0.50	0.50
TU	0.50	0.5	0.5	0.5	0.50	0.50	1.00	0.00	0.00
WS	-	-	1.40	1.40	0.40	0.40	0.30	0.00	0.00
WA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
WL	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00
FR	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CR+SH	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	1.00	0.00	0.00
IC, CT, CV	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00

다. FHWA의 설계 예제

FHWA의 "LRFD Design Example for Steel Girder Superstructure Bridge" (21)의 교각 설계 편에 제시되어 있는 하중 조합은 표 5.8과 같다. 표 5.6의 Arizona DOT의 설계 예제와는 유사하지만 크리프(CR), 건조수축(SH), 부등침하(SE)에 의한 영향은 고려하지 않는 차이를 보여준다.

표 5.8 교각 설계를 위한 하중조합 (FHWA)

Load	Strength I		Strength III		Strength V		Service I
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
DC	1.25	0.9	1.25	0.90	1.25	0.90	1.00
DW	1.50	0.65	1.50	0.65	1.50	0.65	1.00
LL	1.75	1.75	-	-	1.35	1.35	1.00
BR	1.75	1.75	-	-	1.35	1.35	1.00
TU	1.20	0.5	1.20	0.5	1.20	0.50	1.20
WS	-	-	1.40	1.40	0.40	0.40	0.30
WL	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
EV	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00

5.2.5 기초 설계

1994년부터 AASHTO LRFD Specifications가 제공되었지만, 지역별 토질조건과 시공방법에 영향을 받는 기초 설계 적용은 늦게 진행되었다. 미국의 주 DOT 등은 별도로 기초의 지지력, 변위 등 대한 연구를 수행하여, AASHTO LRFD Specifications에서 규정하는 저항 계수와는 다른 계수 값들을 유도하였다 (29). Florida DOT는 2002년까지 대부분의 기초형식에 LRFD Specifications을 적용하기 위한 저항계수 등의 보정을 하였다. Louisiana DOT는 2009년까지 Drilled Shaft 관련 연구 등을 수행한 것으로 보고하고 있다. Texas DOT에서는 2010년 연구 과제를 시작하여, Texas주의 특성에 맞는 LRFD Specifications 관련 계수들을 유도하기 위한 연구 과제를 수행중이다.

AASHTO LRFD Specifications을 적용하기 위한 지지력 및 저항계수가 보정되기 전까지는 AASHTO Standard Specifications의 ASD에 근거하여 기초 설계를 수행한 것으로 보고되어 있다 (29). 이를 위해 상부구조는 LRFD Specifications을 적용하여 설계를 수행하고, 하부구조로 전달되는 하중을 결정하였다.

기초형식에 따라 예상되는 한계상태에 대한 검토도 수행하였다. 확대기초(Spread Footing)를 갖는 교량에서는 다음의 Strength LS와 Service LS가 설계를 지배할 수 있으므로 검토를 수행하였다.

- Strength I: 활하중대 고정하중 비율이 높은 경우
- Strength III or V: 높은 풍하중을 받는 경우

확대기초에서는 지지력(Bearing Resistance), 침하량(settlement), 기초저면의 활동 (Sliding Resistance), 전도 (Overturning) 등에 대한 적절한 한계상태 별로 검토를 수행하였다.

- 지지력: Strength Limit States
- 부등침하: Service I Limit State
- 기초저면의 활동: Strength Limit States
- 편심(전도): Strength Limit States
- 전체안정성: Service I Limit State
- 구조 강도(Structural Resistance): Service I & Strength Limit States

현장타설말뚝(Drilled Shaft)의 경우에도 한계상태와 발생이 예상되는 파괴상태에 대한 검토가 수행되었다. 고려해야 하는 한계상태는 Strength I Limit State와 Strength III or V Limit State에 대해서 검토하도록 요구하고 있다. 현장타설말뚝에서 예상되는 파괴에 대해서는 다음과 같이 검토하였다.

- 지지력: Strength Limit States
- 횡방향 안정도: Strength Limit States
- 강관 변형(Shaft Deformations): Service I Limit States
- 구조 강도(Structural Resistance: Strength Limit States

5.3 Eurocode 2 적용 절차 및 결과

Eurocode 2는 AASHTO LRFD Specifications과는 다르게 설계를 위해 단면별, 부재별로 설계 강도 등을 구체적으로 제시하지 않고 기본적인 역학(Mechanics)에 근거하여 콘크리트 응력 블록과 같은 강도 산정을 위한 값들을 제시하고 있다. 또한 기존에 국내에서 사용해오던 설계기준과는 다르게 설계자가 선택하고 결정해야할 부분도 많기 때문에 초기 적용과 결정하는데 어려움이 있을 것으로 예상된다.

2010년 10월의 전면적인 적용을 위해 EU 각국별로 특성을 고려한 National Annex를 제정하고 교육, 세미나, 워크숍 등을 통해 Eurocodes의 확산에 노력을 기울여 왔다. 또한 Eurocodes 관련 자료와 전체적인 적용 현황을 제공하기 위한 홈페이지 (eurocodes.jrc.ec.europa.eu)도 운영되고 있다. Eurocode 2를 활용한 콘크리트교의 설계를 위해 영국의 Concrete Center를 중심으로 "How to Design Concrete Structures using Eurocode 2"(30) 와 같은 설계 매뉴얼이 발행되었다. 또한 부분적인 적용 방법과 단위 부재 등의 설계를 다루고 있는 “Eurocode 2

Worked Examples"(31)가 설계 예제 집으로 제공되고 있다. 그러나 Eurocodes 특히 Eurocode 2를 활용하여 발표된 교량 관련 설계 사례와 지침 등은 거의 없는 것으로 보인다. 기본적으로 적용 방법들을 관련 책, 논문, 발표 자료 등을 이용하여 파악하도록 하고 있으므로, Eurocode 2와 관련된 유럽의 각종 문헌과 도서를 이용하여 일반 콘크리트 구조물과 프리스트레스트 콘크리트 구조물의 설계에 있어 고려해야 하는 사항들을 검토하였다.

5.3.1 내구성 설계를 위한 노출 등급 규정

Eurocode 2 Table 4.1 (Exposure classes related to environmental conditions)에 콘크리트의 내구성 설계를 위한 노출 등급이 표 5.9에 있는 것과 같이 규정되어 있다 (17). 교량의 건설 위치와 각종 환경 조건에 따라 콘크리트 부재의 노출 등급(Exposure Class)이 달라진다. 동일한 부재도 위치와 동결용해제(Chlorides) 등에 대한 노출 정도에 따라 부위별로 다른 노출 등급을 갖게 되며, 교량의 각 요소는 한 개 이상의 노출 등급을 가질 수 있다. Eurocode 2에 있어 XF, XA 노출 등급은 콘크리트의 최소 요구 강도에 영향을 미치며, XC와 XD 노출 등급은 최소 피복두께(EC2 Table 4.4N)와 균열 한계에 영향을 미친다. 또한 XD, XF, XS 노출 등급은 사용하중조합하에서의 콘크리트 응력에 영향을 미친다. 노출 등급을 고려하여 교량 바닥판의 내구성 확보를 위해 적용한 고려한 콘크리트교의 내구성 설계 방법은 다음과 같다.

표 5.9 Eurocode 2의 노출 등급 분류

환경 조건	분 류
No risk of corrosion or attack	X0
Corrosion induced by carbonatoin	XC1 ~ XC4
Corrosion induced by chlorides	XD1 ~ XD3
Corrosion induced by chlorides from sea water	XS1 ~ XS3
Freeze/Thaw attack	XF1 ~ XF4
Chemical attack	XA1 ~ XA3

Hendy & Johnson (32)이 Eurocode 4 (Design of Steel and Composite Structures)를 활용한 합성교의 예제 설계에 있어 바닥판 부위별로 적용한 노출 등급은 다음과 같다 .

- 방수층(waterproofing)에 의해 보호된 바닥판 : XC3
- 인접한 거더들에 의해 보호되는 바닥판 캔틸레버부 하면(deck slab soffit): XC3
- 주기적인 습윤과 건조 상태에 노출된 바닥판의 기타 부위 : XC4
- 제빙화학제를 함유한 비말대에 위치한 외부 거더: XD3
- 동결/융해와 제빙화학제에 노출된 부위: XF2 혹은 XF4

설계 예제에서는 다음과 같은 환경 조건하에서 바닥판의 피복 두께를 정하는 것으로 제시하였다: 콘크리트 바닥판 콘크리트 (C40/50), 철근 직경(20mm), 방수층(유), 설계수명(100년). 이들 환경 및 설계 조건을 고려한 피복 두께의 결정은 Eurocode 2의 Table 4.3N (Recommended structural classification)과 Table 4.4N(Values for minimum cover requirements with regard to durability)을 따라 다음과 같이 결정된다:

- 방수층이 있으므로 노출등급은 XC3이며, 피복등급 (structural class)은 S4(Table 4.4N에 정의)로 시작됨
- 100년 사용수명 목표에 따라 2등급 상향(increase class) 조정
- XC3 노출등급인 경우, 콘크리트의 강도가 C35/45 보다 크므로 1등급 하향 조정
- 슬라브 형상의 부재이므로 1등급 하향 조정

따라서 최종 적인 등급은 S4이며, 이때 바닥판의 최소피복두께, $C_{\min,dur}$,는 25mm 가 된다.

Raoul & Cornejo (33)가 Eurocode 2의 노출 등급 관련해 검토한 자료를 보면, 그림 5.12에 있는 것과 같이 부위별로 2개 이상의 노출 등급에 대해 검토를 하는 것이 가능하다. 철근의 부식위험성에 대해서는 XC, XD, XS 등급으로 구분하여 검토하고, 콘크리트의 동결융해 손상이나 화학적인 침투 (Chemical attack)은 XF, XA 등급을 이용하여 검토한다. Hendy & Johnson(32)이 고려한 예제와 유사하게 방수층이 있는 바닥판의 상면은 XC3, 바닥판의 하면은 XC4, 혹은 환경에 따라 XS1, XD3를 적용한다. 또한 바닥판 하면은 XC4나 환경에 따라 XS1, XD3와 더불어 XF1, XF2에 대해 검토한다. 방호벽 등도 XC4, XS1, XD3와 함께 동결융해의 영향을 받는 경우 XF3, XF4에 대해 검토한다.

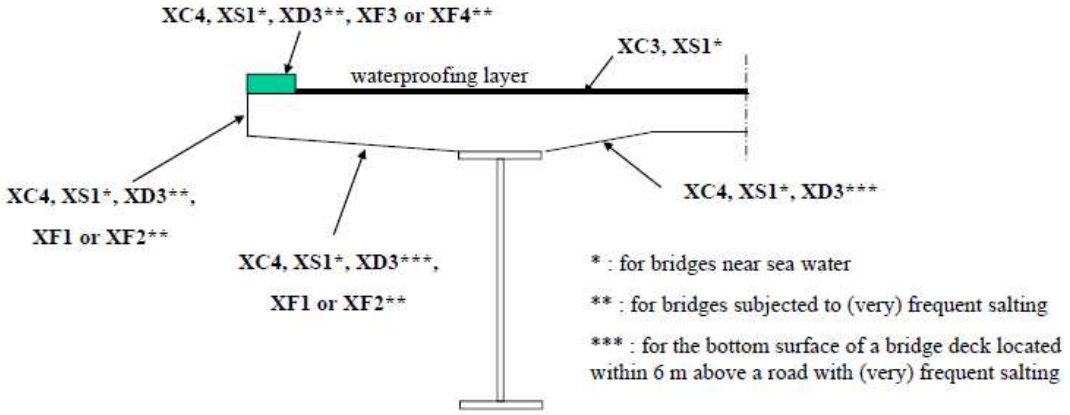


그림 5.12 바닥판의 노출 등급 범위

약하게 서리가 내리는 지역의 교량 (Bridge in a low-level frost area)으로 가정된 교량의 노출 등급은 그림 5.13와 같이 최종적으로 결정된다. 따라서 철근 콘크리트의 허용 균열 폭, w_{max},은 Eurocode 2의 Table 7.1N (Recommended values of w_{max})에 따라 0.3mm가 되는 것으로 제시하였다.

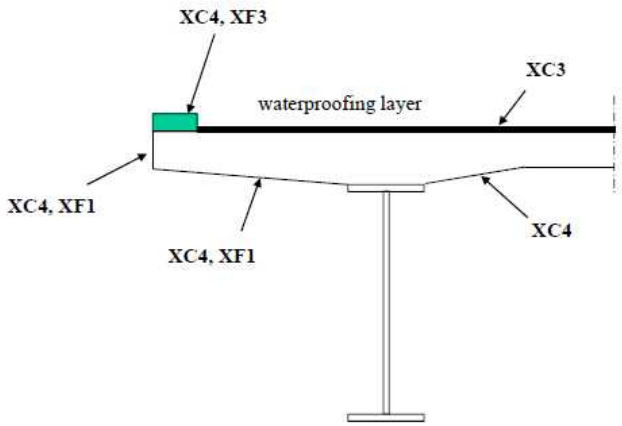


그림 5.13 바닥판의 최종 노출 등급

5.3.2 바닥판 구조 설계

Eurocode 2(EC 2)의 9.3에 일반적인 슬래브의 상세 설계를 위한 규정은 있지만, 교량의 바닥판에 대한 별도의 기준이 제시되어 있지는 않다. EC 2에서 슬라브는 일종의 빔으로 취급되며, 빔의 최소 및 최대 철근비 조건 등을 적용한다. Sétra(34)에서 발행한 설계 관련 가이드 도서에 따르면 교량의 바닥판은 다음 사항들에 대해 검토되어야 한다.

- EC 2, 9.3.1에 규정된 최소 철근비($A_{s,\min}$)
- EC 2, 7.2(5)에 규정된 Characteristic SLS 에서의 응력한계
  (Characteristic SLS: 교량의 설계수명동안 발생 확률이 매우 적은 사용하중조합)
- EC 2, 7.3.4에 따라 계산된 Frequent SLS에서의 균열 한계
  (교량의 정상 운용상태에서 설계수명동안 종종 발생 가능한 사용하중조합)
- EC 2, 6.1에 규정된 극한한계상태에서의 휨강도
- 펀칭 전단 강도
- 연직방향 전단 강도 (극한한계상태)
- 종방향 전단강도 (극한한계상태)

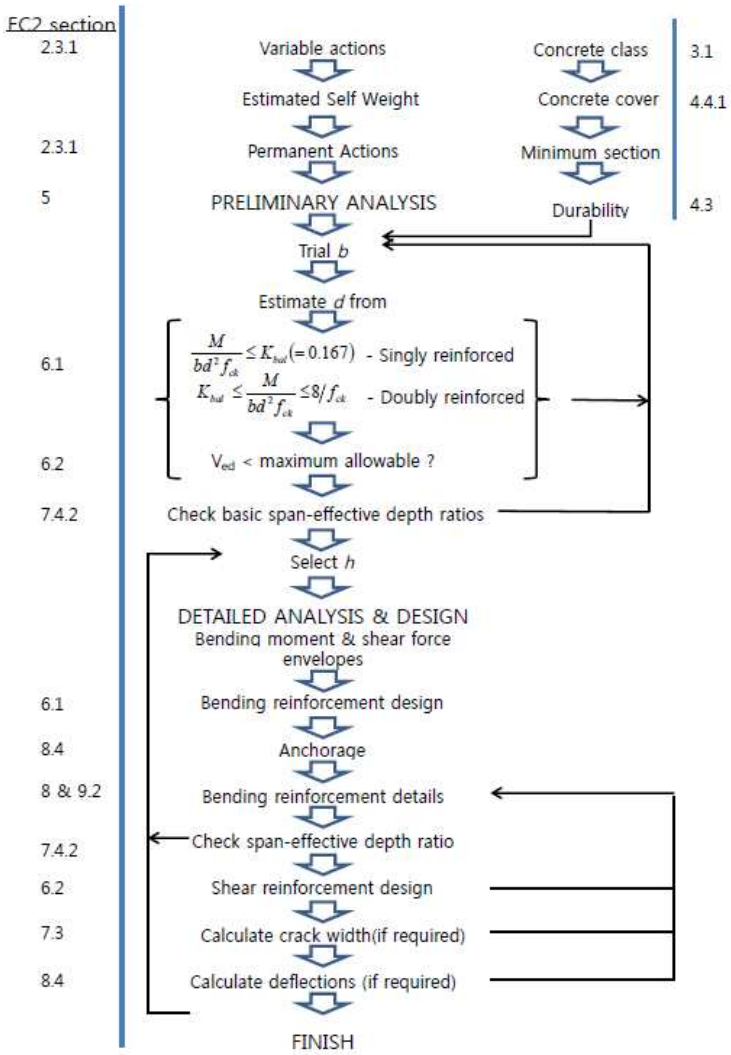


그림 5.14 Eurocode 2를 활용한 콘크리트 보의 설계 흐름도와 관련 규정

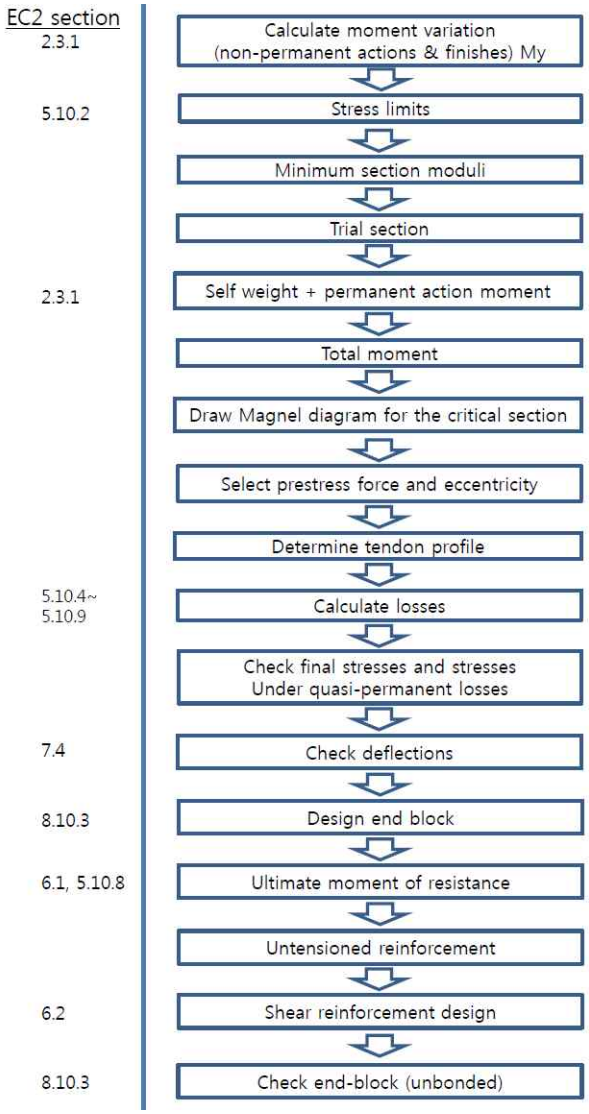


그림 5.15 Eurocode 2를 활용한 PSC 구조물 설계 흐름도 및 관련 규정

5.3.3 PSC 구조물 설계 순서

일반적인 철근콘크리트 구조물의 설계에 있어서는 EC 2의 극한한계상태(Ultimate Limit State)를 만족시키는 것을 확인한 후, 사용한계상태(Service Limit State)에 대해 검토한다. 그림 5.14에 EC 2를 활용한 일반 철근 콘크리트 보 혹은 거더의 설계 플로 차트가 제시되어 있다(35). 그림 5.14에 있는 것과 같이 보의 치수와 철근 양들이 설계하중들을 만족하는지와 노출환경에 적절한 내구성을 갖는지 우선 검토 한 후, 균열 및 처짐 등의 사용한계상태에 대한 검토를 수행해야 한다. 그러나 프리스트레스 콘크리트(PSC) 구조물은 사용한계상태에 대해 설계를 수행한 후, 극한한계상태에 대해 검토를 하여야 한다(35). PSC 구조물의 설계에

있어서 중요한 것은 사용 하중하에서의 인장 응력 관리, 즉 휨 균열 관리이므로 사용한계상태부터 검토를 한다. 사용한계상태에서의 처짐에 대한 검토도 필요하며, 프리스트레스 응력 도입시 완전히 양생되지 않은 콘크리트의 강도 검토도 중요하다. 그림 5.15에 EC 2를 활용한 PSC 구조물의 일반적인 설계 흐름도와 관련 기준들이 언급되어 있다.

5.3.4 PSC 구조물 사용한계상태

일반적인 사용한계상태는 사용중의 응력한계, 균열폭 제한, 처짐 제한에 관련된 사항을 의미한다. PSC 구조물의 설계에 있어서는 균열폭 제한이 중요한 의미를 갖는다. 각각의 사용한계상태 설계에 관련된 사항을 검토해 보면 다음과 같다.

가. 응력 한계

PSC 구조물의 설계에 있어 응력 한계는 제작중, 사용하중 상태 등에 대해서 각각 검토해야 한다. 프리스트레스 도입 직후(시간에 따른 프리스트레스의 손실 발생전)의 초기 사용한계 상태에서 콘크리트 응력은 다음의 응력 값들 이하가 되도록 해야 한다.

- 압축 응력: $0.60f_{ck}(t)$

  ($f_{ck}(t)$: 프리스트레스 힘을 받게 되는 시간 t일 때의 콘크리트 설계기준압축강도)
- 인장 응력 : f_{ctm}

모든 프리스트레스의 손실이 발생한 후인, 공용중 사용 한계에서 콘크리트 응력은 다음의 값들 이하가 되어야 한다.

- 종방향 균열의 방지를 위해 프리스트레스와 전체 하중하에서 압축응력이 $0.60f_{ck}$ 이하 (EC2 7.2(2))
- 과도한 균열 및 변형을 방지하기 위해 Characteristic service loads에서 인장응력 구간에 있는 철근의 인장응력은 $0.8f_{yk}$, 프리스트레스 강재의 인장응력은 $0.75f_{yk}$: 이하(f_{yk}: 강재의 항복강도).

나. 균열폭 제한

허용 균열은 노출 환경 등급에 따라 결정된다. Eurocode 2에서는 프리스트레스 구조물이 부식에 대해 취약하므로 일반 철근 콘크리트 구조물에 비해 엄격하게 균열을 제어하고 있다. Eurocode 2 Table 7.1N에 따르면 프리스트레스 부재에 있어 탄산화에 의한 부식이 발생

하는 XC 등급에는 0.2mm의 균열이 허용되지만, 염화물이나 해수에 의한 영향을 받는 XS, XD 등급에서는 Frequent load combination하에서 텐던이나 덕트 주변의 콘크리트에 인장응력이 발생하지 않는 영(0)응력 상태 (Decompression)가 되도록 요구하고 있다. 영응력한계(Decompression limit)를 만족시키기 위해서는 부착 텐던 주위의 100mm 이내 콘크리트에 압축이 발생하면 안 되는 것으로 정의하고 있다. 일반적으로 환경과 내구성 조건에 따라 피복 두께가 결정되므로, 피복두께가 100mm 이내일 경우에는 표면에서의 인장 응력 발생 여부를 검토해도 된다(17).

다. 처짐 제한

PSC 구조물의 처짐은 일반 철근콘크리트 구조물과 유사하게 다음 조건을 만족시키면 된다:

- 지속하중(Characteristic Load Combination) 작용하에서 처짐은 지간의 1/250 이하
- 인접된 구조물에 영향을 줄 수 있는 처짐은 1/500 이하

5.3.5 PSC 구조물 휨설계

휨 설계에 있어 콘크리트의 응력은 그림 5.16 (EC 2 Figure 3.5)에 제시되어 있는 사각형 등가 응력 블록을 이용하여 수행된다.

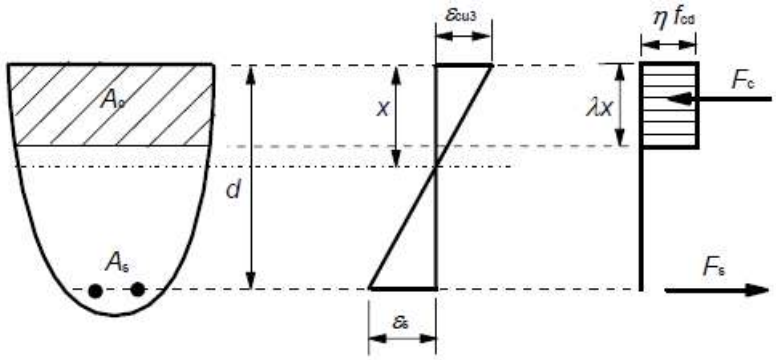


그림 5.16 등가응력 블록

응력블록의 면적, F_c,과 압축력의 작용점 위치, a,는 다음 식을 이용하여 결정된다.

$$F_c = \eta f_{cd} ab \tag{5.1}$$

$$a = \lambda x \tag{5.2}$$

여기서 x 는 중립축의 위치, f_{cd}는 설계 압축강도를 의미한다. λ는 압축 영역의 유효 높이를 나타내며, η는 유효 강도를 각각 나타낸다. 압축강도, f_{ck},에 따른 λ와 η 값은 다음과 같이 상세하게 규정되어 있다(EC 2 식 (3.19) ~ (3.22)).

$$\lambda = 0.8 \qquad \text{for } f_{ck} \le 50\,MPa \tag{5.3}$$

$$\lambda = 0.8 - (f_{ck} - 50)/400 \qquad \text{for } 50 < f_{ck} \le 90\,MPa \tag{5.4}$$

$$\eta = 1.0 \qquad \text{for } f_{ck} \le 50\,MPa \tag{5.5}$$

$$\eta = 1.0 - (f_{ck} - 50)/200 \qquad \text{for } 50 < f_{ck} \le 90\,MPa \tag{5.6}$$

그림 5.17에 있는 것과 같은 사각단면 프리스트레스 빔의 설계에서는 우선 프리스트레싱 텐던으로 충분하게 모멘트 강도를 발휘할 수 있는지 확인한다. 모멘트 강도의 계산에 있어 인장 철근량 A_s는 0으로 가정한다. 이 경우, 단면의 휨강도 M_{ED}^0는 다음과 같이 계산된다:

우선 압축 영역의 최대 깊이 $x_{\max}$가 인장 철근 변형률의 최소값 ϵ_{smin} 한계에 근거하여 다음과 같이 계산된다.

$$x_{\max} = \left(\frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{smin}} \right) d_p \tag{5.7}$$

여기서 콘크리트의 변형율은 $\epsilon_{cu3} = 0.0035$로 가정된다. 압축영역의 깊이가 $x_{\max}$이하이면, 인장 지배 단면이 된다. 콘크리트 응력블록의 최대 깊이는 $a_{\max} = \lambda x_{\max}$이 된다. 콘크리트 응력블록 깊이 a는 프리스트레싱 강재의 응력 f_{pk}를 이용하여 다음과 같이 계산한다:

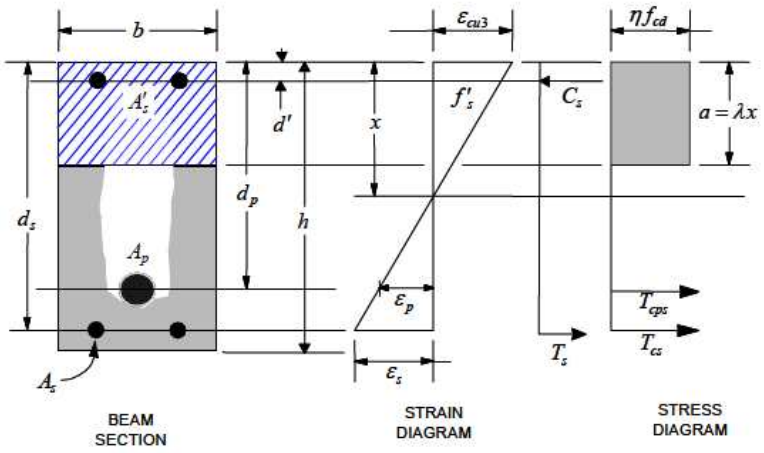


그림 5.17 프리스트레스 빔의 변형율 및 응력 분포

$$a = \lambda x \tag{5.8}$$

- $a < a_{\max}$ 이면, 프리스트레싱 강재만을 갖고 있는 단면의 휨강성은 다음과 같이 계산된다:

$$M_{Ed}^{0} = f_{pk} A_p \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \tag{5.9}$$

- $a > a_{\max}$ 이면 단면을 재가정해야 한다.
- $M > M_{Ed}^{0}$ 이면 인장 철근이 필요하다. 단면의 중립축 깊이 x 가 $x_{\max}$와 같다는 전제하에 변형율 적합조건에 의해 프리스테레싱 강재의 응력을 결정하고 $C=T$ 조건을 이용하여 소요 인장 철근량을 다음과 같이 결정한다.

$$C = \eta f_{cd}\, a_{\max} b \tag{5.10}$$

$$T = A_p f_{pk}^{bal} + A_s^{bal}\, f_s^{bal} \tag{5.11}$$

$$A_s^{bal} = \frac{\eta f_{cd} a_{\max} b - A_p f_{pk}^{bal}}{f_s^{bal}} \tag{5.12}$$

따라서 프리스트레싱 강재와 인장 철근을 갖는 단면의 설계휨강도는

$$M_{Ed}^{bal} = f_{pk}^{bal} A_p \left(d_p - \frac{a_{\max}}{2} \right) + A_s^{bal} f_s^{bal} \left(d_s - \frac{a_{\max}}{2} \right) \tag{5.13}$$

- $M < M_{Ed}^{0}$ 이면 프리스트레싱 텐던으로 가해진 모멘트를 충분히 저항할 수 있다. 그러나 인장응력이 콘크리트의 평균인장강도, f_{ctm} 이상으로 발생하면 균열방지를 위해 EC2 7.3.2의 규정에 따라 최소철근을 배치해야 한다.
- $M > M_{Ed}^{bal}$이면 압축 철근이 필요하다. 압축 철근량은 우선 중립축의 위치가 $x = x_{\max}$ 가정하에 프리스트레싱 텐던과 인장철근의 응력값은 f_{pk}^{bal} 와 f_s^{bal}에 도달하는 것으로 보고, 다음의 절차에 의해 계산 된다.

  압축 철근과 인장 철근에 의해 저항되는 모멘트는

$$M_{Ed,s} = M - M_{Ed}^{bal} \tag{5.14}$$

이 된다. 요구되는 압축 철근량은

$$A'_s = \frac{M_{ED,s}}{(0.87f'_s - \eta f_{cd})(d - d')} \tag{5.15}$$

여기서 $f'_s = \epsilon_{cu3} E_s \left[\frac{a_{\max} - d'}{a_{\max}} \right] \leq 0.87 f_y$.

압축 철근에 상응 (balancing)하기 위한 인장 철근량은

$$A_s^{com} = \frac{M_{ED,s}}{0.87 f_y (d_s - d')} \tag{5.16}$$

이 되며 전체 인장 철근량은 $A_s = A_s^{bal} + A_s^{com}$ 이 되고, 전체 압축 철근량은 A'_s이 된다.

5.3.6 전단 설계

Eurocode 2의 콘크리트 부재 전단 설계는 그림 5.18의 스트럿-타이(Strut-Tie) 모델에 근거를 두고 수행된다. 스트럿-타이 모델에 있어 콘크리트 스트럿과 주인장 철근사이의 경사각 θ는 21.8°에서 45°로 변화할 수 있다 ($1 \leq \cot\theta \leq 2.5$). 변화하는 스트럿의 경사각을 조정하여 전단철근량을 줄일 수 있다. 그러나 감소된 스트럿의 경사각 값을 이용하면, 하부 인장철근의 인장력은 증가할 수도 있으므로 전단 철근량과 인장 철근량의 변화를 같이 검토해야 한다. Ariya (36)에 따르면 Eurocode 2의 전단 설계 개념은 다음과 같은 특징을 갖고 있다

- Eurocode 2는 전단응력이 아니라 전단력을 비교한다.
- 콘크리트 전단 강도의 최대치는 결정된 것이 아니라 가해진 전단력에 의해 결정된다.
- 가해진 전단력이 콘크리트의 전단 강도를 초과하는 경우에는, 전단 철근이 모든 전단력을 지지하는 것으로 설계한다.

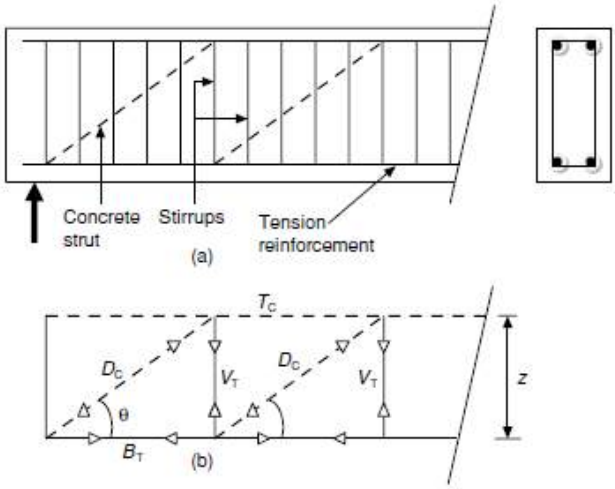


그림 5.18 스트럿-타이 기본 모델

Eurocode 2의 6.2절에서 설계를 위해 활용하는 4가지의 기본적인 전단력은 다음과 같다: V_{Ed}, $V_{Rd,c}$, $V_{Rd,\max}$, $V_{Rd,s}$. V_{Ed}는 가해진 하중에 의해 발생하는 설계전단력을 의미한다. $V_{Rd,c}$는 전단 보강철근이 없는 부재의 설계 전단강도를 의미하며, EC2 식 (6.2.a)에 정의되어 있다. $V_{Ed} < V_{Rd,c}$이면 전단 보강철근이 필요가 없다. $V_{Ed} > V_{Rd,c}$이면 전단 파괴가 발생할 수 있으므로 전단 보강철근을 배치하는 것이 필요하며 전단 보강철근의 항복을 기준으로 설계전단강도 $V_{Rd,s}$ (EC2 식 (6.8))를 결정한다. 단 $V_{Rd,s}$는 콘크리트 스트럿의 압축파괴를 기준으로 정한 최대 설계전단강도인 $V_{Rd,\max}$ (EC2 식 (6.9))이하로 결정해야 한다.

보와 같은 콘크리트 부재의 일반적인 전단 설계 절차는 다음과 같다

1. 설계전단력, V_{Ed}, 을 계산한다.
2. 전단보강철근이 없는 부재의 설계전단강도($V_{Rd,c}$)를 결정한다.
3. $V_{Ed} < V_{Rd,c}$이면 별도의 전단 보강철근 배치가 필요 없다. 보에는 최소의 전단 철근이 설치되어야 한다. EC2 식 (9.4)에 보의 전단보강 철근량비, ρ_w,가 정의되어 있으며, EC2 식 (9.5N)에 정의된 최소 전단보강철근량비($\rho_{w,\min}$) 이상이 되어야 하는 것으로 규정하고 있다.
4. $V_{Ed} > V_{Rd,c}$이면, 모든 전단을 전단보강철근이 지지하도록 설계한다. $V_{Ed} < V_{Rd,\max}$ ($Cot\theta = 2.5$로 가정) 이면, EC2 식 (6.8)을 이용하여 필요한 전단철근량을 결정한다. 그러나 $V_{Ed} > V_{Rd,\max}$ 이면 큰 각도의 스트럿 경사각을 사용할 수 있다. 최대 허용 경사각은 45°이다 ($Cot\theta = 1$). 주어진 설계전단력에 대한 스트럿 경사각의 최소값

은 EC2 식 (6.9)를 이용하여 계산할 수 있으며, EC 2 식 (6.8)을 이용하여 필요 전단철근량을 결정할 수 있다.

5. 스트럿의 경사각이 45°를 초과하는 경우에는 거더의 깊이를 키우거나 고강도의 콘크리트를 활용해야 한다.

그라우트로 충진된 덕트를 갖는 PSC 구조물의 전단강도 검토에 있어서는, 덕트의 직경이 영향을 미친다. Eurocode 2 6.2.3(6)에 따르면 복부판 두께의 1/8 보다 큰 직경을 갖는 덕트가 복부판에 있는 경우에는, $V_{Rd,\max}$ 산정을 위한 복부판의 두께 결정에 있어 덕트 직경 합의 1/2일 제외해야 한다(EC 2 식 (6.16)).

전단철근이 없는 프리스트레스트 부재에서 휨 균열이 발생하지 않는 구간(휨인장 응력이 $f_{ctk,0.05}/\gamma_c$ 보다 작은 구간)의 설계전단강도는 아래 제시된 Eurocode 2 식 (6.4)를 이용해 구할 수 있다.

$$V_{Rd,c} = \frac{Ib_w}{S}\sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd}} \tag{5.17}$$

여기서 f_{ctd}는 콘크리트의 인장강도, σ_{cp}는 축방향 하중 및 프리스트레스에 의한 콘크리트 압축응력 등을 의미한다. 그러나 프리스트레스트 콘크리트와 바닥판이 합성되는 단면에서는 그림 5.19와 같이 거더의 자중과 거더에 비합성 상태에서 가해지는 하중들에 의한 전단 응력과 합성단면에 발생하는 전단응력을 별도로 고려하는 것이 필요하다. Hendy & Smith (17)에 따르면 거더의 자중과 비합성상태에서 발생하는 전단력 V_{c1}(그림 5.19(a))와 합성단면에 가해지는 추가하중에 의한 전단력 V_{c2}(그림 5.19(b))를 이용하여 전체 설계전단강도를 구해야 한다. 따라서 V_{c2}와 설계전단강도 $V_{Rd,c}$는 다음과 같이 정의 된다.

$$V_{Rd,c} = V_{c1} + V_{c2} \tag{5.18}$$

$$V_{c2} = \frac{Ib}{A_e \bar{z}}\left(\sqrt{f_{ctd}^2 + f_{ctd}\sigma_{tot}} - \tau_s\right)$$

여기서 I 는 단면 2차모멘트, $A_e\bar{z}$는 전단응력을 계산하는 곳을 중심으로한 합성 단면의 1차모멘트, σ_{tot}는 비합성 상태에서 거더에 작용하는 휨모멘트와 프리스트레스에 의한 응력을 의미한다. 또한 τ_s는 그림 5.19에 있는 것과 같이 비합성 상태의 거더에 발생하는 전단응력으로 거더 자체의 단면 치수를 이용하여 계산되며 다음과 같이 정의된다.

$$\tau_s = \frac{V_{c1}}{b}\left(\frac{A_{pc}\overline{z_{pc}}}{I_{pc}}\right) \tag{5.19}$$

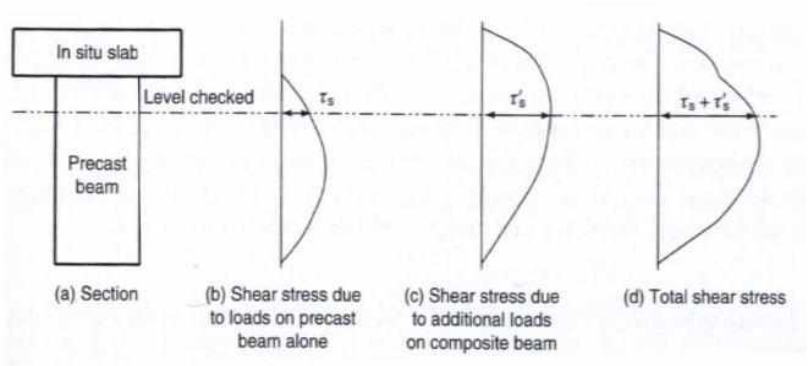


그림 5.19 거더와 슬래브의 합성 단면 전단응력 분포

5.4 소결론

도로교설계기준 한계상태설계법을 활용한 도로 구조물의 설계 절차와 하중 조합 방법 등을 확립하기 위하여 AASHTO LRFD Specifications과 Eurocode 2를 활용한 설계 예제와 방법들을 조사하였다. 강재거더를 상부구조로 갖는 교량의 설계 절차와 단면 결정 방법 등을 결정하기 위해 AASHTO LRFD Specifications의 적용 절차에 대해 검토하였다. 또한 PSC 거더교의 설계 방법과 바닥판과 같은 철근 콘크리트 구조물의 설계 관련 규정과 절차를 확립하기 위해 Eurocode 2의 적용절차를 조사하였다. 조사 결과는 다음과 같은 특징을 갖는 것으로 나타났다.

- 최적의 강재 거더 설계를 위해 정모멘트 부위는 조밀단면으로 설계하고, 부모멘트 부위는 비조밀 단면으로 설계를 하고 있다. 강재의 강도 대비 발생응력은 0.8~0.95 정도로 설계 된다.
- AASHTO LRFD Specifications에서 규정되지 않은 강재 박스거더교의 내·외부 다이아프램과 같은 부부재의 설계를 위해 FHWA 등에서 제공하고 있는 설계 매뉴얼 및 가이드라인 등의 자료가 활용되고 있다.
- 하부구조 설계를 위해 상부 구조에서 전달되는 최대하중이외에도 교대나 교각에 직접적으로 재하되는 각종 하중을 고려하여 최대 설계하중을 도출된다.
- 철근콘크리트 구조물의 설계시에는 각 부재별로 노출환경 등급을 결정한 후, 목표수명

동안의 내구성 확보를 위해 콘크리트의 강도와 피복 두께 등이 결정된다.

- 일반적인 철근 콘크리트 구조물의 설계에서는 극한한계상태를 검토한 후, 사용한계상태를 검토한다. 그러나 PSC 구조물의 설계에 있어서 중요한 것은 사용하중하에서의 휨 균열관리이므로 사용한계상태의 검토가 완료된 후, 극한한계상태가 검토된다.

