안전하고 편리한 미래교통 플랫폼 기업


| 발 간 등 록 번 호 |
| --- |
| AN01145-000189-01 |


# GFRP 보강근용 구조물 설계 예제집

2025. 7

한국도로공사 | 설 계 처

# 발 간 사

최근 탄소중립과 지속가능한 인프라 구축에 대한 사회적 요구가 높아짐에 따라, 구조물 분야에서도 비금속 보강재에 대한 관심이 점차 확대되고 있습니다. 그중 GFRP(Glass Fiber Reinforced Polymer) 보강근은 우수한 내식성과 경량성을 바탕으로 기존 철근의 한계를 보완할 수 있는 대체재로 주목받고 있으며, 해외 선진국을 중심으로 다양한 실증 적용이 이루어지고 있습니다.

한국도로공사는 미래 도로 인프라의 경쟁력을 확보하고자 GFRP 보강근의 설계, 시공, 유지관리 측면에 대한 연구개발과 실증사업을 지속적으로 추진해 오고 있습니다. 본 예제집은 그러한 노력의 일환으로서, GFRP 보강근을 활용한 구조설계에 실질적인 도움을 드리기 위해 마련된 것입니다.

이번『GFRP 보강근용 구조물 설계 예제』는 기존 철근콘크리트 구조물과는 다른 GFRP의 기계적 특성과 설계 고려 사항을 반영하여, 실무자가 현장에서 참고할 수 있는 구체적인 설계 사례와 해석기법을 제시하고 있습니다. 특히, 국내·외 기준을 비교·분석하고, 실제 적용 가능성을 고려한 상세도 및 해석 예제를 수록하여 현장 적용성을 높였습니다.

앞으로도 한국도로공사는 안전하고 경제적인 구조물 구현을 위해 신소재 활용 확대와 함께 관련 기술기준 정비 및 전문인력 양성에도 힘쓸 것입니다. 본 예제집이 구조설계 실무자와 연구자 여러분께 유익한 자료로 활용되기를 기대하며, 집필과 편집에 힘써주신 관계자 여러분의 노고에 깊이 감사드립니다.

2025년 7월

한국도로공사 | 건설본부장 윤 한 수

## 집필위원

| 성 명 | 소 속 | 성 명 | 소 속 |
|---|---|---|---|
| 윤한수 | 한국도로공사 | 최광수 | 한국도로공사 |
| 강경돈 | 한국도로공사 | 최정헌 | 한국도로공사 |
| 이진만 | 한국도로공사 | 김경식 | 다산컨설턴트 |
| 배성귀 | 한국도로공사 | 한영규 | 유 신 |
| 이태현 | 한국도로공사 | 이동원 | 이강구조 |

## 자문위원

| 성 명 | 소 속 | 성 명 | 소 속 |
|---|---|---|---|
| 김성현 | 인프라테크닉스 | 손윤기 | 엔비코컨설턴트 |
| 노명현 | 포스코 | 이상열 | 국립경국대학교 |
| 박창섭 | 휘테크 | 이승우 | WSP |

※ 일러두기

본 예제집은 GFRP(Glass Fiber Reinforced Polymer) 보강근을 활용한 구조설계의 이해를 돕기 위한 참고 자료로, 설계자의 판단에 따라 설계조건에 맞게 적절히 응용·조정하여야 합니다.

본 자료에 수록된 내용은 일반적인 조건을 기준으로 작성된 것으로, 실제 현장에 적용할 경우 구조물의 특성, 환경조건, 하중조건, 관련 법규 및 설계기준 등을 충분히 고려한 전문기술자의 검토와 판단이 반드시 수반되어야 합니다.

한국도로공사는 본 예제집의 내용을 사용하거나 인용 함에 있어 발생할 수 있는 어떠한 직·간접적인 손해, 손실 또는 법적 책임에 대하여 일체의 책임을 지지 않으며, 해당 자료의 적용 여부 및 범위는 전적으로 설계자의 책임하에 결정되어야 합니다.

# 목 차

## Ⅰ. GFRP 보강근 개요 및 구조설계 기준 분석


**1. 서론 ····· 1**

**2. GFRP 보강근의 특성 ····· 4**

2.1 수지 매트릭스 ····· 6

2.2 유리 섬유 ····· 8

2.3 GFRP 보강근의 제조 ····· 11

2.4 GFRP 보강근의 적용성 ····· 16

**3. GFRP 보강근 국가별 설계기준 분석 ····· 18**

3.1 국가별 설계기준 개요 ····· 18

3.2 설계기준별 부재설계 범위 비교 ····· 20

3.3 핵심 설계 조항 비교 ····· 21

3.4 시장성 확대를 위한 GFRP 보강근 설계 접근 방향 ····· 22

**4. GFRP 보강근 설계기준 분석 ····· 23**

4.1 국가건설기준 개요 ····· 23

4.2 휨 설계 ····· 24

4.3 사용성 ····· 29

4.4 전단 설계 ····· 32

4.5 보강근 상세 ····· 37

# Ⅱ. GFRP 확대 적용을 위한 구조물 설계 예제

**1. 교량 바닥판 ····· 40**

1.1 교량 바닥판 적용 사례 ····· 40
1.2 교량 바닥판 설계 절차 및 관련 규정 ····· 47
1.3 캔틸레버부(Deck Overhang) 설계 ····· 48
1.4 원심하중 적용방안 검토 ····· 64
1.5 교량 바닥판 설계 예제 ····· 68

**2. 교대 ····· 94**

2.1 교대 적용 사례 ····· 94
2.2 교대 설계 절차 및 관련 규정 ····· 96
2.3 교대 설계 예제 ····· 97

**3. 접속슬래브 ····· 168**

3.1 접속슬래브 설계 개요 ····· 168
3.2 접속슬래브 상세 설계 ····· 170
3.3 접속슬래브 설계 절차 및 설계 예제 ····· 173

**4. 옹벽 ····· 183**

4.1 옹벽 적용 사례 ····· 183
4.2 옹벽 설계 개요 ····· 185
4.3 옹벽 설계 절차 ····· 187
4.4 옹벽 설계 예제 ····· 188

**5. 암거 ····· 233**

5.1 암거 적용 사례 ····· 233
5.2 설계 기준 분석 ····· 236
5.3 암거 설계 절차 ····· 239
5.4 암거 설계 예제 ····· 240

**6. U형 개거 ····· 342**

6.1 U형 개거 설계 절차 ····· 342

6.2 U형 개거 설계 예제 ····· 342

**7. 결론 ····· 375**

**[참고문헌] ····· 377**

## Ⅰ. GFRP 보강근 개요 및 구조설계 기준 분석

표 2.1.1 철근과 FRP 보강근의 역학적 특성 비교(ACI 440.1R-15) ····· 6
표 2.1.2 주요 GFRP 보강근의 역학적 특성 ····· 6
표 2.2.1 유리섬유의 기계적 특성(Bagherpour, 2012) ····· 10
표 3.1.1 FRP 보강근 관련 국외 설계기준 ····· 19
표 3.2.1 FRP 보강근 관련 설계기준별 적용 한계 ····· 20
표 3.3.1 핵심 설계조항 비교 ····· 21
표 4.1.1 KDS 24 50 05 GFRP 보강근용 콘크리트교 설계기준(2024) ····· 23

## Ⅱ. GFRP 확대 적용을 위한 구조물 설계 예제

표 1.1.1 행신IC RG교의 바닥판 철근배근 현황(진흥원, 2019) ····· 44
표 1.3.1 실물실험 및 설계기준별 전단강도평가 결과 분석 ····· 53
표 1.3.2 설계기준별 바닥판 캔틸레버부 콘크리트의 전단강도 검토 ····· 54
표 1.3.3 설계기준별 바닥판 캔틸레버부 콘크리트의 전단강도 검토결과 비교 ····· 54
표 1.3.4 AASHTO LRFD vs KDS 24 00 00 등가스트립법 ····· 58
표 1.3.5 국내 vs AASHTO LRFD 방호벽 성능평가 방법 ····· 59
표 1.3.6 국내 vs AASHTO LRFD 충돌하중 산정방법 ····· 60
표 1.3.7 국내 vs AASHTO LRFD 바닥판 캔틸레버부 설계하중조합 ····· 61
표 2.3.1 온도보강근 개선방향 ····· 98
표 3.1.1 등가스트립 폭 관련기준 ····· 169
표 4.2.1 콘크리트옹벽의 설계 ····· 185
표 4.2.2 콘크리트옹벽의 수평토압 ····· 185
표 4.2.3 옹벽의 내진설계 ····· 186
표 4.2.4 콘크리트 옹벽의 안전율 ····· 186
표 5.2.1 도로암거 설계시 주요 고려사항 ····· 236
표 5.2.2 도로암거 표준단면 ····· 237
표 5.2.3 도로암거 하중조합 ····· 237
표 5.2.4 도로암거 내진설계 ····· 238

# 그 림 목 차

## Ⅰ. GFRP 보강근 개요 및 구조설계 기준 분석

그림 1.1.1 콘크리트 열화 및 철근 부식에 의한 구조물 손상 사례 ····· 1
그림 1.1.2 콘크리트 열화에 따른 구조물 파괴 매커니즘(철근의 팽창성 부식) ····· 1
그림 1.1.3 GFRP 보강근의 적용 분야 ····· 3
그림 2.1.1 FRP 보강근의 구성요소 ····· 4
그림 2.1.2 FRP 보강근의 인발성형(pultrusion) ····· 4
그림 2.1.3 FRP 보강근의 종류 ····· 5
그림 2.1.4 FRP 보강근의 응력-변형률 곡선 ····· 5
그림 2.1.5 GFRP 보강근에 사용되는 열경화성 수지 ····· 7
그림 2.2.1 FRP 보강근의 응력-변형률 곡선(Busel, 2012) ····· 8
그림 2.3.1 GFRP 보강근 제조를 위한 인발성형 공정 ····· 11
그림 2.3.2 GFRP 보강근의 다양한 형상(Claure, 2015) ····· 12
그림 2.3.3 GFRP 보강근의 정착길에 따른 각종 파괴모드 ····· 13
그림 2.3.4 GFRP 보강근의 구부러진 구간에서의 결함 양상 ····· 14
그림 2.3.5 스터럽의 굽힘 영역에서의 응력(Ahmed 등, 2010) ····· 14
그림 2.3.6 GFRP 스터럽의 전형적인 파괴양상(Ahmed 등, 2010) ····· 15
그림 2.3.7 GFRP용 커플러, 정착장치, 고임장치 ····· 15
그림 2.4.1 CFRP 말뚝, PSC 거더 및 GFRP 바닥판 ····· 17
그림 3.4.1 GFRP 보강근 활성화 선순환 구조 ····· 22
그림 4.2.1 극한 상태에서 응력과 변형률 분포 ····· 26
그림 4.3.1 균열 단면의 탄성 해석 ····· 32
그림 4.4.1 GFRP 스터럽의 꼬리길이 ····· 37

## Ⅱ. GFRP 확대 적용을 위한 구조물 설계 예제

그림 1.1.1 국내 최초 시험시공 대상교량(청대교) ····· 41
그림 1.1.2 청대교의 FRP 보강근 시공부위 ····· 41
그림 1.1.3 청대교의 시공 중 및 완공 후 전경 ····· 42
그림 1.1.4 행신IC RG교의 종단면도 ····· 43
그림 1.1.5 행신IC RG교의 시공 전경(2018.10) ····· 44
그림 1.1.6 표준횡단면도 및 GFRP 보강근 설치 단면도 ····· 45
그림 1.3.1 탠덤하중의 비교(AASHTO LRFD vs KDS 24 00 00) ····· 49