제 6 장 시험 설계

6.1 개요

도로교설계기준 한계상태설계법의 원활한 적용 및 확대 보급을 위해 고속도로의 대표 교량 형식에 대한 시험설계를 수행하였다. 최근 설계가 완료된 고속도로 노선의 교량을 대상으로 조사를 수행하여, 가장 일반적으로 사용되는 중장경간 교량형식으로 도로교설계기준 한계상태설계법의 요구 조건을 만족할 수 있는 강교 및 PSC I 거더교를 시험설계 대상 교량 형식으로 선정하였다. 해외 설계 사례와 국내 연구결과를 참고하여 설계 절차도 제시하였으며, 이들 설계절차를 참고하여 시험설계를 수행하고 기존 설계결과와의 비교도 하였다.

6.2 교량 선정

새로운 설계기준의 적용이 가능한 교량을 선정하고, 기존의 설계결과와 비교하기 위하여 부산외곽순환고속도로와 상주-영덕고속도로에 설계 반영된 교량 현황을 조사-하였다. 부산외곽순환도로는 경상남도 김해시 진영읍에서 부산광역시 기장군 일광면에 이르는 본선 48.8km의 연장 규모이다. 주요 구조물로서 분기점 4개소, 나들목 4개소, 휴게소 2개이며, 교량은 총 94개소, 교량 총 연장 18.3km이다. 상주-영덕고속도로는 경상북도 상주시 낙동면 구잠리에서 영덕군 영덕읍 남산리에 이르는 본선 107.6km의 연장 규모이다. 주요 구조물로서 분기점 2개소, 나들목 7개소, 휴게소 3개이며, 교량은 총 118개소, 교량 총 연장 18.1km이다.

6.2.1 상부형식 적용현황 분석

부산외곽순환고속도로와 상주-영덕고속도로의 전체 교량 212개를 대상으로 적용현황을 분석하여 그림 6.1에 나타내었다. 분석결과 PSC I 빔 계열 교량은 전체교량의 약 56%인 119개소를 차지하고 있으며, 강교 계열 교량은 39개소인 18%를 차지하고 있는 것으로 조사되었다.

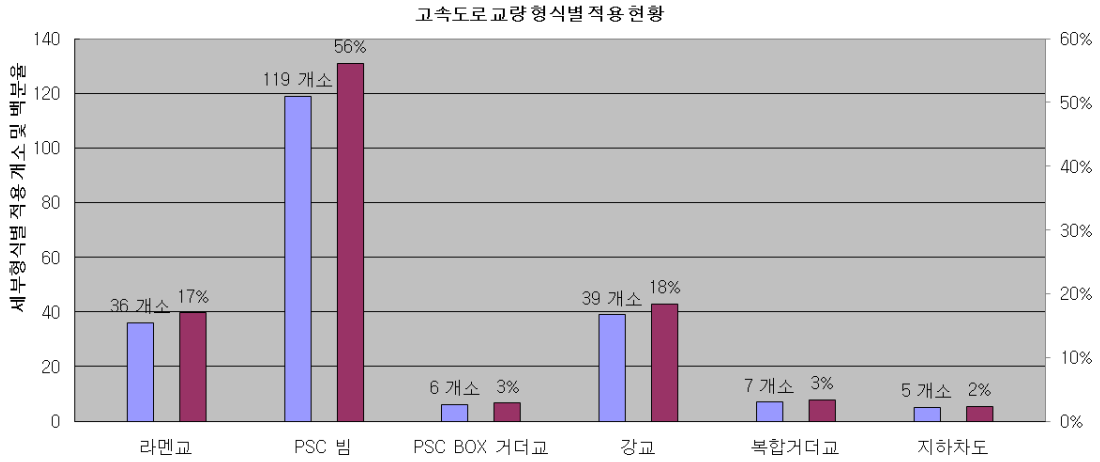


그림 6.1 교량 상부형식별 적용현황

PSC빔 계열 교량형식만을 세분화하여 적용현황을 분석하여 그림 6.2에 나타내었다. 이중 일반(표준) PSC빔이 26개로 가장 많이 적용되고 있으며, 최적 PSC I 거더교인 EX 빔 형식도 2개소 적용되어 있는 것으로 조사되었다.

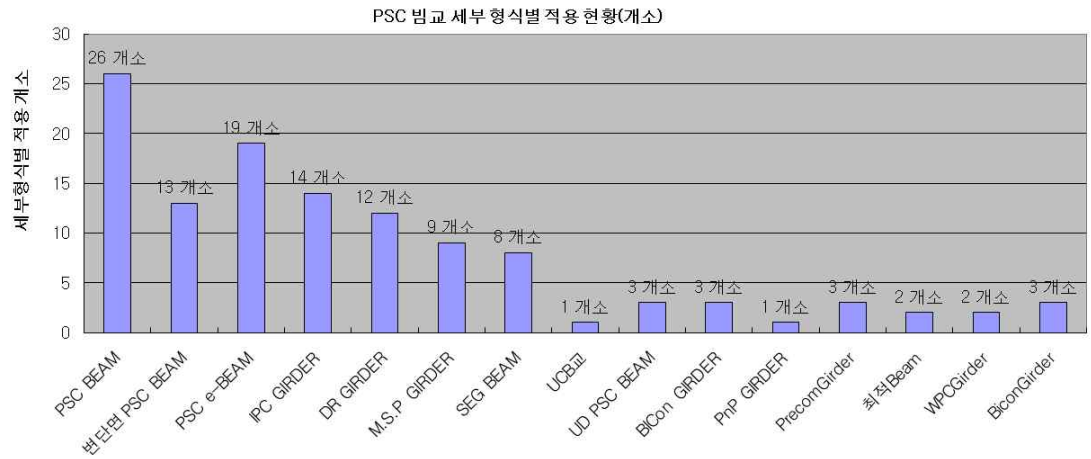


그림 6.2 PSC빔교 세부형식별 적용현황

강교 계열 교량형식만을 세분화하여 적용현황을 분석하여 그림 6.3에 나타내었다. 이들 교량중에서 강박스거더교가 79%인 31개소로 가장 많이 적용되고 있으며, 플레이트거더교도 2개소에 적용되어 있는 것으로 조사되었다.

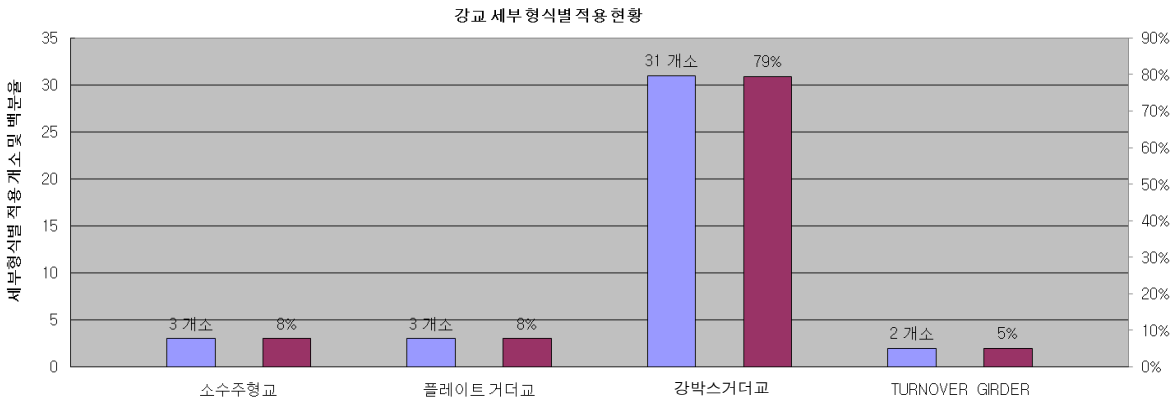
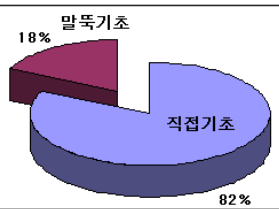
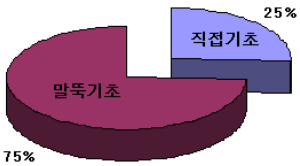
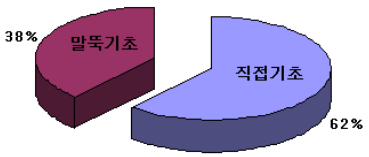


그림 6.3 강교 세부형식별 적용현황

6.2.2 확대형식 적용현황 분석

2개 노선의 교량 기초 형식 현황을 분석하면 표 6.1에 있는 것과 같다. 교각 및 교대의 총 개소 중 확대기초는 약 761개소로 60%정도를 차지하고 있으며, 말뚝기초는 약 473개소로 40% 정도를 차지하고 있는 것으로 조사되었다.

표 6.1 기초형식별 적용현황

상주~영덕	부 산 외 곽	전 체
		
• 확대기초 : 647개소(82%) • 말뚝기초 : 139개소(18%)	• 확대기초 : 114개소(25%) • 말뚝기초 : 334개소(75%)	• 확대기초 : 761개소(62%) • 말뚝기초 : 473개소(38%)

말뚝기초 시공법(항타-매입공법) 적용현황을 분석하여 표 6.2에 나타내었다. 분석결과 말뚝기초가 적용된 교각 및 교대에서의 말뚝기초 시공법은 대부분 매입공법이 적용 되었으며, 그 비율은 96%를 차지하는 것으로 조사되었다. 말뚝기초 재료종류별 적용현황을 분석한 결과가 표 6.3에 정리되어있다. 분석결과 적용된 말뚝기초는 대부분 강관말뚝으로 전체 말뚝기초 개소의 86%를 차지하고 있으며, 그다음은 복합말뚝 7%, PHC말뚝 4%, 현장타설말뚝이 3%정도 순으로 적용되었다.

표 6.2 말뚝기초 시공법 적용현황

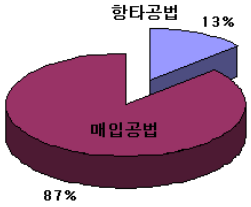
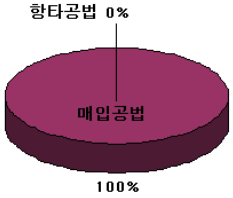
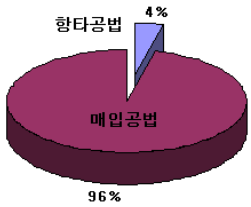
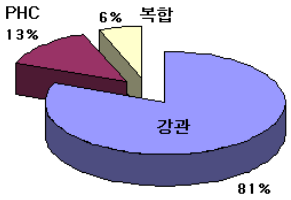
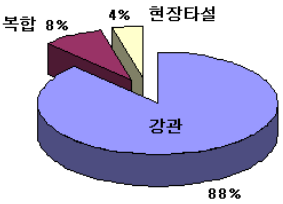
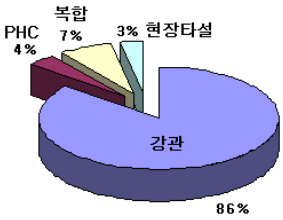
상주~영덕	부 산 외 곽	전 체
		
• 항타공법 : 17개소(13%) • 매입공법 : 114개소(87%)	• 항타공법 : 0개소(0%) • 매입공법 : 293개소(100%)	• 항타공법 : 17개소(4%) • 매입공법 : 407개소(96%)

표 6.3 말뚝기초 재료별 적용현황

상주~영덕	부 산 외 곽	전 체
		
• 강관말뚝 : 113개소 (81%) • PHC말뚝 : 18개소 (13%) • 복합말뚝 : 8개소 (6%) • 현타말뚝 : 0개소 (0%)	• 강관말뚝 : 293개소 (88%) • PHC말뚝 : 0개소 (0%) • 복합말뚝 : 27개소 (8%) • 현타말뚝 : 14개소 (4%)	• 강관말뚝 : 406개소 (86%) • PHC말뚝 : 18개소 (4%) • 복합말뚝 : 35개소 (7%) • 현타말뚝 : 14개소 (3%)

6.2.3 대표 교량 선정

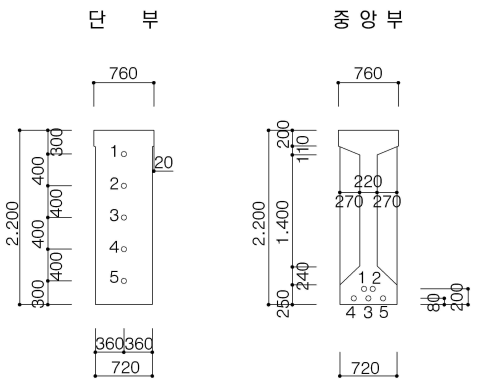
6.2.3.1 프리스트레스트 콘크리트교

두 개의 고속도로 노선을 대상으로 조사한 결과, 콘크리트 교량(라멘, PSC 거더, PSC 박스)이 전체 교량의 약 76%를 차지하고 있으며, PSC빔 계열이 약 56% 적용된 것으로 분석되었다. PSC I 거더 계열중 30~35m 경간장으로 대상으로 한 표준 PSC I 거더교 적용이 가장 많고, 최근에 표준 PSC I거더를 개선한 최적 PSC I 거더교(EX-거더교)도 일부 적용된 것으로 조사되었다.

최적 PSC I 거더는 표준 PSC I 거더의 단면을 최적화하여 구조 효율성을 향상시키고 경제성도 확보한 형식으로서, 향후 적용 실적이 급격히 증가할 것으로 예상된다. 또한, 효율

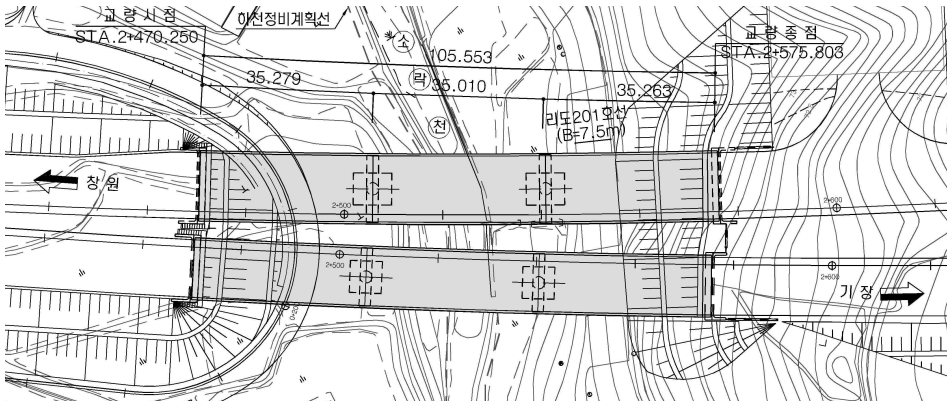
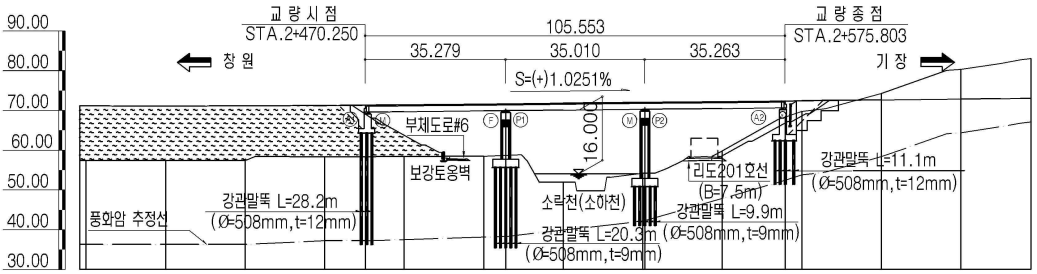
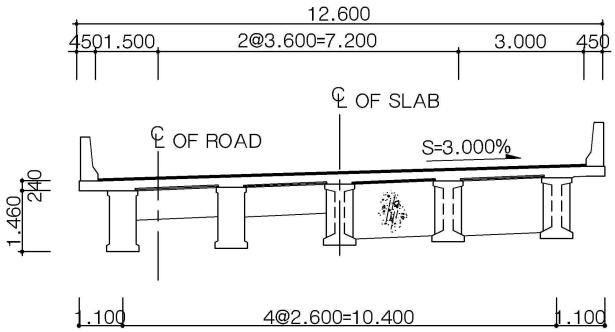
적이고 합리적인 설계개념을 도입하고자 하는 한계상태설계법의 기본 개념과 부합되는 교량형식이므로 시험설계용 교량형식으로 선정하였다. 경간장 35m 규모의 표준 PSC I 거더와 최적 PSC I 거더의 특징이 표 6.4에 비교되어있다. 기존의 표준 PSC I 거더가 콘크리트 강도 40MPa, 형고 2.2m로 설계된 것에 비해 최적 PSC I 거더는 60MPa의 고강도 콘크리트, 형고 1.46m를 적용하여 거더 중량은 약 40% 감소되며, 상부 공사비(직접공사비)는 약 15% 정도 절감할 수 있는 것으로 제시되어 있다.

표 6.4 표준 PSC I 거더와 최적 PSC I 거더의 비교

구 분		표준 PSC I 거더	최적 PSC I 거더(EX거더)
단 면 도			
제원	콘크리트강도	40MPa	60MPa
	거더높이	H = 2.20m	H = 1.46m
	플랜지폭	상부 : 760mm, 하부 : 720mm	상부 : 720mm, 하부 : 780mm
주요물량	콘크리트	31.445m^3	19.117m^3
	철 근	SD30 5.742tonf	SD40 26.126kN (2.663tonf)
	PC강연선	5 - ø12.7mm×12	3 - ø15.2mm×17EA
개선사항		• 형고 : 63%~66% • 거더 제작비 : 68%~69%	• 중량 : 59%~60% • 상부구조 직접공사비 : 85%~86%

2개의 고속도로 노선에 반영된 최적 PSC I 거더교중에서 부산외곽순환고속도로 5공구의 소락교를 시험설계용 대표교량으로 선정하였다. 소락교의 현황 및 구조물 제원은 표 6.5와 같다. 총 연장 3@35=105m, 곡선반경 R=200m이며 소하천(소락천) 및 리도 21호선을 횡단하는 편도 2차로 교량이다.

표 6.5 소락교 현황

평면도	
종단면도	
횡단면도	

소락교의 하부 구조는 양단의 교대와 2개의 중간교각으로 구성되어 있다. 교대 형식은 역T형식이며, 폭은 13.7m이다 (표 6.6). 교각은 T형 교각으로, 총폭은 11.8m 이다 (표 6.7). 교대와 교각은 강관 말뚝기초형식을 갖고 있다.

표 6.6 소락교 교대 형식

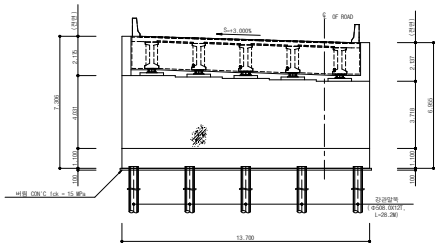
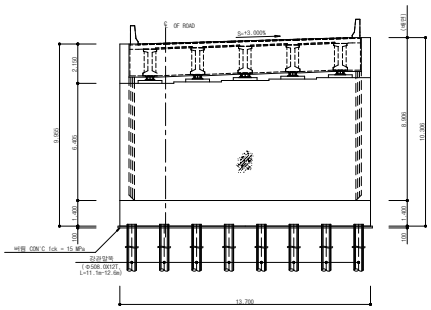
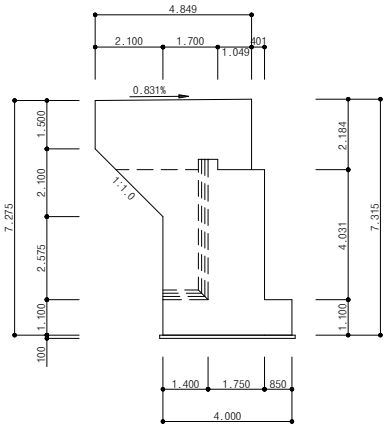
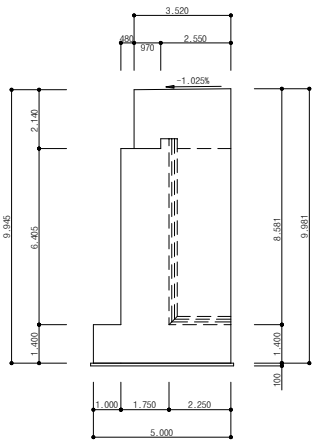
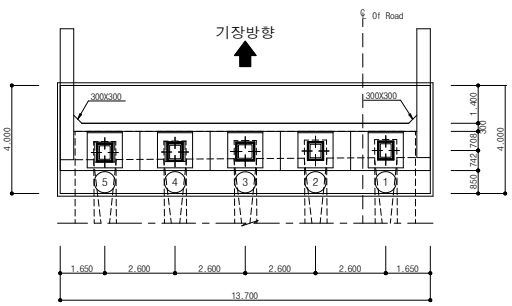
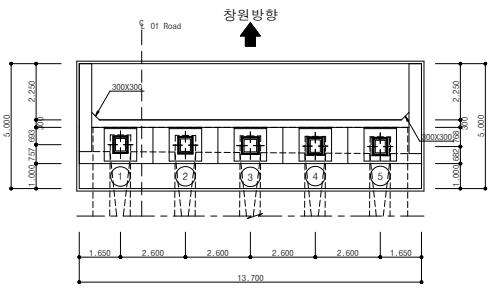
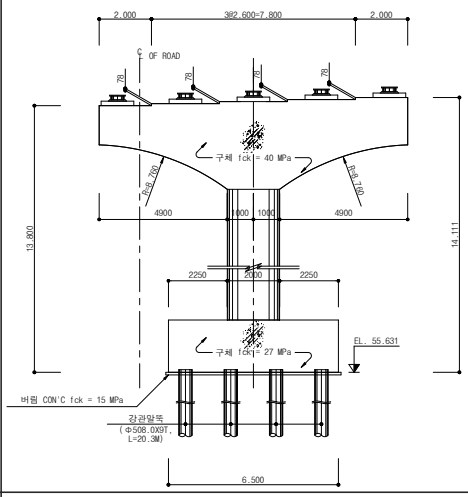
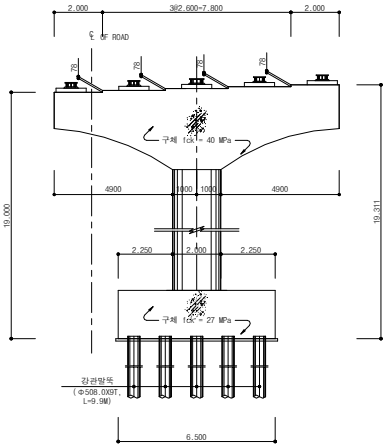
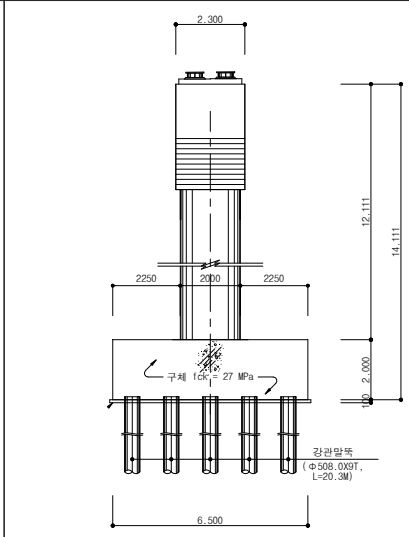
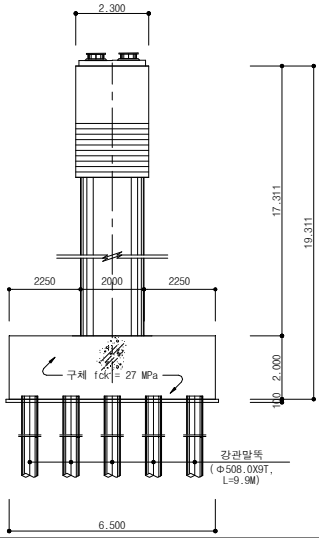
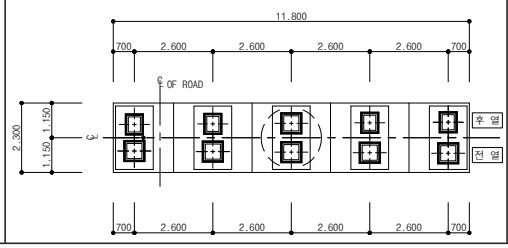
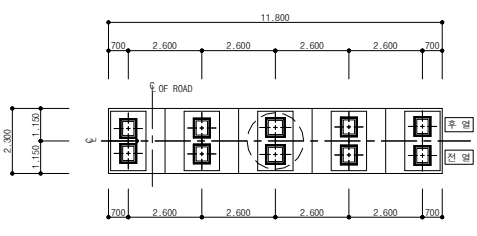
구 분		A1 교대	A2 교대
기초형식		말뚝기초	
재료강도		콘크리트(30MPa), 철근(300MPa)	
단면형상	정면도		
	측면도		
	평면도		

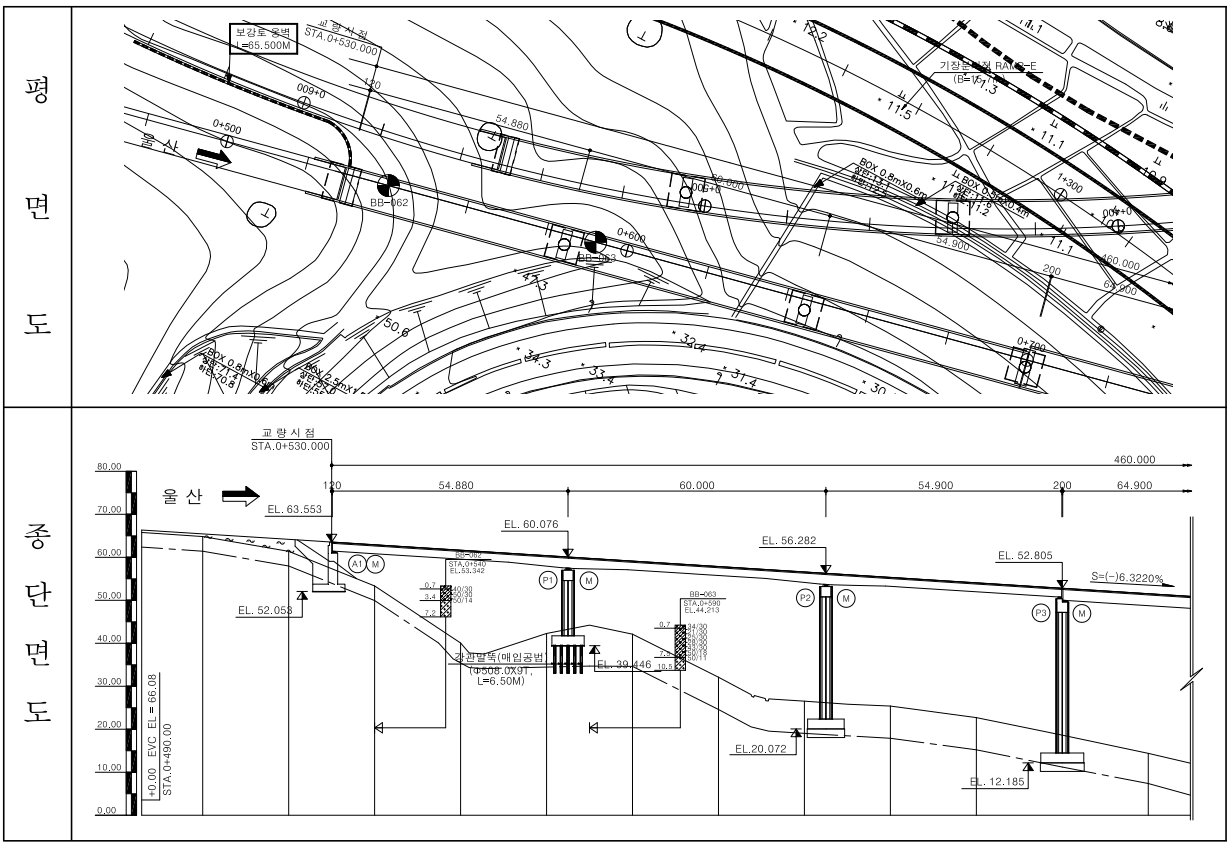
표 6.7 소락교 교각 형식

구 분		P1 교각	P2 교각
재료	콘크리트	교각 및 두부보 : 40MPa, 기초부 : 30MPa	
강도	철근	300MPa	
단면 형상	정면도		
	측면도		
	평면도		

6.2.3.2 강교

2개 노선에 대한 강교의 현황을 조사한 결과, 강교 계열 교량(강박스거더교, 플레이트거더교 등)은 약 39개소로 전체 교량의 약 18%를 차지하고 있으며, 이 중 31개소에 밀폐형 강박스거더교가 적용된 것으로 분석되었다. 또한 플레이트 거더교는 3개소, 오픈박스거더교도 1개소 적용되었다. 조사된 것과 같이 현재 강재 박스거더교가 중장경간의 교량으로 가장 많이 사용되고 있는 것을 고려하여, 시험 설계 대상교량으로 강박스거더교를 선정하였다. 그러나 4.3절에서 논의한 것과 같이, 도로교설계기준 한계상태설계법에서 명시적으로 규정되지는 않았지만 곡선교에는 적용할 수 없는 한계를 갖고 있어 곡선교는 제외하였다. 강재 교량의 선형 및 기하조건에 대한 조사 결과, 부산외곽순환도로의 12공구에 위치한 기장분기점4교의 일부 구간이 직선인 것으로 나타났다. 기장분기점4교의 전체 교량에서 직선 강박스거더 구간은 3경간이며, 연장은 170m(=55m+60m+55m)이다. 표 6.8에 기장분기점4교의 현황이 제시되어있다. 그림 6.4에 있는 것과 같이 단면은 2개의 밀폐형 박스거더로 구성되어있으며, 램프교인 기장분기점4교의 폭원은 9.0m 이다.

표 6.8 기장분기점4교 현황



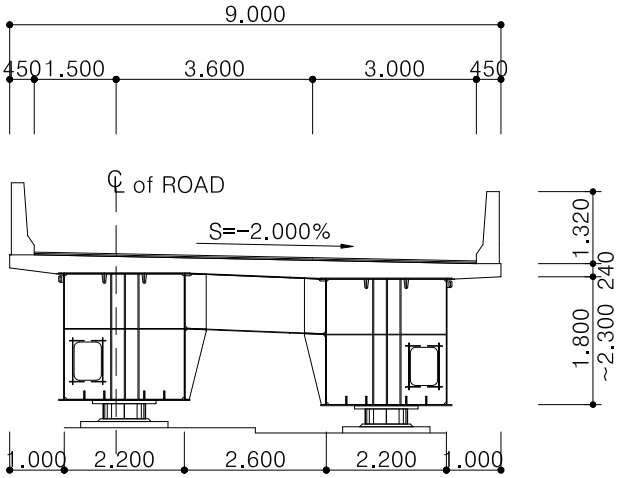


그림 6.4 기장분기점4교의 횡단면 (원설계)

AASHTO LRFD Specifications과 도로교설계기준 한계상태설계법은 밀폐 박스거더와 오픈 박스거더교 관계없이 일정한 단면 조건을 만족시키면 적용할 수 있는 것으로 제시되어 있다. 그러나 상부 플랜지를 제거한 오픈 박스거더교가 경제성, 현장 시공성 및 작업자의 안전성면에서 우수하므로, AASHTO LRFD Specifications를 활용한 중장경간 교량은 오픈박스거더교로 대부분 설계되고 있다. 시험설계에서도 경제성 및 최적설계를 위하여 밀폐박스거더교로 설계되어 있는 기장분기점4교의 단면을 오픈박스거더교로 변경하여 설계를 수행하고 설계 절차를 검토하였다.

도로교설계기준 한계상태설계법의 6.11절 강박스거더교 설계 관련 규정에 따르면, 인접 박스간 플랜지의 중심간격 *a*가 박스거더 단면내 플랜지 간격 w의 0.8~1.2를 만족토록 요구하고 있다. 복부판의 경사도도 1/4를 초과하면 안 된다. 이들 조건을 고려하여 그림 6.5에 있는 오픈박스거더 단면을 갖는 교량으로 가정하여 설계를 진행하였다.

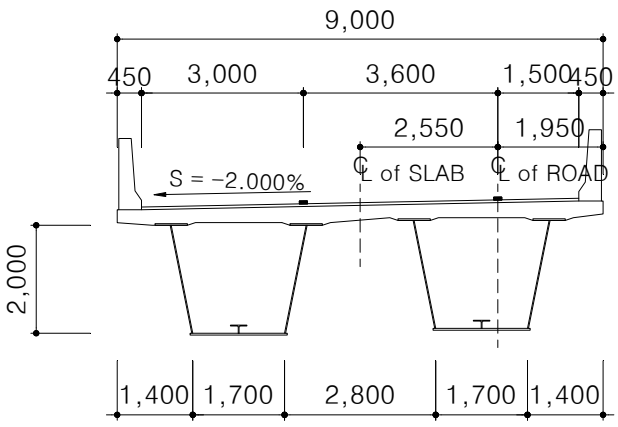


그림 6.5 기장분기점4교의 변경 설계 단면

기장분기점4교 직선구간의 하부 구조는 A1의 역T형 교대와 T형 교각으로 구성되어 있다. A1교대는 기장분기점4교의 P3교각에 신축이음장치가 있는 것을 고려하여, 직선구간에 위치한 P1교각과 P2교각만 검토하였다. A1 교대의 폭은 9m(표 6.9)이며, 직접기초위에 지지되어 있다. P1 및 P2 교각의 폭은 7m(표 6.10)이다. P1 교각은 말뚝기초, P2 교각은 직접기초위에 각각 지지되어 있다.

표 6.9 기장분기점4교 A1교대 형식

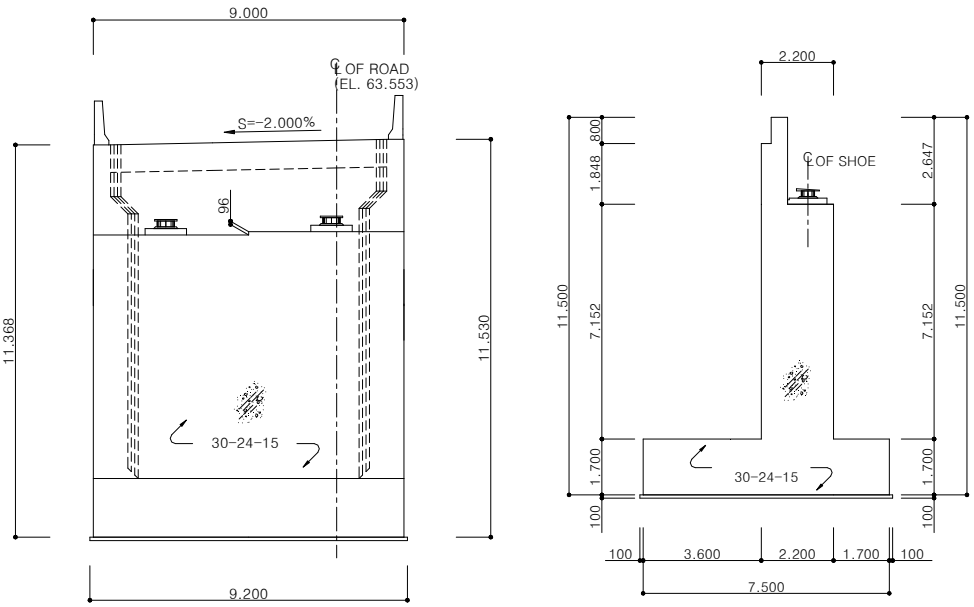
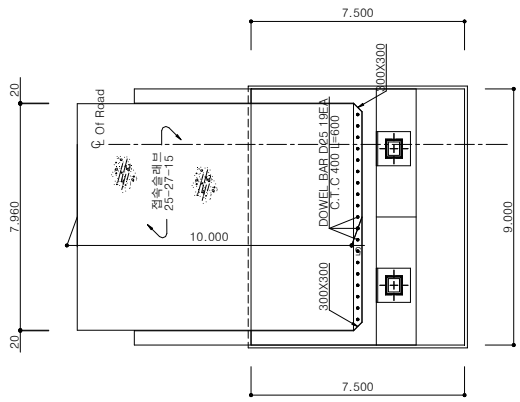
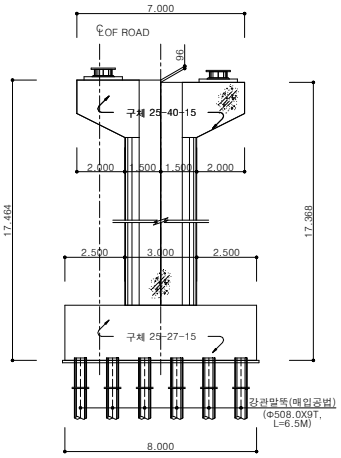
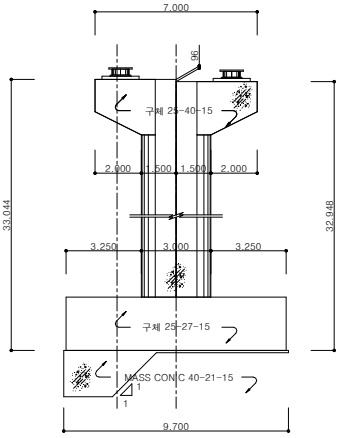
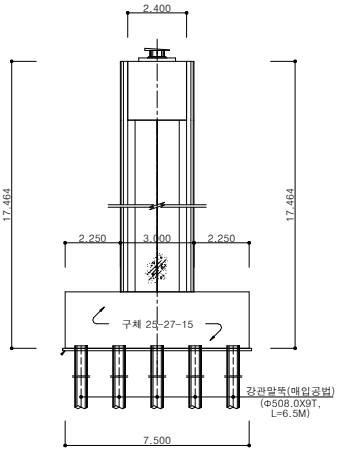
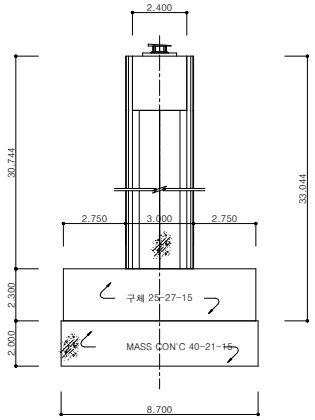
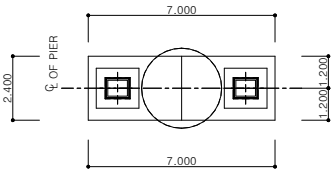
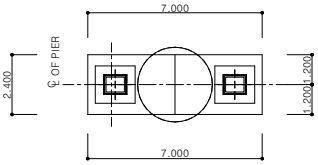
재료강도		콘크리트(24MPa), 철근(300MPa)
단면형상	정면도 및 측면도	
	평면도	

표 6.10 기장분기점4교 P1 및 P2 교각 형식

구 분		P1 교각	P2 교각
재료	콘크리트	교각 및 두부보 : 40MPa, 기초부 : 30MPa	
강도	철근	400MPa	
단면 형상	정면도		
	측면도		
	평면도		

6.3 PSC 거더교 설계

6.3.1 PSC 거더교 설계 절차

Eurocode 2의 설계관련 자료와 새로운 설계기준에서 제시되어있는 각종 규정 등을 참고

하여 전체적인 설계 프로세스를 작성하였다. 시험설계 대상교량인 PSC 거더교의 전체적인 주요 설계 절차와 각 단계별 세부 설계 절차는 다음과 같다.