그림 1.3.2 강성 연속방호벽인 경우의 캔틸레버부 처짐 형상 ····· 50
그림 1.3.3 고속도로 교량의 대표 횡단면도 및 극한 전단력 ····· 50
그림 1.3.4 슬라브 교량의 하중분배 작용 ····· 51
그림 1.3.5 바닥판 캔틸레버부 파괴해석 결과 ····· 51
그림 1.3.6 GFRP보강 일방향 슬라브의 4점 휨-전단시험 ····· 52
그림 1.3.7 Morristown Bridge 횡단면도 및 구조계산서 ····· 55
그림 1.3.8 P-15604교 바닥판 배근현황(하이브리드형 배근) ····· 56
그림 1.3.9 P-5502N교 바닥판 배근현황(하이브리드형 배근) ····· 57
그림 1.3.10 전단면 바닥판에 적용한 사례 ····· 57
그림 1.3.11 구조적으로 불연속인 방호벽 사례 ····· 58
그림 1.3.12 바닥판 캔틸레버부 설계 개념도 ····· 62
그림 1.4.1 원심하중에의한 반력분포 ····· 65
그림 1.4.2 편구배에 의한 반력분포 ····· 66
그림 1.4.3 원심하중과 편구배 동시작용에 따른 하중계수 ····· 66
그림 1.5.1 설계 예제용 대상교량 횡단면도 ····· 68
그림 2.1.1 Harkers Island Bridge 전경 ····· 94
그림 2.1.2 Harkers Island Bridge 시공중 전경 ····· 95
그림 2.3.1 대상 교대 일반제원 ····· 97
그림 2.3.2 단면설계 결과 ····· 98
그림 3.1.1 교대 배면의 침하현상 ····· 168
그림 3.2.1 미국 주 교통국별 접속슬래브 상세 ····· 171
그림 3.2.2 AASHTO LRFD에 의한 접속슬래브 설계 예시 ····· 172
그림 3.3.1 대상 접속슬래브 일반제원 ····· 173
그림 4.1.1 GFRP 보강근 적용 옹벽 및 유사형식의 구조물 ····· 183
그림 4.1.2 GFRP 보강근 옹벽 설계 예시 ····· 184
그림 4.1.3 FDOT GFRP 보강근 옹벽 표준도면 ····· 184
그림 4.4.1 대상 옹벽 일반제원 ····· 188
그림 5.1.1 GFRP 보강근 암거 적용 구조물 개요 ····· 233
그림 5.1.2 GFRP 보강근 암거 표준 횡단면도 ····· 233
그림 5.1.3 GFRP 보강근 암거 시공 전경 ····· 234
그림 5.1.4 GFRP 기초 배근 현황 ····· 235
그림 5.1.5 GFRP 벽체 배근 현황 ····· 235
그림 5.4.1 대상 암거 일반제원 ····· 240
그림 6.1.1 대상 U형개거 일반제원 ····· 342

# Ⅰ. GFRP 보강근 개요 및 구조설계 기준 분석

# 1. 서론

우리나라 도로시설물은 제설제 사용 증가, 해안 노선 건설 등으로 인해 콘크리트 구조물의 내구성 저하가 심화되고 있으며, 특히 염화물에 노출되는 구조물은 철근 부식으로 인해 구조 성능이 저하되고 유지관리 비용이 크게 증가하는 문제가 있다. 실제로 교량 바닥판, 방음벽 기초, 접속슬래브, 중앙분리대, 수로암거 등의 부재에서는 철근의 부식으로 인한 팽창성 균열 발생, 콘크리트 탈락, 철근 부착력 상실 등의 손상이 지속적으로 보고되고 있다.

대표적인 사례로 정자교(2023), 청룡교(2010), 강천교(2023) 등이 있으며, 주요 붕괴 원인을 살펴보면 제설제에 포함된 염화물 침투로 철근이 부식됨으로써 ① 부피 팽창 → ② 균열 전파 → ③ 콘크리트 탈락 → ④ 부착력 상실 → ⑤ 구조물 붕괴로 이어지는 전형적인 콘크리트 열화 및 구조물 손상 매커니즘으로 볼 수 있다.


정자교


청룡교

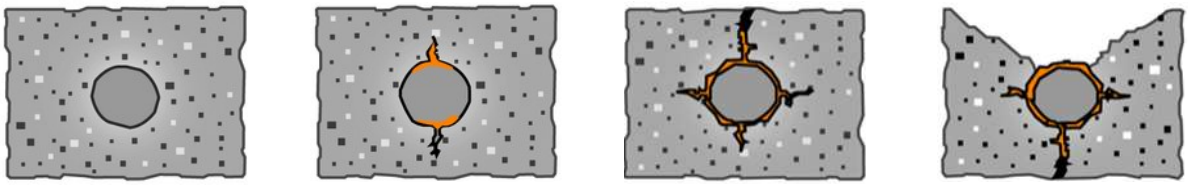

강천교





고속도로 구조물 열화 사례

<그림 1.1.1> 콘크리트 열화 및 철근 부식에 의한 구조물 손상 사례


① 부식 발생 전

② 염화물 침투에 따른 철근 부식 발생

③ 부식에 따른 철근 팽창 및 균열 진행

④ 콘크리트 탈락 및 구조물 파괴

<그림 1.1.2> 콘크리트 열화에 따른 구조물 파괴 매커니즘(철근의 팽창성 부식)

또한 철근의 부식은 단지 구조성능 저하에만 그치지 않고, 유지관리 측면에서도 막대한 수선비용 유발과 더불어 안전상의 위험을 초래한다. 철근 부식으로 인한 구조물 열화는 정기적인 점검과 보수·보강 공사를 필요로 하며, 이에 따라 교통차단, 근로자 안전상의 문제, 탄소 배출 증가 등 다양한 간접비용이 발생한다. 특히 방음벽 기초, 교량 바닥판 등은 철근 피복두께가 얇고 배수환경이 취약하여 우수 침투와 동결·융해 반복에 매우 민감하다.

이러한 배경에서 비부식성 대체재로서 GFRP(Glass Fiber Reinforced Polymer) 보강근이 도입되었다. GFRP 보강근은 비자성, 경량, 고내식성, 고인장강도 특성을 가지며, 탄소배출량도 철근 대비 약 65% 절감 가능한 것으로 보고되고 있다.

해외에서도 GFRP 보강근은 북미, 유럽, 일본, 중동 등을 중심으로 수천 개의 인프라 구조물에 적용되고 있으며, ACI, CSA, AASHTO 등 주요 설계기준도 체계적으로 정비되고 있다. 또한 2020년대 이후 교량 전 부재에 대해 철근을 대체하는 FRP 보강근 및 텐던을 적용한 Non-metallic Bridge 건설 사례가 속속 보고되고 있다. 따라서 GFRP 보강근은 단순한 철근의 대체재를 넘어 지속 가능한 인프라 자재로 정립되고 있다고 할 수 있다.



(a) 현장타설 바닥판



(b) 프리캐스트 바닥판



(c) 프리캐스트 거더 연결부



(d) 보도 및 방호벽





(e) 철도시스템



(f) 포장





(g) 지중 연속 벽체　　(h) 옹벽 구조물　　(i) 터널 라이닝

<그림 1.1.3> GFRP 보강근의 다양한 적용 분야

국내에서는 청대교(2007), 행신IC R-G교(2018) 등에 적용된 이후, 고속도로, 철도를 중심으로 2020년부터 교량 바닥판, 난간 방호벽, 철도 프리캐스트 궤도 슬래브까지 적용이 점차 확대되고 있으며, 2024년 1월에는 GFRP 보강근 구조물에 대한 국가건설기준(KDS 24 50 05, KCS 24 50 05)이 제정되어 설계 및 시공 기반이 확보되었다. 또한 2024년 12월 유리섬유 강화 폴리머 보강근 콘크리트 구조 설계기준(KDS 14 20 68) 공통 코드가 제정됨으로써 건설 산업 전반에 확대 적용 가능한 기반이 조성되었다.

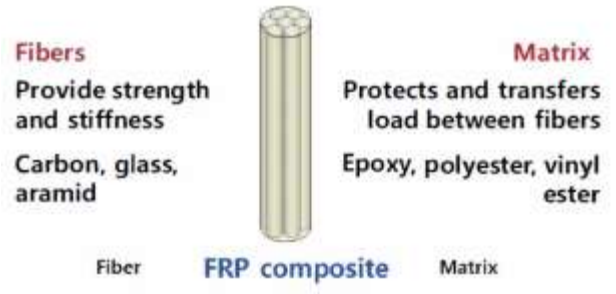
국내에서의 GFRP 보강근 기술 개발은 2000년대 초부터 대학 및 중소기업을 중심으로 추진되어 왔으며, 건설기술연구원이 2003~2008년 수행한 산업기술연구회 과제에서는 GFRP 보강근에 대한 기초 연구와 함께 신설 구조물 적용이 가능한 시제품이 개발되었다. 이후에도 다수의 실증 사업이 이어졌지만, 제품 성능의 표준화와 시장 보급에는 한계가 있었고, 경제성 부족이 가장 큰 걸림돌이 되어 왔다.

그러나 COVID-19를 거치면서 철근가격이 급등하고, 전 세계적인 탄소 중립 정책 등 인프라의 여건이 바뀜에 따라 GFRP 보강근이 재조명되고 있지만, 국내업체들의 낮은 기술 경쟁력, 기계적 성능의 균일성 확보, 대량 생산 능력, 원가 경쟁력 등의 측면에서 기술력과 산업기반의 성장이 병행되어야 실질적 시장 확대가 가능하다. 따라서 GFRP 보강근의 국내 활용 활성화를 위해서는 ▲우수한 성능 ▲가격 경쟁력을 갖춘 국산 GFRP 보강근 개발 및 표준화 ▲적용 구조물의 설계 및 시공 기술 고도화 ▲현장 중심의 실증 확대 및 기준 보완이 절실하다.

본 설계 예제집은 GFRP 보강근을 고속도로 구조물에 실제로 적용하기 위한 자료로, 도로공사의 주요 시설물별(교량 바닥판, 교대, 옹벽, 접속슬래브, 암거, U형 개거) GFRP 보강근 설계 예시와 해설을 수록하였다. 나아가, 본 예제집은 도로뿐만 아니라 동일한 개념을 갖는 다른 인프라 시설물에도 적용 가능한 기초 자료로 활용될 수 있으며, 국내외 GFRP 시장 확산에도 기여할 것으로 기대된다.

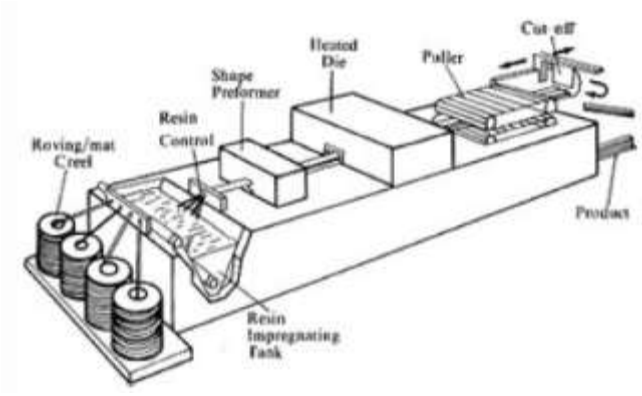
## 2. GFRP 보강근의 특성

FRP 보강근은 인장에 저항하는 섬유와 결합재 역할을 하는 수지를 인발성형 등의 공정으로 결합시킨 복합재이다. 섬유로는 탄소 섬유(Carbon fiber), 아라미드 섬유(Aramid fiber), 유리섬유(Glass fiber) 등을 사용하며, 수지로는 에폭시(Epoxy), 비닐에스터(Vinyl ester)를 주로 적용한다.