가. 주요 설계 절차

START	관련 규정 및 검토사항
⇩	
STEP 1 설계조건 결정 및 단면 가정	○ 하중 및 하중조합 : 활하중 (KL-510) ○ 환경조건에 따른 노출등급 결정 (내구성 및 사용성) ➜ 최소 콘크리트강도 및 최소 피복두께 규정 ➜ 단면크기 및 철근 및 PS강재 배치 영향
⇩	
STEP 2 PSC 거더 설계	○ 하중산정 - 고정하중 : DC, DW 구분 - 활하중 : 횡분배계수 적용 *# ASSHTO LRFD 4.6.2.2 Beam Slab Bridges 수정 반영* ○ 사용한계상태 검토 - 설계등급 결정 ➜ 응력 / 균열 / 처짐 검토 ○ 극한한계상태 검토 - 휨강도 검토 응력-변형률 곡선을 이용한 단면 휨저항모멘트 산정 취성파괴 방지 검토 (극단한계상태 재료계수 적용) - 전단강도 검토 전단보강철근이 없는 부재로 설계 전단보강철근이 배치된 설계 (변각트러스 모델)
⇩	
STEP 3 바닥판 설계	○ 외측부 : 차량충돌하중(CT) 극단한계상태에 포함 ○ 내측부 : 경험적 설계법 적용
⇩	
STEP 4 가로보 검토	○ RC 부재 휨/전단 설계
⇩	
STEP 5 2차 응력 산정 및 연속부 검토	○ 단계별 재령을 고려한 크리프 계수 및 건조수축 변형률 산정

⇩ STEP 6 반력 산정 ⇩ END	○ 슬래브 연속화를 고려한 격자해석 결과 반영

나. STEP 1 : 설계조건 결정 및 단면 가정

STEP 1	관련 규정 및 검토사항	
1 상부형식 및 하중조건 결정	○ 교량형식 및 설계 개요 ○ 적용하중 - 고정하중 (DC, DW) - 차량활하중 (LL : KL-510) / 충격하중 (IM)	한계 3.5~6
⇩		
2 환경조건에 따른 노출등급결정	○ 환경조건에 따른 노출등급 결정 (내구성 / 사용성) - 부식 및 콘크리트 손상도 고려 ➜ 노출등급결정 - 노출등급 ➜ 최소콘크리트강도, 최소피복두께 결정 ※ 콘크리트강도 및 피복두께가 (현)도로교 설계기준에 비해 다소 엄격하여 최초단면 결정시 확인 필요	한계 5.8
⇩		
3 사용재료 및 설계강도 결정	○ 부재별 사용재료 및 설계강도 결정 (콘크리트) - 표준압축강도 (재령28일 압축강도) : f_{ck} - 평균압축강도 : $f_{cm} = f_{ck} + \Delta f$ - 평균인장강도 : $f_{ctm} = 0.3\ (f_{cm})^{2/3}$ - 기준인장강도 : $f_{ctk} = 0.7\ f_{ctm}$ - 탄성계수 : $E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cm}}$ (MPa) (철근) - 기준항복강도 : f_y - 탄성계수 : E_s (PS강연선) - 기준인장강도 : f_{pu} - 기준항복강도 : f_{py} - 탄성계수 : E_p	한계 5.3.1 한계 5.3.2 한계 5.3.3

- PS 최대허용긴장응력 : $f_{o,max} = min\ [0.8f_{pu},\ 0.9f_{py}]$ 한계 5.4.7.2
- PS 최대허용긴장응력(긴장 및 정착 직후) 한계 5.4.7.3
  : $f_{pmo} = min\ [0.75f_{pu},\ 0.85f_{py}]$
- 유효 PS력과 지속하중조합시 PS강재의 응력제한 한계 5.6.2.1
  : $0.75f_{pu}$

※ 도로교설계기준 한계상태 설계법 (2011.06) 에 표기된 f_{py} $f_{p0.1k}$ f_{pu} 적용에 일관성이 없어 일부 수정

4 하중계수와 하중조합

구분		DC	DW	LL(IM)	EL	CR/SH	WS	CT
극한	I	1.25	1.5	1.8	1.0	0.5(1.2)	-	-
	III	1.25	1.5	-	1.0	0.5(1.2)	1.4	-
극단	I	1.25	1.5	0	1.0	-	-	-
	III	1.25	1.5	0.5	1.0	-	-	1.0
사용	I	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0(1.2)	0.3	-
	III	1.0	1.0	0.8	1.0	1.0(1.2)	-	-
피로		-	-	0.75	-	-	-	-

한계 3.4.2

다. STEP 2 : PSC 거더 설계

STEP 2 — 관련 규정 및 검토사항

1 단면계수 산정

○ 총단면 / 순단면 / PS환산단면
○ 합성단면 (슬래브 환산단면) ← 플랜지 유효폭 한계 4.6.7
※ 전단강도 검토를 위한 전단검토 위치의 Q (단면1차모멘트) 추가로 산정 필요

2 하중산정 및 하중조합

○ 고정하중
- DC(합성전 고정하중) : 거더자중, 가로보, 슬래브
- DW(합성후 고정하중) : 포장, 방호벽

○ 활하중
① 횡분배계수 산정
② 단경간 거더 활하중영향선을 이용한 부재력 산정 한계 4.6.3
③ 횡분배계수 × 부재력 = 내·외측 활하중 부재력

○ 부재력 정리 및 하중조합
※ 격자해석에 의한 부재력 비교

3 사용한계 상태 검토

○ 사용한계상태 설계등급 결정
- 노출환경 및 구조형식 ➜ 최소설계등급 결정 한계 5.6.1.2
  ➜ 해당등급에 따른 사용한계상태 검증

		○ 응력 검토 ① PS에 의한 응력 산정 소요 PS강연선 개수 산정 ➜ PS강연선 배치 ➜ PS 긴장력 가정 ➜ PS 즉시손실량 산정 ➜ 초기응력 결정 ➜ PS 장기손실량 산정 ➜ 유효응력 결정 ➜ PS 긴장재의 신장량 산정 ※ PS 최대허용긴장응력 검토 (긴장시, 긴장직후, 지속하중 작용시) ※ PS 장기손실량 산정시 하나의 식으로 산정 (현 도로교기준에 비해 장기손실량 크게 감소) ② PS영향을 고려한 재하단계별 응력 검토 - 콘크리트 압축응력 제한 (긴장시 또는 PS력 도입시) : 0.6 $f_{ck}(t)$ (지속하중상태) : 0.45 $f_{ck}(t)$ ○ 균열 검토 - PSC부재의 영응력 한계상태 충족하므로 별도의 균열폭 검토 생략 ○ 처짐 검토 - 지간/깊이 비로 제한 - 직접 처짐 계산에 의한 검증	한계 5.4.7.4 한계-식 5.4.12 한계 5.4.7.2 한계 5.6.2 한계 5.6.3 한계 5.6.4.2 한계 5.6.4.3
⇩			
4	극한한계상태 검토	○ 휨 설계 (단면 휨저항 강도 산정) ① 단면형상 및 재료상수 결정 ② 중립축 결정 ($F_s = F_c$) ➜ 단면형상 판단 ③ 응력-변형률 관계를 이용한 강재발생 변형률 산정 - 단면 휨에 의한 강재발생 변형률 산정 - PS도입에 의한 Prestrain을 포함한 강재변형률 산정 ④ 변형률에 상응하는 강재발생응력 산정 $f_s(\varepsilon_{pre})$, $f_s(\varepsilon_s + \varepsilon_{pre})$ ⑤ 강재발생력 F_s 산정 및 단면 휨저항강도 산정 (취성파괴 방지 검토) - 사용하중조합-Ⅲ에 의해 관찰이 가능한 휨균열이	한계 5.3.1.6 한계 5.3.1.7 한계 5.3.3.4 한계 5.5.1.2

	발생할 수 있도록, 긴장재를 가상으로 감소시켜 남아있는 긴장재가 사용하중조합-Ⅲ에 의해 발생하는 휨모멘트를 저항할 수 있도록 하는 방법 ※ 감소된 긴장재에 의한 휨저항 강도 산정시 극단한계상태의 재료계수 (ϕ_s=1.0)를 적용	
	○ 전단 설계	
	(전단보강철근이 없는 부재로 설계) - 휨균열이 발생하지 않는 구간의 전단강도 산정 ※ 단면의 깊이 방향으로 복부폭이 변화하는 단면인 경우, 최대주응력은 도심축이 아닌 축에서 발생할 수 있다. 이러한 경우 전단강도의 최소값은 단면의 여러 위치에서 V_{cd}를 계산하여 산정하여야 한다. ※ I형 거더의 경우 그 값의 차가 크지 않으므로 중립축에서 검토한 결과만으로 충분	한계 5.5.2.2(2)
	(전단보강철근이 배치된 부재로 설계) ※ 전단철근이 배치된 부재의 전단강도 산정시 전단철근이 항복한다는 가정하에 표준트러스모델을 이용하여 압축스터럿각을 변화시켜가면서 콘크리트 스트럿의 압축파괴 기준에 근접시켜 전단강도를 산정 ※ 콘크리트의 전단강도 기여를 무시한 철근의 전단강도 기여만을 고려 ※ 기존/한계 전단보강철근 배치된 부재의 설계법 비교 - 기존 : ACI code에 근거한 시험과 경험에 근거한 설계법으로 수정(경사각 45°고정)트러스모델에 기반 - 한계 : 표준트러스모델에 근거하여 경사각을 조절한 변각 트러스모델	한계 5.5.2.3
	① 경사 Tendon에 의한 작용 전단력 감소 효과 고려 ② 수직스트럽이 배치된 부재의 설계전단강도 ③ 작용전단력에 의해 종방향 철근에 발생하는 추가 인장력에 대한 Tendon의 휨에 대한 여용력 검토	한계 5.5.2.1(4) 한계 5.5.2.3 한계 5.5.2.3(6)
	○ 전단연결재 설계 ① 계면에 작용하는 전단응력 산정 ② 계면 설계전단강도 산정	한계 5.5.2.5

	○ 정착부 설계 ① 지압부 설계 ② 정착부 파열력 및 할렬력 검토 (Strut-Tie Model) ※ PS력의 하중계수 - 구조안정검토시 : 1.3 - 국부효과 : 1.2	

라. STEP 3 : 바닥판 설계

STEP 3	관련 규정 및 검토사항	
1 설계단면 및 하중산정	○ 하중 : 고정하중(DC, DW), 활하중(LL), 차량충돌하중(CT), 방호벽에 작용하는 풍하중(WS), 원심하중(CF) ※ 외측부 차량충돌하중(CT)은 극단한계상태에 포함	한계 4.6.7
⇩		
2 극한 및 사용 한계상태 검토 (외측부)	○ 극한 한계상태 검토 (휨강도) 단면형상 및 재료계수 결정 ➜ 응력-변형률 곡선의 콘크리트강도 변화에 따른 계수 산정 ➜ 최대철근비 및 압축철근 필요 검토 ➜ 작용외력에 대한 중립축 결정 ➜ 휨강도 검토 및 휨설계	한계 5.5.1.2
	○ 사용한계상태 검토 ① 균열 검토	
	- 최소철근량 검토	한계 5.6.3.2
	- 간접균열 제어	한계 5.6.3.3
	- 균열폭 산정 및 검토	한계 5.6.3.4
	② 처짐 검토 : 한계지간/깊이 비 검토	한계 5.6.4.2
⇩		
3 바닥슬래브의 경험적 설계법 (내측부)	○ 경험적 설계법 적용성 검토 ○ 보강철근량 산정	한계 5.10.4.5

마. STEP 4 : 가로보 설계

STEP 4	관련 규정 및 검토사항	
1 설계단면 및 하중산정	○ 하중 : 고정하중(DC, DW), 활하중(LL),	
2 극한 한계상태 검토	○ 휨강도 검토 단면형상 및 재료계수 결정 ➜ 응력-변형률 곡선의 콘크리트강도 변화에 따른 계수 산정 ➜ 최대철근비 및 압축철근 필요 검토 ➜ 작용외력에 대한 중립축 결정 ➜ 휨강도 검토 및 휨설계	한계 5.5.1.2
	○ 전단강도 검토 ① 깊은보 판별	
	② 전단보강철근이 없는 부재로 설계	한계 5.5.2.2
	③ 전단보강철근이 배치된 부재로 설계	한계 5.5.2.3
	- 최대설계전단강도 검토 (콘크리트 스트럿의 압축 파괴 기준)	
	- 전단강도 검토 (외력에 대한 검토)	
	- 종방향 철근에 발생하는 추가 인장력에 대한 여용력 검토	한계 5.5.2.3(6)
	※ 변각 트러스모델	

바. STEP 5 : 2차 응력산정 및 연속부 검투

STEP 5	관련 규정 및 검토 사항	
1 2차 응력 산정용 계수 산정	○ 크리프 계수 산정 - 콘크리트 재령 및 하중재하 시점을 고려	한계 5.3.1.4
	○ 건조수축 변형률 산정 - 콘크리트 재령 및 양생시간 고려	한계 5.3.1.5
2 합성에 의한 2차 응력 산정 및 응력 재검토	○ 크리프에 의한 부재력 및 2차 응력 산정 ○ 건조수축에 의한 부재력 및 2차 응력 산정 ○ 2차 응력을 고려한 응력 재검토	
3 2차 응력을 고려한 연속부 검토	○ 2차 고정하중(DW) 및 활하중(LL)에 의한 부재력 ※ 슬래브 연속화 격자해석 이용 ○ 건조수축에 의한 연속부 2차 부재력 산정 ○ 크리프에 의한 연속부 2차 부재력 산정 ○ 연속부 2차 부재력에 대한 한계상태 검토	

6.3.2 PSC I 거더교 설계상 주안점

6.3.2.1 하중 분배

보-슬래브 형식의 상부구조를 가지는 교량에 작용하는 활하중의 횡분배 효과는 별도의 구조해석(도로교설계기준 한계상태설계법 4.6.11) 과정을 거치지 않고 근사적 해석방법(도로교설계기준 한계상태설계법 4.6.3)으로 산정한 활하중 분배 계수를 적용할 수 있다. 표 6.11과 표 6.12에 격자 해석법과 근사적 활하중 분배계수를 이용하여 산출한 모멘트와 전단력을 비교하였다. 격자 해석보다는 근사적 해석이 더 큰 설계 모멘트와 전단력을 산정하는 것으로 나타내었다. 따라서 근사해석법을 적용하여, PSC 거더에 작용하는 활하중 효과를 고려하였다.

표 6.11 거더 중앙부 최대 모멘트

구분	거더 자중		합성전 고정하중		합성후 고정하중		활하중		계	
	DC1		DC2		DW		LL		Total	
	근사	격자	근사	격자	근사	격자	근사	격자	근사	격자
내측 거더	2197	2156	2651	2644	413	591	3062	2150	8322	7541
외측 거더	2197	2156	2687	2680	1801	666	3545	2791	10230	8293

표 6.12 거더의 최대 전단력

구분	거더 자중		합성전 고정하중		합성후 고정하중		활하중		계	
	DC1		DC2		DW		LL		Total	
	근사	격자	근사	격자	근사	격자	근사	격자	근사	격자
내측 거더	267	258	302	299	48	60	482	299	1099	916
외측 거더	267	258	310	308	211	129	432	325	1221	1021

6.3.2.2 사용한계상태 검토

가. 노출 환경 및 설계 등급 결정

철근 콘크리트 교량의 내구성을 확보하기 위해서는 구조물 부위 별로 세분하여 환경조건에 따른 노출등급을 도로교설계기준 한계상태설계법 표 5.8.2에 의해 결정해야한다. 결정된 등급에 따른 최소 콘크리트 강도 규정, 최소 피복두께 규정 등을 만족시켜야 한다. 소락교가

부산 근교에 위치하였지만, 제빙화학제를 살포하여 눈을 제거해야 하는 것으로 가정하였다. 또한 슬래브 상면에 방수 포장층이 있고 거더와 슬래브 하면은 공기중 염화물에 노출된 것으로 고려하면, 교량 단면의 노출 등급은 표 6.13과 같이 잠정적으로 결정할 수 있다.

결정된 노출 등급에 따라 도로교설계기준 한계상태설계법의 표 5.8.1을 이용하여 최소 콘크리트 강도를 결정한다. 또한 도로교설계기준 한계상태설계법의 표 5.8.3과 표 5.8.4를 적용하여 철근의 내구성을 고려한 최소 피복 두께, $t_{c,\min,dur}$,와 도로교설계기준 한계상태설계법 식 (5.8.2)에 규정된 최소피복두께, $t_{c,\min}$,를 결정해야 한다.

$$t_{c,\min} = \max\{t_{c,\min,b};\ t_{c,\min,dur} + \Delta t_{c,dur,\gamma} - \Delta t_{c,dur,st} - \Delta t_{c,dur,add};\ 10mm\} \tag{6.1}$$

표 6.14에서 결정된 것과 같이, 노출환경 등급에 따라 요구되는 내구성을 만족시키기 위해서는 바닥판 슬래브와 가로보의 콘크리트 강도가 기존의 소락교에 적용한 27MPa에서 30MPa로 증가되어야 한다. 또한 거더와 바닥판 슬래브 하면의 피복두께도 표 6.15에서 결정된 것과 같이 기존에 설계에 반영된 것보다 증가시켜야 한다. 프리스트레스 텐던의 내구성 확보를 위해서는 피복두께를 80mm로 증가시켜야 한다. 기존 단면과 노출 등급을 고려한 새로운 단면이 표 6.16에 비교되어 있다.

표 6.13 부재의 노출환경을 고려한 노출등급

구분	콘크리트 부식			콘크리트 손상		결정 노출등급
	탄산화	염화물	해수의 염화물	동결/융해/침식	화학적 침투	
거더	-	ED1	-	EF2	-	ED1
슬래브 상면	EC3	ED1	-	EF4	포장방수	EC3
슬래브 하면	EC3	ED1	-	EF2	-	ED1
가로보	EC3	ED1	-	EF2	-	ED1

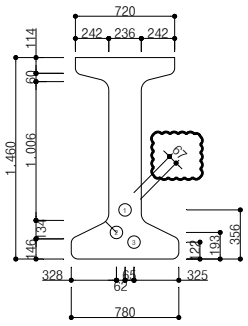
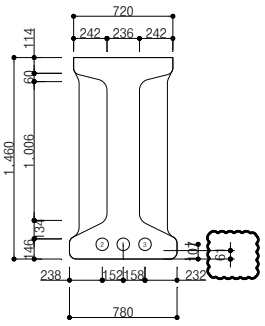
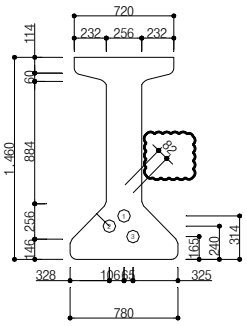
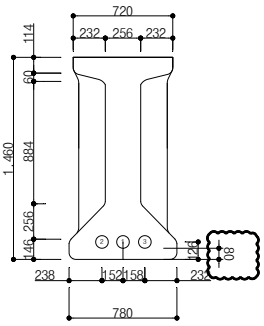
표 6.14 노출 등급에 따른 최소 콘크리트 강도

구분	결정 노출등급	최소 콘크리트 강도 (MPa)	기존 설계 강도 (MPa)	검토	적용 강도 (MPa)
거더	ED1	30	60	*OK*	60
슬래브 상면	EC3	30	27	*N.G (강도 조정)*	30
슬래브 하면	ED1	30	27	*N.G (강도 조정)*	30
가로보	ED1	30	27	*N.G (강도 조정)*	30

표 6.15 노출 등급에 따른 최소 피복두께

구분	결정 노출 등급	최소 피복두께 (*mm*)			설계 편차 허용량 (*mm*)	기존 피복 두께 (*mm*)	검토	적용 피복 두께 (*mm*)
		부착 $t_{c,\min,b}$	내구성 $t_{c,\min,dur}$	적용 $t_{c,\min}$				
거더 PS강재	ED1	80	45	80	-	52	*N.G (피복 조정)*	80
슬래브(상) 철근	EC3	16	35	35	10	32	*OK*	45
슬래브(하) 철근	ED1	16	45	45	10	42	*N.G (피복 조정)*	55
가로보 철근	ED1	16	45	45	10	42	*N.G (피복 조정)*	55

표 6.16 노출 등급을 고려한 단면 조정

구분	기존 단면		수정 단면	
거더 단면도				
	(7.5m 이격부)	(중앙부)	(7.5m 이격부)	(중앙부)

최소 피복두께의 확보와 더불어 철근 콘크리트 구조물은 노출 환경에 따른 사용한계상태 기준인 표면 균열한계폭 조건을 만족시켜야 한다. 도로교설계기준 한계상태설계법의 표 5.6.1에는 “노출환경에 따른 최소 설계 등급” (표 6.17), 표 5.6.2에는 “설계 등급에 따른 사용한계값” (표 6.18)이 각각 규정되어 있다. 설계에서는 우선 노출 환경 등급에 따라 최소설계 등급을 결정하고, 결정된 설계 등급에 따라 한계상태 검증을 위한 하중 조합을 선정하여 영(0)응력 한계상태와 균열폭 한계상태를 동시에 만족시키도록 설계해야 한다. 영(0)응력 상태(Decompression Limit)는 긴장재의 25mm 주변 콘크리트가 압축상태에 있어야 한다는 것을 의미한다. Eurocode 2의 Decompression Limit은 25mm 주변 콘크리트 에서 2005년부터

는 100mm 주변 콘크리트 규정으로 강화되었다. 지속하중조합은 트럭하중과 같은 활하중의 영향은 제외하고 평가해야 한다 (17).

소락교의 PSC 거더는 노출환경 ED1에 위치한 포스트 텐션구조이므로 설계 등급은 C 등급 이상이어야 한다. 보수적인 설계를 위해 설계등급 B로 고려하여 설계를 수행하였으므로, 사용하중조합-III/IV에서는 거더 중앙부의 하연이 (0)응력상태가 되어야하며 사용하중조합-I에서는 0.2mm의 표면 균열 한계폭을 만족시켜야 한다. 슬래브 및 가로보는 철근 콘크리트 구조이므로 E 등급이상이어야 하며, 소락교의 설계에서는 설계 등급 D등급으로 설계하였다. D 등급은 표 6.18에 있는 것과 같이 사용하중조합-III/IV에서 표면에 0.3mm 이하의 균열폭을 허용한다.

표 6.17 노출 환경에 따른 최소 설계 등급

노출 환경	최소 설계 등급			
	포스트 텐션	프리 텐션	비부착 프리스트레싱	철근콘크리트
건조 또는 영구적 수중 환경 (EC1)	D	D	E	*E*
부식성 환경 (습기 또는 물과 장기간 접촉 환경; EC2, EC3, EC4)	C	C	E	*E*
고부식성 환경 (염화물 또는 해수에 노출된 환경; ED1, ED2, ED3, ES1, ES2, ES3)	C	B	E	*E*

표 6.18 설계 등급에 따른 사용 한계값

설계 등급	한계상태 검증을 위한 하중조합		표면 한계균열폭(㎜)
	영(0)응력 한계상태	균열폭 한계상태	
A	사용하중조합-I	-	-
B	사용하중조합-III/IV	사용하중조합-I	0.2
C	지속하중조합	사용하중조합-III/IV	0.2
D	-	사용하중조합-III/IV	0.3
E	-	지속하중조합	0.3

나. Prestress 손실량 산정

프리스트레스트 구조물에서 프리스트레스의 손실량은 크게 즉시손실 및 장기손실로 구분된다. 도로교설계기준 한계상태설계법과 도로교설계기준해설(2008)은 표 4.19에 비교되어 있는 것과 같이 유사한 즉시손실량 산정식을 적용하고 있지만, 표 4.20에 비교된 장기손실량 산정방식에는 차이가 있다. 기존 도로교설계기준에서는 장기 손실량을 콘크리트 크리프에 의한 손실, 콘크리트 건조수축에 의한 손실, PS강연선의 릴랙세이션에 의한 손실로 구분하여 별도로 산정하고 있다. 도로교설계기준 한계상태설계법에서는 장기손실에 의한 응력감소, $\Delta f_{p,c+s+r}$,를 간편식을 이용하여 산정할 수 있도록 규정하고 있다. 식 (6.2)(도로교설계기준 한계상태설계법 식 5.4.12)에 제시된 간편식은 크리프, 건조수축, 릴랙세이션을 고려하여 강재의 응력변화량을 산정한다.

$$\Delta f_{p,c+s+r} = \frac{\epsilon_s(t,t_o)\,E_p + 0.8\,\Delta f_{pr} + \alpha\,\phi(t,t_o)\,(f_{c(g+q)} + f_{cpo})}{1+\alpha\,\frac{A_p}{A_c}\left(1+\frac{A_c}{I_c}z_{cp}{}^2\right)[1+0.8\,\phi(t,t_o)]} \tag{6.2}$$

식에서 $\phi(t,t_0)$은 시간 t_0일 때 재하된 하중에 의한 시간 t일 때의 크리프 계수, $f_{c(g+q)}$는 고정하중과 기타 반영구적 하중에 의한 강재 위치에서의 콘크리트 응력, f_{cpo}는 프리스트레스와 반영구적 하중에 의한 강재의 초기응력, Δf_{pr}은 릴랙세이션에 의한 손실을 각각 의미한다.

표 6.19의 프리스트레스 손실량 비교 결과를 보면, 기존의 산정 방법과 새로운 기준의 산정방법이 유사한 초기 손실 값을 예측하는 것을 알 수 있다. 그러나 장기 손실량의 예측에서는 도로교설계기준 한계상태설계법의 산정식이 낮은 응력 손실량을 산정하고 있다.

표 6.19 설계 기준에 따른 프리스트레스 손실량

구분		도로교설계기준 한계상태설계법				기존 도로교설계기준			
		응력 (MPa)		비율 (%)		응력 (MPa)		비율 (%)	
		외측	내측	외측	내측	외측	내측	외측	내측
긴장응력 (f_{jack})		1434.8	1434.8	100%	100%	1434.8	1434.8	100%	100%
즉시 손실	마찰	114.5	114.5	8.0%	8.0%	114.5	114.5	8.0%	8.0%
	정착활동	0.0	0.0	0.0%	0.0%	0.0	0.0	0.0%	0.0%
	탄성수축	49.0	49.0	3.4%	3.4%	41.4	41.4	2.9%	2.9%
	소계	163.5	163.5	11.4%	11.4%	155.9	155.9	10.9%	10.9%
초기긴장력 (f_{pi})		1271.2	1271.2	88.6%	88.6%	1278.8	1278.8	89.1%	89.1%
장기 손실량		**130.3**	**147.0**	**9.1%**	**10.2%**	**277.6**	**301.1**	**19.3%**	**21.0%**
장단기 손실량		293.9	310.5	20.5%	21.6%	433.5	457.1	30.2%	31.9%
유효긴장력 (f_{pe})		1140.9	1124.2	79.5%	78.4%	1001.3	977.7	69.8%	68.1%

다. 사용한계상태 응력 제한 검토

사용하중조합시의 영(0)응력 한계상태와 균열폭 한계상태는 표 6.18의 규정을 따라 검토해야 한다. 노출환경조건에 따른 등급을 고려하여 설계 등급을 B등급으로 하면 사용한계상태 III/IV에서 영(0)응력 한계상태에 있어야하며, 사용하중조합 I에서 균열폭이 0.2mm이하로 설계되어야 한다. 또한 도로교설계기준 한계상태설계법 5.6.2.1절의 응력한계 조건에 따라 유효프리스트레스와 사용하중조합 I에 의한 콘크리트 압축응력이 $0.6f_{ck}$를 초과하지 않아야 한다. 부재를 제작하고 운반하는 과정에서도 콘크리트의 압축응력이 $0.6f_{ck}$를 초과하지 않아야 한다. 유효 프리스트레스와 지속하중조합에 의한 프리스트레스 강재의 응력은 도로교설계기준 한계상태설계법에 $0.6f_{py}$(f_{py}: 프리스트레싱 강재의 기준항복강도)를 초과하지 않도록 규정되어 있다. 그러나 프리스트레싱 강재의 응력이 $0.75f_{pk}$ (f_{pk}: 프리스트레싱 강재의 인장강도)를 초과하지 않도록 요구하고 있는 Eurocode 2의 7.2(5)과 차이를 보이고 있다.

B 설계 등급을 대상으로 한 내측거더와 외측거더의 영(0)응력 한계상태 검토 결과는 표 6.20과 표 6.21에 비교되어 있다. 사용하중조합 III인 조건에서 내측거더와 외측거더가 압축

상태에 있으므로 영(0)응력 한계상태를 만족시킨다. 균열폭 한계상태는 표 6.22와 6.23에 검토되어있다. 사용하중조합 I에서 PSC 거더의 하연에 압축 응력이 발생하는 비균열단면으로 설계되었으므로, 균열폭 조건을 만족시키는 것으로 판단된다. 또한 콘크리트의 압축응력도 $0.6f_{ck}$ (36MPa) 이하로 설계되었다.

표 6.20 외측거더의 영(0)응력 한계상태 검토

구 분		프리스트레스 도입 직후			사용하중조합 Ⅲ 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중, 활하중)	계
PSC 거더	상연	-12.458	12.511	0.053	-11.180	32.344	21.163
	하연	40.694	-10.918	29.776	36.522	-35.645	0.877
PSC거더 응력검토	인장 강도	(인장) -4.9 < (계) < (압축) 36 …OK			(인장) -4.9 < (계) < (압축) 27 …OK		
	영응력				(인장) 0 < (계) < (압축) 27 …OK		
바닥판						7.966	7.966
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) -3.15 < (계) < (압축) 13.5		

표 6.21 내측거더의 영(0)응력 한계상태 검토

구 분		프리스트레스 도입 직후			사용하중조합 Ⅲ 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중, 활하중)	계
PSC 거더	상연	-12.458	12.511	0.053	-11.017	30.006	18.989
	하연	40.694	-10.918	29.776	35.989	-30.454	5.535
PSC거더 응력검토	인장 강도	(인장) -4.9 < (계) < (압축) 36 …OK			(인장) -4.9 < (계) < (압축) 27 …OK		
	영응력				(인장) 0 < (계) < (압축) 27 …OK		
바닥판						4.648	4.648
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) -3.15 < (계) < (압축) 13.5		

표 6.22 외측거더의 균열폭 한계상태 검토

구 분		프리스트레스 도입 직후			사용하중조합 I 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중, 활하중)	계
PSC 거더	상연	-12.458	12.511	0.053	-11.180	33.110	21.930
	하연	40.694	-10.918	29.776	36.522	-37.624	-1.102
PSC거더 응력검토	인장 강도	(인장) -4.9 < (계) < (압축) 36…OK			(인장) -4.9 < (계) < (압축) 27…OK		
	영응력				(인장) 0 > (계) … NG		
바닥판						9.184	9.184
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) -3.15 < (계) < (압축) 13.5		

표 6.23 내측거더의 균열폭 한계상태검토

구 분		프리스트레스 도입 직후			사용하중조합 I 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중, 활하중)	계
PSC 거더	상연	-12.458	12.511	0.053	-11.017	30.621	19.604
	하연	40.694	-10.918	29.776	35.989	-32.146	3.843
PSC거더 응력검토	인장 강도	(인장) -4.9 < (계) < (압축) 36…OK			(인장) -4.9 < (계) < (압축) 27…OK		
	영응력				(인장) 0 < (계) < (압축) 27…OK		
바닥판						5.642	5.642
바닥판 콘크리트 허용응력					인장) -3.15 < (계) < (압축) 13.5		

6.3.2.3 극한한계상태 검토

가. 휨 설계

거더의 중앙부 등에서 합성전·후 고정하중, 활하중 등에 의해 발생하는 설계 모멘트를 하중조합에 의해 계산하고, 단면의 휨저항 강도를 산정하여 단면이 충분한 휨강도를 갖도록 설계해야 한다. 최대 모멘트가 발생하는 거더 중앙부의 극한한계상태 I에 대한 모멘트는 표

6.24에 제시되어 있는 것과 같다. 표 6.24에서 비계수는 하중계수를 곱하지 않은 모멘트를 의미한다.

표 6.24 거더 중앙부 최대 모멘트

구분	거더 자중		합성전 고정하중		합성후 고정하중		활하중		계	
	DC1		DC2		DW		LL		Total	
	내측	외측	내측	외측	내측	외측	내측	외측	내측	외측
비계수	2197	2197	2651	2687	413	1801	3062	3545	8322	10230
극한 I	2747	2747	3313	3358	620	2702	5511	6380	12190	15187
사용 I	2197	2197	2651	2687	413	1801	3062	3545	8322	10230
사용 III	2197	2197	2651	2687	413	1801	2449	2836	7719	9521

휨과 축력을 받는 부재의 단면 강도는 콘크리트, 철근, 프리스트레싱 긴장재의 응력 변형률 관계와 극한한계상태에서의 단면 변형률 분포를 이용하여 산정한다. PSC 거더와 슬래브에 사용된 콘크리트와 긴장재의 물성은 표 6.25 같다.

표 6.25 소락교 설계 적용 재료 상수

콘크리트 재료상수	프리스트레싱 긴장재 재료 상수
○ 표준압축강도 : f_{ck} = 60 MPa (거더) f_{ck} = 30 MPa (슬래브)	
○ 최대응력 최초 도달시 변형률 : ε_{co} = 0.0022 (거더) / ε_{co} = 0.002 (슬래브)	○ 기준인장강도 : f_{pu} = 1,900 MPa
○ 극한 변형률 : ε_{cu} = 0.0031 (거더)	○ 기준항복강도 : f_{py} = 1,600 MPa
ε_{cu} = 0.0033 (슬래브)	○ 극한한계상태 재료계수 : Φ_s = 0.95
○ 극한한계상태 재료계수 : Φ_c = 0.65	○ 설계강도 : $f_{pd} = \Phi_s f_{py}$ = 1520 MPa
○ 설계압축강도 : f_{cd} = 33.15 MPa (거더)	○ PS강재 탄성계수 : E_p = 200,000 MPa
f_{cd} = 16.58 MPa (슬래브)	○ 설계강도시 변형률 : f_{pd} / E_p = 0.0076
○ 응력블럭 크기 계수 : η = 0.95 (거더)	○ 최대하중 작용시 설계변형률 :
η = 0.95 (슬래브)	ε_{ud} = 0.0157
○ 작용점 위치 계수 : β = 0.39 (거더)	○ 한계 변형률 : ε_{uk} = 0.0257
β = 0.41 (슬래브)	
○ 응력블럭 높이 계수 : $\beta_1 = 2\beta$ = 0.78 (거더)	
$\beta_1 = 2\beta$ = 0.82 (슬래브)	

표 6.25의 재료 상수와 그림 6.6과 같은 단면 변형률 분포와 내력 분포를 이용하여, 단면의 휨저항 강도를 유도할 수 있다. 슬래브 유효폭의 차이로 인하여, 표 6.26에 있는 것과 같이 내측 거더와 외측 거더의 저항 모멘트에 차이가 발생하였다. 슬래브 유효폭이 상대적으로 큰 내측거더에서 중립축이 높게 형성되고, 동일한 프리스트레스가 도입될 경우에 모멘트 팔길이가 큰 내측거더의 단면 휨 저항강도가 크다.

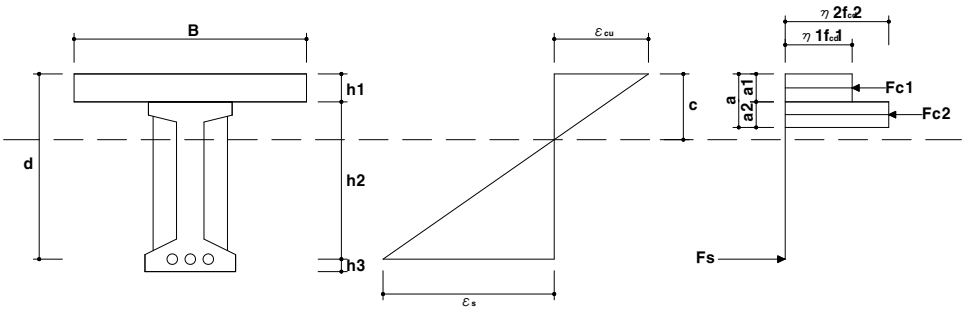


그림 6.6 단면 변형률 및 내력 분포

표 6.26 거더의 저항 모멘트 산출

구분		외측거더 (우측)	외측거더 (좌측)	내측거더
PS강재	F_s (kN)	10752	10752	10752
	d-c (mm)	1242	1234	1260
	M_{R1} (kN·m)	13358	13270	13551
슬래브	f_{cd1} (MPa)	16.58	16.58	16.58
	a_1 (mm)	240	240	240
	B_1 (mm)	2459	2400	2600
	F_{c1} (kN)	9782	9547	10343
	$c-a_1/2$	212	220	194
	M_{R2} (kN·m)	2070	2099	2003
거더	f_{cd2}	33.15	33.15	33.15
	a_2	16	19	9
	B_2	720	720	720
	F_{c2} (kN)	381	461	205
	$c-a_1-a_2/2$	84	90	69
	M_{R3} (kN·m)	32	42	14
M_R (kN·m)		15460	15410	15568
극한 - M_u (kN·m)		15187	15187	12190
F. S		1.02	1.01	1.28

나. 전단 설계

거더의 전단설계는 5.3.6에 절에서 논한 Eurocode 2의 전단설계 절차와 유사하게 진행해야 한다. 우선 전단보강철근이 없는 부재로 고려하여 설계 전단강도 V_d를 산출하고, 계수하중에 의한 단면 전단력 V_u와 비교를 통해 전단보강철근에 의한 보강여부를 결정해야 한다. 따라서 전단보강철근이 없는 부재의 콘크리트 설계전단강도 $V_d = V_{cd}$이다. 또한 단면의 설계 전단력이 설계 전단강도 보다 크면 설계 전단력은 전단보강철근이 전부 지지하는 것으로 설계해야하며, 설계전단강도는 전단철근의 항복을 기준으로 정한 설계전단강도 V_{sd}의 값으로 결정된다.

소락교의 거더에 발생하는 최대 전단력은 표 6.27에 있는 것과 같이 근사적인 방법과 격자해석을 통해 구할 수 있다. 근사적인 해석에 의한 전단력이 더 크게 산정되므로, 여기서는 휨모멘트의 계산과 같이 근사적인 해석에 의한 값들을 이용한다.

표 6.27 소락교 거더 전단력

구분	거더 자중		합성전 고정하중		합성후 고정하중		활하중		계	
	DC1		DC2		DW		LL		Total	
	근사	격자	근사	격자	근사	격자	근사	격자	근사	격자
내측 거더	267	258	302	299	48	60	482	299	1099	916
외측 거더	267	258	310	308	211	129	432	325	1221	1021

도로교설계기준 한계상태설계법 5.5.2.2(2)항에 따르면 프리스트레스트 부재에서 휨균열이 발생하지 않는 구간의 전단강도는 식 (5.5.9)로 다음과 같다.

$$V_{cd} = \frac{I \cdot b_w}{Q} \sqrt{(\phi_c f_{ctk})^2 + \alpha_l f_n \phi_c f_{ctk}} \tag{6.3}$$

여기서 I 는 단면2차모멘트, b_w는 단면의 복부폭, Q는 도심축 위쪽 단면의 도심축에 대한 단면 1차모멘트이고, $\alpha_l = l_x / l_{pt2}$로 프리텐션 부재에서 $\alpha_l \leq 1.0$, 기타 프리스트레스트 부재에서 $\alpha_l = 1.0$ 을 취하여야 한다. 그러나 바닥판 슬래브와 합성이 되는 PSC 거더의 설계는, 5.3.6절에서 논의한 것과 같이 합성 단계에 따른 단면의 1차 및 2차 모멘트 변화를 고려하여 산정하는 것이 필요하다.

전단력이 크게 발생하는 지점부를 중심으로 전단 설계를 수행하고, PSC 거더가 지점부에서는 거의 4각형 단면, 일반부에서는 I형상 단면을 갖게 되는 것을 고려하였다. 특히 최소 전단강도를 갖는 위치에 대한 검토를 하기 위해서는 단면내의 주요 부위에 대한 검토를 수행하는 것이 필요하다. 표 6.28과 표 6.29에 지점부와 일반부 (지점부와의 이격거리: 4.256m)의 검토 결과가 제시되어 있다. 지점부에서는 합성단면의 설계전단강도가 적은 도심위치에서 검토하고, 일반부에서는 설계전단강도가 적은 복부하단 경계면 위치의 전단응력에 대해 검토를 수행하였다.

표 6.28 지점부의 전단 강도 검토

검토위치	구분	외측거더 (우측)	외측거더 (좌측)	내측거더
합성 단면 도심	σ_{total} (MPa)	8.31	8.31	8.31
	V_{c1} (kN)	722	722	711
	τ_s (MPa)	0.990	0.995	0.963
	V_{c2} (kN)	2740	2734	2743
	V_{cd} (kN)	**3461**	**3456**	**3454**
복부 하단 경계면	σ_{total} (MPa)	8.00	8.00	7.89
	V_{c1} (kN)	722	722	711
	τ_s (MPa)	0.554	0.554	0.554
	V_{c2} (kN)	8058	8022	8102
	V_{cd} (kN)	**8779**	**8743**	**8813**
V_u (kN)		**1816**	**1816**	**1652**
판정		**OK**	**OK**	**OK**

표 6.29 일반부 단면의 전단 강도 검토

검토위치	구분	외측거더 (우측)	외측거더 (좌측)	내측거더
합성 단면 도심	σ_{total} (MPa)	17.36	17.31	17.23
	V_{c1} (kN)	530	530	524
	τ_s (MPa)	1.581	1.589	1.541
	V_{c2} (kN)	1383	1378	1389
	V_{cd} (kN)	**1914**	**1909**	**1912**
복부 하단 경계면	σ_{total} (MPa)	4.12	4.12	6.20
	V_{c1} (kN)	530	530	524
	τ_s (MPa)	1.653	1.653	1.632
	V_{c2} (kN)	750	748	965
	V_{cd} (kN)	**1280**	**1278**	**1488**
V_u (kN)		**1403**	**1403**	**1287**
판정		**N.G**	**N.G**	**OK**

일반부 단면인 지점부 4.256m 위치에서는 검토된 외측거더 복부 하단 경계면에서 설계 전단강도이상의 전단응력이 발생하므로, 전단보강철근이 배치된 부재로의 전단 설계가 추가로 필요하게 되었다. 도로교설계기준 한계상태설계법 5.5.2.1(4)항에서 프리스트레스트 부재의 경사진 긴장력의 수직성분을 설계전단강도에 추가할 수 있도록 허용하고 있으므로, 단면에 가해지는 전단력, V_u,을 표 6.30과 같이 V_u으로 감소시킬 수 있다. 표 6.30에서 P_e는 긴장력, V_p는 전단력에 반대방향으로 작용하는 긴장력에 의한 전단력을 의미한다.

표 6.30 긴장력을 고려한 단면 전단력

구분		외측거더(우측)	외측거더(좌측)	내측거더
V_u	V_u (kN)	1403	1403	1287
	P_e(kN)	8070	8070	7952
	V_p(kN)	407	407	401
	$V_u - V_p$(kN)	996	996	886

전단철근이 배치된 부재의 전단강도 산정시 전단철근이 항복한다는 가정하에 표준 트러스 모델을 이용하여 압축 스터럽각을 변화시켜가면서 콘크리트 스트럿의 압축파괴 기준에 근접시켜 전단강도를 산정한다. 수직 스터럽이 배치된 부재의 설계전단강도는 V_d는 Eurocode 2의 식 (5.5.15)를 이용하여 구하며, 프리스트레스를 포함하여 축방향 압축력이 작용하고 있는 부재의 최대설계전단강도, $V_{d,\max,com}$ (식 5.5.19),는 축력이 없는 부재의 설계전단강도, $V_{d,\max}$ (식 5.5.16),를 이용하여 구한다.

$$V_d = \frac{\phi_s f_{vy} A_v z}{s} \cot\theta \tag{6.4}$$

$$V_{d,\max} = \frac{\nu \phi_c f_{ck} b_w z}{\cot\theta + \tan\theta} \tag{6.5}$$

$$V_{d,\max,com} = \alpha_{cw} V_{d,\max} \tag{6.6}$$

표 6.31 $\cot\theta = 1$인 경우의 설계 전단강도 검토

구분		외측거더 (우측)	외측거더 (좌측)	내측거더
V_d	Φ_s	0.95	0.95	0.95
	f_{vy} (MPa)	400	400	400
	A_v (mm2)	397.2	397.2	397.2
	z (mm)	1141	1141	1141
	s (mm)	400	400	400
	Θ	22	22	22
	cot Θ	2.475	2.475	2.475
	Θ (strut 각) 검토	OK	OK	OK
	V_d	1066	1066	1066
$V_{d.max}$	ν	0.456	0.456	0.456
	Φ_c	0.65	0.65	0.65
	f_{ck} (MPa)	60	60	60
	b_w (mm)	211	211	211
	α_{cw}	1.250	1.250	1.250
	$V_{d.max}$	1484	1484	1484
	$V_{d.max.com}$	1855	1855	1855
$V_{d.max.com}$ check		OK	OK	OK
V_u' check		OK	OK	OK

콘크리트 스트럿과 주인장 철근 사이의 경사각은 $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$ 이내에서 조절해야 한다. $\theta = 22^o$ 즉 $\cot\theta = 1$로 가정하여 전단보강 철근에 의한 설계전단강도를 검토하면 표 6.31과 같다. 설계전단강도 V_d가 최대설계전단강도 $V_{d,\max,com}$ 이하이며, 전단력 V_u 보다 큰 값을 갖는 것으로 나타났으므로 400mm 간격으로 전단보강철근을 설치하면 요구되는 전단 강도를 확보할 수 있는 것으로 나타났다.