<그림 2.1.1> FRP 보강근의 구성요소(콘크리트학회지, 2018)

철근 대체재로 사용되는 FRP 보강근은 경제성이 우수한 GFRP 보강근이 사용되며, 역학적 성능이 우수한 탄소섬유를 적용한 CFRP 보강근은 주로 긴장재로 사용되기 때문에 FRP 텐던이라고도 불린다. FRP 보강근의 제조공정은 일반적으로 인발성형(pultrusion)을 통해 생산된다.



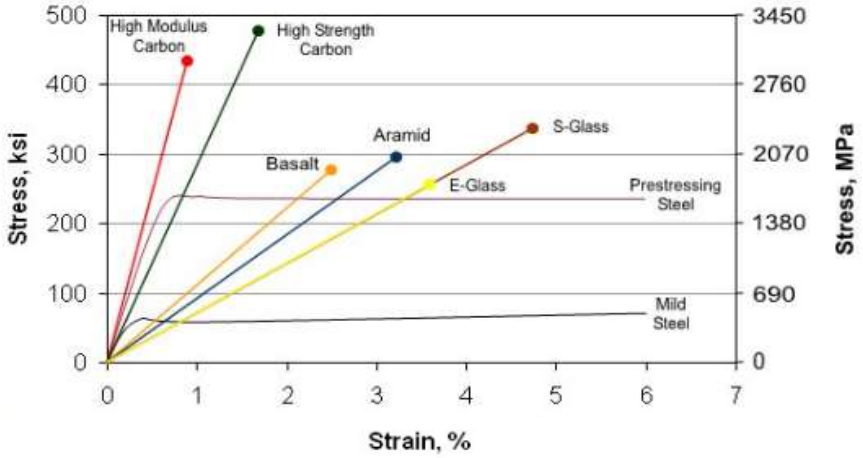

<그림 2.1.2> FRP 보강근의 인발성형(pultrusion)

인발성형으로 생산된 FRP 보강근은 콘크리트와의 부착성능을 확보하기 위해서는 기계적으로 홈을 파거나 규사 코팅하는 등의 표면처리 공정을 추가로 수행해야 한다. 경우에 따라서는 인발성형 공정을 변경하여 경화되기 전 직조 과정을 통해 돌기를 형성할 수도 있다.



<그림 2.1.3> FRP 보강근의 종류

FRP 보강근의 탄성계수와 인장강도는 사용된 섬유, 수지의 종류, 배합 비율, 제조 공정 등에 따라 달라지며, 철근과 달리 파단 시까지 선형 탄성 거동을 보인다. <그림 2.1.4>와 <표 2.1.1>에는 철근과 비교한 FRP 보강근의 응력-변형률 특성과 인장강도, 탄성계수 등을 표시한 것이다. 일반적으로 인장강도는 철근에 비해 크나, 탄성계수는 철근보다 작다.




<그림 2.1.4> FRP 보강근의 응력-변형률 곡선(콘크리트학회지, 2018)

<표 2.1.2>에는 북미시장에서 주로 생산되는 FRP 보강근 제품의 역학적 특성을 비교하여 나타낸 것이다.

<표 2.1.1> 철근과 FRP 보강근의 역학적 특성비교(ACI 440.1R-15)

| 구분 | Steel | GFRP | CFRP | AFRP |
|---|---|---|---|---|
| 항복강도(MPa) | 276-517 | - | - | - |
| 인장강도(MPa) | 486-1,600 | 483-690 | 600-3690 | 1,720-2,540 |
| 탄성계수(GPa) | 200 | 35-51 | 120-580 | 41 -125 |

<표 2.1.2> 주요 GFRP 보강근의 역학적 특성

| 구분 | ASLAN | ISOROD | V-ROD | | | TUF-BAR | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | LM | STD | HM | L | H |
| 인장강도(MPa) | 690(670*) | 710(661*) | 1,000 | 1,140 | 1,312 | 1,000 | 1,292 |
| 탄성계수(GPa) | 41 (37*) | 46(42*) | 42.5 | 52.5 | 65.6 | 40 | 60 |
| 부착강도(MPa) | 12* | 14(13*) | 12 5 | 14 | 14 | 14 | 14 |

* 실험값임

GFRP 보강근은 파단 시까지 응력-변형률 관계가 선형 탄성 거동을 나타낸다. 철근에 비해 인장강도는 크지만 극한인장변형률과 인장탄성계수는 낮다. 철근과 달리 GFRP 보강근의 인장강도는 직경에 따라 다르지만 축방향 탄성계수 변화는 미세하다. 이러한 현상은 주로 전단지연에 의한 것이며, GFRP 보강근의 기계적 특성은 물, 식염수, 알칼리성(예: 콘크리트) 또는 산성 용액, 자외선 노출 및 고온 등의 인자에 의해 GFRP 보강근의 기계적 및 결합 특성에 영향을 줄 수 있다.

GFRP 보강근은 고분자 수지(Resin) 매트릭스에 내장된 유리섬유(Glass Fiber)로 구성되며, 섬유는 하중을 전달하는 기능을 갖는다. 수지는 섬유를 보호하면서 하중을 전달하며, 표면 처리는 GFRP 보강근과 콘크리트 사이의 부착을 강화한다. GFRP 보강근의 구성요소 및 특성을 간단히 나타내면 다음과 같다.

## 2.1 수지 매트릭스(Resin matrix)

수지 매트릭스의 3가지 주요 기능은 ① 섬유를 기계적 및 환경적 영향으로부터 보호 ② 섬유의 배열 유지 ③ 개별 섬유들 간에 하중전달 기능이다. 화학적 안정성, 확산성 및 인성(toughness)은 FRP 보강근에 적용하기 위한 수지의 적합성을 결정한다.

수지는 열경화성과 열가소성의 두 가지 주요 범주로 분류할 수 있다. 열가소성 수지는 온도변화를 통해 고체상태에서 액체상태로 가역적으로 변할 수 있다. 따라서, 열가소성 수지는 FRP 보강근 및 구조 용도에 적합하지 않다. 열경화성 수지는 FRP 보강근 제조에 가장 일반적으로 사용되며, 반응하지 않은 초기 상태의 열경화성 수지는 액체상태이다.



<그림 2.1.5> GFRP 보강근에 사용되는 열경화성 수지

섬유를 경화시키기 위해 수지는 약 177℃ 정도의 온도로 가열되며, 경화한 후에는 재료가 영구적으로 응고되어 다시 열을 가하여도 형상이 변하지 않는다. 열경화성 수지로 에폭시, 비닐에스터를 주로 사용한다.

**(1) 에폭시(Epoxy)**

복합재로 사용되는 주요 에폭시는 페놀 글리시딜 에테르(phenolic glycidyl ethers), 아로마틱 글리시딜 아민(aromatic glycidyl amines), 사이클로엘리페틱(cycloaliphatics) 등이다. 에폭시는 높은 내 화학성, 낮은 확산성, 섬유에 대한 우수한 접착력 등을 가지며, 경화하는 동안에 수축률이 낮다. 유리, 탄소, 아라미드 등과 호환되며, 에폭시 수지는 내 부식성이 높고 습기에 대한 저항력이 우수하다. 주요 단점은 점도가 높아 인발 성형과 같은 일부 공정에서 사용이 제한된다. 또한, 에폭시 수지는 비교적 비용이 많이 들고, 일반적으로 후-경화 단계를 포함하는 비교적 긴 경화 공정을 필요로 한다. 이로 인해, 에폭시는 일반적으로 자동차, 선박, 전기, 건축 및 기기 응용 분야 등에 사용된다.

**(2) 폴리에스터(Polyester)**

폴리에스터 수지는 일반적으로 이가 알코올 및 이염기성 유기산으로 제조되며, 사용된 산 및 알코올의 양에 따라 포화 또는 불포화 폴리에스터로 분류된다. 전 세계적으로 사용된 폴리에스터의 75%가 불포화 폴리에스터이며, FRP 보강근에 폴리에스터를 사용하려면, 일반적으로 경화 및 경화 후처리 공정이 필요하다. 경화는 촉매를 사용하여 고온에서 처리되고 폴리에스터 수지가 액체상태에서 취성 고체로 변한 후, 일반적으로 최종 특성에 도달하기 위하여 고온에서 후 경화된다. 폴리에스터는 우수한 기계적, 화학적 및 전기적 성능 등을 가지며, 낮은 비용과 생산 용이성 등 많은

이점이 있다. 그러나, FRP 보강근을 제조할 때는 비닐에스터 수지만큼 화학적으로 내성이 없기 때문에 국내 국가기준에서는 사용하지 못하도록 명시하고 있다.

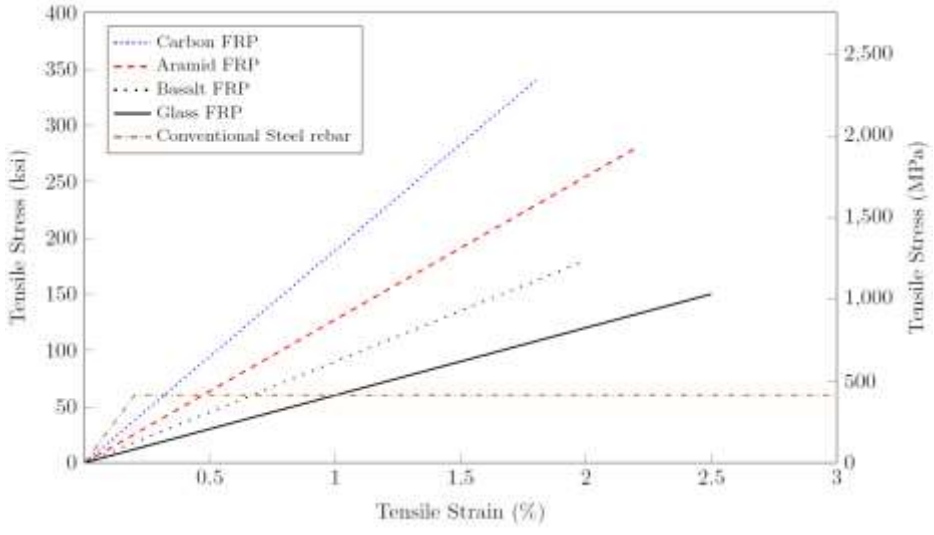
### (3) 비닐에스터(Vinyl ester)

비닐에스터 수지는 에폭시와 메타 크릴 산의 반응을 통해 생성된다. 이러한 유형의 수지는 빠른 경화 및 점성과 같은 폴리에스터 수지의 유리한 특성뿐만 아니라, 고강도 및 높은 내 화학성 에폭시의 우수한 특성을 가진다.

비닐에스터 수지는 폴리에스터 수지와 에폭시 수지의 조합이기 때문에, 비닐에스터의 생산비용은 에폭시와 폴리에스터 수지의 생산비용 사이에 있다. 비닐에스터 수지는 우수한 알칼리 저항성 및 유리 섬유에 대한 강한 접착성 때문에 GFRP 보강근에 적합하며, 비닐에스터 수지는 미세 균열에 대하여 우수한 내균열성을 지닌다.