6.3.3 PSC I 거더교 설계 결과

도로교설계기준 한계상태설계법에 근거하여 콘크리트 교량 설계하는 경우, 내구성 측면을 고려한 환경조건에 따른 노출등급이 우선적으로 결정하여야 한다. 교량이 위치한 환경과 같은 여러 조건을 고려하여 결정해야 하지만, 적용 사례의 부족으로 인하여 적용에 있어 모호함이 있다. 노출등급은 적용부재의 콘크리트 강도, 최소피복두께, 나아가서는 단면크기 조정, 긴장력 조정 등 전체적인 설계의 안전성에 크게 영향을 줄 수 있으므로 노출등급을 결정하는 기준을 보다 객관적으로 구체화할 필요가 있다.

6.4 강교 설계

6.4.1 강교 설계 절차

시험 설계를 위해 AASHTO LRFD Specifications 관련 교육 자료 및 설계 사례, 새로운 도로교설계기준에서 요구되는 각종 규정 등을 참고하여 전체적인 설계 프로세스를 작성하였다. 오픈박스거더 단면을 갖는 강재 거더교의 주요 설계절차와 세부 설계 절차는 다음과 같다.

가. 주요 설계 절차

START	관련규정 및 검토사항
⇩	
STEP 1 설계조건 결정 및 단면가정	○ 하중 및 하중조합 : 활하중 (KL-510) 적용
⇩	

STEP 2	바닥판 설계
⇩	
STEP 3	주 거더 설계
⇩	
STEP 4	이음부 설계
⇩	
STEP 5	부부재 설계
⇩	
STEP 6	교량받침 설계
⇩	
END	

○ 차량충돌하중(CT) 극단한계상태에 포함

○ 하중산정
- 고정하중 : DC, DW 구분
- 활하중 : 구조해석 프로그램 적용

○ 극한한계상태 검토
- 단면 조밀/비조밀에 따른 휨강도 계산식 별도 적용
- 전단 검토에 따른 중간수직보강재 설계

○ 피로한계상태 검토
- 피로하중을 적용하여 피로설계조건 검토

○ 사용한계상태 검토 - 영구 처짐의 제한 검토

○ 시공성 검토 - 합성단면의 시공성 검토

○ 거더플랜지에 미치는 풍하중 영향 검토

○ 현장 볼트이음 검토

○ 전단연결재, 지점보강재, 다이아프램, Cross Frame, 수평 브레이싱 설계

○ 교좌장치 및 신축이음 설계

나. STEP 1 : 설계조건 결정 및 단면가정

STEP 1		관련 규정 및 검토사항	
1	상부형식 및 하중조건 결정	○ 교량형식 및 설계 개요 ○ 적용하중 - 고정하중 (DC, DW)	한계 3.5~6

	- 차량활하중 (LL : KL-510) / 충격하중 (IM)	
⇩		
2 사용재료 및 설계강도 결정	○ 부재별 사용재료 및 설계강도 결정 (강재 : HSB500, SM400 적용) - 기준인장강도 : f_u - 기준항복강도 : f_y - 탄성계수 : E	한계 6.4.4~5
	(콘크리트) - 표준압축강도 (재령28일 압축강도) : f_{ck} - 탄성계수 : E_c	한계 5.3.2
	(철근) - 기준항복강도 : f_y - 탄성계수 : E_s	한계 5.6.2.1
⇩		
3 하중계수와 하중조합	○ 하중조합시 DC, DW 구분 - DC(합성전 고정하중: 거더자중, 슬래브, 방호벽) - DW(합성후 고정하중: 포장, 추가하중)	
⇩		
4 사용 프로그램 선정		
⇩		
5 구조해석		

다. STEP 2 : 바닥판 설계

STEP 2	관련 규정 및 검토사항	
1 설계단면 및 하중산정	○ 하중 : 고정하중(DC, DW), 활하중(LL), 차량충돌하중(CT), 방호벽에 작용하는 풍하중(WS), 원심하중(CF) ※ 외측부 차량충돌하중(CT)은 극단한계상태에 포함	한계 4.6.7

⇩		
2 극한 및 사용 한계상태 검토 (외측부)	○ 극한 한계상태 검토 (휨강도) 단면형상 및 재료계수 결정 ➜ 응력-변형률 곡선의 콘크리트강도 변화에 따른 계수 산정 ➜ 최대철근비 및 압축철근 필요 검토 ➜ 작용외력에 대한 중립축 결정 ➜ 휨강도 검토 및 휨설계 ○ 사용한계상태 검토 ① 균열 검토 - 최소철근량 검토 - 간접균열 제어 - 균열폭 산정 및 검토 ② 처짐 검토 : 한계지간/깊이 비 검토	한계 5.5.1.2 한계 5.6.3.2 한계 5.6.3.3 한계 5.6.3.4 한계 5.6.4.2
⇩		
3 바닥슬래브의 경험적 설계법 (내측부)	○ 경험적 설계법 적용성 검토 ○ 보강철근량 산정	한계 5.10.4.5

라. STEP 3 : 주거더 설계

STEP 3	관련 규정 및 검토사항	
1 설계단면 결정	○ 단면비의 제한 검토 ○ 박스거더 단면 규정 - 복부판 경사도, 플랜지 중심간격 검토	한계 6.10.2 한계 6.11.1
⇩		
2 단면정수 계산		
⇩		
3 하중산정 및 단면력 조합		
⇩		
4 소성모멘트 및 항복모멘트 계산	○ 합성단면의 소성모멘트 및 항복모멘트 계산	한계6.10.3.1(3) 한계 A6.1
⇩		

5 조밀/비조밀 결정	○ 단면 조밀/비조밀 여부 결정 - 복부판, 압축플랜지 세장비 검토, 상관관계 검토	한계 6.10.4.1(2)~(7)
6 극한한계상태 검토	○ 조밀/비조밀에 따라 강도 및 응력 검토 - 정모멘트 받는 합성조밀단면 - 부모멘트 단면, 비조밀단면 ○ 전단검토 - 보강, 비보강 복부판의 공칭강도 - 수직보강재 검토	한계6.10.4.2(2) 한계 6.10.4.2(4)~(6) 한계 6.10.7.2~3 한계 6.10.8.1
7 피로한계상태 검토	○ 피로하중에 의한 단면력으로 휨, 전단 검토	한계 3.6.2 한계 6.10.6
8 사용한계상태 검토	○ 사용한계상태에 따른 영구처짐 검토	한계 6.10.5
9 시공성 검토	○ 시공중 작용 하중에 대한 검토	한계 6.10.3.2
10 풍하중 검토	○ 거더 플랜지에 미치는 풍하중의 영향 검토	한계 6.10.3.5

마. STEP 4 : 이음부 설계

STEP 4	관련규정 및 검토사항	
1 설계 단면 선정	○ 최대모멘트 작용위치 배제	
2 플랜지 이음부 설계하중	○ 각 한계상태에 대한 설계 단면의 단면력 산정	
3 플랜지 이음부 설계	○ 상,하부 플랜지 이음부 설계 - 볼트 간격 검토 - 플랜지 이음 강도 검토 - 사용한계상태 하중조합에 의한 마찰연결 검토 - 극한한계상태 하중조합에 의한 지압연결 검토	한계 6.13.2 한계 6.13.6

	- 블록전단파괴 검토 : 단면유효면적	한계 6.13.4
4 복부이음부 설계하중 계산	○ 복부판 이음점에서의 전단력과 이 전단력의 편심 작용으로 인한 모멘트, 이음점에서 복부판이 분담해야 하는 휨모멘트에 대해 설계	한계 6.13.6.1(4)
5 복부이음부 설계	○ 이음부 설계과정 동일	한계 6.13.6.1(4)

바. STEP 5 : 부부재 설계

STEP 4	관련규정 및 검토사항	
1 전단연결재 설계	○ 강거더와 콘크리트 바닥판 사이의 내부전단 저항 ○ 단경간 겨우 지간길이 전체, 연속교의 경우 교량 전체 길이에 전단연결재 설치 ○ 검토 사항 - 피치, 연단거리에 의한 배치형상 검토 - 반복하중에 의한 피로저항 검토 - 공칭수평전단력과 공칭전단강도 검토	한계 6.10.7.4
2 지점보강재 검토	○ 하중 집중점 지압보강재 검토 - 세장비 검토 - 비합성단면에 대한 공칭압축강도 검토	한계 6.10.8.2 한계 6.9.3 한계 6.9.4
3 용접 이음부		한계 6.13.3
4 다이아프램 및 수직브레이싱	○ 사용단계에서 필요한 다이아프램이나 수직브레이싱 이외에도 시공중 필요시에는 임시 설치 가능 ○ 최소한 풍하중을 전달할 수 있도록 설계	한계 6.7.4
5 수평브레이싱 설계	○ 횡방향 풍하중의 전달 또는 가설시 변형 방지 ○ 한계 기준의 6.8.4 6.9.3절 기준 검토	한계 6.7.5

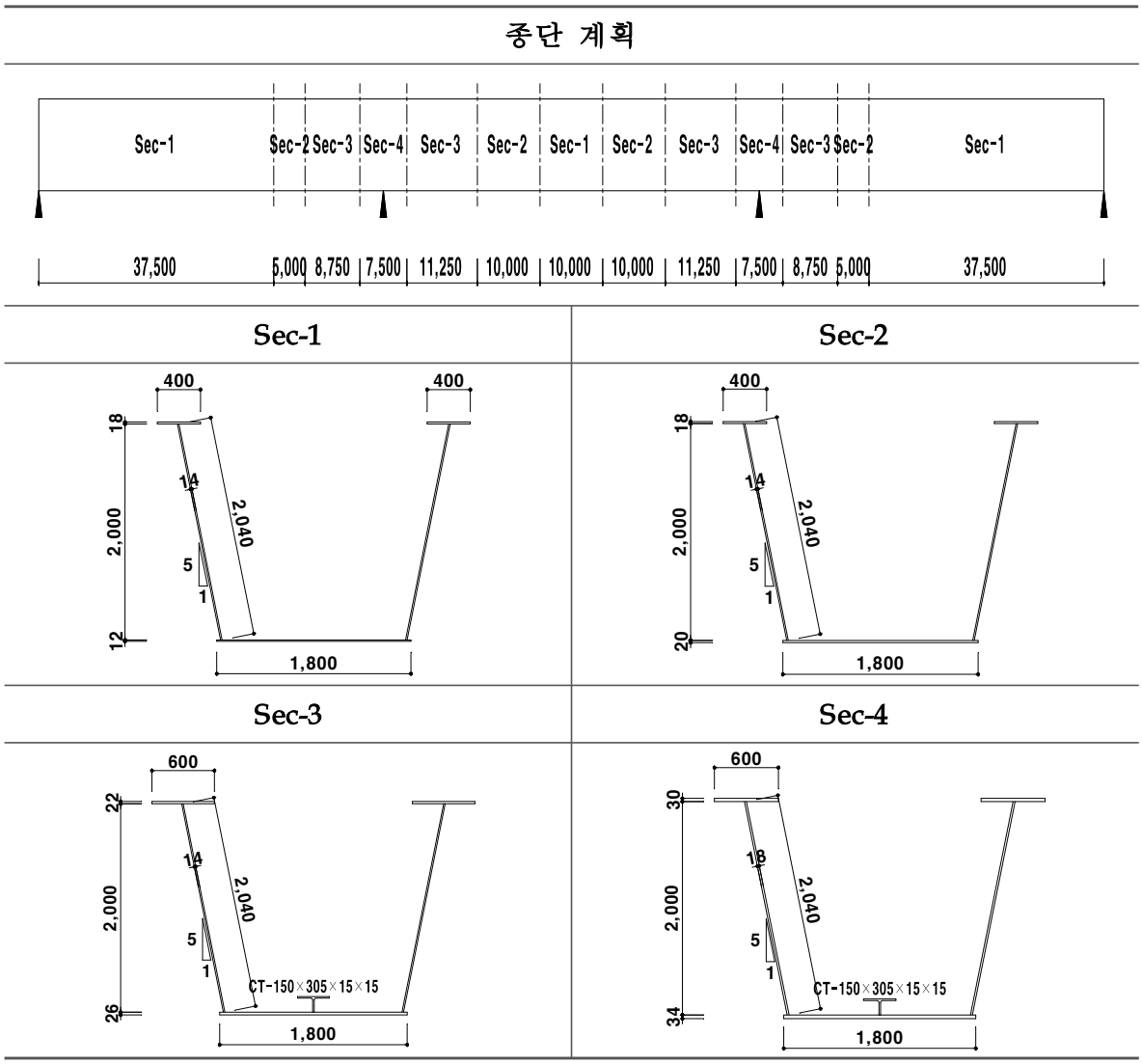
⇩ 6 거더 솟음 ⇩ 7 교좌장치 및 신축이음	○ 교좌장치 및 신축이음 검토	한계 6.7.2 한계 9장

6.4.2 오픈박스거더교 설계상 주안점

가. 단면 가정

다중 박스거더 단면은 도로교설계기준 한계상태설계법 6.11.1.1(1)항에 제시된 것과 같이

그림 6.7 시험설계를 위한 기장분기점4교 단면계획



기하학적 조건을 만족해야 한다. 또한 박스거더의 각 부재는 6.10.4.1(4) 비조밀단면의 압축플랜지 세장비, 6.10.7.3(2)의 보강된 복부판의 공칭강도, 6.11.3.2(1))의 압축플랜지 보강재 단면 요구조건 등을 만족시킬 수 있는 단면으로 계획하여야 한다.

효율적인 거더 제작을 위해서는 경간내에서 단면 변화수를 최소화하는 것이 필요하다. 시험설계를 위한 기장분기점 4교의 경간내의 단면 변화 계획과 각 단면별 형상이 그림 6.7에 제시되어 있다. 지점부의 부모멘트 영역인 Sec-3 및 Sec-4의 하부 플랜지에는 국부좌굴 방지와 휨강도 증가를 위해 CT 형강을 보강재로 계획하였다.

나. 부재력 산정

각각의 박스거더와 슬래브를 하나의 빔요소로 적용하여 격자모델을 구성하고, 구조해석을 수행하여 부재력을 산정하였다. 교량받침은 Elastic Link 기능을 사용하여 탄성받침을 반영하였다. 교량의 전체길이(55m +60m + 55m)에 대하여 하중별로 해석을 수행하여 모멘트와 전단력을 구하였다. 주요 하중에 대한 절점별 모멘트와 전단력이 표 6.32 및 표 6.33에 각각 주어져있다. 고정 하중은 거더, 콘크리트 슬래브 등의 합성전 단면에 작용하는 고정하중(DC1)과 합성후 단면에 작용하는 방호벽 고정하중(DC2)를 분리하여 모멘트와 전단력을 산출하였다. 또한 합성후 단면에 작용하는 포장층에 의한 고정하중(DW), 활하중(LL) 및 피로하중(Fat)의 영향도 각각 평가하였다.

도로교설계기준 한계상태설계법 표 3.4.1에 규정된 각 한계상태별로 정의된 하중계수와 부재 위치별로 산출된 모멘트와 전단력을 조합하여 설계 강도를 결정하여야 한다. 표 6.34와 표 6.35에 극한한계상태 I과 V, 사용한계상태 II, 피로한계상태에 대하여 설계를 위한 최대 모멘트와 전단력이 산출되었다.

표 6.32 주요 하중에 의한 강재박스거더 모멘트(kN·m)

절점 위치	DC1	DC2	DW	LL	Fat
0	0	0	0	0	0
5	3,502	914	654	3,718	1,246
10	6,057	1,585	1,135	5,619	1,784
15	7,654	2,011	1,440	7,430	2,255
20	8,296	2,190	1,568	7,704	2,281
25	7,979	2,124	1,521	8,257	2,421
30	6,708	1,811	1,297	7,394	2,156
35	4,478	1,258	897	6,862	2,033
40	1,584	448	321	4,949	1,541
45	-2,924	-602	-431	-3,846	1,179
50	-8,151	-1,899	-1,359	-5,312	-1,032
55	-14,418	-3,439	-2,462	-8,202	-1,493
60	-8,839	-2,085	-1,493	-5,678	-1,184
65	-4,307	-978	-700	-4,220	1,234
70	-796	-117	-83	4,614	1,585
75	1,693	499	357	6,392	2,028
80	3,162	868	622	6,747	2,068
85	3,641	992	710	7,432	2,256

표 6.33 주요 하중에 의한 강재박스거더 전단력(kN)

절점 위치	DC1	DC2	DW	LL	Fat
0	-798	-208	-149	-969	-346
5	-607	-159	-114	-692	-250
10	-416	-110	-79	-525	-177
15	-224	-60	-43	-495	-186
20	-33	-11	-8	524	212
25	159	38	27	450	174
30	350	87	62	669	253
35	542	136	98	611	213
40	739	185	133	832	288
45	944	235	168	809	258
50	1,148	284	203	1,036	325
55	1,365	333	238	1,168	358
60	-1,009	-246	-168	-917	-284
65	-804	-197	-141	-793	-252
70	-600	-148	-106	-611	-192
75	-396	-98	-71	-589	-202
80	-192	-49	-35	-511	-201
85	0	0	0	-438	-163

표 6.34 한계상태별 휨 모멘트(kN·m)

절점 위치	극한한계상태-I	극한한계상태-V	사용한계상태-II	피로한계상태
0	0	0	0	0
5	13,194	11,724	9,904	934
10	21,369	19,156	16,082	1,323
15	27,614	24,668	20,763	1,691
20	29,326	26,262	22,069	1,711
25	29,771	26,486	22,357	1,816
30	25,902	22,961	19,427	1,617
35	20,859	18,135	15,547	1,525
40	11,557	9,602	8,488	1,156
45	-11,977	-10,437	-8,957	885
50	-24,162	-22,059	-18,314	-774
55	-40,777	-37,661	-30,981	-1,120
60	-26,115	-23,877	-19,798	-888
65	-15,253	-13,572	-11,471	926
70	-7,667	-6,226	-5,619	1,188
75	14,781	12,240	10,859	1,521
80	18,115	15,429	13,423	1,551
85	20,234	17,273	15,005	1,692

표 6.35 한계상태별 전단력(kN)

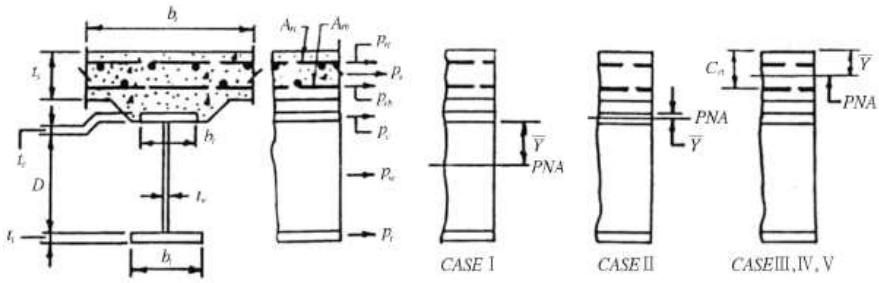
절점 위치	극한한계상태-I	극한한계상태-V	사용한계상태-II	피로한계상태
0	-3,224	-2,840	-2,414	-259
5	-2,373	-2,100	-1,779	-187
10	-1,719	-1,512	-1,286	-132
15	-1,311	-1,112	-971	-140
20	877	669	630	159
25	1,096	916	809	131
30	1,844	1,576	1,369	190
35	2,093	1,848	1,570	160
40	2,853	2,519	2,139	216
45	3,182	2,863	2,399	193
50	3,959	3,550	2,982	243
55	4,584	4,144	3,456	269
60	-3,484	-3,143	-2,623	-213
65	-2,890	-2,578	-2,173	-189
70	-2,193	-1,954	-1,648	-144
75	-1,784	-1,547	-1,330	-151
80	-1,121	-950	-830	151
85	-790	-614	-570	-122

다. 휨 설계

단면의 휨 강성에 따라 단면을 구성하는 강재와 철근이 완전항복 상태의 소성모멘트까지 도달할 수 있는 조밀단면, 항복 모멘트까지 도달할 수 있는 비조밀단면, 휨좌굴 등에 단면의 감소하는 세장단면으로 구분된다. 부모멘트 구간이 조밀 단면인 경우, 정모멘트 부위의 합성 조밀단면의 공칭휨강도는 소성모멘트, M_p,로 설계한다. 반대로 부모멘트 구간이 비조밀단면을 갖는 경우에는 정모멘트 부위의 조밀단면 공칭휨강도는 항복모멘트를 이용한 근사식($M_n = 1.3R_hM_y$)을 이용하여 조밀단면으로 설계한다. 비조밀단면인 부모멘트 부위의 공칭 휨강도는 횡비틀림 좌굴(Lateral Torsional Buckling)에 근거하여 산정되어야 한다.

4장에서 살펴본 것과 같이 AASHTO LRFD Specifications를 활용한 외국의 기존 설계사례를 보면, 정모멘트 부위와 지점부의 부모멘트 부위를 조밀단면과 비조밀 단면으로 각각 설계하고 있다. 시험 교량의 설계에서도 동일한 단면 구성을 계획하였다.

거더 중앙부분의 정모멘트부 공칭 휨강도를 구하기 위해서는 합성 단면의 소성 모멘트 및 항복 모멘트를 우선 결정해야 한다. 소성 모멘트는 그림 6.8에 있는 것과 같이 바닥판의 상·하부 철근, 상·하부 플랜지, 복부판의 항복 강도들을 합해서 소성 중립축(Plastic Neutral Axis, PNA)을 결정한 후 산정한다.



$P_{rt} = F_{yrt}A_{rt}$, $P_s = 0.85f_c'b_st_s$, $P_{rb} = F_{yrb}A_{rb}$

$P_c = F_{yc}b_ft_{b}$, $P_w = F_{yw}Dt_w$, $P_t = F_y\ t_b\ t_t$

그림 6.8 단면의 소성모멘트 산정

정모멘트 부위의 조밀단면 공칭휨강도를 산정하기 위해 근사식인 $M_n = 1.3R_hM_y$을 적용하는 경우에는 우선 단기합성단면의 모멘트 M_{AD}를 산정해야 한다. 계산을 위해서는 비합성단면 (NC), 장기 합성단면(LT), 단기 합성단면(ST)의 단면 계수와 비합성단면의 모멘트 M_{D1}과

장기합성단면의 모멘트 M_{D2}가 필요하다.

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT+}} \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \tag{6.7}$$

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \tag{6.8}$$

기장분기점4교의 주요 단면에 대해 위의 식들을 이용하여 산정한 비합성단면 모멘트, 합성단면 모메트 및 항복 모멘트는 표 6.36과 같다. 또한 단면의 공칭휨강도 M_n, 설계휨강도 M_u, 설계하중에 의한 휨 모멘트 M_r는 표 6.37에 비교되어 있는 것과 같다.

표 6.36 정모멘트 부위의 항복 모멘트

구 분	STA.	단면 구분	M_{D1} (kN · m)	M_{D2} (kN · m)	M_{AD} (kN · m)	M_y (kN · m)
단면-1	2.5	Sec-1	2,332.9	1,129.5	25,928.7	30,860.6
단면-2	22.5	Sec-1	10,321.0	5,084.2	10,098.4	26,778.8
단면-3	37.5	Sec-2	3,755.5	2,048.0	33,471.9	41,239.2
단면-4	80.0	Sec-2	3,953.1	2,018.1	33,227.7	41,158.9
단면-5	85.0	Sec-1	4,551.4	11891.1	10,827.3	28,633.3

표 6.37 설계휨강도와 설계하중에 의한 휨모멘트 비교

구 분	STA.	단면 구분	M_n(kN · m)			M_u (kN · m)	$M_u \leq M_r$
			Eq.6.10.31	$1.3R_hM_y$	결정		
단면-1	2.5	Sec-1	42,661.9	40,118.8	40,118.8	7,660.9	O.K
단면-2	22.5	Sec-1	42,416.3	34,812.4	34,812.4	31,626.2	O.K
단면-3	37.5	Sec-2	53,349.0	53,610.9	53,349.0	17,609.0	O.K
단면-4	80.0	Sec-2	53,343.5	53,506.5	53,343.5	19,049.1	O.K
단면-5	85.0	Sec-1	42,527.9	37,223.3	37,223.3	31,346.6	O.K

연속교 지점부의 부모멘트 부위의 공칭 휨강도는 보강된 혹은 비보강된 압축 플랜지와 인장플랜지의 휨강도를 계산하여 허용된 응력 범위 내에 있는지 검토한다. 박스거더의 지점부 하부 플랜지에 국부 좌굴 강도를 향상하기 위한 종방향 보강재가 배치되어 있으므로, 도로교설계기준 한계상태설계법 6.11.2.1(3)②에 규정된 부모멘트 구간의 보강된 압축 플랜지의

공칭 휨강도 산정식들을 이용하여 구한다. 강도는 폭-두께비, w/t_f,에 따라 항복, 비탄성 좌굴, 탄성좌굴 거동에 의해 결정되며, 아래 식들과 같이 구분된다.

$$\text{①) } \frac{w}{t_f} \le 0.57\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} \text{ 인 경우 : } F_n = R_b R_h F_{yc} \tag{6.9}$$

$$\text{②) } 0.57\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} < \frac{w}{t_f} \le 1.23\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} \text{ 인 경우 :}$$

$$F_n = 0.592 R_b R_h F_{yc}(1 + 0.687 \sin\frac{c\pi}{2}) \tag{6.10}$$

$$\text{③) } \frac{w}{t_f} > 1.23\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} \text{ 인 경우 : } F_n = 181{,}000 R_b R_h k\left(\frac{t_f}{w}\right)^2 \tag{6.11}$$

인장 플랜지의 공칭 휨강도도 인장 플랜지의 항복강도, F_{yt},를 이용하여 구한다: $F_n = R_b R_n F_{yt}$.

기장분기점4교의 부모멘트 구간의 단면을 대상으로 종방향 보강재로 보강된 압축플랜지의 공칭휨강도를 계산한 결과는 표 6.38과 같다. 플랜지의 세장비에 의해 탄성 좌굴(③) 에 의해 플랜지의 강도가 결정되거나, 비탄성좌굴 (②)에 의해 강도가 결정된다. 인장 플랜지에 발생하는 응력도 표 6.39에 있는 것과 같이 설계 휨강도 아래인 것으로 나타났다.

표 6.38 압축 플랜지의 휨강도 검토

구 분	STA.	단면 구분	F_n				f_{cn} (MPa)	f_c (MPa)	검토
			$\frac{w}{t_f}$	$0.57\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}}$	$1.23\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}}$	구분			
단면-6	42.5	Sec-2	85.0	26.5	57.1	③	100.2	85.5	O.K
단면-7	51.25	Sec-3	32.7	26.0	56.2	②	370.3	248.0	O.K
단면-8	55.0	Sec-4	25.0	22.8	49.1	②	378.1	285.0	O.K
단면-9	58.75	Sec-3	32.7	26.0	56.2	②	370.3	262.5	O.K
단면-10	70.0	Sec-2	85.0	26.5	57.1	③	100.2	92.3	O.K

표 6.39 인장 플랜지의 휨강도 검토

구 분	STA.	단면 구분	f_{tn} (MPa)	f_n (MPa)	검토
단면-6	42.5	Sec-2	107.7	380.0	O.K
단면-7	51.25	Sec-3	328.4	380.0	O.K
단면-8	55.0	Sec-4	370.4	380.0	O.K
단면-9	58.75	Sec-3	347.5	380.0	O.K
단면-10	70.0	Sec-2	116.4	380.0	O.K

라. 전단 설계

복부판의 전단강도를 검토한 후, 복부판 만으로 전단강도가 충분치 않을 경우에는 중간수직보강재로 보강하여야 한다. 합성단면의 전단에 대한 검토는 단면에 작용하는 설계전단력(V_u)과 복부판의 공칭전단강도(V_n)를 식 (6.12)를 이용하여 검토한다.

$$V_u < V_r (= \phi_v V_n) \tag{6.12}$$

비보강 복부판의 공칭전단강도는 $V_n = C V_p$로 정의된다. 여기서 C는 도로교설계기준 한계상태설계법 6.10.7.3(3)①항에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴 응력의 비, V_p는 $V_p = 0.58 F_{yw} D t_w$로 결정되는 소성전단력이다.

기장분기점4교의 거더 복부판의 공칭전단강도와 설계전단력은 표 6.40에 제시된 것과 같다. 복부판의 깊이-두께 비, D/t_w,에 따라 복부판의 전단강도가 항복, 비탄성 좌굴, 탄성 좌굴에 의해 결정되며, C 값이 결정된다.

표 6.40 복부판 전단력 검토

구 분	STA.	단면 구분	C				V_r (kN)	V_u (kN)	보강재 유무
			$\frac{D}{t_W}$	$1.10\sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}}$	$1.38\sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}}$	구분			
단면-1	2.5	Sec-1	145.7	57.1	71.7	탄성	1,215.7	1,489.2	유
단면-2	22.5	Sec-1	145.7	57.1	71.7	탄성	1,215.7	495.6	무
단면-3	37.5	Sec-2	145.7	57.1	71.7	탄성	1,215.7	1,315.9	유
단면-4	80.0	Sec-2	145.7	57.1	71.7	탄성	1,215.7	682.4	무
단면-5	85.0	Sec-1	145.7	57.1	71.7	탄성	1,215.7	422.6	무

설계전단력이 전단강도보다 큰 경우에는 중간수직보강재를 설계하여야 한다. 수직보강재의 간격은 도로교설계기준 한계상태설계법 6.10.7.3(2)의 조건을 만족시켜야 하며, 수평보강재가 없는 경우 복부판 전체 높이의 3배를 넘지 않게 수직보강재를 배치해야 한다. 중간 수직보강재의 돌출폭, 단면2차모멘트, 단면적 등은 도로교설계기준 한계상태설계법 6.10.8.1절을 만족하도록 설계하여야 한다.

마. 이음부 설계

주부재의 이음과 연결부는 다음의 2가지 하중조건 중 큰 값에 대해 극한한계상태로써 설계한다.

- 연결부에서의 설계하중에 의한 단면력(휨모멘트, 전단력, 축방향력)과 연결되는 부재의 설계강도(설계휨강도, 설계전단강도, 설계 축방향강도)의 평균값
- 부재의 설계강도(설계휨강도, 설계전단강도, 설계 축방향강도)의 75%

각각의 한계상태에 대해 플랜지와 복부판에서 발생하는 응력을 산정한다. 응력과 플랜지의 단면적을 고려하여 상하 플랜지 이음의 설계에 있어서는 4.5.7절에서 논의한 것과 같이 제어 플랜지(Controlling flange)와 비제어 플랜지(Noncontrolling flange)를 구분해서 설계해야 한다. 제어 플랜지는 이음부에서 설계강도 대비하여 설계하중에 의해 플랜지 단면에 발생하는 탄성 휨응력 비율이 높은 플랜지를 의미한다.

제어플랜지의 최소 설계강도는 식 (4.18)을 이용하여 결정된 설계 응력 F_{cf}에 이음의 양측 유효플랜지 면적중 작은 값인 A_e를 곱하여 구한 최소강도 이상이 되도록 결정한다. 비제어 플랜지의 설계는 식 (4.19)의 설계응력 F_{ncf}에 유효면적을 곱하여 구한 최소강도 이상을 갖도록 설계한다. 플랜지가 압축응력을 받으면 플랜지의 유효 면적은 플랜지의 전체 면적이 된다.

기장분기점4교의 현장 이음부는 그림 6.9와 같이 설정되었으며, 상하부 플랜지에 발생하는 응력 수준을 검토하여 제어 플랜지와 비제어 플랜지를 결정한 후, 이음부의 설계를 하였다.

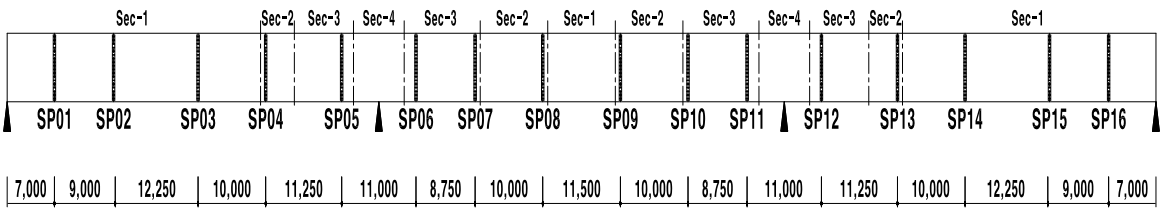


그림 6.9 기장분기점 시험설계 현장이음부 위치

6.4.3 오픈박스거더교 설계 결과

도로교설계기준 한계상태설계법의 적용 결과를 파악하기 위하여 허용응력법으로 설계된 오픈박스거더 단면을 갖는 기장분기점5교 및 밀폐박스거더 단면을 갖는 기장분기점4교의 원설계와 오픈박스거더 단면의 시험설계 단면을 비교하였다. 이들 교량들은 표 6.41에 비교되어 있는 것과 같이 유사한 단면 치수를 갖고 있다.

교량의 설계 안전도와 강재량은 표 6.42에 비교되어 있는 것과 같이 산정되었다. 허용응력 설계법으로 설계된 기존 교량의 경우 설계안전도는 최대 휨응력비(작용응력/허용응력)를 사용하여 결정하였다. 시험설계 교량의 경우 강도로 계산되는 정모멘트 구간은 최대 휨강도비(설계강도/저항강도)로, 응력으로 계산되는 부모멘트 구간은 최대 휨응력비(작용응력/항복응력)를 사용하여 계산하였다. 표 6.42에는 교량별 단위 강재중량도 비교되었다. 한계상태설계법으로 설계된 시험설계 교량이 단면의 강도를 최대한 이용하도록 설계되었으며, 단위면적당 강재중량도 기존 설계법으로 설계된 교량의 단위 강재중량 보다 적은 것으로 나타났다.

표 6.41 설계 결과 비교 단면

구 분	기장분기점5교	기장분기점4교	시험설계 교량
형 식	개구제형 강박스거더	폐합단면 강박스거더	개구제형 강박스거더
연 장	45+4@65+45=350m	55+60+55=170m	55+60+55=170m
폭 원	9.0m	9.0m	9.0m
형 고	2.4m	1.8~2.3m	2.0m
적용 설계기준	도로교설계기준	도로교설계기준	도로교설계기준 한계상태설계법

표 6.42 비교 교량들의 설계 안전도와 강재 중량

구 분		기장분기점5교	기장분기점4교	시험설계 교량
안전도 비교	정모멘트 구간	0.731	0.857	0.908
	부모멘트 구간	0.862	0.902	0.975
전체 강재중량 (tonf)		923.64	528.91	370.92
상부면적(㎡)		350×9=3,150	170×9=1,530	170×9=1,530
단위면적당 강재중량 (kg/㎡)		293.22	345.69	242.43

6.5 하부 구조

교각과 교대는 철근 콘크리트 구조물로서 각 하중조합별로 상부에서 전달되는 하중과 교대 및 교각에 발생하는 토압들을 조합하여 설계를 수행하여야 한다.

6.5.1 하부 구조 설계 절차

다른 구조요소를 갖는 교대와 교각을 분리해서 도로교설계기준 한계상태설계법을 이용한 설계흐름에 대해서 조사하였다.