## 2.2 유리 섬유(Glass Fibers)

섬유는 FRP 보강근의 구조적인 하중전달을 위한 구성요소이며, FRP 보강근에서 섬유는 일반적으로 전체 중량의 75% 이상을 차지한다. FRP 보강근의 제조에는 현재 다양한 유형의 섬유가 사용된다. FRP 보강근에 가장 일반적으로 사용되는 섬유 유형은 유리 섬유(Glass fiber)이며, 탄소 섬유(Carbon fiber)도 사용되지만 고가의 제품으로 일반적으로 프리스트레싱 텐던에 적용한다. 성능과 경제적 측면에서 유리 섬유와 탄소 섬유 사이에 위치하는 아라미드(Aramid fiber)와 바잘트(Basalt fiber) 계열의 섬유도 미국, 캐나다 기준에서는 사용을 허용하고 있다. <그림 2.2.1>에서와 같이, FRP 보강근의 기계적 특성은 사용된 섬유 유형에 따라 크게 다르게 나타난다.




<그림 2.2.1> FRP 보강근의 응력-변형률 곡선(Busel, 2012)

Busel(2012)에 따르면, GFRP 보강근의 인장변형 능력은 탄소 또는 아라미드 FRP 보강근보다 높다. 그러나, 인장강도와 변형능력은 그 반대로 나타난다. 또한, 유리 섬유는 바잘트 섬유(Basalt fiber)와 함께 가장 경제적이며, 탄소 섬유는 가장 고가이다. 아라미드 섬유의 가격은 저급 탄소 섬유의 가격과 비슷하다. 이외에도 다른 많은 섬유 유형이 있지만, 현재 앞의 주요 유형에 비해 경제성이 없다.

GFRP 보강근에 주로 사용되는 유리 섬유는 용융된 원료(실리카 모래, 석회석, 형석, 카올린 점토, 돌로마이트, 콜레마나이트 및 기타 광물)의 조합으로 만들어진다. 이 용융된 유리는 여러 개의 구멍이 있는 금속판을 통해 추출되어 5~25μm의 직경을 가진 섬유로 형성된다. 개별 섬유 필라멘트는 "사이징(sizing)"이라고 불리는 전용 화학 용액으로 처리되어 보호 코팅을 입힌 뒤 로빙(rovings)으로 묶이게 된다. GFRP보강근으로 사용되는 유리 섬유는 여러 종류가 있으며, 대표적인 유형은 다음과 같다.

- E-Glass (Electrical Glass) :
  가장 널리 사용되는 글라스 섬유로, FRP 응용에서 부식 저항성이 필수적이지 않은 경우에 사용되며, 알루미노-보로실리케이트 유리로, 알칼리 산화물 함량이 1%미만이며, 우수한 인장 강도와 강성을 제공한다. 뛰어난 전기 절연 특성이 요구되는 응용 분야에 적합하다.

- E-CR Glass (Electrical Corrosion Resistant Glass) :
  "Advantex®" 유리섬유로도 알려져 있으며, 전통적인 E-Glass 섬유보다 향상된 부식 저항성을 제공한다. 알루미노-석회 실리케이트 유리로, 알칼리 산화물 함량이 1% 미만이며, 산 및 알칼리와 같은 부식성 물질에 장기간 노출될 수 있는 응용 분야에 적합하다. 현재 KDS 24 50 05에서는 E-CR계열만을 인정하고 있다.

- S-Glass (Structural Glass) :
  E-Glass 섬유보다 높은 강도와 강성을 제공한다. 알루미노 실리케이트 유리로 CaO가 없으며 MgO 함량이 높다. 항공우주 및 군사 응용과 같이 높은 성능과 구조적 무결성이 요구되는 분야에서 사용된다.

- C-Glass (Chemical Glass) :
  알칼리-석회 유리의 높은 보론 산화물 함량을 가지며, 화학 저항성이 강화된 섬유로서 공격적인 화학 환경에 사용된다.

- AR-Glass (Alkali-Resistant Glass) :
  알칼리 물질에 대한 저항성을 가지도록 특별히 설계된 섬유로, 알칼리 환경에

노출되는 복합재 응용에서 사용된다. 산화물이 거의 없거나 전혀 없는 알칼리-석회 유리로 구성된다.

<표 2.2.1>에는 다양한 유리섬유의 주요 기계적 특성을 요약하여 나타내었다. 다양한 유리섬유 중에서 S-2-glass가 모든 온도에 대하여 가장 큰 인장강도와 가장 높은 탄성계수를 가지며, D-glass는 부피측면에서 가장 가볍고 인장강도와 탄성계수도 가장 낮다.

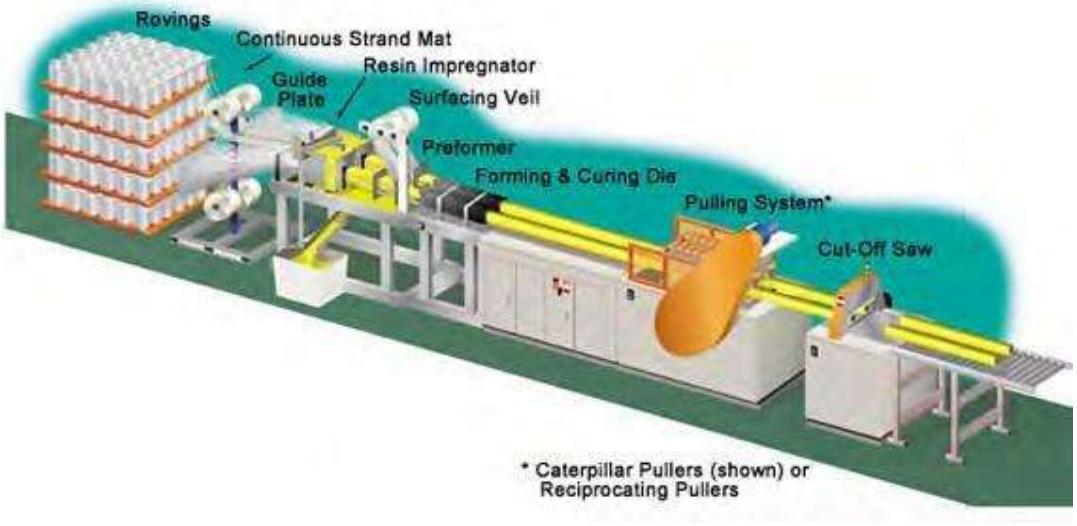
<표 2.2.1> 유리섬유의 기계적 특성(Bagherpour, 2012)

| Glass 종류 | 밀도 ($g/cm^3$) | 인장강도 (MPa) | | | 탄성계수 (GPa) | | | 연신율 (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 23 ℃ | 196 ℃ | 371 ℃ | 538 ℃ | 23 ℃ | 538 ℃ | |
| A-glass | 2.44 | 3310 | - | - | - | 68.9 | - | 4.8 |
| C-glass | 2.52 | 3310 | 5380 | - | - | 68.9 | - | 4.8 |
| D-glass | 2.12 | 2415 | - | - | - | 51.7 | - | 4.6 |
| E-glass | 2.58 | 3445 | 5310 | 2620 | 1725 | 72.3 | 81.3 | 4.8 |
| ECR-glass | 2.72 | 3445 | 5310 | 2165 | 1725 | 80.3 | 81.3 | 4.8 |
| AR-glass | 2.70 | 3241 | - | - | - | 73.1 | - | 4.4 |
| R-glass | 2.54 | 4135 | - | 2930 | 2140 | 85.5 | - | 4.8 |
| S-2-glass | 2.46 | 4890 | 8275 | 4445 | 2415 | 86.9 | 88.9 | 5.7 |

## 2.3 GFRP 보강근의 제조

<그림 2.3.1>에서와 같이, 인발성형(pultrusion)은 일정한 단면을 가진 다양한 GFRP 보강근을 제조하는 공정이다. 이 공정은 섬유를 레진에 함침시킨 후 가열된 금형(mold)을 통과시키며 당겨 성형하는 방식으로, 균일한 단면 제품을 연속 생산할 수 있다는 큰 장점이 있다. 통상 압출성형은 뒤에서 밀어서 제품을 생산하고, 인발성형은 앞으로 당겨 제품을 생산하는 공정을 의미한다.

인발성형은 GFRP 제품의 증가하는 시장에 대응할 수 있는 효율적인 프로세스로, 적절한 생산 및 품질 절차를 채택하면 일관된 고품질 단면이 가능한 제조공정이다.




<그림 2.3.1> GFRP 보강근 제조를 위한 인발성형 공정

일반적으로 모든 인발성형 기술은 개념적으로는 보강섬유의 제조공정과 유사하며 매우 높은 수준의 제작 자유도(원하는 정도의 섬유보강, 다양한 수지 시스템, 다양한 단면의 금형)를 제공하는 공정이다. 섬유를 레진에 함침시키기 전에 강화 섬유를 텐션 롤러에 끼워 넣는다. 이 롤러는 생산 라인에서 최종 제품의 섬유 배열을 고려하여 배치한다. 섬유가 적절하게 배치되면 함침을 위해 수지틀을 통과하며, 수지 매트릭스의 경화 또는 응고 공정을 돕기 위해 촉매를 틀에 첨가할 수 있다. 이 공정은 완성품이 외부의 자외선이나 부식 등으로부터 보호되도록 하므로 매우 중요한 부분이다. 또한, 이 생산공정에서 안료를 첨가하면 다양한 색상을 지닌 제품으로 제작되어 외관을 향상시킬 수도 있다. 고열의 몰드를 통과한 후 경화된 제품은 인발 후 절단 단계로 진행된다. GFRP 보강근 특성을 결정하는 물리·기계적 요소 외에도 제조공정은 수지 중합반응(polymerization), 제조공정 및 품질관리 절차에 따라 성능에 직접적인 영향을 미친다.

### (1) GFRP 보강근의 단면형상

<그림 2.3.2>에서와 같이, 중실의 원형은 가장 폭넓은 실험과 연구를 통하여 그 유효성이 검증된 GFRP 보강근 단면으로, 기존의 콘크리트 보강근으로서 가장 많이 설계에 반영된 형상이다. 복합재료의 다양성과 제조기술의 발전으로 GFRP 보강근은 다양한 단면 모양으로 생산될 수 있다. 중실 원형 외에 사용 가능한 보강근 단면에는 타원형, 사각형, 별 모양 및 원형 중공 보강근이 포함된다.



<그림 2.3.2> GFRP 보강근의 다양한 형상(Claure, 2015)

### (2) 표면 처리

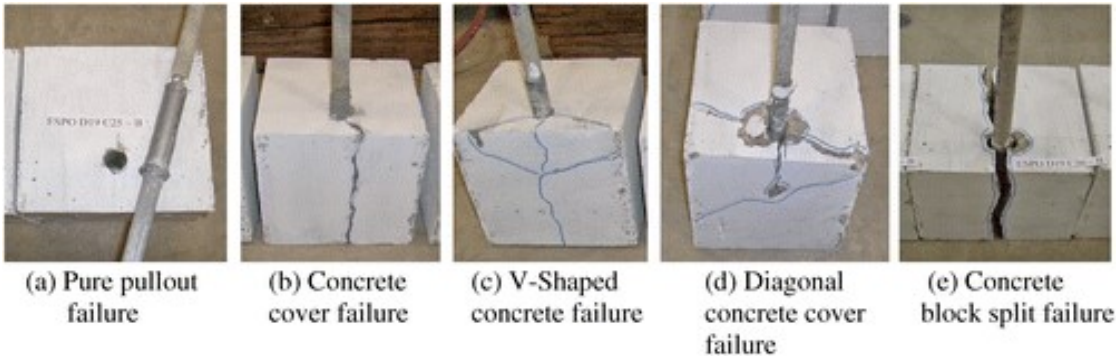
철근콘크리트는 콘크리트와 철근의 완전 부착을 가정하고 발생된 응력이 콘크리트에서 내부의 철근으로 전달이 된다. 철근의 부착은 기계적 방법을 통해 제공되는 반면, GFRP 보강근의 경우 콘크리트와의 적절한 부착을 보장하기 위한 표면처리는 제조업체별로 다양한 방법으로 이루어진다. GFRP 보강근에서 가장 일반적으로 제조되는 표면 처리 방법은 다음과 같다.