6.5.1.1 교대 설계 흐름도

가. 주요 설계 절차

START	관련규정 및 검토사항
⇩	
STEP 1 설계조건 결정 및 단면가정	○ 설계 일반조건 결정 및 단면가정
⇩	
STEP 2 하중산정	○ 하중산정 - 고정하중 : DC, DW 구분
⇩	
STEP 3 벽체 설계	○ 강도검토 및 사용성 검토
⇩	
STEP 4 흉벽 설계	○ 강도검토 및 사용성 검토
⇩	
STEP 5 날개벽 설계	○ 강도검토 및 사용성 검토
⇩	
STEP 6 기초안정검토	○ 기초의 강체판정 ○ 기초의 안정검토(말뚝/직접)
⇩	
STEP 7 기초단면검토	○ 앞굽/뒷굽 ○ 강도검토 및 사용성 검토
⇩	

STEP 8	받침검토
⇩	
END	

○ 최소 받침지지 길이 검토(한계상태설계법 8.4.8)
○ 받침하중 검토(연직/수평)

나. STEP 1 : 설계조건 결정 및 단면가정

STEP 1	관련규정 및 검토사항	
1 하부형식 및 하중조건 결정	○ 적용 하중 결정 ○ 하부형식 및 기초형식 ○ 지반조건	
⇩		
2 환경조건에 따른 노출등급결정	○ 노출등급 결정 ○ 환경등급에 따른 콘크리트 최소강도 결정 ○ 노출등급에 따른 최소피복두께 결정	한계 5.8.4
⇩		
3 사용재료 및 설계강도 결정		
⇩		
4 단면가정		

다. STEP 2 : 하중 산정 및 설계 일반

STEP 2	관련규정 및 검토사항	
1 적용 하중 결정	○ 단위폭당 하중으로 고려 1) 고정하중(DC, DW) 2) 상부하중(고정하중, 활하중, 지진하중) 3) 상재활하중 4) 상재토하중 5) 토압 6) 자중에 의한 관성력(극단상황한계상태)	한계 3

⇩			
2	하중 조합	○ 단면검토, 안정검토에 불리하게 조합(최소/최대 하중계수 모두 고려)	한계 3.4

라. STEP 3 : 벽체 설계

STEP 3		관련규정 및 검토사항	
1	설계하중 산정	○ 각 한계상태에서의 설계하중 결정 1) 극한한계상태(강도검토) 2) 극단상황한계(강도검토) 3) 사용성한계상태(사용성검토)	
⇩			
2	휨설계	○ 사용철근량 결정 ○ 극한/극단상황한계상태 휨검토 ○ 극단상황한계상태 휨검토 ○ 최소철근량 검토	한계 5.10.2.1
⇩			
3	전단설계	○ 극한/극단상황 한계상태의 전단검토 ○ 전단보강철근이 없는 부재로 설계(최소철근규정) ○ 전단보강철근이 배치된 설계(변각트러스 모델)	한계 5.5.2
⇩			
4	사용성 검토	○ 균열방지를 위한 최소철근량 규정 ○ 간접균열검토/직접균열검토(균열폭계산) ○ 온도 및 건조수축 철근량 검토	한계 5.6.3.2 한계 5.10.14

마. STEP 4 : 흉벽 설계

STEP 4		관련규정 및 검토사항	
1	설계하중 산정	○ 상재활하중의 영향 수정 - 흙의 등가 높이로 수정하여 토압으로 적용	한계 3.11.6.4
⇩			
2	단면설계	○ 극한/극단상황 한계상태의 휨/전단강도 검토 ○ 사용성한계상태의 사용성 검토	

바. STEP 5 : 날개벽 설계

STEP 5	관련규정 및 검토사항
1 설계하중 산정	
⇩	
2 단면설계	○ 극한한계상태의 휨/전단강도 검토 ○ 사용성한계상태의 사용성 검토

사. STEP 6 : 기초의 안정검토

STEP 6	관련규정 및 검토사항
1 허용기준 결정	○ 한계상태별 안정검토 항목별 허용기준 결정 ○ 저항계수 결정
⇩	
2 사용한계상태 안정검토	○ 직접기초 1) 지지력 ○ 말뚝기초 1) 말뚝 선단 연직 지지력 2) 말뚝머리 수평변위 3) 말뚝본체 응력검토(휨/전단 응력)
⇩	
3 극한한계상태 안정검토	○ 직접기초 1) 지지력 2) 전도 3) 활동 ○ 말뚝기초 1) 말뚝 선단 연직 지지력 2) 말뚝머리 수평변위

아. STEP 7 : 기초 단면검토

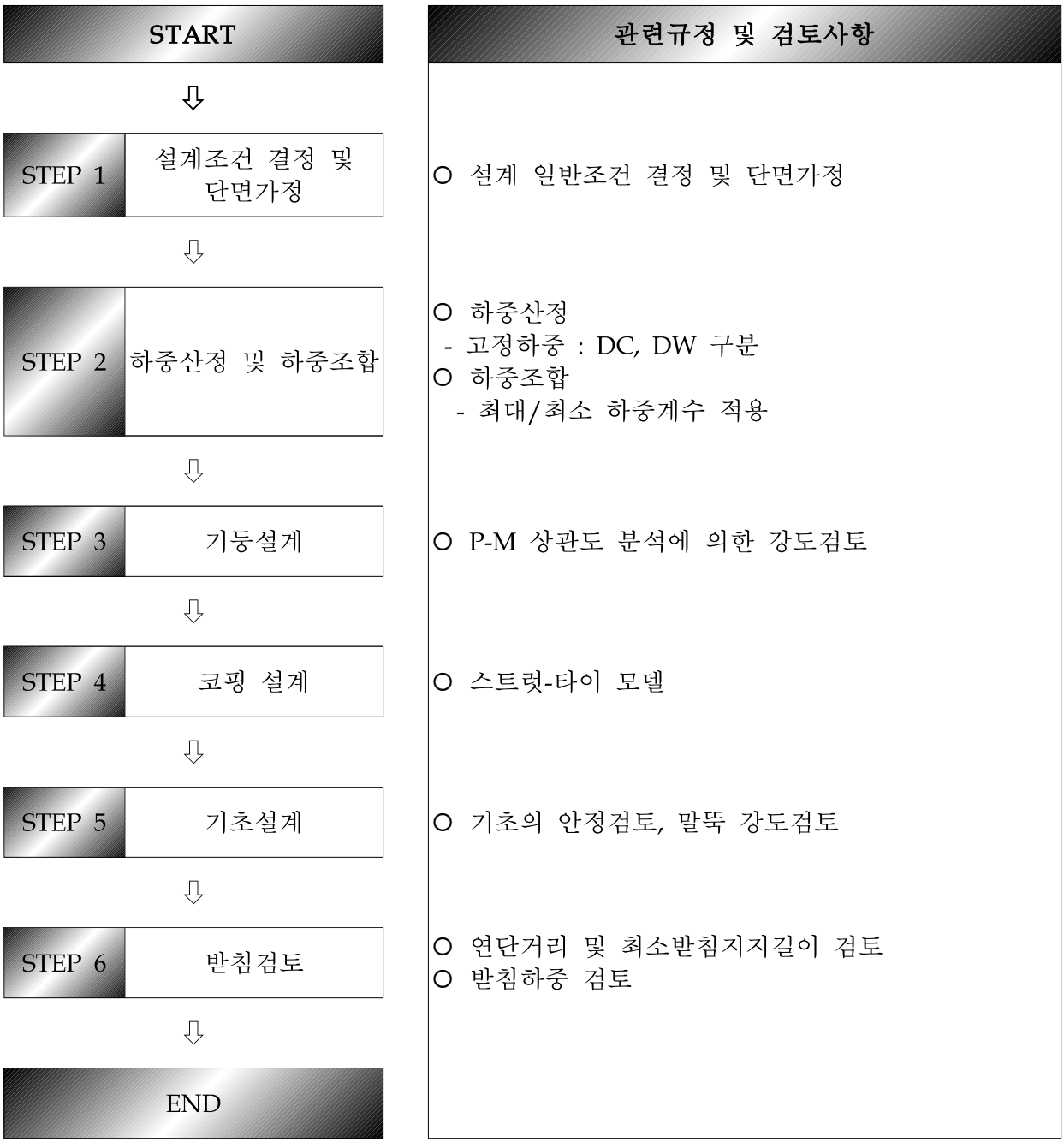
STEP 7	관련규정 및 검토사항	
1 앞굽설계		
⇩		
1.1 단면력 산정	○ 한계상태별 설계단면력 산정	
⇩		
1.2 휨검토	○ 극한/극단상황 한계상태의 휨강도	
⇩		
1.3 전단검토	○ 극한/극단상황 한계상태의 전단강도	
⇩		
1.4 사용성 검토	○ 사용한계상태의 사용성 검토 ○ 온도 및 건주수축 철근량 산정	
⇩		
2 뒷굽설계		
⇩		
2.1 단면력 산정	○ 한계상태별 설계단면력 산정	
⇩		
2.2 휨검토	○ 극한/극단상황 한계상태의 휨강도	
⇩		
2.3 전단검토	○ 극한/극단상황 한계상태의 전단강도	
⇩		
2.4 사용성 검토	○ 사용한계상태의 사용성 검토 ○ 온도 및 건주수축 철근량 산정	

자. STEP 8 : 받침 검토

STEP 8	관련규정 및 검토사항	
1 최소 받침 지지길이 검토	○ $N=(200+1.67L+6.66H)(1+0.000125\theta^2)$ ○ 기존 설계기준과 동일	한계 8.4.8
⇩		
2 받침하중 검토	○ 허용하중에 대한 연직/수평하중 검토	

6.5.1.2 교각 설계 흐름도

가. 주설계 단계



나. STEP 1 : 설계조건 결정 및 단면가정

STEP 1	관련규정 및 검토사항	
1 하부형식 및 하중조건 결정	○ 적용 하중 결정 ○ 하부형식 및 기초형식 ○ 지반조건	
⇩		
2 환경조건에 따른 노출등급결정	○ 재료의 최소강도 및 최소피복두께 제한	한계 5.8.4
⇩		
3 사용재료 및 설계강도 결정		
⇩		
4 단면가정		

다. STEP 2 : 하중산정 및 하중조합

STEP 2	관련규정 및 검토사항	
1 적용 하중 결정	○ 다음의 하중을 고려 1) 고정하중(DC, DW) 2) 지진하중(받침하중) 3) 차량활하중(편재하고려) 4) 구조물에 작용하는 풍하중 5) 차량에 작용하는 풍하중	한계 3
⇩		
2 하중 조합	○ 교축직각 및 교축방향에 대하여 각각 산정 ○ 교각상단/하단 조합하중	한계 3.4

라. STEP 3 : 기둥설계

STEP 3	관련규정 및 검토사항	
1 철근 배치	○ 기둥의 철근 상세 규정, 축방향 철근비를 고려한 철근 배치	
⇩		
2 공칭강도 계산	○ 극한/극단상황 한계상태 공칭강도 계산(PM상관도 작성용)	
⇩		
3 설계단면력	○ 위험 설계 단면력 선정(극한한계상태의 축력최대시, 모멘트 최대시, 편심최대시 부재력) ○ 기둥의 내진력(극단상황한계상태) 선정	
⇩		
4 확대모멘트 계산	○ P-Δ효과에 의한 확대모멘트 계산 ○ 극한한계상태는 기존방법과 동일 1) 횡구속여부 판정 2) 장/단주 판정 3) 확대모멘트 계수 및 확대모멘트 산정 ○ 극단상황한계상태(지진시)는 한계상태설계법 8.8.2 $\Delta M = 1.5 P\delta$(발생변위는 내진계산서 참조)	도설 4.4.5 한계 4.5.3 한계 5.4.6 한계 8.8.2
⇩		
5 기둥강도 검토	○ Midas Civil2009 v3의 Eurocode2에 의한 P-M 상관도 분석 ○ 교축직각방향(극한/극단상황) ○ 교축방향(극한/극단상황) ○ 합성모멘트(2축)에 의한 영향(극한/극단상황) $M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$	
⇩		
6 철근비 검토	○ 최대/최소철근비 규정 ○ 콘크리트 및 철근의 강도비를 고려한 개념으로 보완된 규정	한계 5.10.5.2
⇩		

7	심부구속철근량 산정	○ 소성설계시 적용 - 연성도 내진설계법에 따른 소성힌지구역의 심부구속철근량 산정(유효강성 적용)	한계 8.8.5
8	횡방향 보강철근량 산정	○ 연성도 내진설계법에 따른 일반구역의 횡방향 보강철근량 산정 ○ 탄성설계시 횡방향 보강철근량 산정 - 축방향을 받는 부재의 전단강도식 적용 ○ 한계상태설계법 8.8.3.3~8.8.3.5 철근상세규정 검토	한계 8.8.2.6 한계 5.5.2 한계 8.8.3

마. STEP 4 : 코핑 설계

STEP 4	관련규정 및 검토사항	
1 스트럿-타이 모델 결정	○ 검토단면에서의 최대모멘트 및 최대 전단력 산정 (상부반력+코핑 자중)	한계 5.5.5
2 상부절점 하중 산정	○ 각 절점에 발생하는 상부반력, 코핑 자중 및 기타 추가 작용하중 산정 ○ 각 한계상태에서의 적용 하중조합 결정	
3 구조해석	○ 선정된 모델 및 작용하중을 고려하여 구조해석 프로그램을 이용한 스트럿-타이 모델 해석 ○ 스트럿 및 타이요소의 단면력 산정	
4 인장타이의 강도검토	○ 인장타이 철근량 산정식 $A_s = F_i/\phi_s f_y$ ○ 상부 수평타이 작용력에 저항하기 위한 주철근량 산정 ○ 수직타이 작용력에 저항하기 위한 수직철근량 산정(최대가능폭 고려)	한계 5.3.2 한계 5.3.3
5 사용성검토	○ 균열제어를 위한 최소철근량 검토 및 철근 배근	

⇩		
6 유효폭 결정	○ 스트럿과 절점영역의 가능 최대유효폭 결정	
⇩		
7 스트럿 강도검토	○ 횡방향 철근량 및 스트럿의 경사각을 고려한 압축 스트럿의 강도검토	한계 5.5.5.2
⇩		
8 절점영역 강도검토	○ 절점영역의 강도검토	한계 5.5.5.4

바. STEP 5 : 기초 설계

STEP 5	관련규정 및 검토사항	
1 검토항목의 허용값 산성	○ 사용성한계상태 1) 허용 침하량 2) 허용 횡방향 지지력(허용 변위) 3) 허용 지지력 ○ 극한한계상태 1) 허용지지력 2) 말뚝의 허용응력	
⇩		
2 기초강체판정	○ 도로교설계기준 5.4.5.2	도설 5.4.5.2
⇩		
3 검토하중의 집계	○ 기둥하단에 작용하는 하중	
⇩		
4 기초안정검토	○ 직접기초 : 활동, 전도, 침하	
⇩		
5 개별말뚝 작용력 및 말뚝머리 변위 산정	○ 도로교설계기준 5.8에 준하여 설계	도설 5.8
⇩		
6 말뚝기초의	○ 지지력, 수평변위, 허용응력(휨/전단) 검토	

	안정검토		
	⇩		
7	기초단면의 검토	○ 극한/극단한계상태 휨/전단강도 검토 ○ 사용한계상태의 사용성 검토	

사. STEP 6 : 받침 검토

STEP 6		관련규정 및 검토사항	
1	최소 받침 지지길이 검토	○ $N=(200+1.67L+6.66H)(1+0.000125\theta^2)$ ○ 기존 설계기준과 동일	한계 8.4.8
	⇩		
2	받침하중 검토	○ 허용하중에 대한 연직/수평하중 검토	

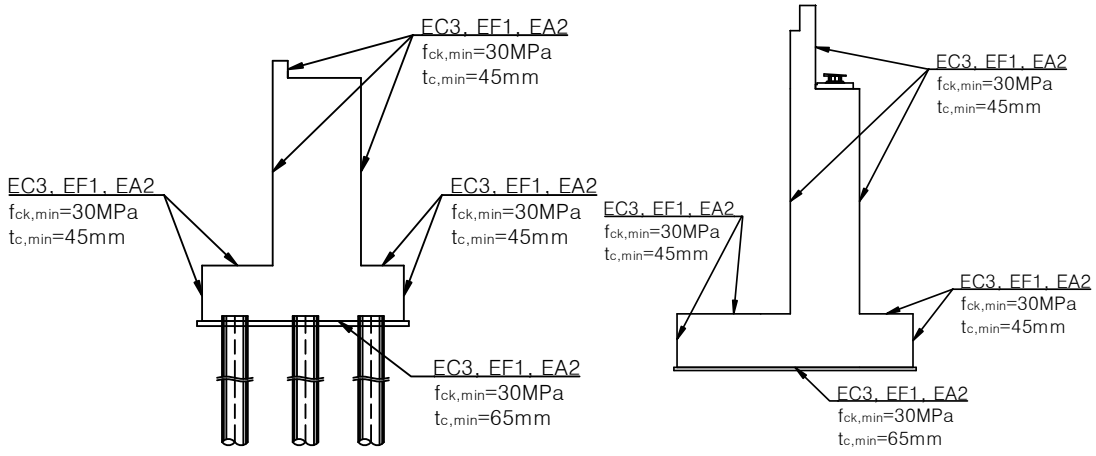
6.5.2 교대 설계 주안점

가. 노출 등급 결정

환경조건에 따른 노출 등급 산정 기준에 근거하여 부재별 노출등급을 결정하는 것이 필요하다. 소락교와 기장분기점4교의 위치와 하부 공간의 여건을 고려한 교대의 노출등급은 표 6.43과 같이 고려할 수 있다. 노출 등급을 만족시키기 위해서는 콘크리트의 최소강도가 기존에 적용된 24MPa가 아닌 30MPa로 상향되어야 하며, 요구되는 최소 피복두께도 만족되어야 한다. 그림 6.10에 소락교의 교대와 기장분기점4교 교대의 노출등급 등이 제시되어 있다.

표 6.43 교대의 노출등급 산정

구 분	콘크리트 부식			콘크리트 손상	
	탄산화	염화물	해수의 염화물	동결/융해침식	화학적 침투
소락교	EC3	-	-	EF1	EA2
기장분기점4교	EC3	-	-	EF1	EA2



(a) 소락교 교대 (b)기장분기점4교 교대

그림 6.10 결정된 노출 등급에 따른 콘크리트 강도와 최소 피복두께

나. 하중 조합

교대의 설계에서 일반적으로 고려되는 한계상태 하중조합은 극한한계 I, 극단상황 I, 사용한계 I이다. 단면 검토시에는 최대하중계수를 적용하여 검토단면에 최대하중이 발생하도록 조합하고, 안정 검토시에는 활동, 전도, 지지력을 일으키는 하중은 최대가 되도록 최대하중계수를 적용하고 저항하는 하중에 대하여 최소하중계수를 적용하여 안전측 설계가 이루어질 수 있도록 해야 한다. 예를 들면 활동에 대한 안정검토시 연직하중은 최소가 되도록 벽체뒤쪽의 연직토압에는 $\gamma_{p,\min}(1.00)$를, 구조물의 중량에는 $\gamma_{p,\min}(0.90)$을 곱하고, 활동을 일으키는 하중인 수평토압에는 $\gamma_{p,\max}(1.50)$를 곱하였다. 상부구조물에 의한 받침반력은 수직하중을 증가시키므로 상부하중이 배제된 상황을 고려하여 가설중 하중조합을 고려하였다.

다. 단면 설계

철큰 콘크리트 상부 구조와 유사한 과정을 이용하여 휨과 전단에 대한 검토를 수행하고, 단면을 결정하였다. 표 6.44에 비교된 것과 같이, 도로교설계기준 한계상태설계법의 적용에 의해 휨모멘트에 대한 소요 철근량이 감소하는 것으로 나타났다. 그러나 최소 전단철근량 규정에 의해 일정량의 전단철근을 배치해야 한다.

표 6.44 벽체 설계 결과

구 분		기존설계				시험설계			
		M_u (kN·m)	M_d (kN·m)	필요 철근	M_d/M_u	M_u (kN·m)	M_u (kN·m)	필요 철근	M_d/M_u
소락교 A1교대	극한	451	664	1077	1.47	187	644	231	3.44
	극단상황					483	678	566	1.40
	사용 철근	D16@125mm(1589mm^2)				1단 : D16@250mm(794mm^2)			

6.5.3 교각 설계 주안점

가. 노출 등급 결정

환경조건에 따른 노출 등급 산정 기준에 근거하여 부재별 노출등급을 결정하는 것이 필요하다. 소락교와 기장분기점4교의 위치와 하부 공간의 여건을 고려한 교각의 노출등급은 표 6.43의 교대 노출등급과 동일하다. 노출 등급을 만족시키기 위해서는 콘크리트의 최소강도가 30MPa이상이 되어야 한다. 또한 피복두께도 최소 피복두께 이상이 되도록 결정되어야 한다.

나. 하중 조합

교각의 설계에서는 바람에 의한 횡방향 영향도 고려해야 하므로, 일반적으로 고려되는 하중 조합인 극한한계 I, 극단상황 I, 사용한계 I 조합 이외에도 바람의 영향을 포함하는 한계상태조합을 고려해야 한다. 극한한계 III은 풍속 90km/hr(25m/sec)를 초과하는 풍하중을 고려하는 하중조합이며, 극한한계 V는 90 km/hr의 풍속과 일상적인 차량통행에 의한 하중효과를 고려한 하중조합이다. 고정하중계수는 최대값과 최소값을 모두 적용하여 최대한의 하중이 발생하도록 해야 한다.

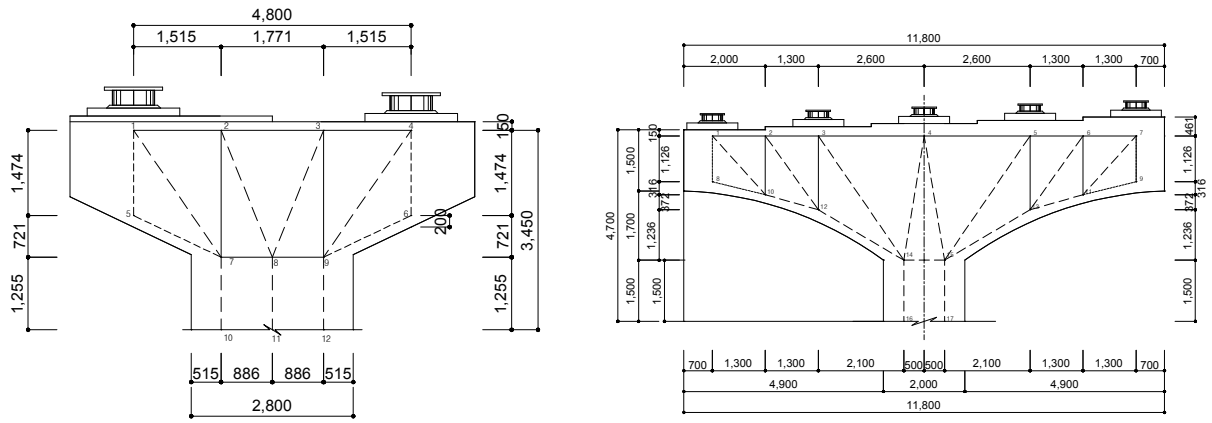
소락교 P1교각 하단 교축직각방향의 축력 최대시, 모멘트 최대시, 편심 최대시, 지진시(극단상황하중조합의 모멘트최대시 선정)의 조합하중을 기존 계산서의 조합하중과 비교하면 표 6.45와 같다. 시험설계의 하중조합 결과, 고정하중 반력이 감소하여 축력은 감소하였으며 풍하중 등의 영향으로 모멘트와 전단력은 다소 증가하는 경향을 보이는 것으로 나타났다.

표 6.45 교각 설계하중 조합 결과

구 분		기존설계			시험설계		
		축력 (kN)	전단력 (kN)	모멘트 (kN.m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	모멘트 (kN.m)
소락교 P1교각 하단 설계 단면력	축력최대시	19,522	0	2,988	18084	0	2204
	모멘트최대시	16,567	305	9,125	12040	701	11010
	편심최대시	12,668	293	8,796	8182	701	11010

다. 코핑 설계

교각 코핑부는 일반적으로 깊은보와 내민받침의 전단 특성을 동시에 가진다. 시험설계에서는 도로교설계기준 한계상태설계법의 규정에 따라 스트럿-타이 모델방법을 적용하여 설계하였다. 스트럿-타이 모델은 T형 교각 코핑부의 하중흐름을 고려하여 그림 6.11과 같이 구축하였다. 기장분기점 4교 P1, P2교각과 소락교 P1, P2교각의 코핑부의 형상은 각각 동일하므로 같은 모델을 사용하였다.



(a) 기장분기점4교 교각 (b) 소락교 교각

그림 6.11 교각의 스트럿-타이 모델

상부 인장타이는 주철근의 2단 배근을 고려하여 콘크리트 표면으로부터 150mm 이격시켰고, 하단부 압축 스트럿의 위치는 단면력을 전달할 수 있는 적절한 콘크리트 스트럿 영역을

확보하기 위해 200mm 이격시켜 결정하였다. 수직 인장타이는 교량 받침부 하단, 기둥부 스트럿의 위치 및 경사 스트럿의 경사각등을 고려하여 선정하였다. 상부 구조물에 의한 교량 받침하중은 각 받침 하부의 절점에 작용시켰다. 코핑부 자중을 상부 수평트러스 절점에 작용시키기 위해 이웃하는 절점의 이등분점을 기준으로 점유면적을 고려한 콘크리트 자중을 상부절점에 분포시켰다. 그림 6.12에 제시되어 있는 기장분기점 4교 P1교각의 트러스 해석 결과 등을 이용하여 철근을 배치하였다

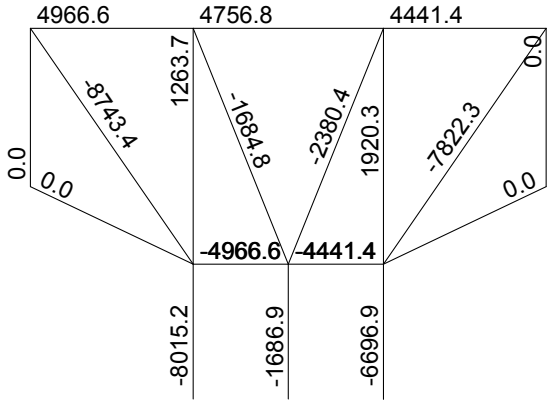


그림 6.12 기장분기점4교 P1교각 단면력

다. 기둥 설계

도로교설계기준 한계상태설계법 5.10.6.2절에 기둥의 최소 및 최대 축방향 철근량이 정의되어 있다. 비합성 기둥의 축방향 철근은 최대 철근량 규정 (도로교설계기준 한계상태설계법 식 (5.10.8))을 만족하여야 한다.

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.08 \tag{6.13}$$

여기서 A_s: 겹침이음된 철근을 포함한 모든 철근의 총 단면적(mm^2), A_g: 기둥의 단면적 (mm^2), A_{ps}: 프리스트레싱 강재의 단면적 (mm^2), f_{pu}: 프리스트레싱 강재의 설계인장강도 (MPa), f_y: 축방향 철근의 설계기준항복강도(MPa).

최소 철근량은 도로교설계기준 한계상태설계법의 식 (5.10.20)에 규정되어 있다. 식 (6.13)에 제시된 최대 철근량 규정과 비교하여 다음과 같이 철근 단면적 A_s 의 정의에 차이가 있다.

$$\frac{A_s f_y}{A_g f_{ck}} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_{ck}} \geq 0.135 \tag{6.14}$$

여기서 A_s: 겹침이음 위치가 아닌 일반 단면에서의 축방향 철근 단면적(mm^2), f_{ck}: 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa).

기존에 설계된 단면의 검토 결과, 표 6.46에 있는 것과 같이 소락교와 기장분기점4교 모두 축방향 철근의 최소 철근량 및 최대 철근량 규정을 만족하지 못하는 것으로 나타났다. 교각 기둥의 단면과 철근량을 표 6.47과 같이 변화시킨 결과, 식 (5.10.18)과 식 (5.10.20)을 만족시키는 것으로 나타났다. 소락교 및 기장분기점 4교의 콘크리트 압축강도 $f_{ck} = 40MPa$, 철근의 항복강도 $f_y = 400MPa$이다.

표 6.46 기존 설계의 교각 단면과 철근량

구분	$D(m)$	$A_g(mm^2)$	$A_s(mm^2)$	A_s/A_g (≤ 0.08)	$\frac{A_s f_y}{A_g f_{ck}}$ (≥ 0.135)	비고
소락교 P1, P2교각	2.8	6157522	H29-60EA=38544	0.00626	0.063	NG
기장4교 P1, P2교각	3.0	7068583	H32-53EA=42093	0.00593	0.059	NG

표 6.47 한계상태설계법 적용한 교각 단면과 철근량

구분		$D(m)$	$A_g(mm^2)$	$A_s(mm^2)$	A_s/A_g (≤ 0.08)	$\frac{A_s f_y}{A_g f_{ck}}$ (≥ 0.135)	**비고**
소락교	P1	2.0	3141593	H25-42EA H25-42EA=42563	0.0135	0.135	OK
	P2			H29-42EA H29-42EA=53962	0.0172	0.172	OK
기장 4교	P1	2.8	6157521	H29-72EA H29-72EA=92506	0.0150	0.150	OK
	P2			H29-76EA H29-76EA=97645	0.0159	0.159	OK

교각은 Midas Civil2009 v3에 추가된 Eurocode 2 모듈을 이용하여 해석을 수행하였다. 도로교설계기준 한계상태설계법에서는 최대압축변형률을 0.0033으로 규정한데 비하여, 유로코

드에는 콘크리트의 최대압축변형률로 0.0035를 적용하고 있다. 일반적인 조건에서 콘크리트의 최대압축변형(ϵ_{cu2})의 차이(0.0035-0.0033=0.0002)에 의한 기둥강도의 차이는 다른 설계변수의 영향에 비해 무시할 정도로 적은 것으로 고려하였다. 기타 설계변수에 대해서는 직접 입력이 가능하여 한계상태설계법에서 적용하는 계수를 적용한다면, Midas Civil2009 v3 프로그램을 사용하여 P-M 상관도 분석을 수행하여도 문제가 없을 것으로 판단되었다.

6.5.4 하부구조 설계 결과

기존설계에서는 교대 콘크리트 설계압축강도를 24MPa로 적용하였지만, 시험설계에서는 노출등급 결정에 따라 콘크리트의 설계압축강도를 30MPa로 상향 적용하였다. 하지만, 피복두께는 시험설계의 경우 약간 감소시킬 수 있었다. 휨 철근량은 기존설계에 비해 전체적으로 감소하였으나, 전단철근에 대해서는 기존설계에 비해 전체적으로 증가하였다.

교각의 설계는 기둥의 철근비 제한 조건으로 인해 시험설계에서는 기둥의 직경을 감소시키고 철근량을 증가하여, 기둥의 철근비를 1.35%이상이 되도록 증가시켰다. 또한 코핑의 설계에 있어서는 시험설계에서 스트럿-타이 모델을 적용하여, 기존설계에 비해 철근량이 감소되는 경향이 나타났다.

6.6 기초 설계

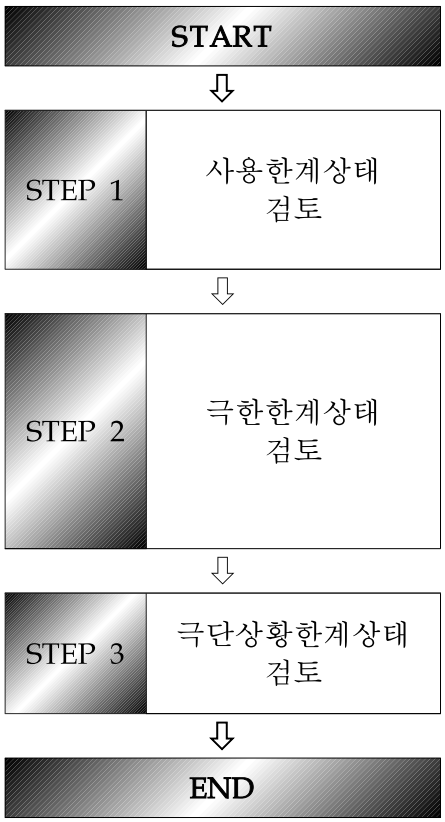
매입말뚝의 지지력 평가방법과 같이 기존 도로교설계기준에 대비하여 누락된 부분이 있어 도로교설계기준 한계상태설계법으로 기초 구조를 설계하는데 어려움이 있다. 기존 도로교설계기준에 대비하여 누락된 부분의 대표적인 내용은 다음과 같다.

- 매입말뚝의 주면마찰력 및 선단지지력 평가방법과 저항계수
- 암반지지 기성말뚝의 침하량 평가방법
- 말뚝의 수평지지력 평가방법
- 암반지지 직접기초의 지지력 평가방법

여기서는 도로교설계기준 한계상태설계법에 관련되 규정이 없는 경우, 기존의 도로교설계기준 관련기준들을 준용하여 설계를 수행하였다.

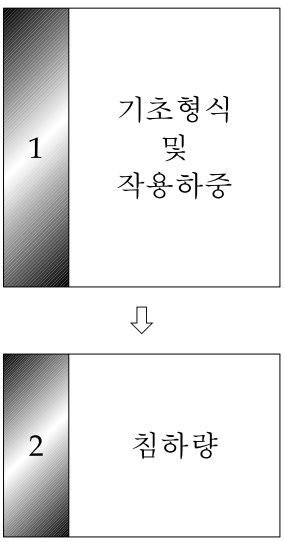
6.6.1 기초 설계 절차

가. 주요 설계 절차



관련규정 및 검토사항
○ 사용한계상태의 기초 작용하중 산정 ○ 침하량 ○ 횡방향 변위량 - 말뚝기초 ○ 전체 안정성 - 연약지반상/성토부 교대 ○ 극한한계상태의 기초 작용하중 산정 ○ 지지력 ○ 기초 저면의 활동 - 직접기초 ○ 구조적인 파괴 - 말뚝기초 ○ 접지압 ○ 횡방향 지지력 - 말뚝기초 ○ 극단상황한계상태의 기초 작용하중 산정 ○ 지지력 ○ 횡방향 지지력 - 말뚝기초

나. STEP 1 : 사용한계상태 검토

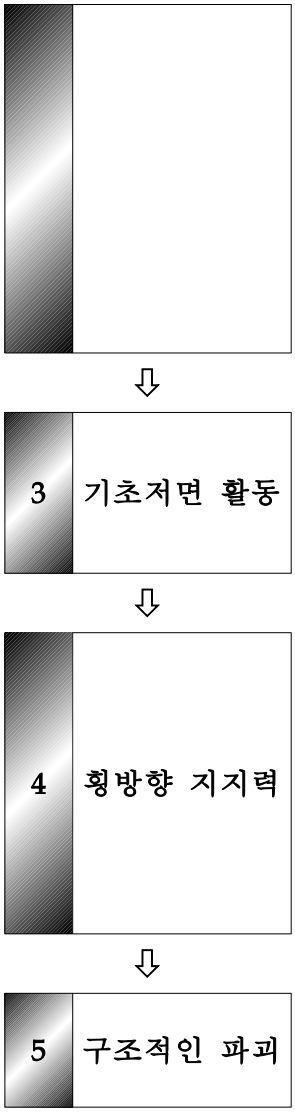


STEP 1	관련규정 및 검토사항	
1 기초형식 및 작용하중	○ 기초형식 선정 - 직접기초 크기 및 근입심도 - 말뚝기초 종류, 규격 및 말뚝길이 - 지지층 종류	
	○ 적용하중 - 사용하중조합-1	한계 7.5.2
2 침하량	○ 직접기초 침하량 - 토사 및 풍화암지지 직접기초 - 암반지지 직접기초	한계 7.6.2
	○ 말뚝기초 침하량	한계 7.7.2

	- 토사 및 풍화암지지 말뚝기초 - 암반지지 말뚝기초 ○ 기초 부등침하량 ○ 허용 침하량	
⇩		
3 횡방향 변위	○ 말뚝기초 횡방향 변위 - 지반(흙, 암반)과 말뚝사이의 상호작용효과 고려 (Group : Py curve 반영되는 해석 Program) - 군효과(무리말뚝, 말뚝수, 간격) 고려 ○ 허용 변위량 - 말뚝 구조적안정성, 상부구조 허용변위기준 만족 - 설계 수평변위량 38mm 이내	한계 7.7.3.8 한계 7.7.3.11 한계 7.7.2.2
⇩		
4 전체 안정성	○ 한계평형해석 - 성토부 교대 - 연약지반상 교대(측방유동) ○ 저항계수 - 지반상수 분명, 경사면이 구조요소를 지지하거나, 포함하지 않는 곳 - 0.75 - 지반상수 불분명, 경사면이 구조요소를 지지하거나, 포함하는 곳 - 0.65	한계 7.7.5.2 한계 7.5.5 한계 7.9.2.3

다. STEP 2 : 극한한계상태 검토

STEP 2	관련규정 및 검토사항	
1 기초형식 및 작용하중	○ 기초형식 선정 - 직접기초 크기 및 근입심도 - 말뚝기초 종류, 규격 및 말뚝길이, 지지층 종류 - 말뚝기초 시공법 ○ 적용하중 - 극한한계상태 하중조합	
⇩		
2 지지력	○ 직접기초 지지력 - 토사 및 풍화암지지 직접기초	한계 7.6.3



- 암반지지 직접기초

○ 말뚝기초 지지력 — 한계 7.7.3
- 토사, 풍화암지지 타입말뚝 지지력
- 토사, 풍화암지지 매입말뚝 지지력 - 내용부재
- 암반지지 말뚝기초
- 말뚝 인발력
- 말뚝재료 강도

3 기초저면 활동

○ 직접기초 활동에 의한 파괴여부
- 경사하중지지, 사면위의 기초 — 한계 7.6.3.3
- 수동토압(저항력)

4 횡방향 지지력

○ 말뚝기초 횡방향 지지력
- 지반(흙, 암반)과 말뚝사이의 상호작용효과 고려 — 한계 7.7.3.8
- 군효과(무리효율) 고려 — 한계 7.7.3.11
- Broms 방법

○ 횡방향지지력에 대한 저항계수는 모든 토질 및 암반 조건에 1.0을 제시

5 구조적인 파괴

○ 말뚝재료 강도(강관말뚝) — 한계 6.4.4.1
- 강도저항계수는 축방향 압축력에 대해 Øc=0.9

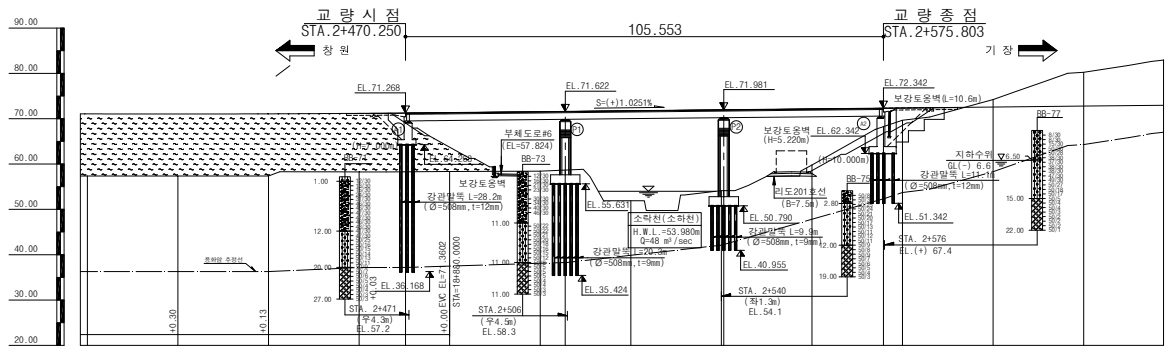
라. STEP 3 : 극단상황한계상태 검토

STEP 3	관련규정 및 검토사항
1 기초형식 및 작용하중	○ 기초형식 선정 ○ 적용하중 - 극단상황한계상태 하중조합
2 지지력	○ 지지력 검토방법은 극한한계상태와 동일 ○ 저항계수 1.0
3 횡방향 지지력	○ 횡방향 지지력 검토방법은 극한한계상태와 동일

		○ 저항계수 1.0	
⇩			
5	구조적 파괴	○ 말뚝재료 강도(강관말뚝) - 강도저항계수는 축방향 압축력에 대해 Øc=1.0	한계 6.4.4.1

6.6.2 기초 현황

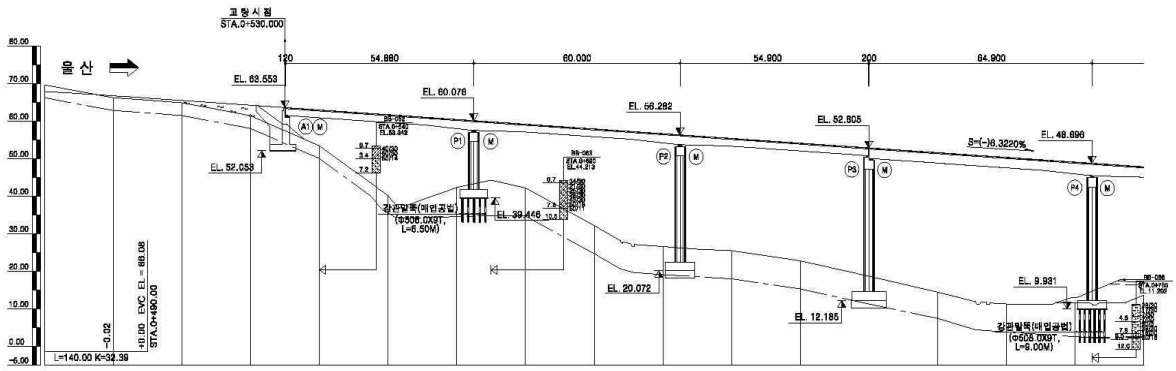
가. 소락교 지층분포 및 기초형식



지반 조사 성과 분석	• 지층구성은 상부로부터 전답층, 붕적층, 풍화토층, 풍화암순으로 구성 • 전답층 : BB-71에서 1.0m두께로 분포, 실트질 모래로 구성 • 붕적층 : 2.8~11.3m두께로 분포, 실트섞인 모래질 자갈로 구성 • 풍화토 : 8.0~9.2m두께로 분포, 실트질 모래로 구성 • 풍화암 : 7.0m두께로 분포, 암편섞인 실트질 모래로 구성

기초위치		A1	P1	P2	A2
구분	시 추 공	BB-71	BB-73	BB-75	BB-77
	지 지 층	풍화암	풍화암	풍화암	풍화암
	말뚝길이	28.2m	20.3m	9.9m	11.1m
	기초형식	강관말뚝기초	강관말뚝기초	강관말뚝기초	강관말뚝기초
	기초형식	• 지지층인 풍화암이 12.0~21.1m 출현하여 말뚝기초 적용 • 말뚝선단부는 풍화암에 1D이상 근입 되도록 하고, SPT N=50/15 이상의 지층에 총 5D이상 근입 되도록 계획			

나. 기장분기점4교 지층분포 및 기초형식



지반 조사 성과 분석	• 상부로부터 매립층, 붕적층, 풍화토층, 연암 및 경암 순으로 구성 • 매립 및 충적층 : BB-66에서 7.8m두께로 분포, 모래섞인 자갈로 구성 • 붕적층 : 0.7m두께로 분포, 실트 및 점토섞인 자갈로 구성. • 풍화토 : 1.2~6.8m두께로 분포, 실트질 모래로 구성 • 연암 및 경암 : 지표하 3.4~9.0m 심도에 분포, 기반암인 안산암

기초위치		A1	P1	P2
구분	시 추 공	BB-62	BB-63	-
	지 지 층	연암	연암	연암
	말뚝길이	-	6.5m	-
	기초형식	확대기초	강관말뚝기초	확대기초
	기초형식	• 지지암반 심도가 8m이하 구간은 직접기초, 이상은 말뚝기초 적용 • 말뚝선단은 지지 암반층에 거치 되도록 계획		

6.6.2 작용 하중 및 하중 조합 결과

소락교와 기장분기점4교의 확대기초와 말뚝기초에 재하되는 하중을 한계상태별로 조합한 최대 하중은 표 6.48 및 표 6.49과 같다.

표 6.48 확대기초의 하중조합 결과

상태	기초판 하단 부재력	기장분기점4교	
		A1	P2
사용 한계	연직력(P) kN	13,259	18,395
	수평력(V) kN	3,242	362
	모멘트(M) kN.m	3,535	14,486
극한 한계	연직력(P) kN	23,780	24,573
	수평력(V) kN	5,458	152
	모멘트(M) kN.m	13,111	5,072
극단 상황 한계	연직력(P) kN	20,621	20,138
	수평력(V) kN	7,338	838
	모멘트(M) kN.m	30,594	18,934

표 6.49 말뚝기초의 하중조합 결과

상태	말뚝두부 부재력	소락교				기장분기점4교
		A1	P1	P2	A2	P1
사용 한계	연직력(P) kN	789	881	842	816	721
	수평력(V) kN	84	9	8	109	11
	모멘트(M) kN.m	39	24	17	82	7
극한 한계	연직력(P) kN	1,120	1,061	1,191	1,163	1,066
	수평력(V) kN	129	32	29	167	40
	모멘트(M) kN.m	115	29	26	172	27
극단 상황 한계	연직력(P) kN	1,075	1,279	1,155	1,197	984
	수평력(V) kN	77	69	41	105	43
	모멘트(M) kN.m	90	66	41	34	20

6.6.3 사용한계상태 검토 방법

AASHTO LRFD Specifications를 활용한 기초 설계에 대해 5.2.5절에서 논의한 것과 같이 기초 설계에 있어서는 사용한계상태 조건에서 다음 사항들을 고려해야한다.

- 침하량
- 횡방향 변위량
- 전체 안정성

침하량은 주행성(rideability)과 경제성을 고려하여 결정한다. 토사면(earth slope)의 전체 안정성에 대한 평가는 기초의 유무와 관계없이 사용하중조합-1과 그에 적합한 저항계수에 대해서 검토한다. 교대, 교각 및 옹벽에서의 과도한 변위, 전체 안정성에 대한 검토는 사용한계상태에서 검토한다. 옹벽에 대한 허용 연직/수평 변위 기준은 옹벽의 기능, 형태, 사용기간과 옹벽의 과도한 변위가 옹벽의 벽체 및 인접구조물에 미치는 영향에 근거하여 결정한다. 전체 안정성은 한계평형해석으로써 평가할 수 있다. 사용한계상태의 구체적인 검토 내용은 표 6.50에 제시된 것과 같다.