① 규사 코팅(sand-coating)으로 콘크리트와의 마찰력과 맞물림을 증대시는 방법
② 표면에 나선모양의 띠를 만들어 기계적으로 맞물리는 힘을 증가시키는 방법
③ 철근과 유사하게 표면을 가공하는 방법
④ 원형의 보강근 외부에 섬유다발을 꼬아서 기계적 맞물림력을 증가시키는 방법

현재까지 GFRP 보강근의 가장 적합한 표면 처리 방식을 결정하는 표준 시험 방법은 없지만, ACI 시험방법(ASTM D7913)을 일반적으로 채택하고 있다.

ASTM D7913에 의한 기존 실험결과(Okelo와 Yuan, 2005)에 의하면, 리브가 있는 GFRP 보강근은 매우 효과적인 표면 처리로 나타났으며, 모래 코팅 또는 기타 표면 질감은 부드러운 GFRP 표면보다 우수한 결합 특성을 나타냈다.

저강도 콘크리트에 짧은 정착길이를 사용할 때는 일반적으로 보강근의 뽑힘(pullout)이 발생되며, 반면 고강도 콘크리트에 짧은 정착길이를 적용한 경우와 저강도 콘크리트에 긴 정착길이를 적용한 경우에는 콘크리트의 쪼갬파괴(spliting)가 발생하는 것으로 나타났다. 정착길이와 콘크리트 강도변화 등에 의한 파괴모드는 <그림 2.3.3>과 같다. 정착길이가 길어지면 평균 부착 강도는 감소하며, 철근과 유사하게 FRP 보강근의 부착 강도는 보강근 직경이 증가함에 따라 감소한다. 모래 코팅을 사용하면 콘크리트의 알칼리 이온과 코팅 수지 사이의 화학 반응으로 인하여 발생되는 GFRP 보강근 표면의 미세 균열 발생을 감소시킬 수 있다.



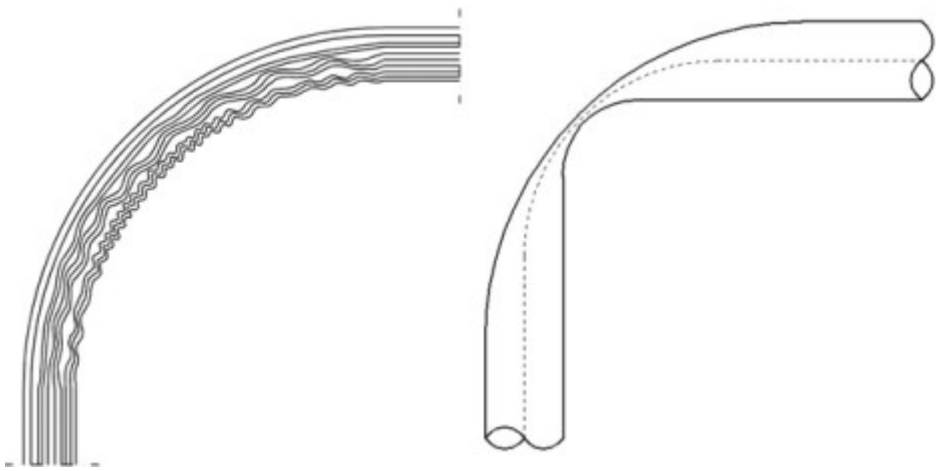

<그림 2.3.3> GFRP 보강근의 정착길에 따른 각종 파괴모드

### (3) GFRP 스터럽을 위한 굽힘

굽힌 FRP 보강근을 생산하는 가장 일반적인 생산 방법은 위에서 언급한 인발성형 공정을 기반으로 하고 있다. 인발성형은 연속공정이기 때문에, 이 방법으로는 폐합형태의 스터럽은 생산이 불가능하다.

또한, 수지성 매트릭스는 통상적인 인발성형 공정 동안 이미 경화가 되며 성분의 취성특성으로 인해 GFRP 보강근을 구부릴 수 없다. 따라서, 굽힘이 필요한 구간에 대해 인발성형 공정 중 수지의 중합(polymerization)을 방지하여야 한다. 이후 GFRP 보강근 단면은 손으로 구부린 후, 오븐 등을 이용하여 가열하여 중합을 완료할 수 있다.

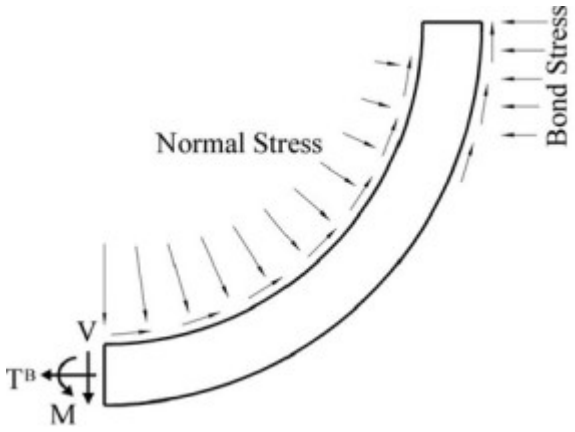
평평하게 배열된 섬유는 굽힘시 최내측 섬유는 <그림 2.3.4(a)>에서와 같이, 최내측 섬유는 주름지는 형태(crinkle)가 되며, 최외측에 배치된 섬유만 인장을 받을 수 있다. 또한, 구부러진 부분은 <그림 2.3.4(b)>에서와 같이, 보강근의 굽힘 중심부에 집중되는 경향이 있다.



(a) 최 내측 섬유에서의 주름짐 (b) 중심선에서 섬유의 집중

<그림 2.3.4> GFRP 보강근의 구부러진 구간에서의 결함 양상

이러한 현상은 굽힘구간 전체에 걸쳐 상당한 전단강도 감소를 초래한다. <그림 2.3.5>에서 알 수 있듯이, 종방향(섬유축과 평행) 응력 이외에, 전단보강근은 콘크리트 내부에 굽힘으로 발생하는 법선력에 저항하여야 한다. 이러한 이유로 인하여 상당한 전단강도 감소를 유발하며 인장강도는 일반적으로 종방향 강도의 40%~60% 범위이다.




<그림 2.3.5> 스터럽의 굽힘 영역에서의 응력(Ahmed 등, 2010)

GFRP 스터럽 전형적인 파괴양상을 <그림 2.3.6>에 나타내었다.



<그림 2.3.6> GFRP 스터럽의 전형적인 파괴양상(Ahmed 등, 2010)

앞서 언급한 이유로 GFRP 스터럽의 파괴는 굽힘 구간에서 발생한다는 것을 보여주고 있다. 스터럽의 강도는 기하학적 특성 또는 굽힘반경에 따라 달라지므로, 전단철근 반경 요구사항과 유사한 최소반경을 고려하여야 한다.

### (4) GFRP 기술혁신 방안

최근에는 GFRP 보강근 기술의 지속적인 혁신이 새로운 응용 분야를 열어주고 성능을 향상시키고 있다. GFRP 보강근은 낮은 탄성계수와 굽힘 가공부의 구조적인 취약점, 또한 인장강도가 높기 때문에 정착 및 이음길이가 크게 소요되는 단점이 있기 때문에 기술혁신의 방향은 명확하다.

GFRP 보강근 적용 최적화 배근기술, 굽힘부 보강근 연결(커플러) 및 정착기술을 적용한 단점을 극복하기 위하여 고강도의 아연도금 중공철근을 이용한 기술들이 여러 연구를 통하여 개발중이며, 이를 활용하면 다방면으로 확대 적용이 가능할 것이다.



<그림 2.3.7> GFRP용 커플러, 정착장치, 고임장치

## 2.4 GFRP 보강근의 적용성

앞에서 설명한 GFRP 보강근의 여러 장점으로 인해 다양한 응용 분야로 확산되고 있다. GFRP 보강근은 내식성이 우수하므로, 염화이온 또는 화학물질에 취약한 부재에 사용하기에 적합한 것으로 판단된다. 예를 들어, 방파제, 해안 구조물, 부유식 해양부두 등과 같이 염분에 노출된 부재에 적합하다. 또한, GFRP 보강근은 열적 및 전기적 비전도성이 뛰어나기 때문에 전자기장이 크게 작용하는 구조물(고전압 케이블, 변전소 등)에서 매우 효과적으로 이용할 수 있다.

GFRP 보강근은 종방향 강도에 비해 낮은 횡방향 강도를 가지고 있어 절단이 용이하기 때문에 GFRP 보강근으로 시공한 터널보강면은 기계 및 장비에 손상 없이 굴착이 가능하여 광업과 지반터널 분야에서도 이에 대한 수요가 증가하고 있다. 일반적으로 한냉지역에서는 염화칼슘에 노출 가능성이 큰 철근 콘크리트 구조물에 GFRP 보강근이 적용되고 있다. 그 예로 교량의 바닥판, 중분대, 소금 저장고 등을 들 수 있다. 전 세계적으로 지난 20여 년간 GFRP 보강근을 적용한 콘크리트 구조물이 다수 건설되었다. 초기에는 구조물의 보수·보강을 위해서 철근 대안으로서 큰 역할을 하였으며, 근래에는 여러 장점을 활용하여 아래와 같은 다양한 인프라 사업으로 점차 확대되어 사용되고 있다.