표 6.50 기초의 사용한계상태 검토 내용

구분	검토항목	도로교설계기준 한계상태설계법 관련내용	비고
침하량	암반지지 확대기초	• $\rho = q_o(1-\nu^2)\frac{BI_p}{E_m}$, (7.6.2.2 (3d))	• 직사각형 기초 • 15 mm이하
	토사지지 말뚝기초	• 무리말뚝의 침하량 산정방법만 언급 $SPT = \rho = \frac{360qI\sqrt{X}}{N_{corr}}$, (7.7.2.3 (3)) • 말뚝 1본당 침하량 평가방법 언급 없음	-
	암반지지 말뚝기초	• 침하량 평가방법 언급 없음	-
횡방향 변위량	말뚝기초	• 무리말뚝 수평변위량은 지반-구조물 상호작용을 고려한 방법을 사용하도록 언급	• 38 mm이하
전 체 안정성	옹벽	• 한계평형해석으로써 전체안정성을 검토	-

가. 암반지지 확대기초 침하량

도로교설계기준 한계상태설계법의 7.6.2.2절 (3d)항에 원형(정사각형)기초, 직사각형기초에

대한 침하량 산정식(식 (7.6.12) 및 식 (7.6.14))이 제시되어 있으며, 이 방법을 준용하여 침하량을 산정 하였다. 암반지지 직접기초의 허용침하량은 15mm 이내로 적용 하였다.

나. 토사지지 기성말뚝기초 침하량

도로교설계기준 한계상태설계법의 7.7.2.3절 에서는 사질토에 지지된 무리말뚝(군말뚝)의 침하량 산정식(식 (7.7.1))이 제시되어 있으나, 허용응력설계법에서 일반적으로 수행하고 있는 말뚝 1본(외말뚝)에 대한 침하량 산정방법은 제시되어 있지 않다. 따라서 말뚝 1본(외말뚝)에 대한 침하량은 허용응력설계법에서 수행되는 일반적인 방법으로 평가 하였다. 사용하중한계상태에서는 비계수 하중(Unfactored Load)이 사용되므로 침하량 또는 변위 검토시 허용응력설계법에서의 평가방법을 적용하여도 큰 차이가 없는 것으로 고려하였다.

다. 암반지지 기성말뚝기초 침하량

도로교설계기준 한계상태설계법에서는 연, 경암의 암반에 지지된 기성말뚝의 침하량 산정방법에 대한 언급이 없다. 따라서 상기의 토사지지 기성말뚝기초 침하량과 마찬가지로 허용응력설계법에서 수행되는 일반적인 방법으로 평가 하였다.

라. 횡방향 변위량

도로교설계기준 한계상태설계법에서는 수평변위량 산정방법에 대한 구체적 언급은 없으나, 지반-구조물 상호작용을 고려한 방법을 사용할 것을 권고(7.7.2.4절)하고 있다. 말뚝의 수평변위는 38mm 이내로 제한(7.7.2.2절) 하도록 하였다. 따라서 지반-구조물 상호작용(Py-curve)을 고려할 수 있는 말뚝변위 해석프로그램 Lpile, Group등을 사용하여 검토 하였다.

마. 전체안정성

교대 및 옹벽 등에 대하여 한계평형해석으로 전체안정성을 검토하도록 언급되어 있다. 연약지반상 교대 및 성토부교대 등에 대한 측방유동 및 측방이동에 대한 검토시 Slope/W program 등의 한계평형해석법을 사용하여 안정성을 평가 하였다. 도로교설계기준 한계상태설계법의 7.9.2.3절에 제시된 저항계수는 다음과 같다:

- 지반 상수들이 분명하고, 경사면이 구조 요소를 지지 하거나 포함하지 않는 곳 - 0.75
- 지반 상수들이 분명하지 않거나, 경사면이 구조 요소를지지 하거나, 포함하는 곳 - 0.65

기존 허용응력설계법에서는 건기, 우기조건의 차별된 안전율을 적용하고 있으나, 도로교설계기준 한계상태설계법에는 이에 대한 별도의 규정이 없다.

6.6.4 극한한계상태 검토 방법

도로교설계기준 한계상태설계법의 7.5.3에 제시된 것과 같이 기초 설계시 극한한계상태의 하중 조합에 대해 다음 사항들을 검토해야 한다.

- 지지력
- 기초 저면의 활동
- 구조적인 파괴
- 접지압
- 횡방향 지지력

기초는 저항계수를 곱한 지지력이 하중계수를 곱한 설계하중보다 작지 않도록 설계한다. 극한한계상태의 구체적인 검토 내용은 표 6.51에 제시된 것과 같다.

표 6.51 극한한계상태 검토내용 및 방법

구분	검토항목	도로교설계기준 한계상태설계법 관련내용	비고
지지력	암반지지 확대기초	• 지지력 평가방법(산정공식) 내용 없음	-
	토사지지 말뚝기초 (매입말뚝)	• 선단지지력 : 매입말뚝 관련내용 없음 • 주면마찰력 : 매입말뚝 관련내용 없음	-
	암반지지 말뚝기초 (매입말뚝)	• 선단지지력 : $q_p = 3q_u K_{sp} d$, (7.7.3.5) • 주면마찰력 : 매입말뚝 관련내용 없음	-
기초 저면 활동	확대기초	• $Q_R = \phi Q_n = \phi_r Q_r + \phi_{ep} Q_{ep}$ (N) $Q_r = V\tan\delta$ (N), (7.6.3.3)	-
횡방향 지지력	말뚝기초	• 수평지지력 평가방법(산정공식) 내용 없음 • 무리말뚝의 효과를 고려하도록 언급	-

가. 암반지지 직접기초 지지력

도로교설계기준 한계상태설계법에는 암반에 지지된 직접기초 지지력 산정방법(산정공식)에 대한 내용이 없다. 다만, 해석적 방법에 있어서 불연속면의 영향을 고려해야 할 것을 권고(7.6.3.2절) 하고 있다. 그러나 저항계수는 암반에 지지된 확대기초 지지력 산정공식의 종

류, 방법, 조건 등이 세분화 되지 않고 “암반위에 설치된 기초의 경우” 모두 0.45를 적용 하는 것으로 언급되어 있다 (표 7.5.1). 따라서 극한한계상태의 지지력은 허용응력설계법에서 일반적으로 적용하고 있는 지지력공식 중 지지 암반층의 불연속면을 고려할 수 있는 공식을 적용하고, 저항계수는 0.45를 적용하여 평가 하였다.

나. 토사(풍화암)지지 매입말뚝기초 지지력

도로교설계기준 한계상태설계법에서는 SIP, SDA, PRD공법 등의 매입말뚝공법에 대한 말뚝기초 지지력 산정방법 및 저항계수 관련된 규정이 없다. 따라서 한계상태설계법으로 국내의 다양한 매입말뚝 시공법에 대응되는 지지력 검토 자체가 불가능한 실정이다.

허용응력설계법에서 극한선단지지력은 항타말뚝 공법의 경우 300・N・Ap(kN)이며, 매입말뚝은 선단처리방식에 따라, 최종타격의 경우 300・N・Ap(kN), 최종경타인 경우 250・N・Ap(kN), 시멘트페이스트주입인 경우 200・N・Ap(kN)로 적용되어 항타공법의 극한선단지지력의 67%~100%를 적용하여 산정하고 있다. 또한 사질토의 단위주면마찰력의 경우 항타공법은 2.0・N(kPa)이며, 매입말뚝은 시공방법에 따라, 내부굴착공법의 경우 2.0・N(kPa), 프리보링공법의 경우 5.0・N(kPa), 강관쏘일시멘트공법의 경우 10.0・N(kPa)로 적용되어 항타공법의 단위주면마찰력의 100%~500%를 적용하여 산정하고 있다.

AASHTO LRFD Specifications 및 도로교설계기준 한계상태설계법의 항타말뚝의 SPT N치를 이용한 주면마찰력 공식은 배토말뚝의 경우 0.0019N(MPa), 비배토말뚝의 경우 0.00096N (MPa)로 제시되어 있으며, 저항계수는 SPT방법(Mayerhof) 조건으로 동일하게 0.3을 적용한다. 즉, 배토-비배토 양상에 따라 극한지지력 크기를 결정하는 계수는 0.00096~0.0019로 차이가 있지만, 공식의 지지력 산정방법 자체의 신뢰성에 대해서는 저항계수 0.3으로 동일하게 적용하고 있다. 여기에 착안하여 매입말뚝공법에 대한 한계상태설계 자체가 불가능 하므로, 시험설계에서는

- 도로교설계기준 한계상태설계법에 제시된 항타말뚝 지지력 공식(7.7.13~7.7.16)을 이용하되,
- 항타말뚝 선단지지지력 공식에 의해 산정된 선단 극한지지력 크기의 67 ~ 100%를 매입말뚝의 극한선단지지력으로 간주하고,
- 저항계수는 항타말뚝 선단지지력공식(SPT N이용)에 대응하는 값 0.3을 그대로 적용하였다.

또한 항타말뚝 주면마찰력 공식(식 (7.7.15), 식 (7.7.16))에 의해 산정된 극한주면마찰력 크기의 100~500%를 매입말뚝의 극한주면마찰력으로 간주하고 저항계수는 항타말뚝 주면마찰력

공식(SPT N이용)에 대응하는 0.3을 그대로 적용하였다.

- 토사 및 풍화암지지 매입말뚝의 선단지지력

  항타말뚝 선단지지력공식(SPT 이용)은 $q_p = \frac{0.038 N_{corr} D_b}{D} \leq q_t$ (식 7.7.13), 해당 저항계수는 0.3이므로, 매입말뚝의 선단지지력 및 저항계수는 다음과 같이 적용하였다.

  - 매입말뚝 선단지지력공식(SPT 이용) : $q_p = (0.67 \sim 1.00) \times \frac{0.038 N_{corr} D_b}{D} \leq q_t$

  - 저항계수 = 0.3

- 토사 및 풍화암지지 매입말뚝의 주면마찰력

  항타말뚝의 단위 주면마찰력공식(SPT 이용)은 비배토말뚝의 경우 $q_s = 0.00096\overline{N}$ (식 7.7.16) 이며, 해당 저항계수는 0.3이므로, 매입말뚝의 주면마찰력 및 저항계수는 다음과 같이 적용하였다.

  - 매입말뚝 주면마찰력공식(SPT 이용) : $q_s = (1.0 \sim 5.0) \times 0.00096\overline{N}$

  - 저항계수 = 0.3

다. 암반지지 매입말뚝기초 지지력

- 암반지지 말뚝의 선단지지력

  말뚝선단이 암반에 지지된 말뚝의 경우 항타말뚝-매입말뚝의 지지력 산정방법 차이가 없으므로 도로교설계기준 한계상태설계법에서 제시된 암반지지말뚝의 지지력공식(식 (7.7.19))과 이에 해당하는 저항계수 0.45를 적용하였다.

- 암반지지 말뚝의 주면마찰력

  암반지지 말뚝의 주면마찰력 경우 암반 근입부가 매우 미소하므로 암반부의 주면마찰력은 무시하고 토사부분의 주면마찰력만을 산정하여 적용하였으며, 산정방법은 상기의 토사지지 매입말뚝 주면마찰력산정 방법과 동일하게 적용하였다.

라. 강관말뚝기초 재료강도

도로교설계기준 한계상태설계법의 6.4.4.1절에 제시된 강관용 강재의 재료강도를 이용한다. 극한한계상태에서의 강도저항계수는 축방향 압축력에 대해(강재) $\phi_c = 0.9$, 극단상황한계상태의 저항계수는 $\phi_c = 1.0$으로 제시되어 있다.

마. 확대기초 저면활동

도로교설계기준 한계상태설계법 7.6.3.3절에 횡하중에 의한 확대기초의 활동파괴 검토를 위해, 지반과 기초사이의 전단저항과 수동토압에 의한 수동저항을 고려할 수 있는 설계 저항력 산정식이 다음과 같이 제시되어 있다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_r Q_r + \phi_{ep} Q_{ep} \quad (\mathrm{N}) \tag{6.14}$$

여기서 Q_r은 흙과 기초사이의 공칭 전단저항력(N), Q_{ep}는 구조물의 총 설계수명내에서 유용한 흙의 공칭수동저항력을 의미한다. 저항계수는 사질토 및 점성토 위에 설치된 프리캐스트 및 현장 타설 콘크리트에 대해 언급되어 있고, 암반에 지지된 직접기초 관련내용은 없다. 따라서 암반에 지지된 기장분기점4교의 직접기초에 대한 저면활동 검토는 생략 하였다.

바. 말뚝기초 횡방향 지지력

도로교설계기준 한계상태설계법 7.7.3.11절에 무리말뚝의 횡방향 지지력에 대하여 언급되어 있으나, 횡방향지지력의 평가방법 및 공식 등이 구체적으로 언급이 되어 있지 않다. 다만 무리말뚝효과(군효과)를 고려하도록 언급하고 있다. 해당 저항계수는 모든 토질 및 암반 조건에 저항계수 1.0을 제시하고 있다. 따라서 허용응력설계법 설계시 일반적으로 검토되고 있는 Broms방법으로 검토 하고 저항계수는 1.0을 적용하였다.

6.6.5 설계 결과

기존의 도로교설계기준의 관련 기준과 도로교설계기준 한계상태설계법의 개념과 계수들을 활용하여 확대기초와 말뚝기초의 지지력에 대한 검토한 결과 표 6.51 ~ 표 6.53에 주어져 있다. 기존의 허용응력설계법에 의한 설계에 비하여 한계상태설계법의 극한한계상태에 대하여 검토한 결과가 보다 높은 안정도를 주는 것으로 나타났다.

표 6.52 확대기초 연직지지력 산정 결과

구 분	위치	허용응력설계(상시)			한계상태설계(극한한계상태)		
		허용 지지력(kPa)	연직하중 (kPa)	비율	설계 지지력(kPa)	연직하중 (kPa)	비율 (%)
기장 분기점 4교	A1	696	383	182%	1,863	508	367%
	P2	961	473	203%	1,863	679	274%

표 6.53 말뚝기초 연직지지력 산정결과

구 분	위치	허용응력설계(상시)			한계상태설계(극한한계상태)		
		허용 지지력(kN)	연직하중 (kN)	비율	설계 지지력(kN)	연직하중 (kN)	비율
기장4교	P1	1,490	862	173%	2,312	1,066	217%
소락교	A1	1,373	995	138%	1,984	1,120	177%
	P1	905	739	123%	1,854	1,061	175%
	P2	1,207	881	137%	1,532	1,191	129%
	A2	905	828	109%	1,494	1,163	128%

표 6.54 말뚝기초 수평지지력 산정결과

구 분	위치	허용응력설계(상시)			한계상태설계(극한한계상태)		
		허용 수평 지지력(kN)	수평하중 (kN)	비율	설계 수평 지지력(kN)	수평하중 (kN)	비율
기장4교	P1	175	29	610%	348	40	870%
소락교 (기장)	A1	146	105	139%	420	129	326%
	P1	142	130	109%	338	32	1,056%
	P2	146	13	1,125%	362	29	1,248%
	A2	146	13	1,125%	461	167	276%

6.7 내진 설계

6.7.1 내진 설계 절차

START	관련규정 및 검토 사항	
1 설계조건 결정	○ 내진등급 결정 ○ 지진 가속도 계수 산정 - 지진구역계수 : 0.110 - 위험도 계수 : 1.400 ➜ 지반가속도 계수 A = 0.154 ○ 지반계수 : 지반종류Ⅲ ➜ S=1.2(내진), 1.5(면진)	한계 8.3
⇩		
2 단면특성 결정	○ 상하부 질량과 중량 산정	
⇩		
3 구조해석 모델링 구성	○ 경계조건 구성 ○ 하중 치환 및 지진하중 입력 ○ 말뚝기초 스프링계수 산정	한계 8.5.4
⇩		
4 교각 전강성 및 유효강성 산정	○ 교각의 유효항복강성 산정 $I_{y,eff} = \left(0.16 + 12\,\rho_l + 0.3\sqrt{\frac{P_u}{f_{ck}\,A_g}}\right) I_g$	한계 8.8.2.2
⇩		
5 고유치 해석	○ 전강성, 유효항복강성을 이용한 2개 모델에 대하여 고유치 해석 수행	
⇩		
6 응답스펙트럼 해석 또는 시간이력해석	○ 전강성, 유효항복강성을 이용한 2개 모델에 대하여 응답스펙트럼 해석 또는 시간이력해석	
⇩		
7 설계지진력 조합	○ 교축, 교직 설계지진력 조합 (전강성)	
⇩		
8 지진시 변위 검토	○ 교축, 교직 설계지진력 조합 (유효항복강성)	한계 8.8.2.2

6.7.2 내진 설계 결과

하부구조의 설계에서 논한 것과 같이 시험설계의 교각 직경이 소락교는 2.8m에서 2.0m, 기장분기점 4교는 3.0m에서 2.8m로 각각 변경되었다. 교각의 직경이 감소함에 따라 구조물 전체의 강성이 감소하여 구조물의 주기가 증가하는 경향을 나타냈다. 시험설계에서는 내진해석시 기둥하단의 부재력이 크게 발생하지 않아 탄성설계를 수행하였다.

소락교는 탄성받침을 적용하여 응답스펙트럼해석을 수행하였으며 해석결과에 의하면, 받침반력은 교각의 강성이 감소함에 따라 교대부 반침반력은 증가하였으며, 교각부 받침반력은 감소하였다. 기둥상단의 변위는 교각강성이 감소함에 따라 변위가 증가하였으며, 기둥하단의 모멘트는 교각강성이 감소함에 따라 부재력이 감소하였다.

기장분기점4교는 면진받침을 적용하여 시간이력해석을 수행한 결과, 교각의 강성이 감소해도 반침반력의 변화는 미소하였다. 기둥상단의 변위는 교각강성이 감소함에 따라 다소 증가하였으며, 기둥하단의 모멘트는 교각강성이 감소함에 따라 감소하였다.

제 7 장 결 론

본 연구에서는 국제적인 교량 설계기준의 변화에 따라 최근 제정된 도로교설계기준 한계상태설계법의 원활한 적용을 위해 고속도로의 대표 교량형식에 대한 시험설계가 수행되었으며, 설계실무편람(안)이 개발되었다. 신뢰도 이론에 근거한 도로교설계기준 한계상태설계법은 국내의 관련 연구실적, 교량 건설 재료의 물성관련 통계값 및 외국의 한계상태설계법 기준을 활용하여 개발되었다. 기존의 허용응력법에 기반을 도로교설계기준 보다 복잡하지만 경제적이며 안전한 교량 구조물의 건설에 기여할 것이다.

1차년도에서는 신뢰도 지수, 국외의 한계상태설계법 기준인 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications과 Eurocode의 기술적인 배경, 인천대교의 LRFD BDS 적용실적에 대한 검토가 수행되었다. 또한 제정중인 “도로교설계기준 한계상태설계법”(안)의 내용과 영향 등에 대해서도 검토가 수행되었다. 2차년도에서는 한계상태설계법 기반의 설계 기준인 AASHTO LRFD Specifications과 Eurocode의 적용사례 및 절차, 도로교설계기준 한계상태설계법의 규정 및 내용 검토, 시험설계 대상 교량의 선정 및 설계가 수행되었다. 본 연구의 주요 결론은 다음과 같다.

1. 허용응력설계법에 근거한 기존의 도로교설계기준은 하중과 재료의 변동성에 대한 충분한 고려가 없어, 구조물의 신뢰도(Reliability) 혹은 파괴 확률(Probability of Failure)이 균일하지 않은 문제점을 갖고 있다. 이러한 문제점을 해소하기 위하여 AASHTO LRFD Specifications과 Eurocode가 개발되어, 전 세계적으로 적용되기 시작하였다. 구조물의 균일한 신뢰도 확보와 더불어 경제적인 효과도 있는 것으로 보고되고 있다. 새로운 설계기준 체계의 초기 적용에 관련된 실무엔지니어들의 어려움을 해결하기 위하여 설계예제, 각종 매뉴얼과 교육 프로그램을 개발하여 적극 활용하고 있다.

2. 인천대교는 국내 최초로 AASHTO LRFD Specifications를 적용한 프로젝트로서, 사용한계상태(service limit state), 강도한계상태(strength limit state), 극한한계상태(extreme event)별로 다양한 하중조합에 대해 하중계수를 적용하여 상부하중을 산정하고, 기초의 지지력 평가시에는 조건별로 저항계수(resistance factor)를 반영하여 설계를 진행하였다. 하중조합은 AASHTO와 우리나라 도로교설계기준 중 가혹한 조건을 적용하였다.

착공 전에 AASHTO LRFD Specifications의 국내 적용성을 검증하고 국내 설계기준과 비교하기 위하여 국내외 전문가를 활용하여 독립적으로 입찰설계를 검토하였으며, 이 결과를 분석하여 인천대교의 사용성과 안정성 확보를 위해 필요한 조치를 취하였다. 특히 허용응력설계법에 의한 국내의 관행적 설계와 큰 차이를 보이는 기초에 대해서는 현장재하시험의 활용, 과학적인 지반조사 및 시험 실시, 저항계수의 합리적 적용 등을 전제로 하였다. 해외 사례 조사와 관련 문헌 고찰을 병행하면서 세계최대규모로 실시한 실규모 말뚝재하시험 결과를 엄밀하게 분석하여 LRFD 개념을 만족시키면서 국내 지반의 특성 및 제반 여건을 반영할 수 있는 새로운 저항계수를 개발하여 실시설계에 적용하게 되었다.

3. 최근 제정된 도로교설계기준 한계상태설계법은 각종 한계상태의 정의와 하중 조합, 강교 설계 관련 규정들은 기본적으로 AASHTO LRFD Specifications에 근거하였으며, 콘크리트교는 Eurocode 2 Concrete Structures를 기본으로 하였다. 기존의 국내 연구 성과와 재료 특성 등을 반영하였으며, 100년의 내구 수명을 목표로 하여 신뢰도를 조정하였다. 특히 국내 교량에 재하되는 차량 하중의 영향을 고려하여 4축의 KL-510(총하중: 510kN)이 표준 트럭하중으로 새롭게 정의되었으며, 차로 하중도 새롭게 설정되었다.

4. 시험설계 교량형식으로 고속도로의 중장경간 교량으로 가장 많이 적용되고 있는 PSC I 거더교와 강재 박스거더교를 검토하였다. 도로교설계기준 한계상태설계법의 적용상 한계 조건에 대한 분석과 부산외곽순환도로 및 상주-영덕고속도로에 설계 반영된 교량에 대한 현황 조사를 통해 최적 PSC I 거더교인 소락교와 강재박스거더교인 기장분기점4교가 선정되었다.

5. 최적화된 PSC I 거더교에 도로교설계기준 한계상태설계법을 적용하여 설계를 수행한 결과, 활하중에 의해 거더에 발생하는 모멘트와 전단력이 기존 설계보다 30% 정도 증가하고 텐던의 유효 긴장력도 10% 정도 증가하는 것으로 나타났다. 또한 콘크리트 구조물의 설계내구수명을 확보하기 위해 규정된 “환경 조건에 따른 노출 등급”이 설계에 많은 영향을 미치는 것으로 나타났다. 텐던의 내구성 확보를 위해 PSC I 거더의 텐던 피복두께를 증가시켰고 사용한계하중하에서 거더의 하연이 압축응력상태에 있도록 설계하였다. 또한 철근의 내구성 확보를 위해 바닥판의 강도와 피복 두께도 기존 설계보다 증가되어야 하는 것으로 나타났다.

6. 강재 밀폐박스거더교를 기장분기점4교를 도로교설계기준 한계상태설계법에 부합하는 오픈박스거더교로 변경하여 시험 설계를 수행하였다. 시험 설계된 교량의 소요 강재량을 허용응력법으로 설계된 오픈박스거더교와 밀폐박스거더교의 소요 강재량과 비교한 결과, 교량 단위 면적당의 강재량이 감소하는 것으로 나타났다. 이는 상부 플랜지를 제거한 오픈박스거더교의 특성과 한계상태설계법의 적용에 의한 것으로 판단된다.

7. 매입말뚝의 지지력 평가방법과 같이 기존의 도로교설계기준에 대비하여 누락된 부분이 있어 도로교설계기준 한계상태설계법으로 기초 안정성을 설계하고 평가하는데 문제점이 있다. 따라서 말뚝에 대한 침하량, 암반에 지지된 직접기초 지지력 산정방법 등은 기존의 도로교설계기준 등을 참조하여 허용응력설계법에서 수행되는 일반적인 방법으로 검토하였다. 매입말뚝의 극한지지력은 도로교설계기준 한계상태설계법에 제시되어 있는 타입말뚝의 지지력공식 및 저항계수를 사용하여 극한지지력을 저감하는 방법으로 평가하였다. 또한 수평변위량 산정방법에 대한 구체적 언급은 없고, 지반-구조물 상호작용을 고려한 방법을 사용하도록 규정되어 있으므로 지반-구조물 상호작용(Py-curve)을 고려할 수 있는 말뚝변위 해석프로그램 Lpile, Group등을 사용하여 검토하였다.

8. 도로교설계기준 한계상태설계법의 내용 검토 및 시험 적용 결과, 지속적인 보완 및 상세 규정들에 대한 명확한 적용 지침 등이 필요한 것으로 판단된다. 현재 제정된 기준은 곡선 강교에 적용할 수 없는 한계점을 갖고 있으며, 국내에서 일반적으로 적용되고 있는 매입말뚝공법의 지지력 산정식과 저항계수 등이 규정되어 있지 않다. 또한 철근 콘크리트구조물의 내구성과 피복두께 등에 큰 영향을 미치는 환경 조건에 따른 노출 등급의 설정을 위한 보다 상세한 지침이 필요하다.

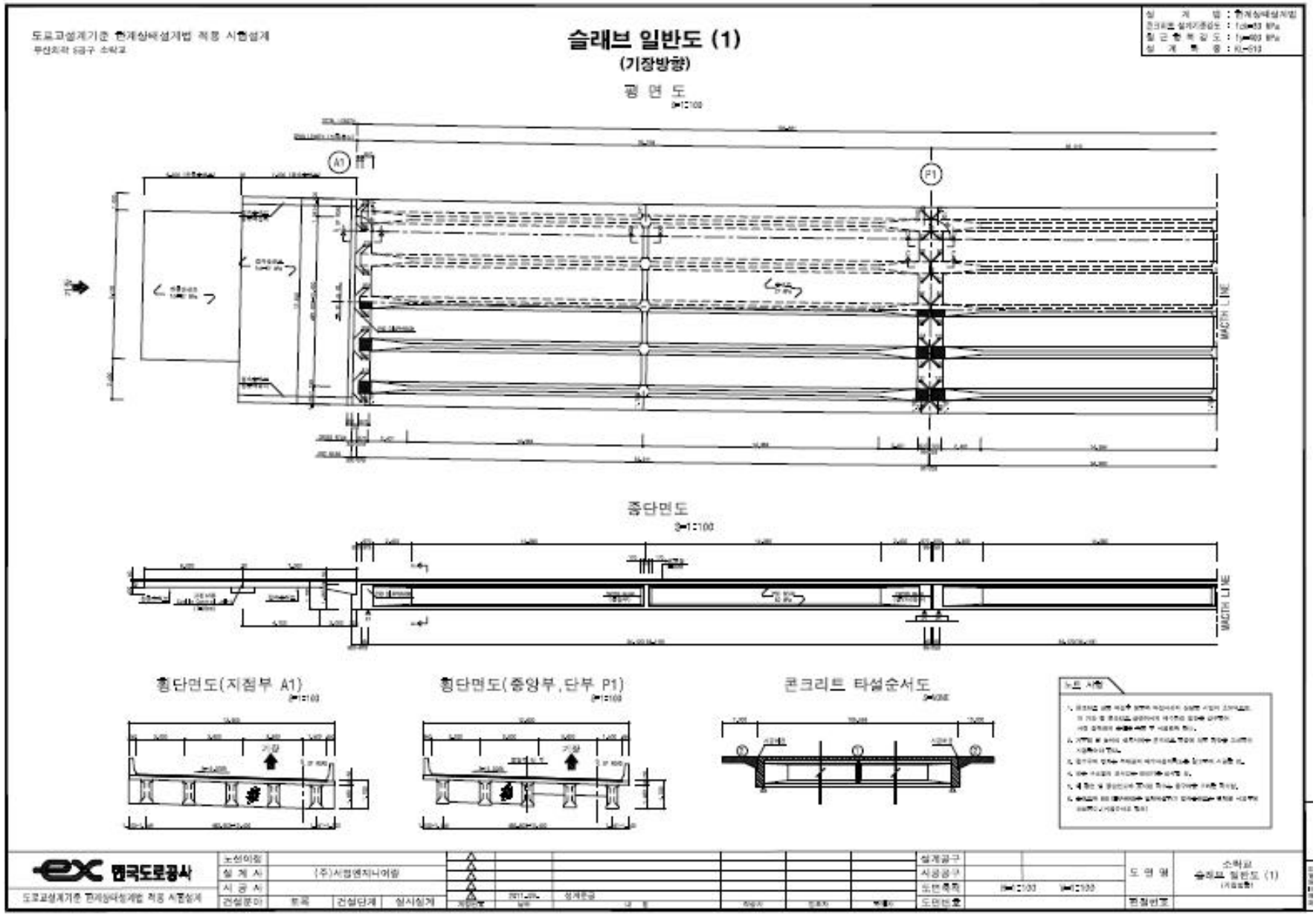
참 고 문 헌

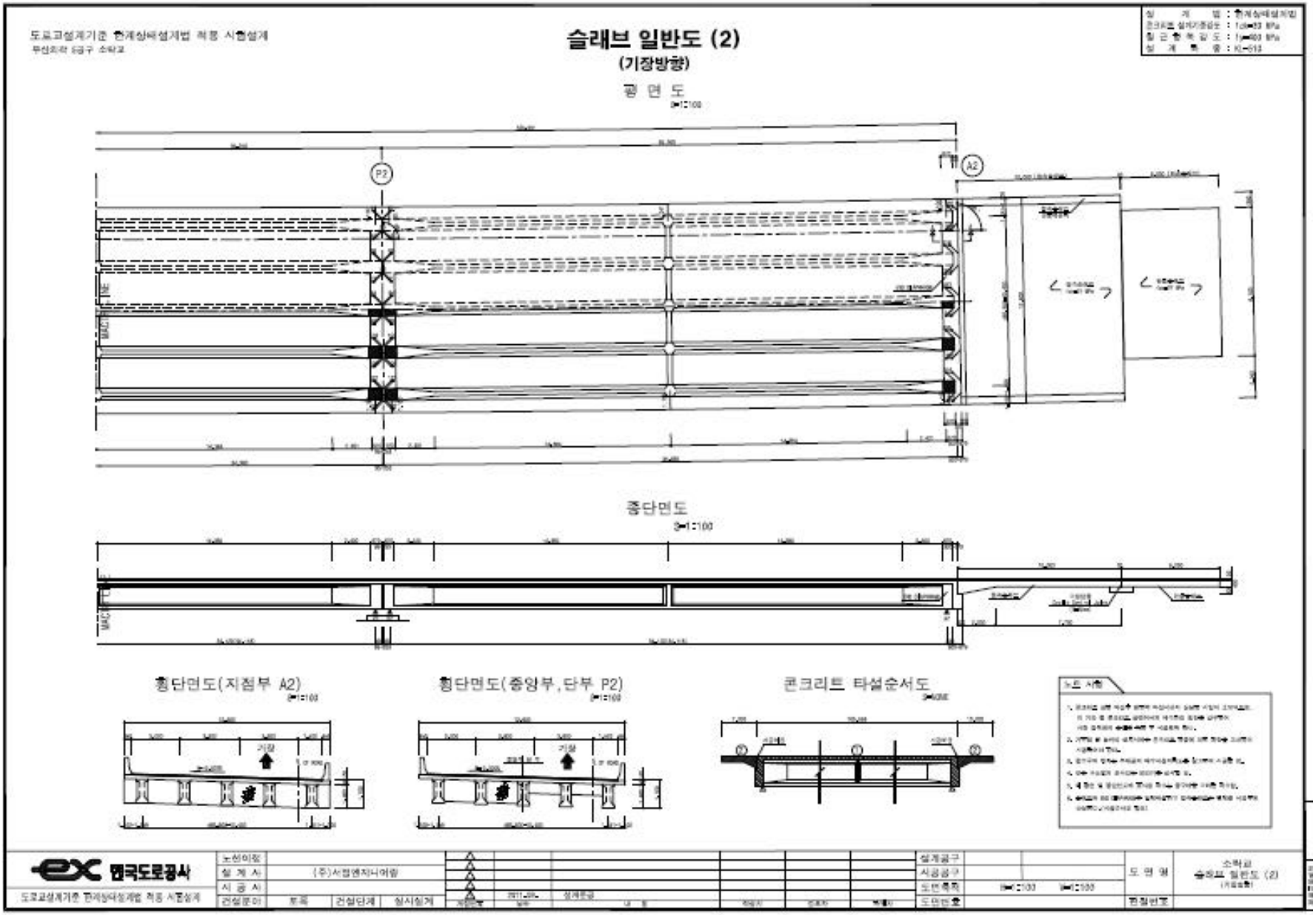
1. 대한토목학회/교량설계기술핵심연구단, “도로교설계기준 해설”, 2008
2. Nowak, A. and Collins, "Reliability of Structures", McGraw Hill Higher Education, New York, 2000
3. JCSS, "Probabilistic Model Code", http://www.jcss.ethz.ch/, 2001
4. AASHTO, "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications", 4th Edition, Washington, D.C., 2007
5. Nowak, A. and Szerszen, M., "Structural Reliability as Applied to Highway Bridges", Prog. Struct. Engng. Mater, Vol. 2, pp. 218-224, 2000
6. Baber, T. and Simons, D., "The Impact of the AASHTO LRFD Design Code on Bridge Stiffness and Strength: Part I, Methods and Design Comparisons", VTRC 07-CR2, 2007
7. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, "EN 1990: 2002 Eurocode- Basis of Structural Design", European Committee for Standardization, Brussels, 2002
8. Holicky, M., Markovà, J., "Chapter III - Reliability Differentiation", Implementation of Eucododes, Handbook 2: Reliability Background, JRC, 2002
9. Nowak, A. S., Park, C. H., Casas, J. R., "Reliability Analysis of Prestressed Concrete Girders: Comparison of Eurocode, Spanish Norma IAP and AASHTO LRFD", 8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability", 2000
10. FHWA, "Assuring Bridge Safety and Serviceability in Europe", 2010
11. 日本道路協會, “道路橋支承便覽”, 2004
12. 本主四國公團, “上部工設計基準”, 1989
13. TRB LRFD for Deep Foundations, NCHRP Report 507, Transportation Research Board, 2004
14. Jeong-Hwan Kim, Hyung-Wook Kim, Zu-Cheol Kim, Sung-Min Cho, and Sang-Seon Jeong(2007), "Design of drilled shafts in Incheon bridge considering soil- pile interaction", Proceedings of the 13th Asian Regional Conferenceon Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Kolkata, India
15. 한국도로교통협회, “도로교설계기준 한계상태설계법 제정(안) 세미나 자료집”, 2010

16. 황의승, “중차량중량분포를 이용한 차량하중모형 개발 (II) - 연행차량 효과 분석 및 모형 개발”, 대한토목학회논문집, 29권 3A호, 2009, pp. 199-207
17. Hendy, C. and Smith, D.A., "Designers’ Guide to EN1992-2 Eurocode 2: Design of Concrete Structures Part 2: Concrete Bridges", Thomas Telford, London, 2007
18. AASHTO, "AASHTO Guide Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges", Washington, USA, 2003
19. White, D. W. and Grubb, M. A., "Unified Resistance Equations for Design of Curved and Tangent Steel Bridge I-Girders", Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, CD 11-S, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2005, pp. 121-128.
20. 국토해양부, “도로교설계기준”, 2010
21. FHWA/NHI, "LRFD Design Examples for Steel Girder Superstructure Bridge", 2003
22. Brinkworth, T. W., and Chen, S. S., "Design Example: Two-Span Continuous Composite HPS Hybrid I-Girder Bridge: LRFD in SI Units:, 2001
23. Minesota Department of Transportation, "Bridge Design Manual, Chapter 6, Steel Girders", 2007
24. Texas Department of Transportation, "Preferred Practices for Steel Bridge Design, Fabrication, and Erection", 2007
25. National Steel Bridge Alliance(NSBA), "Practical Steel Tub Girder Design", 2005
26. Helwig, T., Yura, J., Herman, R., Williamson, E., Li, D., "Design Guidelines for Steel Trapezoidal Box Girder Systems", FHWA/TX-07/0-4307-1, 2007
27. Arizona DOT, Design Guidelines, LRFD Substructure Design Examples, 2010
28. Wisconsin DOT, "Bridge Manual", 2011
29. Transportation Research Board, "Implementation Status of Geotechnical Load and Resistance Factor Design in State Departments of Transportation", Transportation Research Circula E-C136, 2009
30. The Concrete Centre, "How to Design Concrete Structures using Eurocode 2", 2006
31. European Concrete Platform ASBL, "Eurocode 2: Worked Examples", 2008
32. Hendy, C. and Johnson, R., "Designers’ Guide to EN 1994-2 Eurocode 4: Design of Steel and Composite Structures, Part : General Rules and Rules for Bridges", Thomas Telford Ltd, London, UK, 2006

33. Raoul, J. and Cornejo, M., "Overview of Eurocode 4 Part 2", JRC, 2010
34. Sétra, "Guidance Book Eurocodes 3 and 4", Paris, France, 2007
35. Mosley, B., Bungey, J., Hulse, R., "Reinforced Concrete Design", Palgrave Macmillan, Hampshire, 2007
36. Arya, C., “Design of Structural Elements”, Taylor & Francis, London, 2002

APPENDIX I. 소락교 대표 도면


도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시범설계
무안초락 6급구 소락교
슬래브 일반도 (1)
(기장방향)
설 계 법 : 한계상태설계법
콘크리트 설계기준강도 : f_ck=30 MPa
철 근 항 복 강 도 : f_y=400 MPa
설 계 하 중 : DB-24
평 면 도
S=1:100
A1
P1
MACTH LINE
종단면도
S=1:100
MACTH LINE
횡단면도(지점부 A1)
S=1:100
횡단면도(중앙부,단부 P1)
S=1:100
콘크리트 타설순서도
S=NONE
노트 사항
한국도로공사
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시범설계
노선이정
설 계 사
(주)시엔지니어링
시 공 사
건설분야
토목
건설단계
실시설계
설계공구
시공공구
도면축척
S=1:100
S=1:100
도면번호
도 면 명
소락교
슬래브 일반도 (1)
(기장방향)
변절번호

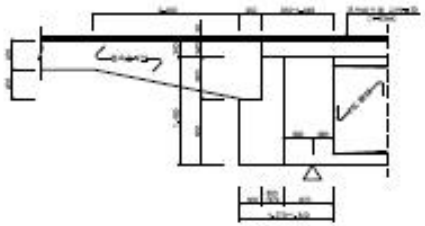

도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시범설계
무심초각 5경구 소락교
슬래브 일반도 (2)
(기장방향)
설 계 법 : 한계상태설계법
콘크리트 설계기준강도 : fck=30 MPa
철 근 항 복 강 도 : fy=400 MPa
설 계 특 중 : KL-510
평 면 도
P2
A2
종단면도
횡단면도(지점부 A2)
횡단면도(중앙부, 단부 P2)
콘크리트 타설순서도
노트 사항
한국도로공사
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시범설계
노선이정
설 계 사
시 공 사
건설분야
토목
건설단계
실시설계
(주)서영엔지니어링
설계공구
시공공구
도면축척
도면번호
도 면 명
소락교
슬래브 일반도 (2)
(기장방향)
완절번호

도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계
부산외곽 6공구 소학교

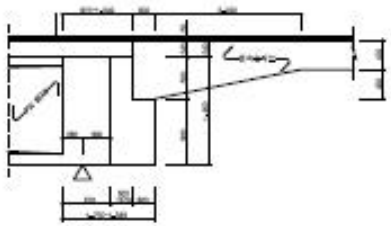
슬래브 일반도 (3)
(기장방향)

설 계 법	: 한계상태설계법
콘크리트 설계기준강도	: fck=30 MPa
철 근 항 복 강 도	: fy=400 MPa
설 계 환 경	: XC-D1

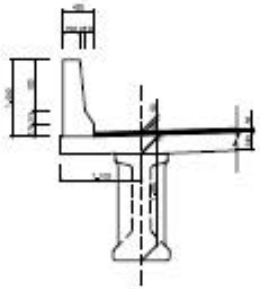
단면A-A(시점부)
S=1:30



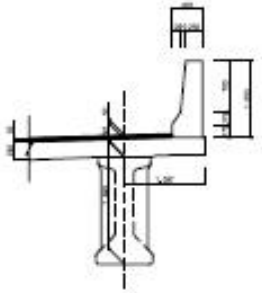
단면A-A(종점부)
S=1:30



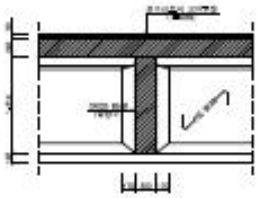
방호벽(좌) 상세
S=1:30



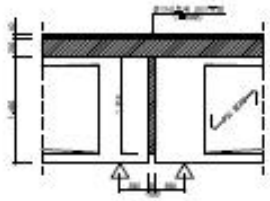
방호벽(우) 상세
S=1:30



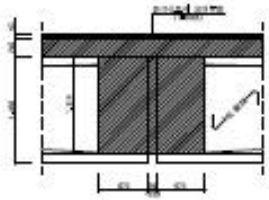
단면B-B (중앙부)
S=1:30



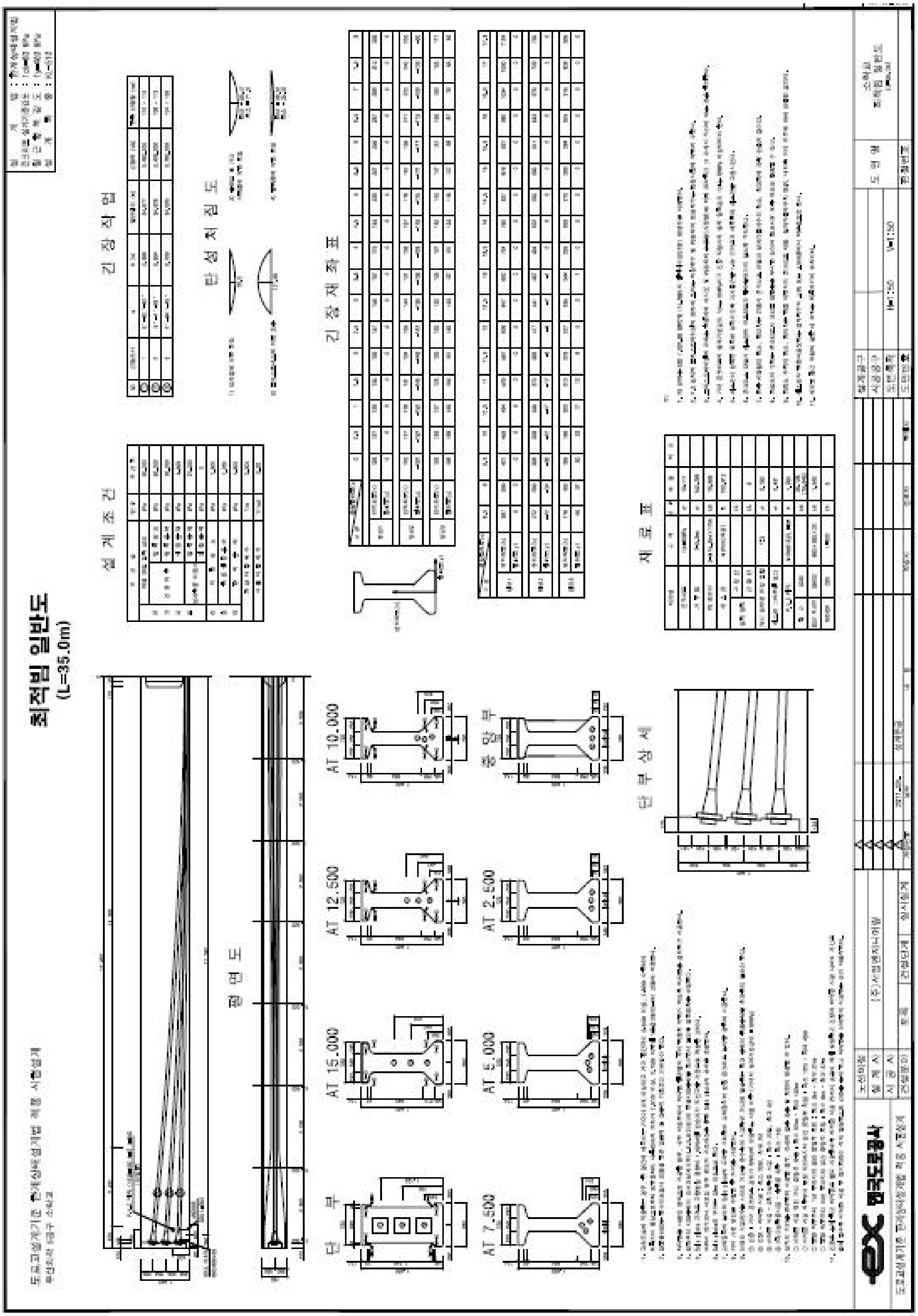
단면C-C (빔연결부)
S=1:30



단면D-D (중간지점부)
S=1:30



한국도로공사	노선이정											설계공구			도 면 명	소학교 슬래브 일반도 (3) (기장방향)	
	설 계 사	(주)서정엔지니어링										시공공구					
	시 공 사											도면축척	H=1:30	V=1:100			
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계	건설분야	토목	건설단계	실시설계	개정번호	2021.09.	설계변경					도면번호			변경번호		


최적빔 일반도
(L=35.0m)
설계조건
긴장작업
탄성처짐도
긴장재좌표
재료표
평면도
단부상세
단부
AT 7.500
AT 15.000
AT 6.000
AT 12.500
AT 2.500
AT 10.000
중앙부
한국도로공사

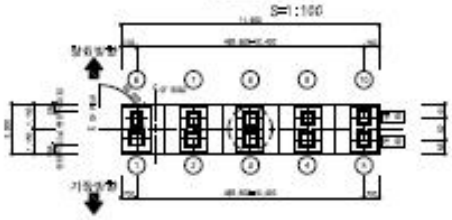
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시범설계
무산조곡 6공구 소학교

P1교각 일반도

설 계 법	: 한계상태설계법
콘크리트 설계기준강도	: f'ck=[illegible] MPa
(기둥)	: f'ck=[illegible] MPa
철 근 항 복 강 도	: fy=[illegible] MPa
설 계 통 경	: KT-[illegible]

평면도

S=1:100



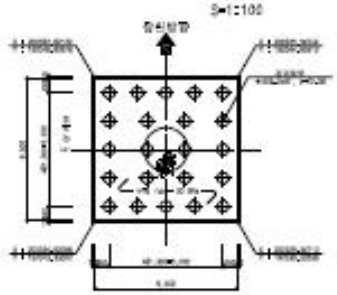
기둥 단면도 A-A

S=1:100



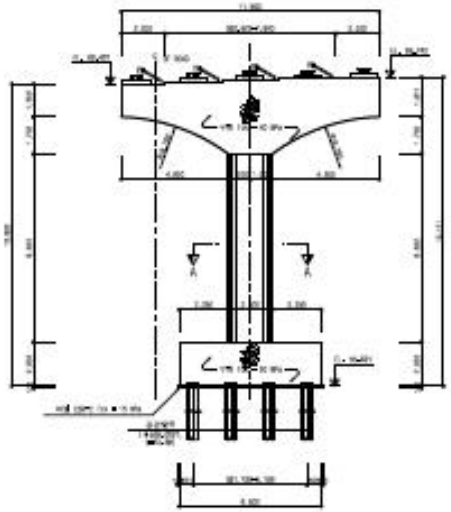
기초 평면도

S=1:100



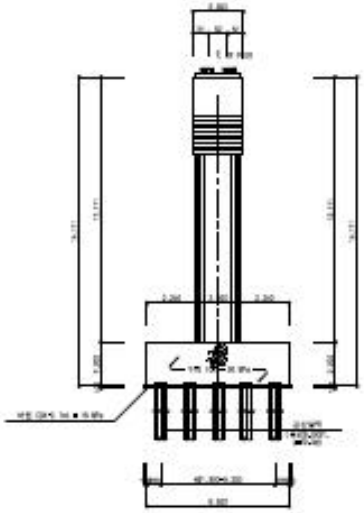
정면도

S=1:100



단면도

S=1:100



노트 사항

1. [illegible]
2. [illegible]
3. [illegible]
4. [illegible]
5. [illegible]
6. [illegible]
7. [illegible]
8. [illegible]

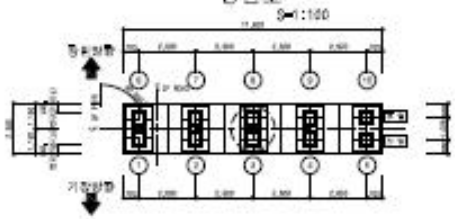
한국도로공사	노선이정										설계공구			도 면 명	소 학 교 P1교각 일반도
	설 계 사	(주)서정엔지니어링									시공공구				
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시범설계	시 공 사										도면축척	S=1:100	S=1:100		
	건설분야	토목	건설단계	실시설계	1	2021.05.	설계준공				도면번호			편철번호	
					변경차수	일자	내 용	작성자	검토자	확인자					

도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계
부산외곽 6공구 소막교

P2교각 일반도

설 계 법	: 한계상태설계법
콘크리트 설계기준강도	: fck=40 MPa
(기초)	: fck=30 MPa
철 근 항 복 강 도	: fy=500 MPa
설 계 툴	: KI-BRIDGE

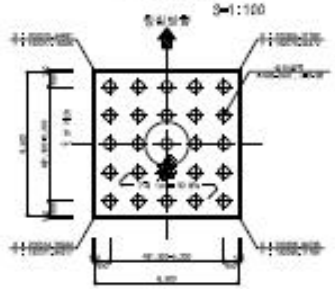
평면도
S=1:100



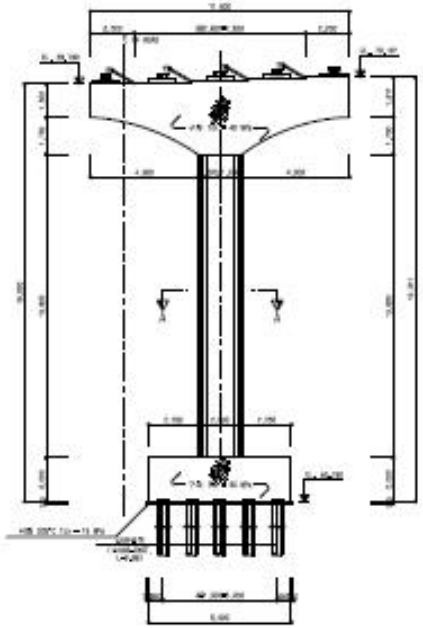
기둥 단면도 A-A
S=1:100



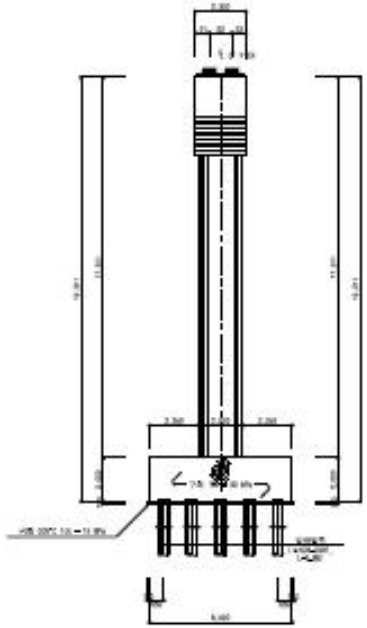
기초 평면도
S=1:100



정면도
S=1:100



단면도
S=1:100



노트 사항

-
-
-
-
-
-
-
-
-

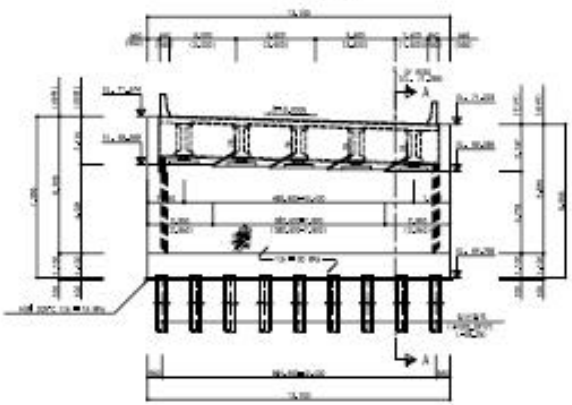
한국도로공사	노선이정									설계공구			도 면 명	소 막 교 P2교각 일반도
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계	설 계 사	(주)서정엔지니어링								시공공구				
	시 공 사									도면축척	H=1:100	V=1:100		
	건설분야	토목	건설단계	실시설계		2021.05.	설계완료			도면번호			변경번호	

도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계
무선의곡 6공구 소학교

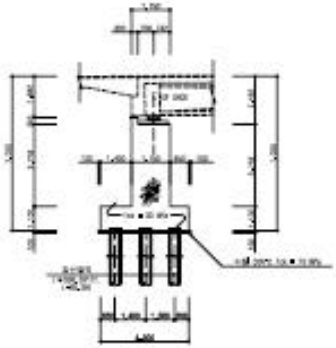
A1교대 일반도

설 계 법	: 한계상태설계법
콘크리트설계기준강도	: fck=30 MPa
철 근 항 복 강 도	: fy=400 MPa
설 계 환 경	: XC-S13

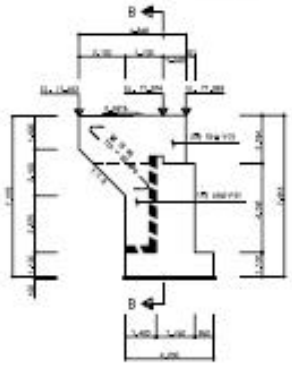
정면도 S=1:100



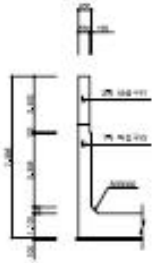
단면도 A-A S=1:100



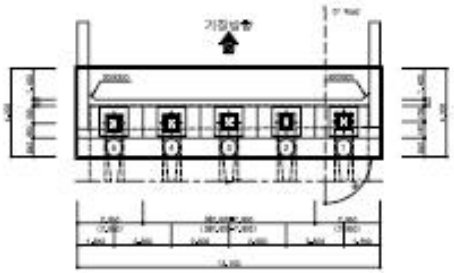
날개벽(좌측) S=1:100



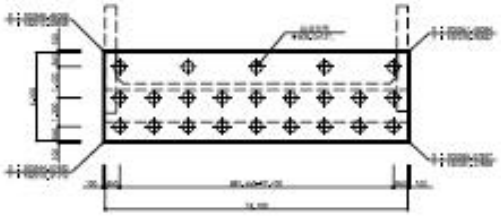
단면 B-B S=1:100



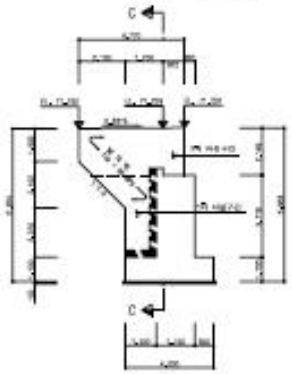
평면도 S=1:100



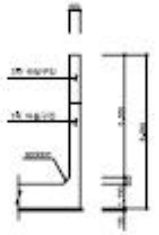
기초 평면도 S=1:100



날개벽(우측) S=1:100



단면 C-C S=1:100



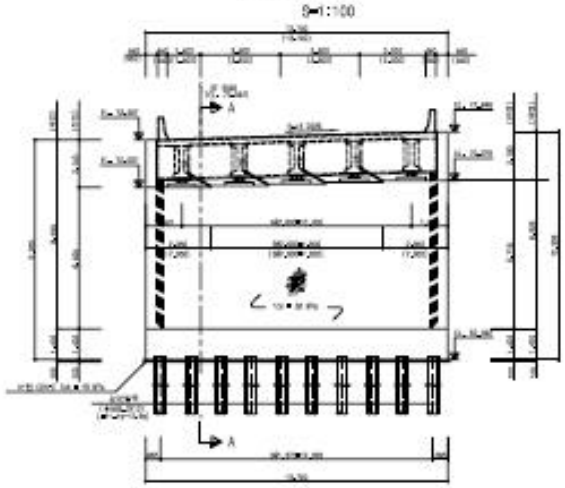
한국도로공사	노선미정											설계공구		도 면 명	소 학 교 A1교대 일반도
	설 계 사	(주)서영엔지니어링										시공공구			
	시 공 사											도면축척	H=1:100 V=1:100		
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계	건설분야	토목	건설단계	실시설계								도면번호		원점번호	

도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시범설계
부산외곽 6공구 소학교

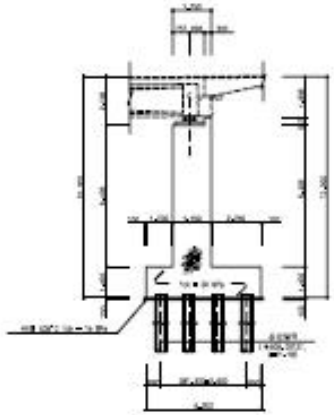
A2교대 일반도

설 계 법 : 한계상태설계법
콘크리트 설계기준강도 : fck=30 MPa
철 근 항 복 강 도 : fy=400 MPa
설 계 특 등 : KL-510

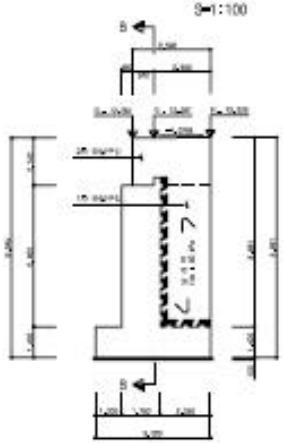
정면도 S=1:100



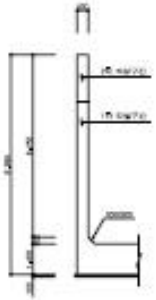
단면도 A-A S=1:100



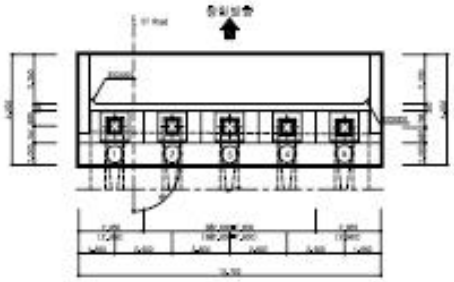
날개벽(좌측) S=1:100



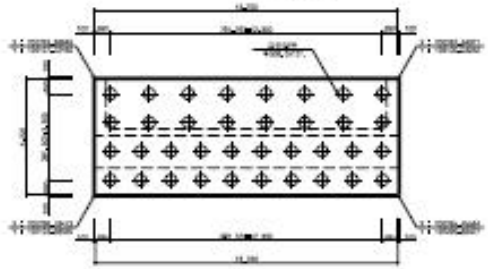
단면 B-B S=1:100



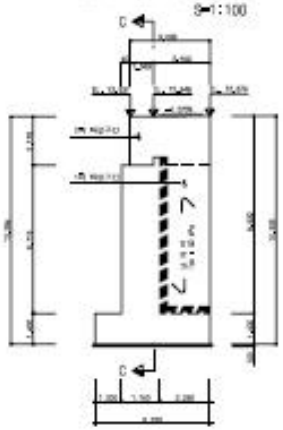
평면도 S=1:100



기초 평면도 S=1:100



날개벽(우측) S=1:100



단면 C-C S=1:100



한국도로공사	노선이정											설계공구		도 면 명	소 학 교 A2교대 일반도
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시범설계	설 계 사	(주)서정엔지니어링										시공공구			
	시 공 사											도면축척	H=1:100 V=1:100		
	건설분야	토목	건설단계	실시설계	기술자	성명	설계분담	내 용	확인자	검토자	책임자	도면번호		변경번호	

APPENDIX II. 기장분기점4교 대표 도면

도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계
부산외곽 12공구 기장분기점4교

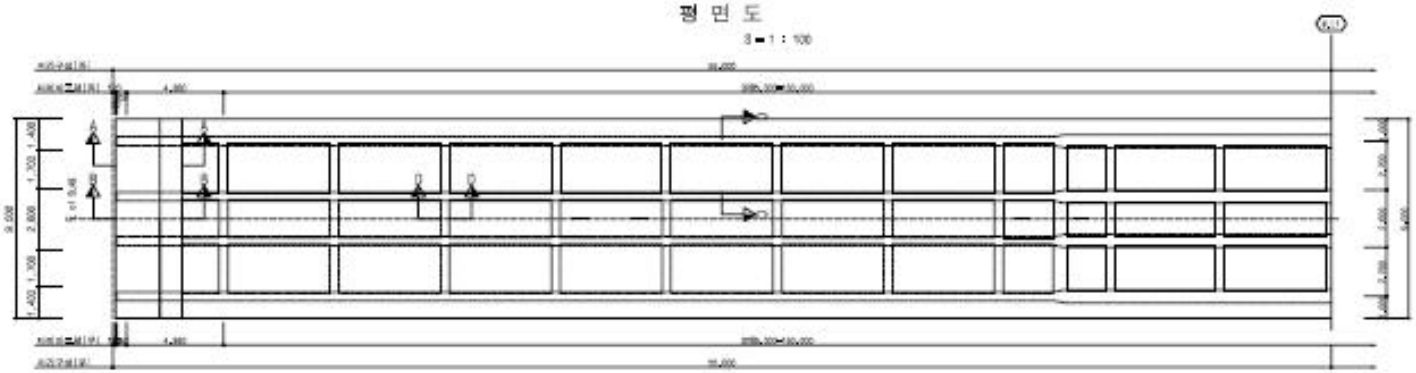
슬래브 일반도 (1)

설 계 법	: 한계상태설계법
콘크리트 설계기준강도	: f_{ck}=30 MPa
철 근 항 복 강 도	: f_y=400 MPa
설 계 특 성	: XL-S10

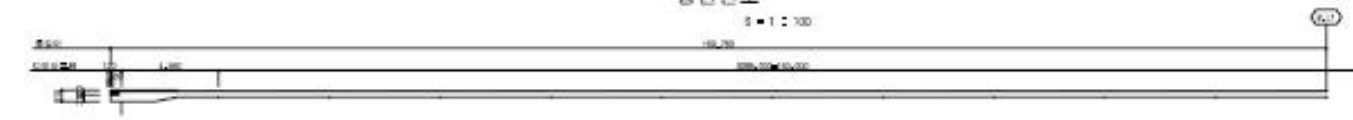
횡단면도
S = 1 : 100



평 면 도
S = 1 : 100



종단면도
S = 1 : 100



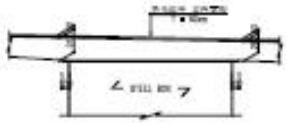
단면 A-A
S = 1 : 30



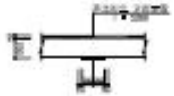
단면 B-B
S = 1 : 30



단면 C-C
S = 1 : 30



단면 D-D
S = 1 : 30



요약도
S = 1 : 1000



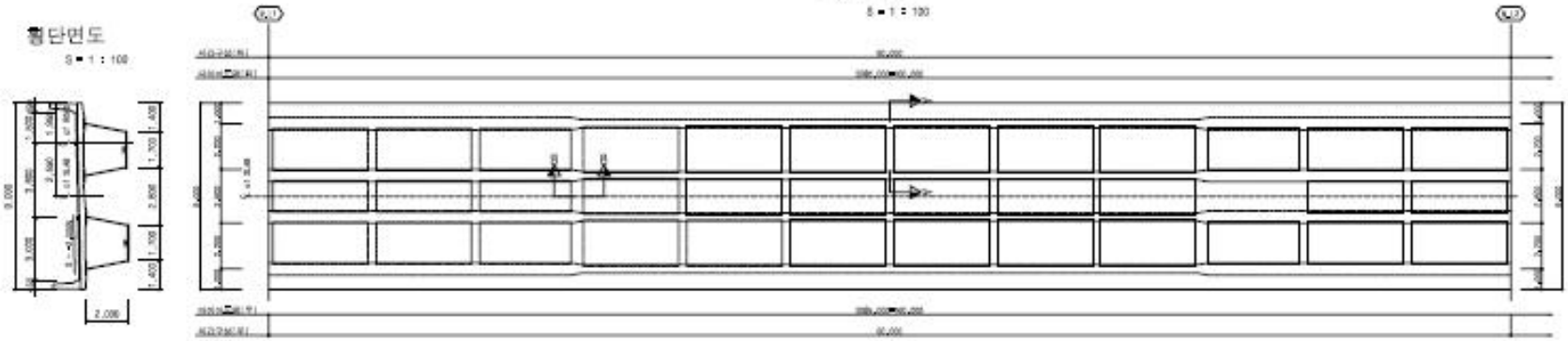
한국도로공사	노선이정										설계공구			도 면 목	기장분기점4교 슬래브 일반도 (1)
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계	설 계 사	(주)서영엔지니어링									시공공구				
	시 공 사										도면축척	H=1:100	V=1:100		
	건설분야	토목	건설단계	실시설계							도면번호			원절번호	

도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계
부산외곽 1공구 기장분기점4교

슬래브 일반도 (2)

설 계 법 : 한계상태설계법
콘크리트 설계기준강도 : fck=30 MPa
철 근 항 복 강 도 : fy=400 MPa
설 계 하 중 : KL-510

평 면 도
S = 1 : 100

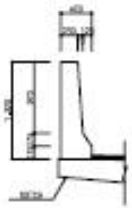


횡단면도
S = 1 : 100

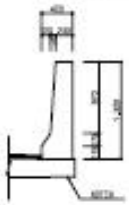
종단면도
S = 1 : 100



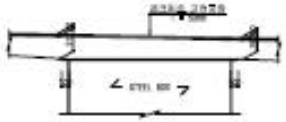
방호벽(좌) 상세
S = 1 : 30



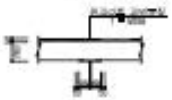
방호벽(우) 상세
S = 1 : 30



단면 A-A
S = 1 : 30



단면 B-B
S = 1 : 30



요약도
S = 1 : 1000



한국도로공사	노선이정										설계급구		도 면 명	기장분기점4교 슬래브 일반도 (2)	
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계	설 계 사	(주)서경엔지니어링									시공급구				
	시 공 사										도면축척	H=1:100 V=1:100			
	건설분야	토목	건설단계	실시설계							도면번호		관할번호		

도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계
부산외곽 12공구 기장분기점4교

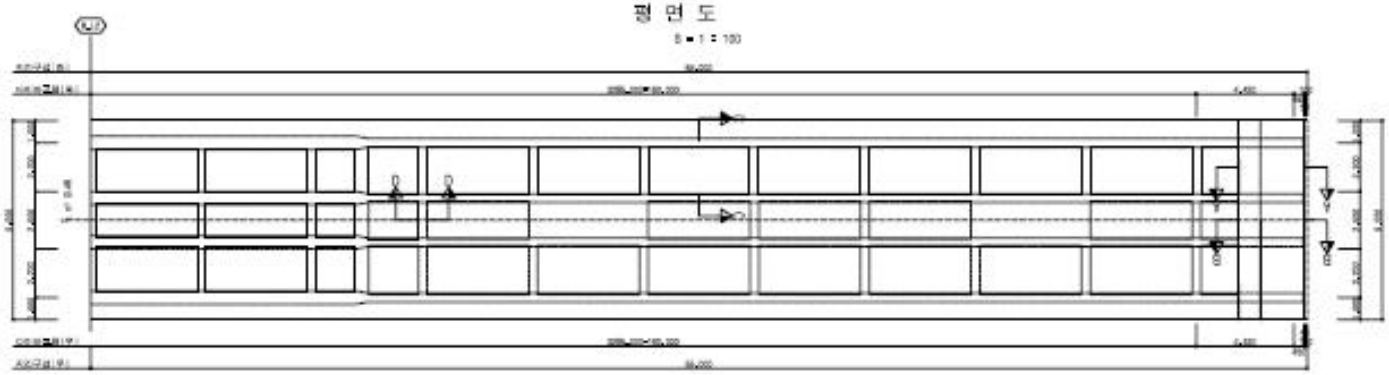
슬래브 일반도 (3)

설 계 법 : 한계상태설계법
콘크리트 설계기준강도 : f'ck=30 MPa
철 근 항 복 강 도 : fy=400 MPa
설 계 하 중 : KL-510

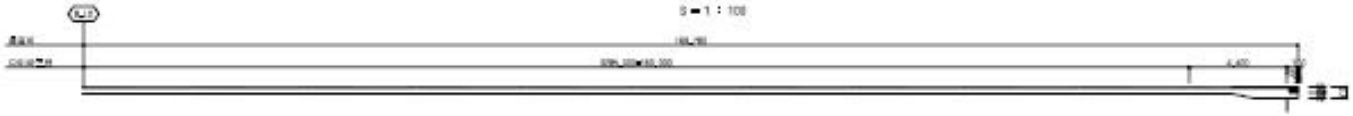
횡단면도
S = 1 : 100



평 면 도
S = 1 : 100



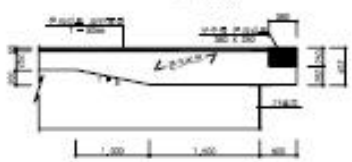
종단면도
S = 1 : 100



단면 A-A
S = 1 : 30



단면 B-B
S = 1 : 30



단면 C-C
S = 1 : 30



단면 D-D
S = 1 : 30



요약도
S = 1 : 1000

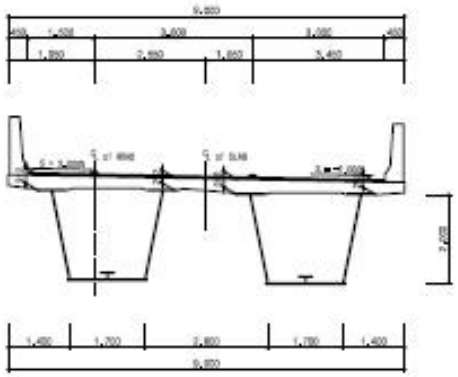


한국도로공사	노선이정										설계공구			도면목	기장분기점4교 슬래브 일반도 (3)
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계	설 계 사	(주)서영엔지니어링									시공공구				
	시 공 사										도면축척	H=1/100	V=1/100		
	건설분야	토목	건설단계	실시설계	서명란	일자	설계변경 내 용	작업자	검토자	확인자	도면번호			편철번호	

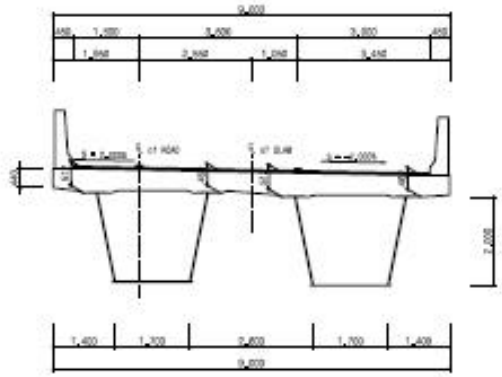
슬래브 일반도 (4)

설 계 법	: 한계상태설계법
콘크리트 설계기준강도	: fck=30 MPa
철 근 항 복 강 도	: fy=400 MPa
설 계 환 경	: XC-510

횡단면도 상세도
(일반부)
S = 1 : 50



횡단면도 상세도
(단지접부)
S = 1 : 50



한국도로공사	노선미정										설계검구			도 면 명	기장분기점4교 슬래브 일반도 (4)
	설 계 사	(주)서정엔지니어링									시공검구				
	시 공 사										도면축척	H=1:100	H=1:100		
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계	건설분야	토목	건설단계	실시설계	지점번호	2011.09.	설계변경	내 용	작업자	검토자	책임자	도면번호		현장번호	

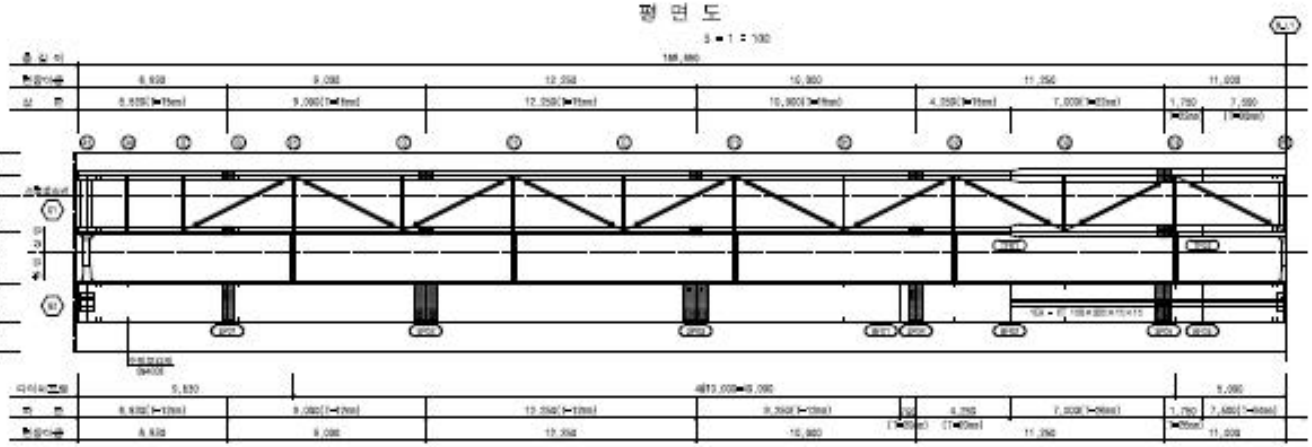
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시범설계
부산외곽 1공구 거정분기점4교

강상형일반도(1)

설 계 명 : 한계상태설계법
교 량 명 : 주부지-교량3
부부지-교량3호
설 계 속 도 : 시-60

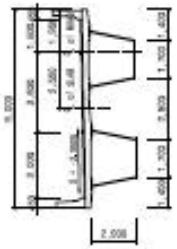
평 면 도

S = 1 : 100



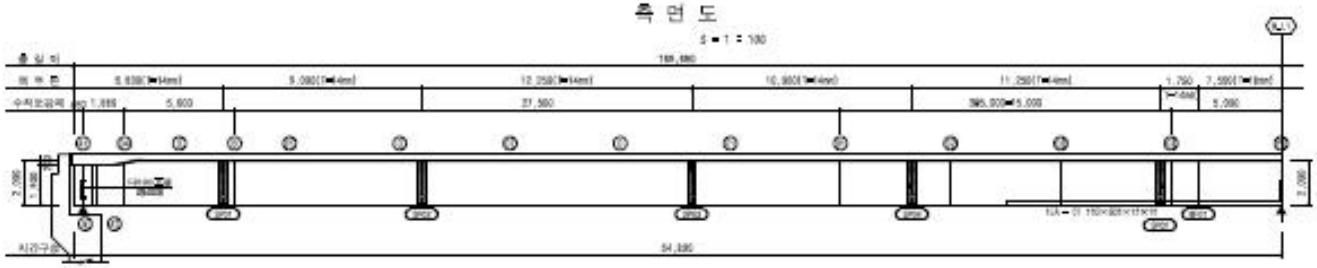
횡 단 면 도

S = 1 : 100



측 면 도

S = 1 : 100



요 막 도

S = 1 : 1000



노 선 명

1. 강재 상세도는 별도의 『한국상태설계법 강상형교량 설계보고서』를 참조하여 작성하였다.
2. 강재 상세도는 별도의 『교량3호 강상형교량 도면』을 참조하여 작성하였다.
3. 교량제작업체 선정후에 상세도를 보완한 제작도면을 공급하여야 하며 제작업체는 감독원(감리원)의 승인을 받아야 한다.
4. 이 설계도면의 강재 중량은 SM490B, SM490YB 기준으로 산출한 것이며 제작업체에서 SM490A, SM490YA 강재를 사용할 경우 강재중량을 증량하여 제작하여야 한다.
5. 주요부재(SM490B)의 허용응력 증가율은 1.10을 적용하였다.
6. 교량제작업체는 제작도면을 작성하여 감독원(감리원)의 승인을 받아야 한다.

강재의 용접품질의 향상을 위하여 SM490B, SM490YB 강재를 사용하는 경우 강재의 용접성을 향상시키기 위하여 탄소당량(Ceq)이 0.38% 이하인 강재를 사용하여야 하며 탄소당량(Ceq)이 0.38% 초과 0.45% 이하인 강재를 사용하는 경우 예열을 실시하여야 한다. 이 때 예열온도는 강재 제작사 권고사항을 따르되 최소 100℃ 이상을 유지하여야 한다.

14. 용접부 검사는 설계도면에 특별히 명시한 것 이외에는 『도로교 표준시방서』 및 『도로교 설계기준』에 따라 실시하여야 한다.
15. 기타 상세사항은 별첨 『교량3호 강상형교량 설계보고서』를 참조하여 작성하였다.
16. 상세도에 표시되지 않은 사항은 『도로교 표준시방서』 및 『도로교 설계기준』에 따라 시공하여야 한다.
17. 주요부재(SM490B, SM490YB 강재)의 용접은 다음과 같이 실시하여야 한다.
   가) 강재의 용접은 『강구조 용접 표준시방서』에 따라 실시하여야 한다.
   나) 용접부의 검사는 『강구조 용접 표준시방서』에 따라 실시하여야 한다.
   다) 용접부의 검사는 『강구조 용접 표준시방서』에 따라 실시하여야 한다.

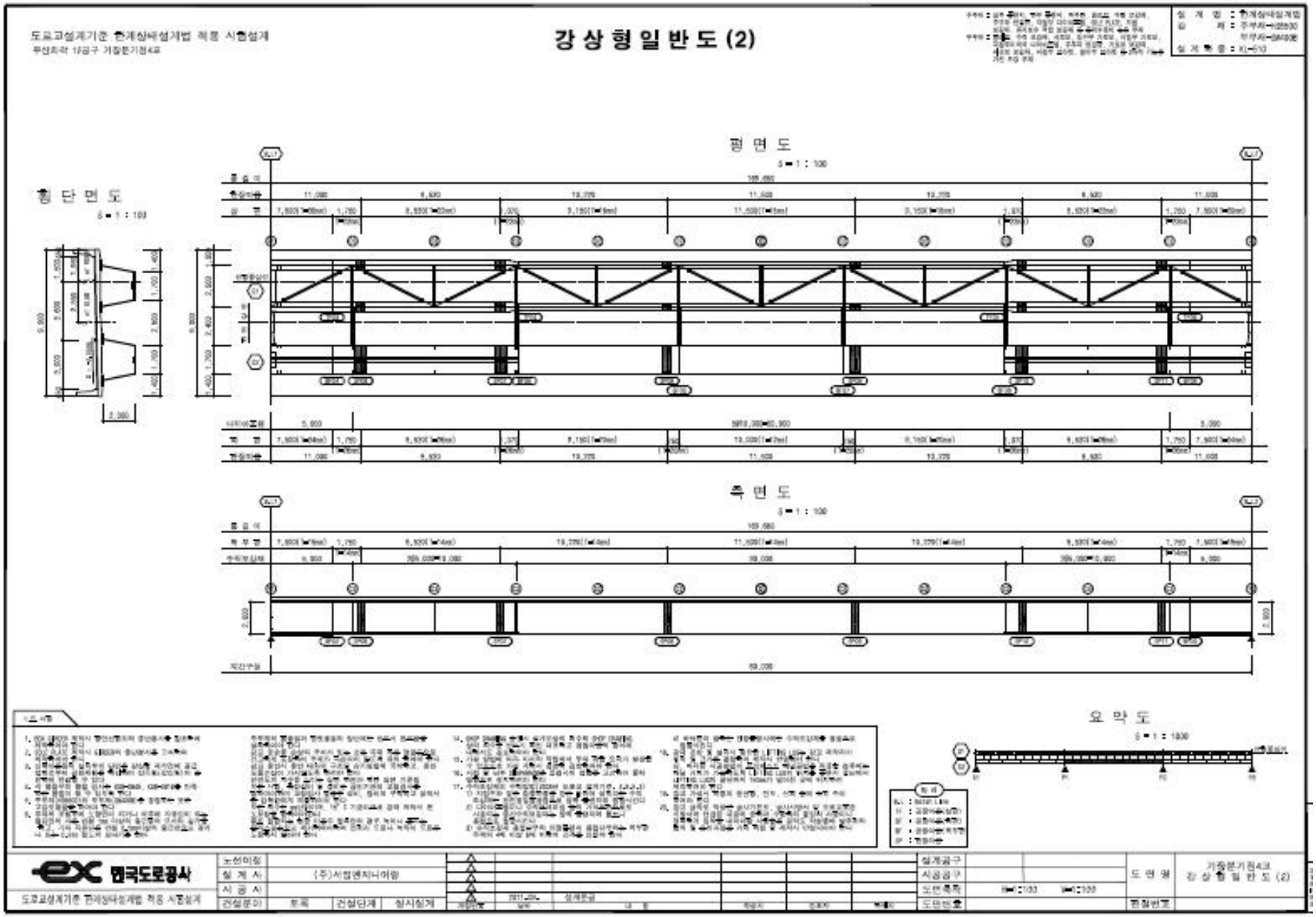
강재의 용접품질의 향상을 위하여 SM490B, SM490YB 강재를 사용하는 경우 강재의 용접성을 향상시키기 위하여 탄소당량(Ceq)이 0.38% 이하인 강재를 사용하여야 하며 탄소당량(Ceq)이 0.38% 초과 0.45% 이하인 강재를 사용하는 경우 예열을 실시하여야 한다. 이 때 예열온도는 강재 제작사 권고사항을 따르되 최소 100℃ 이상을 유지하여야 한다.

18. 용접 기술자 자격은 용접기술, 검사, 시험 분야 국가기술자격 취득자로 한다.
19. 용접 기술자 경험은 용접기술, 검사, 시험 분야 국가기술자격 취득자로 한다.
20. 용접 기술자 경험은 용접기술, 검사, 시험 분야 국가기술자격 취득자로 한다.