① 해안의 파도 에너지 저감 시설 [UAE 두바이 (2015)]
- 두바이의 상징적인 호텔인 부르즈 알아랍(7성급 호텔)에 적용되어 있으며 해수로부터 부식을 막고자 활용하였음

② 수처리 시설 [캐나다 퀘벡 (2013)]
- GFRP 보강근이 적용된 최초의 수처리 구조물로 시설 규모는 높이 4.7m, 용량 2500$m^3$ 이며 내화학성을 확보하고자 적용하였음

③ 아시우트(Assiut) 초임계 화력 발전소 [이집트 아시우트 (2012)]
- 엘 아인 엘 소크나 발전소에 적용되어 용량 2x650 MW의 가스/석유 발전소의 물 흡입구를 해수로부터 부식을 막고자 활용하였음

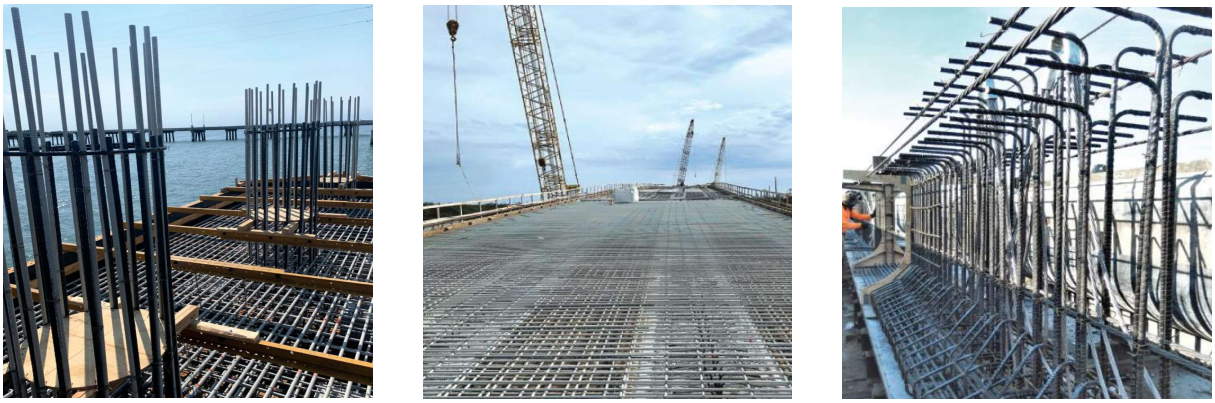
④ 운하의 벽 [UAE 디바 (2011)]
- 디바항 샤르자에서는 600m 운하를 통해 접근 가능한 해안 택지지구 개발 사업으로 굴착된 6m 깊이의 운하의 벽에 인근 해수로부터 부식을 막고자 활용하였음

⑤ 터널 [호주 시드니 (1998 - 2000)]

- 노스사이드 스토리지 터널은 직경 2.8~6.6m, 연장 20km로 레인코브 교외와 시드니의 노스헤드 연결구간이다. 오수와 우수에 포함된 부식성 화학 물질에 대비를 위해 활용하였다.

⑥ 교량 [미국 노스캐롤라이나 (2017 - 2023)]

- Harkers Island Bridge 는 해양 환경에 적합한 설계를 통해 내구성을 극대화하였으며 비부식 재료로 유지보수 비용을 절감, 구조물의 수명을 연장하도록 계획하였다. 이 교량의 구성재료는 상부는 GFRP 보강근 및 CFRP strand를 적용하였으며, 하부는 GFRP로 보강된 기둥과 캡, CFRP 텐던이 적용된 프리캐스트 콘크리트 파일 적용으로 명실상부 비부식성 재료로 완전한 설계와 시공이 이루어진 대표적인 사례이다.



<그림 2.4.1> CFRP 말뚝, GFRP 바닥판 및 거더

지난 20년간 건설업 관련 FRP 보강근의 생산기술 발전과 함께 GFRP-RC 요소 실험 및 각종 지침, 기준 및 표준 실험방법이 정립되었으며, 기술자들이 구조물 안전성과 내구성 설계에 있어 설계기술을 확보할 수 있도록, 여러 기관 및 단체에서 설계지침을 작성하였다. 예를 들어, 미국의 AASHTO, ACI(미국 콘크리트 학회) 및 CSA(캐나다 표준협회)는 특수 설계지침 및 기준을 제정하였다.

또한, ISO(국제표준화기구)에서도 설계지침을 작성하였고, ICC-ES(국제코드위원회)는 건축설계기준으로서 FRP 보강근 적용 기준을 승인하였다. 이러한 기술에 대해 광범위한 연구 및 개발이 이루어져왔기 때문에, 콘크리트에 적용할 충실원형 단면의 GFRP 보강근(또는 준원형) 적용 관련 설계방법 및 기준은 참조하기 쉽도록 기술되어 있다.

# 3. GFRP 보강근 국가별 설계기준 분석

## 3.1 국가별 설계기준 개요

GFRP 보강근은 북미지역을 중심으로 적용되었기 때문에, 관련 설계기준 역시 미국 및 캐나다에서 발전되어 왔다. 미국의 ACI 440 위원회에서 2006년 ACI 440.lR-06을 제시하였으며, 2015년 그 개정판인 ACI 440.lR-15를 출간하였다. 또한, 가장 최근에는 코드화된 ACI 440.11-22를 발간함으로써 휨, 압축, 전단 및 비틀림 부재 등 주요 건축 구조물에 적용이 가능하도록 그 범위가 확장되었다. 그러나 토목 구조물 전반에 적용하기 위해서는 내진설계 제약으로 인한 한계가 존재한다. 향후 새로운 연구결과를 반영하여 '25 개정판을 출간할 예정이다. 국가별 설계기준은 다음과 같다

- (미 국) 한편 국내의 도로교설계기준 격인 AASHTO에서는 LRFD설계법에 근거한 최소 요구조건에 설계기준(Guide Specification)을 2009년에 제시한 바 있다. 『AASHTO LRFD GFRP(2009)』는 『ACI 440.lR-06』에 기초하고 있으며, 2018년에 개정 2판을 출간하였다. 시설물에 대한 기준으로서 휨, 압축, 전단 및 비틀림이 작용하는 부재와 교량 바닥판, 방호울타리, 하부구조 등 다양한 시설물에 적용할 수 있다.
- (캐나다)『CSA S807 : 19 Specification for fibre-reinforced polymers』의 다양한 FRP 재료에 대한 시공기준 등을 제시하고 있으며, 설계 기준은 『CHBDC CAN/CSA-S806-12』이다. 캐나다는 GFRP 보강근 관련 연구가 가장 활발하고 선제적으로 진행된 국가로서 하이브리드(GFRP+철근) 설계, 깊은보의 스트럿-타이 모델 등 토목 및 건축 산업 전반에 적용이 가능하도록 구성되어 있다.
- (유 럽) 『fib Model Code 2010(2013)』에 GFRP 보강근에 대한 설계법이 일부 도입된 바 있으며, 향후 Eurocode는 2027년에 『FRP 보강근 및 FRP 구조(H, I형 등 인발성형재)(개정 2판) 설계기준』에 수록될 예정이다.
- (국 내) FRP 보강근의 시험규격으로는 『KS F ISO 10406-1 콘크리트용 섬유강화폴리머(FRP) 보강재-시험방법-제1부: FRP 보강근 및 격자』가 2017년 제정되어 FRP 보강근 사용을 위한 기본적인 토대가 마련되었다. 설계기준은 『콘크리트 부재 장수명화를 위한 FRP 보강근 실용화 기술 개발(2013-2017)』연구를 통해 『FRP 보강근 콘크리트 구조설계지침(2018)』이 발간되었으며, 2024년 1월에 국가건설기준 GFRP 보강근용 설계기준『KDS 24 50 05』, 표준시방서『KCS 24 50 05』를 제정 및 고시하였다.

<표 3.1.1> FRP 보강근 관련 국외 설계기준

| 코 드 | | 설계기준명 |
|---|---|---|
| AASHTO | GFRP-1(08)<br>GFRP-2(18) | AASHTO LRFD Bridge Design Guide Specifications for GFRP-Reinforced Concrete Bridge Decks and Traffic Railings |
| FDOT | FRP Guideline | 2024 Sturctural Design Manual - Volume 4<br>FRP Guideline |
| ACI | 440.1R-15 | Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars |
| | 440.3R-12 | Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures |
| | 440.5-08 | Specification for Construction with Fiber-Reinforced Polymer Reinforcing Bars |
| | 440.6-08 | Specification for Carbon and Glass Fiber-Reinforced Polymer Bar Materials for Concrete Reinforcement |
| | 440.9R-15 | Specification for Carbon and Glass Fiber-Reinforced Polymer Bar Materials for Concrete Reinforcement |
| | 440.11-22 | Building Code Requirements for Structural Concrete Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars(1st, 2022) |
| CSA | CAN/CSA-S06-15 | Fiber Reinforced Structures, Canadian Highway Bridge Design Code, Page 693-728 |
| | CAN/CSA-CSA-S806-12 | Design and Construction of Building structures with Fibre-Reinforced polymers (2021) |
| | CAN/CSA-S806-19 | Specification for Fiber-Reinforced Polymers |
| | Design Manual No. 3 | Reinforcing Concrete Structures with Fiber Reinforced Polymers |
| | Design Manual No. 4 | FRP Rehabilitation of Reinforced Concrete |
| | Design Manual No. 5 | Prestressing Concrete Structures with FRPs |
| ISO | 14484:2013 ED1 | Performance guidelines for design of concrete structures using FRP materials |
| ICC-Evaluation Service AC454 | | International Code Council, Evaluation Service, Acceptance Criteria for Fiber Reinforced Polymer (FRP) bars for Internal Reinforcement of concrete members, June 2016 |

## 3.2 설계기준별 부재설계 범위 비교

<표 3.2.1>는 국내(KDS 24 50 05), 미국(AASHTO LRFD for GFRP, ACI 440.11-22), 캐나다(CSA S806-12)의 기준에서 설계범위를 비교한 사항으로 국가별 GFRP 적용 범위를 확인할 수 있다.

<표 3.2.1> FRP 보강근 관련 설계기준별 적용한계

| 국내 | 항 목 | 미국 | | 캐나다 |
|---|---|---|---|---|
| KDS 24 50 05 | | AASHTO LRFD for GFRP | ACI 440.11-22 | CSA S086-12 |
| ○ | 휨 부재 (Flexure Member) | ○ | ○ | ○ |
| ○ | 전단설계 Ⅰ (Shear, B구역) | ○ | ○ | ○ |
| × | 전단설계 Ⅱ (STM, D구역) | △ | × | ○ |
| × | 전단설계 Ⅱ (철근 하이브리드) | × | × | ○ |
| × | 압축부재 (Comp. Member) | ○ | ○ | ○ |
| × | 비틀림 (Torsion) | ○ | ○ | ○ |
| × | 말뚝기초 (Deep Foundation) | ○ | ○ | ○ |
| ○ | 바닥판 (Bridge Deck) | ○ | △ | △ |
| ○ | 기계적, 화학적 정착 / 이음 | ○ | ○ | ○ |
| △ | 하이브리드 단면 (GFRP+STEEL) | △ | × | ○ |

국내 기준의 경우 최초 제정이므로 휨부재에 한하여 매우 보수적으로 설계하도록 제한하고 있다. 현재 GFRP 보강근에 대한 기술력이 가장 발전한 국가는 캐나다로서 대부분의 부재에서 설계가 가능하다. 유로코드의 경우 2027년 개정 2판에서 FRP를 이용한 부재 전반에 대한 설계가 가능할 것으로 보고되어 있다. 국내에서도 설계범위의 확대를 통하여 가능한 다양한 시설물에 적용이 가능하도록 연구와 점진적인 개정이 필요한 시점이다.

## 3.3 핵심 설계 조항 비교

- $M_r = \begin{cases} \phi_C A_f f_f \left(d - \frac{a}{2}\right), \epsilon_c = \epsilon_{cu} \\ \phi_T A_f f_{fd} \left(d - \frac{a}{2}\right), \epsilon_c = \epsilon_{fd} \end{cases}$ • 휨 저항계수
- $V = \phi_s (V_c + V_f)$ • 전단 저항계수
- $f_{fu} = C_E f_{fu}^*$ • GFRP 환경저감계수
- $f_{fc} = C_C f_{fu}$ • GFRP 크리프 파괴강도
- $f_{f,f} = C_f f_{fu}$ • GFRP 피로 파괴강도
- $s \leq 1.15 C_b \frac{E_f w}{f_f} - 2.5 c_c$ • 보강근 배치간격(균열제어)

<표 3.3.1> 핵심 설계조항 비교

| 항목 | 국내 | 미국 | | 캐나다 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|
| | KDS 24 50 05 | AASHTO LRFD(2018) | ACI 440.11-22 | CAN / CSA S086-12 | |
| $f_{fu}^*$ | 95.0~99.9 | 99.9 | 99.9 | 95.0 | 보장인장강도 |
| $\phi_C$ | 0.75 | 0.75 | 0.65 | 0.75 | 콘크리트파괴 저항계수 |
| $\phi_S$ | 0.55 | 0.55 | 0.55 | 0.55 | 보강근파괴 저항계수 |
| $C_E$ | 0.70 | 0.70 | 0.85 | 1.0 | 환경감소계수 |
| $C_C$ | 0.30 | 0.30 | 0.30 | 0.30 | 크리프파괴 감소계수 |
| $C_f$ | 0.25 | 0.25 | - | - | 피로파괴 감소계수 |
| $C_b$ | 0.83 | 0.83 | 0.70 | 1.0 | 부착저감계수 |
| $w$ | 0.7mm | 0.7mm | 0.7mm | 0.5mm | 허용균열폭 |

설계 안전계수는 CAN / CSA S086-12 코드가 가장 다양한 시공실적과 폭넓은 연구를 통하여 가장 진보된 계수 적용으로 경제적인 설계를 수행하고 있다.

### 3.4 시장성 확대를 위한 GFRP 보강근 설계 접근 방향

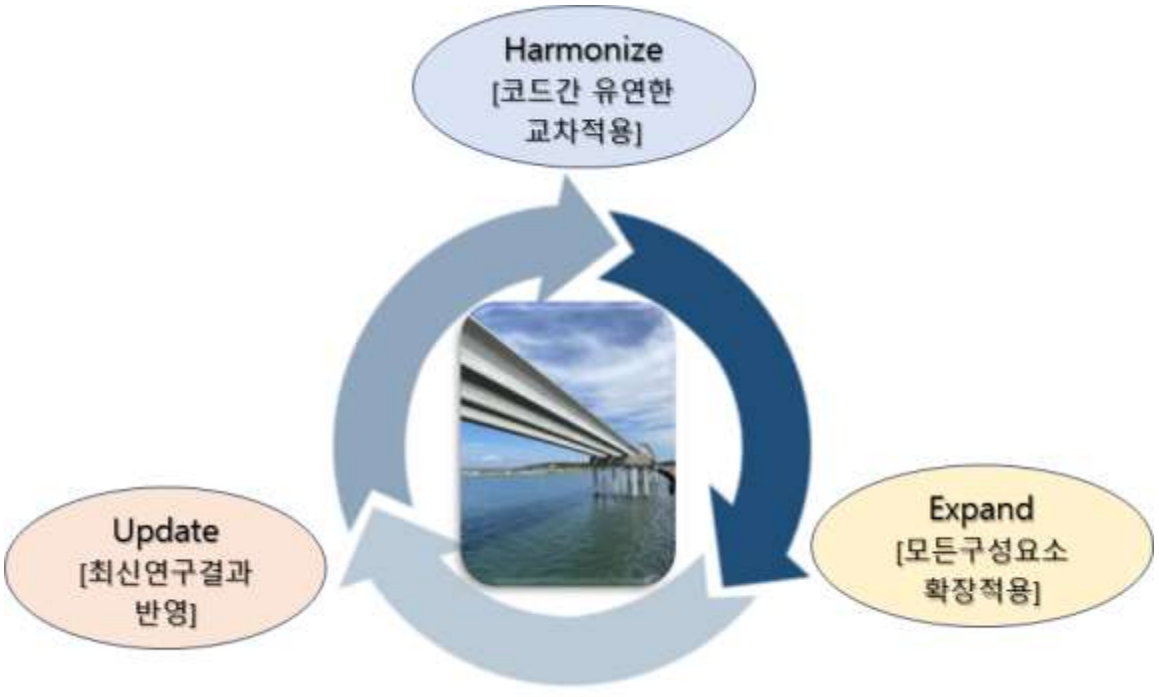
위의 검토 사항을 통해 확인할 수 있듯이, 국가별 설계기준은 인정되는 부재의 종류와 그에 따른 시설물의 적용 범위에서 차이가 존재한다. 특히, 국내에서 적용되고 있는 국가 기준인 KDS 24 50 05는 도입 초기 단계에 있다는 점을 고려할 때, 설계 적용 범위에 다소 제한이 있음을 확인할 수 있다.

이에 따라 국내·외 GFRP 보강근의 시장성 확대를 위한 설계 관점에서 접근 방식은 다음 세가지 핵심방향으로 나누어 접근할 필요가 있다.

① 국내·외 설계기준의 조화를 통해 체계적인 설계 접근 방식이 요구된다. 즉, ACI, ASTM, AASHTO-BDS와 같은 미국 기준과 CSA와 같은 캐나다 기준의 조화를 통해, 국내기준에서 부족한 부분을 보완하고 적용 범위를 효과적으로 확장할 수 있도록 한다. 이는 해외기준에 대한 지속적인 연구와 시험설계를 통해서 코드 체계에 대한 전반적인 이해를 전제로 해야한다.

② 기존 기준의 업데이트를 통해 새로운 재료와 제조 기술, 그리고 최신 연구 결과를 반영하여야 한다. 이를 통해 설계 과정의 효율성을 더욱 향상시키고, 기술적 진보를 효과적으로 구현할 수 있다.

③ 기준의 확장을 통해 구조물의 모든 구성요소에 적용 가능한 설계 규정을 체계적으로 마련하여야 한다. 이를 통해 GFRP-RC를 활용하여, 완전히 GFRP로 구성된 교량의 설계가 실현 가능해질 것이다.




<그림 3.4.1> GFRP 보강근 활성화 선순환 구조

# 4. GFRP 보강근 설계기준 분석

## 4.1 국가건설기준 개요

『KDS 24 50 05 GFRP 보강근용 콘크리트교 설계기준』은 〈표 4.1.1〉과 같이 11개의 장으로 구성되어 있다.

<표 4.1.1> KDS 24 50 05 GFRP 보강근용 콘크리트교 설계기준(2024)




| | |
|---|---|
| 제1장 일반사항 | 1.1 목적, 1.2 적용 범위<br>1.3 참고기준 1.4 용어의 정의<br>1.5 기호의 정의 |
| 제2장 조사 및 계획 | |
| 제3장 재료 | 3.1 재료일반 3.2 재료 특성<br>3.3 품질 및 성능시험 |
| 제4장 한계상태 및 일반사항 | 4.1 공통적용사항 4.2 사용한계상태<br>4.3 크리프파괴 한계상태<br>4.4 피로한계상태 4.5 극한한계상태<br>4.6 극단상황한계상태 |
| 제5장 휨 부재 | 5.1 설계가정<br>5.2 GFRP 보강근의 공칭 휨 저항<br>5.3 설계 휨 저항<br>5.4 최소 보강근량 5.5 사용성 |
| 제6장 전단설계 | 6.1 전단설계일반 6.2 전단저항<br>6.3 GFRP 스터럽의 세부사항<br>6.4 2방향 GFRP 보강근 콘크리트 슬래브의 전단저항 |
| 제7장 수축 및 온도 보강근 | |
| 제8장 정착과 이음 | 8.1 정착과 이음 일반 |
| 제9장 보강근 상세 | 9.1 다발 GFRP 보강근<br>9.2 간격 제한<br>9.3 콘크리트 최소 피복두께 |
| 제10장 교량의 콘크리트 바닥판 | 10.1 교량의 콘크리트 바닥판 일반<br>10.2 구조 상세 |
| 제11장 교량의 콘크리트 방호울타리 | |

이 설계기준은 GFRP 보강근의 각종 한계상태를 대상으로 하는 설계법으로 미국의 『AASHTO LRFD Bridge Design Guide Specifications for GFRP-Reinforced Concrete Bridge Decks and Traffic Railings 2nd (2018)』을 배경으로한 하중저항계수설계법(LRFD)을 채택하였다. 각종 하중조합은 『KDS 24 12 11』 및 『KDS 24 12 21』을 따른다. 제시된 설계철학(Design Philosophy)은 “본 기준은 극한상태설계(limit state design) 원칙에 기반하며, 구조 구성요소는 모든 적절한 사용한계상태, 피로 및 크리프 파괴한계상태, 극한한계상태, 그리고 극단상황한계상태의 요구사항을 충족하도록 설계되어야 한다. 많은 경우 사용한계상태나 피로 및 크리프 파괴한계상태가 설계를 지배할 수 있다. 한계상태 분석, 일반 설계 및 위치 특성, 하중 및 하중

계수, 구조해석 및 평가와 관련된 규정은 AASHTO LRFD 교량 설계 규정을 준수하여야 한다.” 고 명시하고 있다. 해설편에서는 “여기에서 명시된 한계상태는 지정된 수명 동안 설계하중을 안전하게 견딜 수 있는, 시공 가능하고 사용 가능한 교량을 제공하기 위한 것이다.”고 제시하고 있다. 따라서, GFRP 보강근에 대한 명확한 설계수명과 신뢰도 지수를 제시하고 있지는 않으나, 재료저항계수가 매우 보수적인 점과 동등한 하중조합을 적용하므로 현행 도로교설계기준의 신뢰도지수 $\beta = 3.7$이상 및 목표수명 100년 이상으로 간주할 수 있다. 국가기준에 포함되어 있는 대표적인 설계사항에 대하여 소개하면 다음과 같다.

## 4.2 휨 설계

### 4.2.1 일반사항

(1) 콘크리트와 GFRP 보강근의 변형률은 중립축으로부터 떨어진 거리에 선형적으로 비례한다. 즉, 하중재하 이후에도 단면은 하중재하 전의 평면을 유지한다.
(2) 콘크리트의 최대 압축변형율은 0.003이며 콘크리트의 인장강도는 무시한다.
(3) GFRP 보강근의 인장은 파괴될 때까지 선형적으로 탄성 거동한다.
(4) 콘크리트와 GFRP 보강근은 완전하게 부착되어 일체로 거동한다.

### 4.2.2 휨 강도

#### 4.2.2.1 일반사항

(1) 설계 휨 저항은 공칭 휨모멘트 $M_n$에 식 (4.2-1)에서 제시한 저항계수 $\phi$를 곱한 값으로 정의되며, 외력에 의한 저항 모멘트 $M_r$은 식 (4.2-6)과 같이 계산한다.

$$M_r = \phi M_n \qquad (4.2\text{-}1)$$

(2) GFRP 보강근 콘크리트 구조는 보강비에 따라 콘크리트 압축파괴 또는 GFRP 인장파괴가 발생할 수 있으며, 휨에 대한 저항계수는 파괴모드를 반영하여 적용한다.
(3) 공칭휨강도는 콘크리트의 압축파괴 또는 FRP 보강근의 인장파괴 순간의 변형률 적합조건과 내력 평형에 의해 구할 수 있다.
(4) 직사각형 또는 일방향 슬래브는 직사각형 응력블록을 이용하는 방법을 사용할 수 있으며, 그 외의 휨 부재의 경우 콘크리트 재료의 응력변형률 관계 곡선을 이용한 단면 해석을 통해 구할 수 있다.

#### 4.2.2.2 휨 저항계수

(1) 극한한계상태는 통계적으로 중요하다고 규정한 하중조합에 대하여 강도와 안전성을 확보하는 것으로 저항계수는 변형율 기반으로 정의한다.