범 례

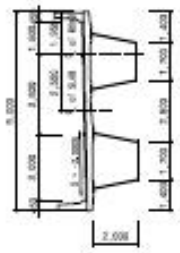
A1	: 제1교대
P1	: 교량3호(제1교각)
P2	: 교량3호(제2교각)
A2	: 교량3호(제3교각)
SP	: 면진받침

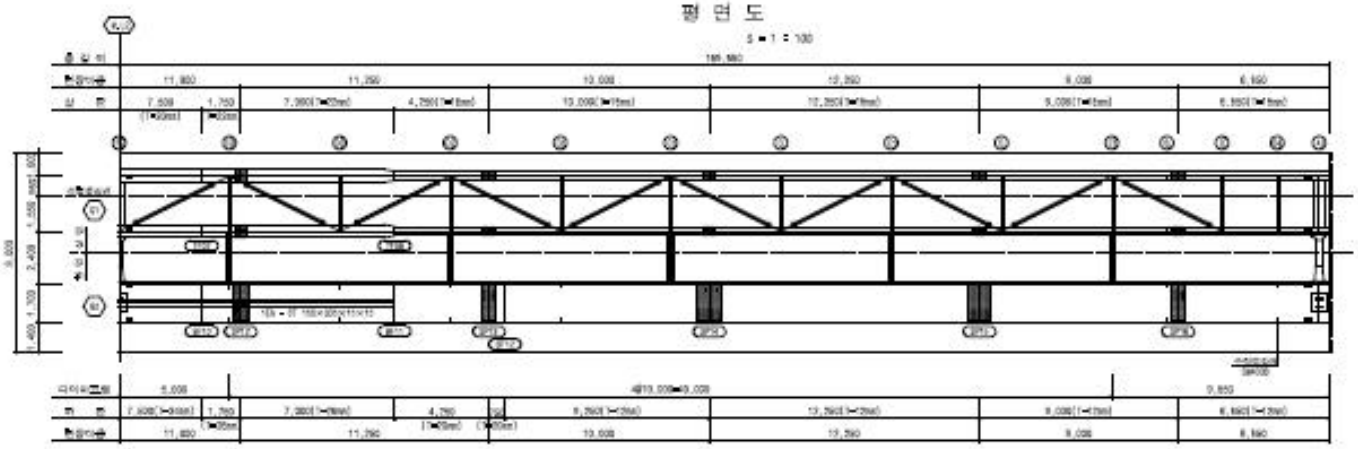
한국도로공사	노선이정									설계공구		도면목	거창분기점4교 강상형일반도(1)
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시범설계	설 계 사	(주)서영엔지니어링								시공공구			
	시 공 사									도면축척	1=1:100 1=1:100		
	건설분야	토목	건설단계	실시설계						도면번호		변경번호	

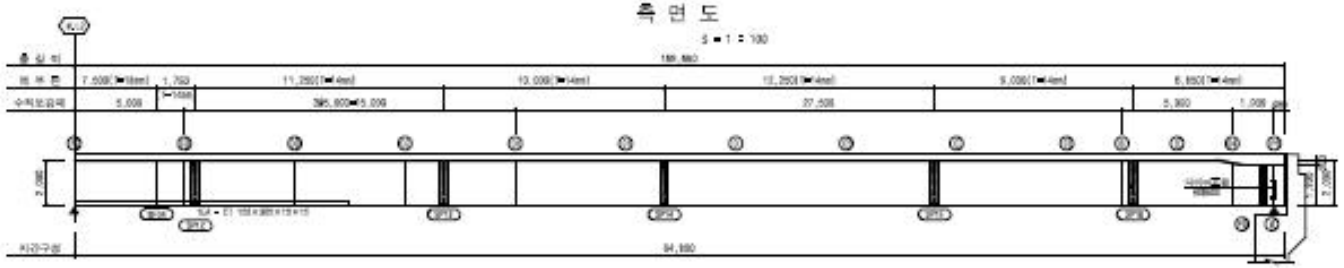

도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시범설계
무심천하 1공구 거정분기점4교
강상형일반도 (2)
횡단면도
S = 1 : 100
평면도
S = 1 : 100
측면도
S = 1 : 100
요막도
S = 1 : 1000
한국도로공사
(주)서영엔지니어링
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시범설계
거정분기점4교
강상형일반도 (2)

도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계
무성희락 1공구 기장분기점4교

강상형일반도 (3)









노선이정				설계공구	
설 계 사	(주)서영엔지니어링			시공공구	
시 공 사				도면축척	H=1:100 V=1:100
건설분야	토목	건설단계	실시설계	도면번호	

도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계

도 면 명: 기장분기점4교 강상형일반도 (3)

편철번호:

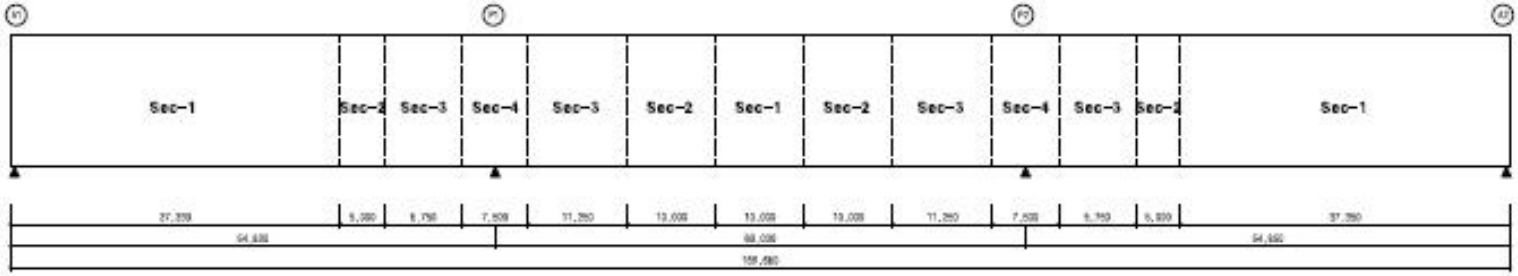
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시범설계
부산외곽 1공구 기장분기점4교

강상형단면도(1)

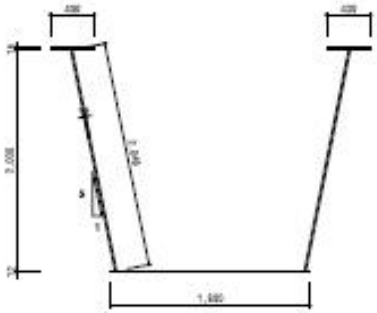
설 계 명	: 한계상태설계법
요 목	: 주부지-05530
	부부지-08436
설 계 축 척	: X1-010

단면개요도

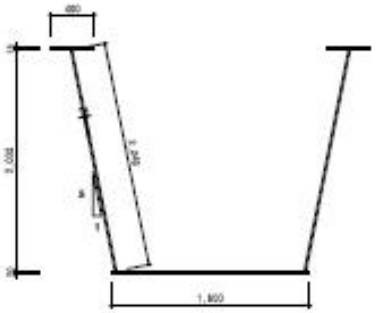
S = None



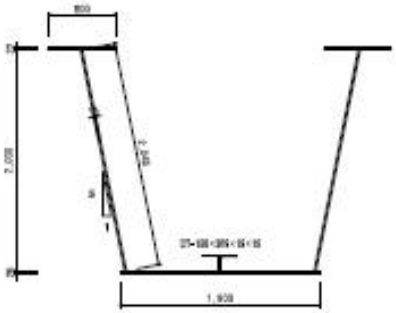
Sec-1
S = 1 : 20



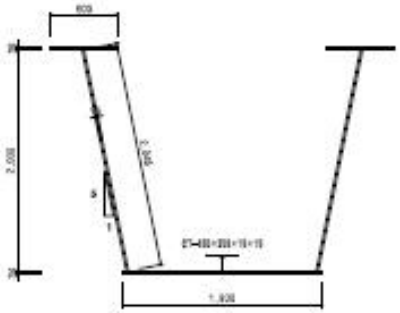
Sec-2
S = 1 : 20



Sec-3
S = 1 : 20



Sec-4
S = 1 : 20

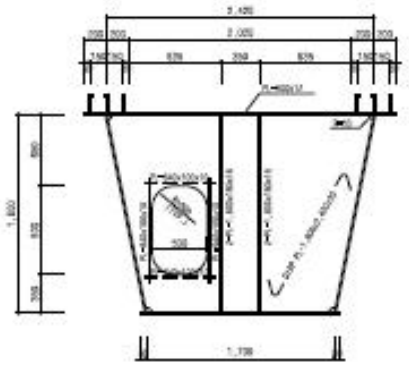


ex 한국도로공사	노선의장										설계공구			도 면 명	기장분기점4교 강 상 형 단 면 도 (1)
	설 계 사	(주)서영엔지니어링									시공공구				
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시범설계	시 공 사										도면축척	H=1:20	V=1:20		
	건설분야	토목	건설단계	실시설계	개정번호	개정일자	설계분담	내 용	작성자	검토자	확인자	도면번호		준공번호	

강 상 형 단 면 도 (2)

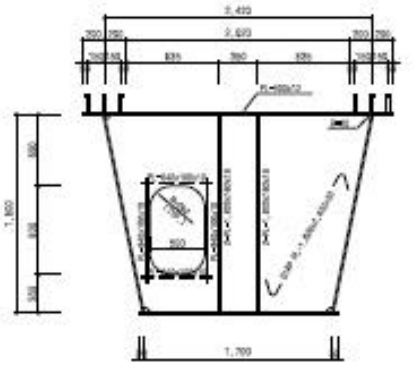
설 계 명	: 한계상태설계법
교 명	: 주부교-(SB03)
	부부교-(SB03)
설 계 번 호	: KL-010

A1



부재명	너비 (cm)	두께 (cm)	길이 (cm)	수량 (개)	단위중량 (kgf/cm²)	중량 (kgf)	비고
상부 [illegible]	400	12	2,020	1	7.850	96.1	KB800
다이아프램	2,420	20	1,800	1	7.850	682.8	KB800
하부보강재	500	20	800	4	7.850	451.8	KB800
수직보강재	190	19	1,800	4	7.850	193.1	KB800
거주부 보강재	100	10	840	2	7.850	14.8	SM400
거주부 보강재	100	10	840	2	7.850	14.8	SM400
소 계						604.1	

P3

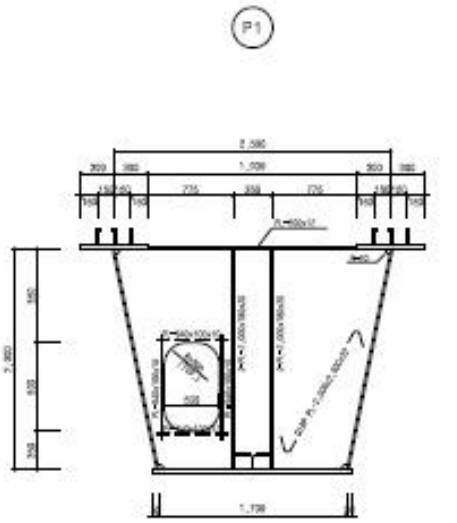


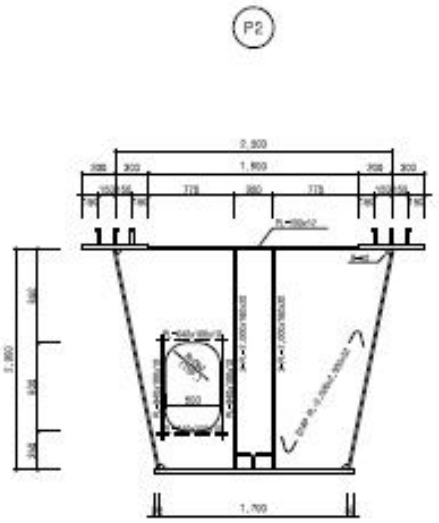
부재명	너비 (cm)	두께 (cm)	길이 (cm)	수량 (개)	단위중량 (kgf/cm²)	중량 (kgf)	비고
상부 [illegible]	400	12	2,020	1	7.850	96.1	KB800
다이아프램	2,420	20	1,800	1	7.850	682.8	KB800
하부보강재	500	20	800	4	7.850	451.8	KB800
수직보강재	190	19	1,800	4	7.850	193.1	KB800
거주부 보강재	100	10	840	2	7.850	14.8	SM400
거주부 보강재	100	10	840	2	7.850	14.8	SM400
소 계						604.1	

한국도로공사	노선이정									설계공구		도면목	기장분기점4교 강 상 형 단 면 도 (2)
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계	설 계 사	(주)서정엔지니어링								시공공구			
	시 공 사									도면축척	H=1:20 V=1:20		
	건설분야	토목	건설단계	실시설계	기술책임	2011.09.	설계도급	내 용	작업자	검토자	확인자	도면번호	편철번호

강 상 형 단 면 도 (3)

설 계 명 : 한계상태설계법
승 인 : 건부지-05530
건부지-08408
설 계 축 중 : KL-510





(규격:mm)

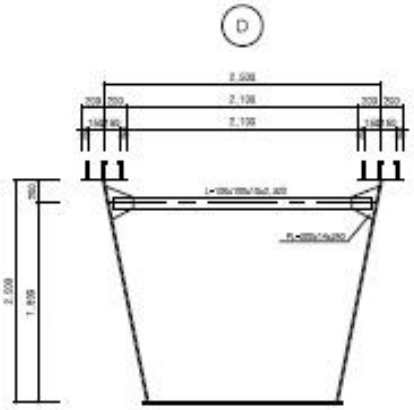
부재명	너비 (mm)	두께 (mm)	길이 (mm)	수량 (개)	단위중량 (kgf/개)	중량합 (kgf)	재질
상부 뚜껑판	400	12	1,800	1	7,850	85.4	HSB600
다이아프램	2,600	22	2,000	1	7,850	882.8	HSB600
다이아프램	300	22	800	4	7,850	496.1	HSB600
수직보강재	150	25	2,000	4	7,850	235.1	HSB500
가구부 보강재	100	10	840	2	7,850	14.8	SM400
가구부 보강재	100	10	640	2	7,850	10.3	SM400
소 계						1,134.6	

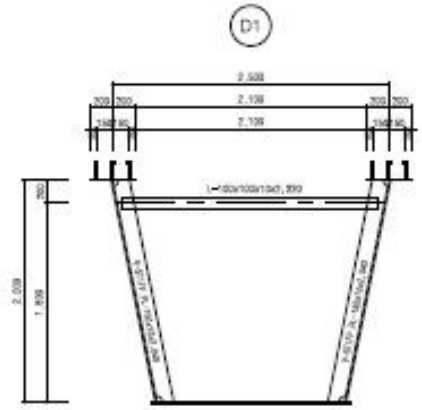
(규격:mm)

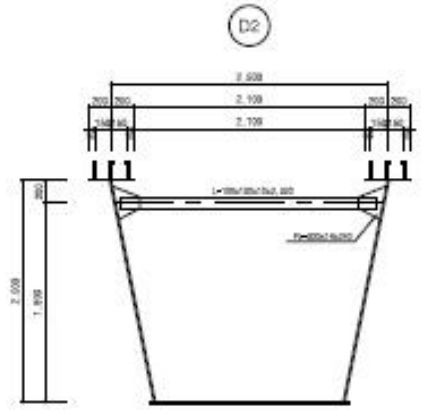
부재명	너비 (mm)	두께 (mm)	길이 (mm)	수량 (개)	단위중량 (kgf/개)	중량합 (kgf)	재질
상부 뚜껑판	400	12	1,900	1	7,850	89.8	HSB600
다이아프램	2,600	22	2,300	1	7,850	882.8	HSB600
다이아프램	300	22	800	4	7,850	496.1	HSB600
수직보강재	150	25	2,000	4	7,850	235.1	HSB500
가구부 보강재	100	10	840	2	7,850	14.8	SM400
가구부 보강재	100	10	640	2	7,850	10.3	SM400
소 계						1,134.6	

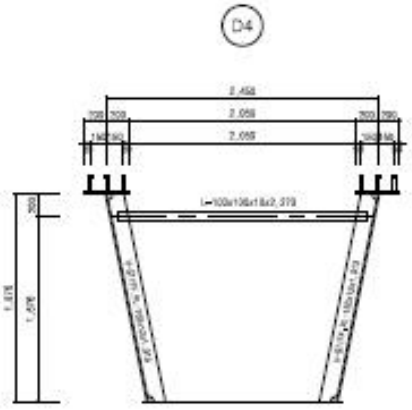
한국도로공사	노선이정									설계공구		도면명	기장분기점4교 강 상 형 단 면 도 (3)
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계	설 계 사	(주)서정엔지니어링								시공공구			
	시 공 사									도면축척	H=1:20 V=1:20		
	건설분야	토목	건설단계	실시설계	작성일자	2017.05.	설계도급	내 용	확인자	변경일자	변경내용	도면번호	변경번호

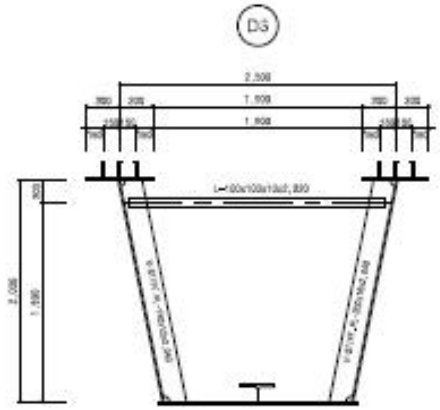
강상형단면도 (4)









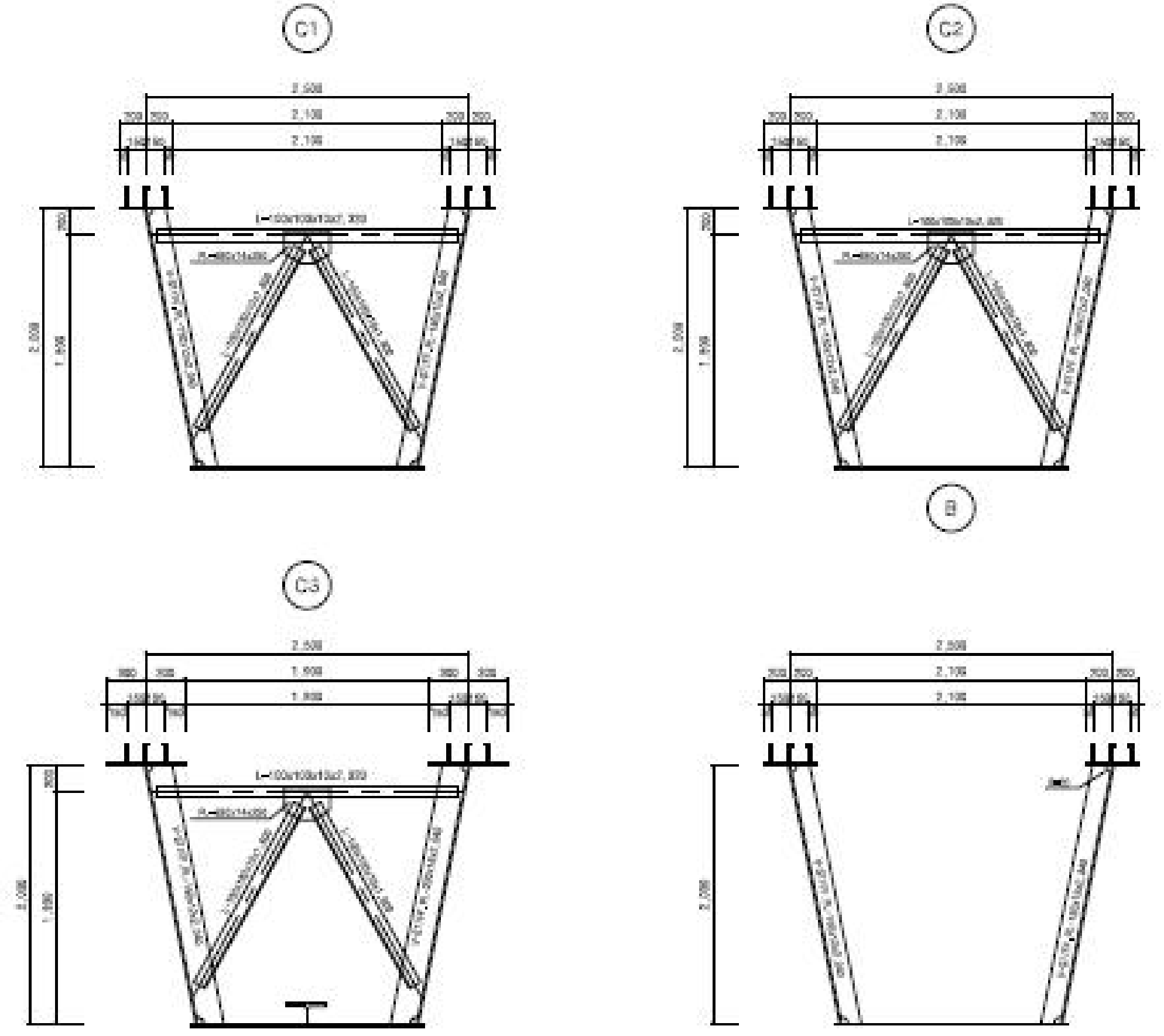


부재명	너비 (cm)	두께 (cm)	길이 (cm)	수량 (개)	단위중량 (kgf/cm²)	중량 (kgf)	재질
거더플레이트	300	14	200	2	7.850	16.5	SM400
웨브(L)플레이트	100x100x10		2,300	1	14.3	34.6	SM400
소 계(1)						51.1	
부재명	너비 (cm)	두께 (cm)	길이 (cm)	수량 (개)	단위중량 (kgf/cm²)	중량 (kgf)	재질
수직보강재	100	12	2,040	2	7.850	97.7	SM400
웨브(L)플레이트	100x100x10		2,300	1	14.3	34.6	SM400
소 계(2)						50.3	
부재명	너비 (cm)	두께 (cm)	길이 (cm)	수량 (개)	단위중량 (kgf/cm²)	중량 (kgf)	재질
거더플레이트	300	14	200	2	7.850	16.5	SM400
웨브(L)플레이트	100x100x10		2,300	1	14.3	34.6	SM400
소 계(3)						51.1	
부재명	너비 (cm)	두께 (cm)	길이 (cm)	수량 (개)	단위중량 (kgf/cm²)	중량 (kgf)	재질
수직보강재	100	12	2,040	2	7.850	195.5	SM400
웨브(L)플레이트	100x100x10		2,300	1	14.3	34.6	SM400
소 계(4)						197.1	
부재명	너비 (cm)	두께 (cm)	길이 (cm)	수량 (개)	단위중량 (kgf/cm²)	중량 (kgf)	재질
수직보강재	100	12	1,810	2	7.850	86.1	SM400
웨브(L)플레이트	100x100x10		2,170	1	14.3	32.6	SM400
소 계(5)						87.8	

한국도로공사
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시범설계
노선이정
설 계 사 : (주)서일엔지니어링
시 공 사
건설분야 : 토목 | 건설단계 | 설시설계
설계공구
시공공구
도면축척 : H=1:20 V=1:20
도면번호
도 면 명 : 거창분기점4교 강상형단면도 (4)
편철번호

도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계
부산외곽 12공구 기장분기점4교

강 상 형 단 면 도 (5)



(개소당)

부재명	너비 (mm)	두께 (mm)	길이 (mm)	수량 (개)	단위중량 (kg/m)	총중량 (kg)	재질
수직보강재	180	12	2,040	2	1,000	57.7	SM400
소 계(B)						57.7	
부재명	너비 (mm)	두께 (mm)	길이 (mm)	수량 (개)	단위중량 (kg/m)	총중량 (kg)	재질
수직보강재	180	12	2,040	2	1,000	57.7	SM400
하현재(L형강)	100x100x10		2,330	1	14.9	34.8	SM400
브레이싱(L형강)	100x100x10		1,600	2	14.9	47.7	SM400
거셋플레이트	880	14	200	1	1,000	19.2	SM400
소 계(C1)						159.2	
부재명	너비 (mm)	두께 (mm)	길이 (mm)	수량 (개)	단위중량 (kg/m)	총중량 (kg)	재질
수직보강재	180	12	2,040	2	1,000	57.7	SM400
하현재(L형강)	100x100x10		2,330	1	14.9	34.8	SM400
브레이싱(L형강)	100x100x10		1,600	2	14.9	47.7	SM400
거셋플레이트	880	14	200	1	1,000	19.2	SM400
소 계(C2)						159.2	
부재명	너비 (mm)	두께 (mm)	길이 (mm)	수량 (개)	단위중량 (kg/m)	총중량 (kg)	재질
수직보강재	200	16	2,040	2	1,000	102.7	SM400
하현재(L형강)	100x100x10		2,330	1	14.9	34.8	SM400
브레이싱(L형강)	100x100x10		1,600	2	14.9	47.7	SM400
거셋플레이트	880	14	200	1	1,000	19.2	SM400
소 계(C3)						204.3	

한국도로공사
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계
노선명칭 | 설계사 (주)서영엔지니어링 | 시공사 | 건설분야 토목 | 건설단계 실시설계
축척 H=1:20 V=1:20
도면명: 기장분기점4교 강 상 형 단 면 도 (5)

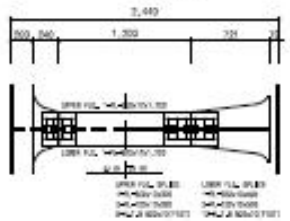
가로보상세도(1)

설 계 법 : 한계상태설계법
교 종 : 주부재-강합성
하부재-강박스
설 계 환 경 : KL-510

교대부 가로보

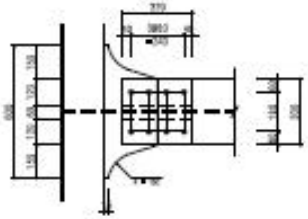
평 면 도

S = 1 : 20



브라켓 상부 상세

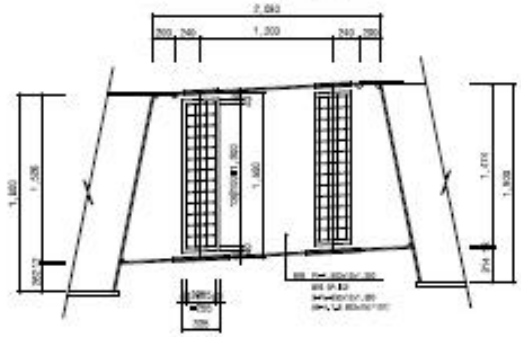
S = 1 : 10



부재명	너비 (mm)	두께 (mm)	길이 (mm)	수량 (개)	단위중량 (kg/개)	중량 (kg)	재질
수 평리브	1,400	12	1,200	1	1,840	165.6	SM400
상 종리브	300	12	1,700	1	1,840	30.6	SM400
하 종리브	300	12	1,800	1	1,840	32.4	SM400
스티프	101	12	1,500	2	1,840	330.8	SM400
스티프 상면	440	12	600	2	1,840	27.1	SM400
스티프 하면	171	12	600	2	1,840	67.1	SM400
상부 상판보강판	300	19	300	2	1,840	16.1	SM400
상부 측판보강판	130	19	300	4	1,840	16.1	SM400
측부 상판보강판	130	19	500	4	1,840	18.3	SM400
하부 측판보강판	300	19	400	2	1,840	20.9	SM400
하부 이음판	330	19	1,880	4	1,840	105.2	SM400
용접-1호		20	10	40	0.0006	33.2	1101
용접-2호		20	10	112	0.0126	80.9	1101
소 계						851.1	

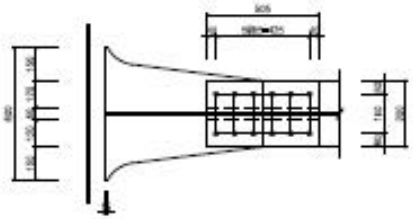
정 면 도

S = 1 : 20



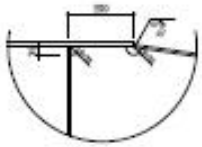
브라켓 하부 상세

S = 1 : 10



브라켓 스캘럽 상세

S = 1 : 10

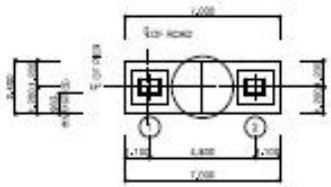


한국도로공사
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계
노선이정 | 설 계 사 : (주)서정엔지니어링 | 시 공 사 | 건설분야 : 토목 | 건설단계 : 실시설계
설계공구 | 시공공구 | 도면축척 : H=1:20 V=1:20 | 도면번호 | 도 면 명 : 가정분기점4교 가로보상세도(1) | 편철번호

P1교각 일반도

설 계 법	: 한계상태설계법
콘크리트 설계기준강도	: (기둥) fck=40 MPa
	: (기초) fck=30 MPa
철 근 항 복 강 도	: fy=500 MPa
설 계 환 경	: XC-D3

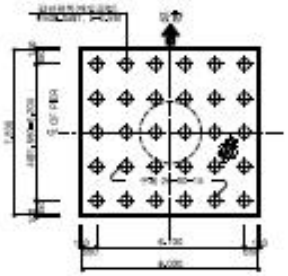
평면도
S=1:100



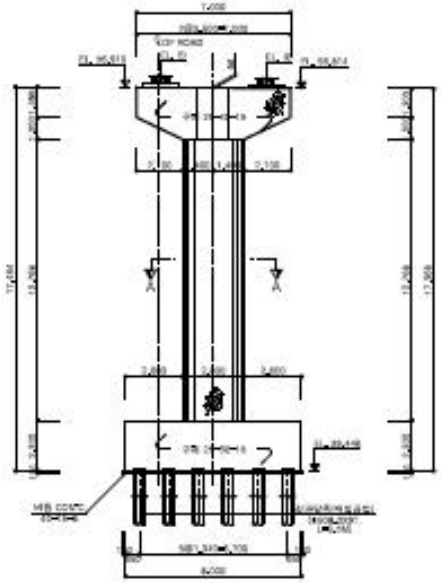
기둥 단면도 A-A
S=1:100



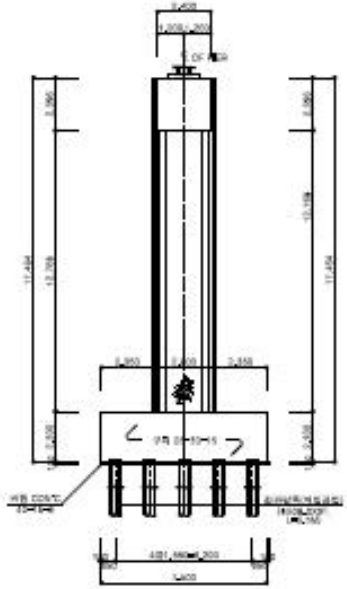
기초 평면도
S=1:100



정면도
S=1:100



단면도
S=1:100



노트 사항

1.
2.
3.
4.
5.
6.
7.
8.

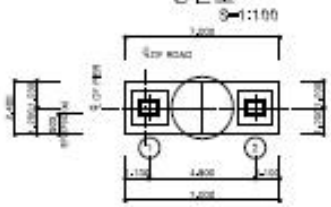
한국도로공사	노선이정										설계공구			도 면 명	가장분기점 4교 P1교각 일반도
	설 계 사	(주)서정엔지니어링									시공공구				
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계	시 공 사										도면축척	H=1:100	V=1:100		
	건설분야	토목	건설단계	실시설계		2021.05.	설계준공				도면번호			현장번호	

도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계
부산외곽 1공구 기장분기점4교

P2교각 일반도

설 계 법	: 한계상태설계법
콘크리트 설계기준강도	: (기둥) fck=40 MPa
	: (기초) fck=30 MPa
철 근 항 복 강 도	: fy=500 MPa
설 계 환 경	: XC-S13

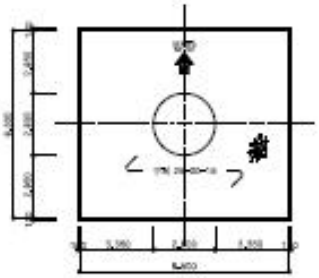
평면도
S=1:100



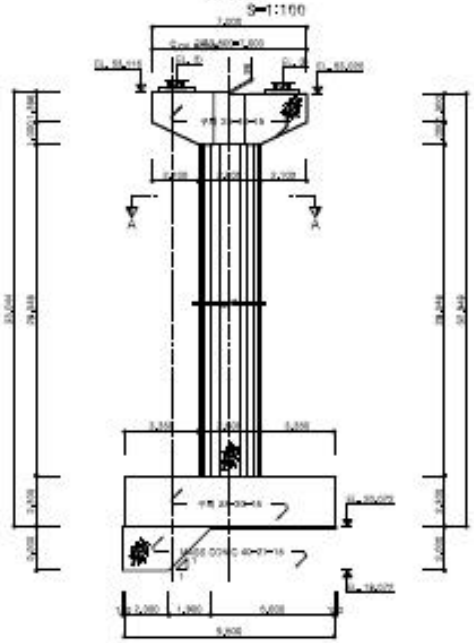
기둥 단면도 A-A
S=1:100



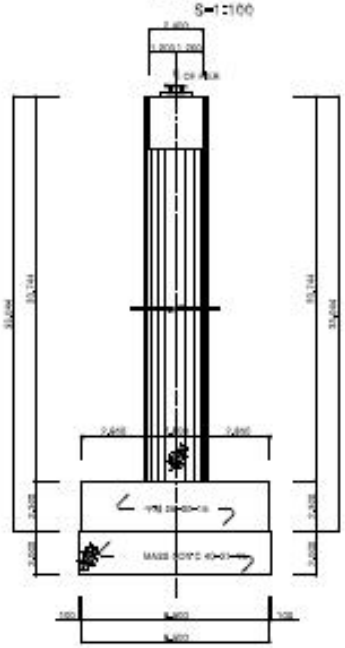
기초 평면도
S=1:100



정면도
S=1:100



단면도
S=1:100



노트 사항



한국도로공사	노선이정										설계공구		도 면 명	기장분기점 4교 P2교각 일반도
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계	설 계 사	(주)서업엔지니어링									시공공구			
	시 공 사										도면축척	H=1:100 V=1:100		
	건설분야	토목	건설단계	실시설계							도면번호		편철번호	

도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계

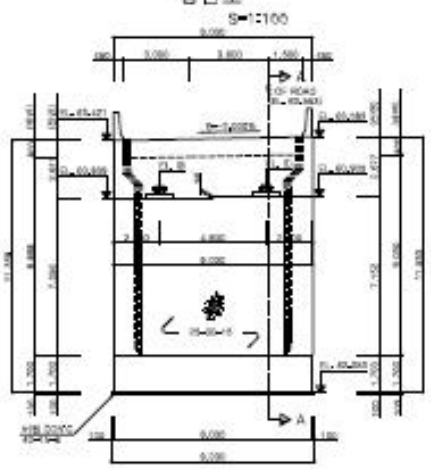
무선회각 12공구 가장분기점4교

A1교대 일반도

설 계 법 : 한계상태설계법
콘크리트 설계기준강도 : f'ck=40 MPa
철 근 항 복 강 도 : fy=400 MPa
설 계 환 경 : XC-D3

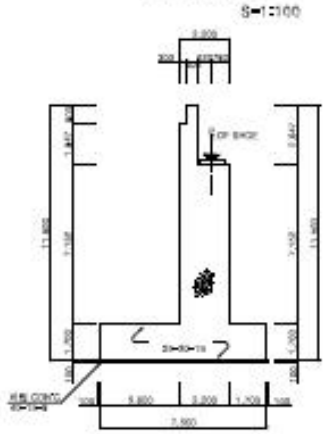
정면도

S=1:100



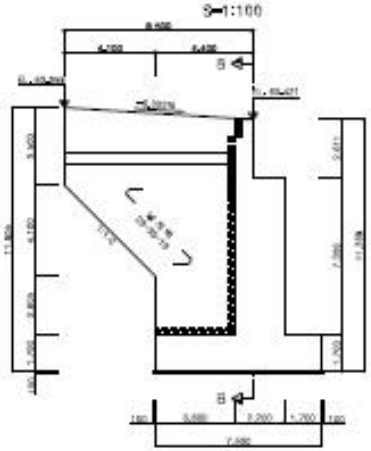
단면도 A-A

S=1:100



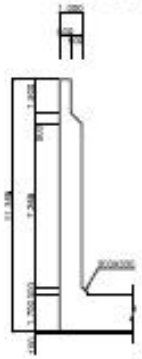
남개벽(좌측)

S=1:100



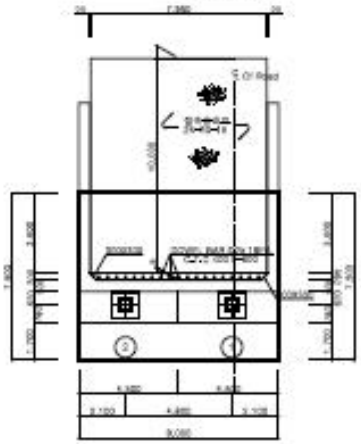
단면 B-B

S=1:100



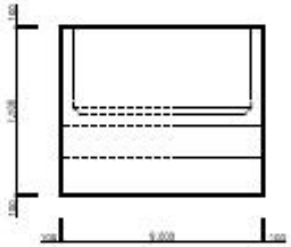
평면도

S=1:100



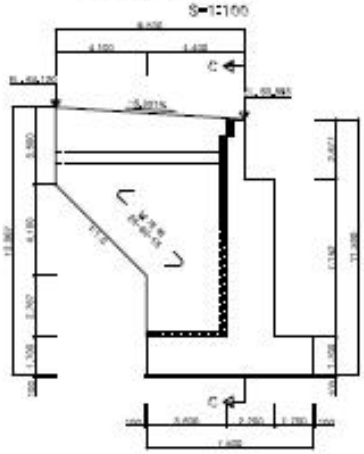
기초 평면도

S=1:100



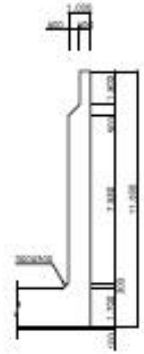
남개벽(우측)

S=1:100



단면 C-C

S=1:100



한국도로공사	노선이정											설계공구		도 면 명	가장분기점 4교 A1교대 일반도
도로교설계기준 한계상태설계법 적용 시험설계	설 계 사	(주)서영엔지니어링										시공공구			
	시 공 사											도면축척	H=1:100 V=1:100		
	건설분야	토목	건설단계	실시설계								도면번호		준철번호	

도 서 정 보

<table>
<tr><td colspan="2">1. 연구보고서 번호 :
연구원-2012-15-534.9607호</td><td>2. 도서목록번호</td><td>3. 수령번호</td></tr>
<tr><td colspan="3" rowspan="2">4. 제 목
한계상태설계법 도로교설계기준 설계실무편람 개발</td><td>5. 발간년월일 : 2011년 12월</td></tr>
<tr><td>6. 연구수행 기관명 코드</td></tr>
<tr><td colspan="3">7. 연구담당자와 소속연구실
특수교량팀 길홍배</td><td>8. 연구보고서 발간번호</td></tr>
<tr><td colspan="3" rowspan="2">9. 연구수행기관 또는 부서
한국도로공사 도로교통연구원</td><td>10. 사업분류코드</td></tr>
<tr><td>11. 계약 또는 인가번호</td></tr>
<tr><td colspan="3" rowspan="2">12. 연구제안 부서 또는 기관명
도로교통연구원</td><td>13. 연구기관과 보고형태</td></tr>
<tr><td>14. 연구의뢰 기관명코드</td></tr>
<tr><td colspan="4">15. 기타사항</td></tr>
<tr><td colspan="4">16. 요 약 :
구조물 관련 설계기준의 국제적인 변화에 따라 신뢰도 기반의 “도로설계기준 한계상태설계법”이 최근 제정되었다. 신뢰도 기반의 한계상태설계법은 하중 및 재료 강도 등에서 발생하는 불확실성에 대응해 균일한 안전도를 갖는 합리적인 구조물 설계를 유도하기 위해 개발된 설계법을 지칭한다. 본 연구에서는 “도로교설계기준 한계상태설계법”의 원활한 도입과 정착을 위해 각종 설계 관련 기준들의 이론적인 배경과 적용상의 한계 등에 대한 검토를 하였으며, 외국의 한계상태설계법 기반 설계기준의 적용 절차와 사례 들을 조사하였다. 이를 통해 도로교설계기준 한계상태설계법을 활용한 PSC I거더교와 강재 오픈박스거더교의 시험 설계를 수행하고, 각 교량형식에 대한 설계 절차와 설계 사례가 포함된 설계실무편람(안)을 개발하였다.</td></tr>
<tr><td colspan="3">17. 키워드: 신뢰도, 한계상태설계법, 도로교설계기준</td><td>18. 발행부서 및 배포구분</td></tr>
<tr><td>19. 비밀구분</td><td>20. 비밀페이지</td><td>21. 총페이지 209</td><td>22. 가격</td></tr>
</table>

INFORMATION

<table>
<tr><td colspan="2">1. Report No.
EXTRI--2012-15-534.9607</td><td>2. Accession No.</td><td colspan="2">3. Receipt No.</td></tr>
<tr><td colspan="3" rowspan="2">4. Title and Subtitle
Development of Design Manuals using Limit State Bridge Design Code</td><td colspan="2">5. Report Date : 2011. 12.</td></tr>
<tr><td colspan="2">6. Performing</td></tr>
<tr><td colspan="3">7. Researchers
Advanced Bridge Research Team
Gil, Heungbae</td><td colspan="2">8. Performing Organization Report No.</td></tr>
<tr><td colspan="3" rowspan="2">9. Performing Organization Name or Department
Expressway & Transportation Research Institute</td><td colspan="2">10. Work Unit Code</td></tr>
<tr><td colspan="2">11. Contract or Grant No.</td></tr>
<tr><td colspan="3" rowspan="2">12. Sponsoring Agency Name and Adress
Expressway & Transportation Research Institute</td><td colspan="2">13. Type of Report and Period Covered</td></tr>
<tr><td colspan="2">14. Sponsoring Agency</td></tr>
<tr><td colspan="5">15. Supplementary Note</td></tr>
<tr><td colspan="5">16. Abstract : Physical composition of the wastes was foods 37.3%, papers 28% (including cardboards 13.3%), glasses 10.15%, metals 9.4%, and plastics 8.9%, respectively. Constitution of the recyclable solid wastes (RSWs) from the highway service areas was higher than that from the municipals because RSWs were mainly used as packing materials at the highway sevice areas. Average low heating value of service area combustible wastes showed 5,102 kcal/kg which is three times greater than that of the municipal solid wastes.
Finally, the relationship between waste generation rates and sales and the relationship between waste generation rates and users were investigated for the estimation of the waste generation rates at the existing and establishing highway service areas, respectively.</td></tr>
<tr><td colspan="3">17. Key Word : Reliability, Limit State Design, Bridge Design Specification</td><td colspan="2">18. Circulation and Distribution Statement</td></tr>
<tr><td>19. Security lassify</td><td>20. Security Page</td><td colspan="2">21. No. of Page 209</td><td>22. Price</td></tr>
</table>

본 연구는 한국도로공사 도로교통연구원에서 수행한 연구성과물로서 정부와 공사의 정책이나 견해와는 관계없으며, 공사의 승인없이 연구내용의 일부 또는 전부를 다른 목적으로 이용할 수 없습니다.

발 행 처 : 한국도로공사 도로교통연구원
우편번호 : 445-812
주　　소 : 경기도 화성시 동탄면 산척리 50-5
전　　화 : 031)371-3223,4
F A X : 031)371-3219
발 행 월 : 2011년 12월