(2) 압축 및 인장지배 보강 콘크리트 단면의 휨에 대한 저항계수 $\phi$는 다음식을 만족하도록 산정하여야 한다.

$$\phi = \begin{cases} \varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu} & : 0.55 \\ 0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu} & : 1.55 - \dfrac{\varepsilon_{ft}}{\varepsilon_{fu}} \\ \varepsilon_{ft} \le 0.80\varepsilon_{fu} & : 0.75 \end{cases} \quad (4.2\text{-}2)$$

여기서, $\varepsilon_{ft}$는 GFRP 보강근의 극한인장변형률이다.

철근 콘크리트 구조는 극한상태에서 구조물의 연성거동을 확보하기 위해 철근이 먼저 항복하도록 규정하고 있다. 반면에 FRP 보강근 선형 탄성거동을 보이는 취성재료로 GFRP 보강근으로 보강된 콘크리트 부재는 연성거동을 보이지 않기 때문에 더 큰 부재강도를 확보하기 위해 보수적인 저항계수를 채택하여야 한다. 또한 GFRP 보강근 콘크리트 구조는 콘크리트의 압축파괴 및 FRP 보강근의 인장파괴를 모두 허용하는 대신 연성이 부족한 점을 반영하여 상대적으로 낮은 저항계수를 적용한다. ACI 440.1R-15 이전에는 균형보강근비로 저항계수를 표현하였으나, AASHTO LRFD for GFRP에서는 변형율 기반으로 변경이 되었다. 균형근비방식은 산출과정은 간단하나 사각단면에 적합한 방식인 반면 변형율 기반방식은 임의형상에 모두 적용이 가능하다. 따라서, 국가기준에서는 이러한 장점을 감안하여 변형율 기반의 저항계수 산출법을 도입하였다.

#### 4.2.2.3 직사각형 보의 설계휨모멘트

(1) GFRP 보강근의 변형율이 전이구간 및 압축지배구간인 경우, 변형률 적합 조건과 내력평형방정식에 근거하여 유도된 공칭휨강도($M_n$)는 식 (4.2-3)과 같다.

$$M_n = A_f f_f \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.2\text{-}3)$$

여기서, $a = \dfrac{A_f f_f}{0.85 f_{ck} b}$ (4.2-4)

$$f_f = \left( \sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0.5 E_f \varepsilon_{cu} \right) \leq f_{fu} \qquad (4.2\text{-}5)$$

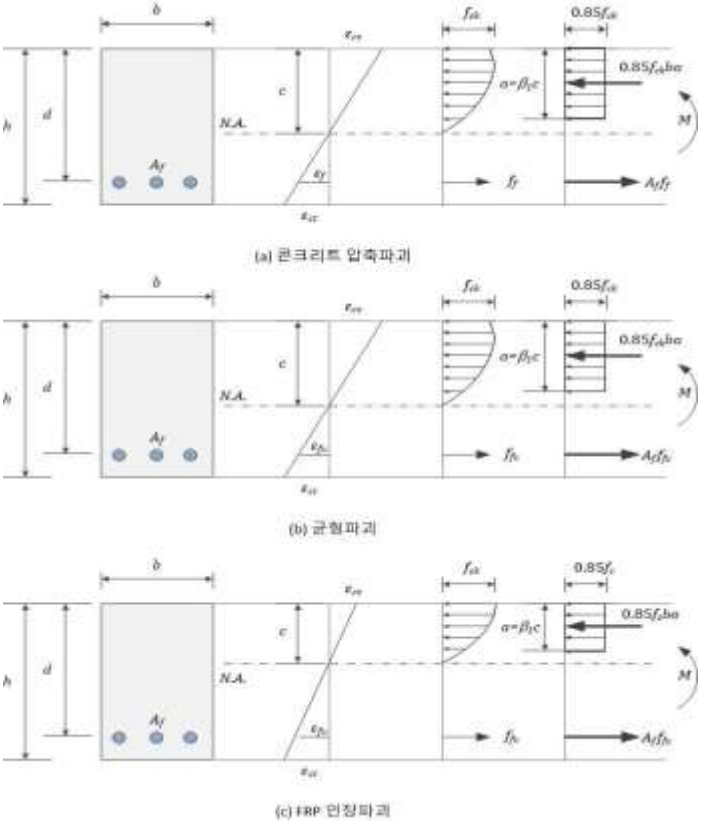
$\beta_1$ : 등가직사각형 응력블록으로서 콘크리트 강도가 28 MPa 이하인 경우 0.85, 28 MPa를 초과할 경우 매 1 MPa의 강도에 대해 0.007씩 감소시킨다. 그러나 그 값은 0.65보다 작지 않게 한다.

(2) GFRP 보강근의 변형율이 인장지배인 경우 공칭휨강도는 근사적으로 다음을 이용하여 계산할 수 있다.

$$M_n = A_f f_{fu} \left( d - \frac{\beta_1 c_b}{2} \right) \qquad (4.2\text{-}6)$$

여기서, $c_b = \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}} \right) d \qquad (4.2\text{-}7)$

<그림 4.2.1>은 FRP 보강근으로 보강된 직사각형 단면의 세가지 파괴모드에 해당하는 변형률도, 응력도 및 내력을 나타내고 있다. 콘크리트의 극한변형률 $\varepsilon_{cu}$는 보통콘크리트의 경우 강도설계법에서 일반적으로 사용되는 0.003을 추천한다.




<그림 4.2.1> 극한 상태에서 응력과 변형률 분포

• 등가 직사각형 응력 블록

충분한 FRP 보강근이 보강되어 있는 경우 압축연단의 변형률이 극한변형률 $\varepsilon_{cu}$에 도달하므로 철근콘크리트 단면해석에 사용되는 직사각형 등가응력 블록으로 응력분포를 근사할 수 있다. 즉, 콘크리트 파괴모드와 균형 파괴모드에 대해서는 등가직사각형 응력블록이론을 적용할 수 있다. 압축영역의 등가응력블록의 깊이 $a$는 식 (4.2-8)과 같다.

$$a = \beta_1 c \tag{4.2-8}$$

여기에서, 등가응력블록 계수 $\beta_1$은 식 (4.2-9)과 같다.

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007(f_{ck} - 28),\ \ 0.65 \le \beta_1 \le 0.85 \tag{4.2-9}$$

등가 직사각형 응력 블록 이론에서 압축력과 인장력은 식 (4.2-10), (4.2-11)으로 나타낼 수 있다.

$$C = 0.85 f_{ck} ba = 0.85 f_{ck} b \beta_1 c \tag{4.2-10}$$

$$T = A_f f_f \tag{4.2-11}$$

한편, 변형률 적합조건은 식 (4.2-12)과 같다.

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{c} = \frac{\varepsilon_f}{d-c} \tag{4.2-12}$$

따라서 콘크리트 파괴시 FRP 보강근의 인장응력은 식 (4.4.13)와 같이 정리할 수 있다.

$$f_f = E_f \varepsilon_f = E_f \varepsilon_{cu} \frac{d-c}{c} \tag{4.2-13}$$

• 균형파괴 모드

균형파괴가 발생하는 경우 FRP 보강근의 인장응력은 설계인장강도 $f_{fu}$에 도달하는 시점이므로 식 (4.2-11)로부터 균형파괴시의 중립축 깊이에 대한 식 (4.2-14)을 유도할 수 있다.

$$c_b = \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{f_{fu} + E_f \varepsilon_{cu}} d \qquad (4.2\text{-}14)$$

• 콘크리트 압축파괴 모드($\rho_f > \rho_{fb}$)

압축파괴가 발생할 경우 휨모멘트를 산정하기 위해서는 FRP 보강근의 인장응력을 계산하여야 한다. 평형조건 $T = C$ 에 식 (4.2-4), 식 (4.2-10), 식 (4.2-11)을 대입하여 정리하면 식 (4.2-15)와 같은 이차방정식이다.

$$c^2 + \frac{\rho_f E_f \varepsilon_{cu} d}{0.85 f_{ck} \beta_1} c - \frac{\rho_f E_f \varepsilon_{cu} d^2}{0.85 f_{ck} \beta_1} = 0 \qquad (4.2\text{-}15)$$

식 (4.2-15)의 해를 구하면 GFRP 보강근의 인장응력을 유도할 수 있다.

• FRP 보강근 인장 파괴 모드

FRP 보강근이 균형파괴비보다 작게 사용될 경우 FRP 보강근의 인장파괴가 유발된다. 이 경우 콘크리트의 최대 변형률이 극한변형률에 도달하지 않으므로 등가 직사각형 응력 블록 이론을 적용할 수 없고, 상세 단면 해석이 필요하다. 하지만 상세 단면 해석 대신 등가 직사각형이론에서 계산되는 중립축 깊이를 균형파괴시의 중립축 깊이 $c_b$로 가정하는 간편식인 식을 적용할 수 있다. 이 간편식은 부재의 공칭 휨모멘트를 보수적으로 단순화한 식이다.

#### 4.2.2.4 최소 FRP 보강량

(1) $\rho_f \leq \rho_{fb}$에 대하여 GFRP 보강 휨부재는 식 (4.2-16)에서 제시하는 최소보강근량 이상 배근되어야 한다.

$$A_{fmin} = \frac{0.39\sqrt{f_{ck}}}{f_{fu}} b_w d \geq \frac{2.17}{f_{fu}} b_w d \qquad (4.2\text{-}16)$$

(2) 다만 모든 단면에서 해석에 의해 요구되는 GFRP 보강근량보다 1/3 이상 보강근이 더 배치된 경우에는 최소 보강근량 기준을 적용하지 않아도 된다.

## 4.3 사용성

### 4.3.1 일반

(1) FRP 보강근 콘크리트 구조는 사용기간 중 구조물의 기능과 성능을 충분히 유지하도록 사용성과 내구성을 확보하여야 한다.

(2) 사용성 검토는 처짐, 균열, 크리프와 피로의 영향 등을 고려하여야 한다.

### 4.3.2 균열

(1) 구조물의 기능과 외관상 수용할 수 없을 정도의 균열폭은 제한하여야 한다.

(2) 균열에 대한 안전성을 확보하기 위하여 KDS 24 12 11 (표 4.1-1)에 규정된 사용한계상태 하중조합 I 적용시 허용 균열폭은 0.7mm로 제한한다. 단 발주자가 특별히 지정하는 경우 허용 균열폭을 변경할 수 있다.

FRP 보강근은 부식이 되지 않는 재료이므로 구조적 측면 및 내구성 측면에서 균열폭을 제한할 필요가 없다. 하지만 구조물의 외관 등 요인을 고려할 때 한계균열폭을 설정할 필요가 있다. FRP 보강근 관련 제규정에서 제시하는 한계값은 다음과 같다.

- CAN/CSA S806-12 : 균열폭 대신 이에 대응하는 물리량을 제시하고 있으며, 그 물리량에 대한 한계값을 실내 및 외기 조건에 대해 규정하고 있음
- CHBDC CAN/CSA-S6-06 : 가혹 환경의 경우 0.5mm, 일반 환경의 경우 0.7mm
- CHBDC CAN/CSA-S6-14 : 가혹 환경의 경우 0.5mm, 일반 환경의 경우 0.7mm
- ACI 440.1R-06 : 한계균열폭을 명시적으로 제한하지 않으나 예제에서 0.5mm 적용
- ACI 440.1R-15 : 한계균열폭을 명시적으로 제한하지 않으나 예제에서 0.5mm 적용
- AASHTO (2009) : 0.5mm (=0.02 in.)
- AASHTO (2018) : 0.7mm (=0.028 in.)
- JSCE (1997) : 0.5mm

기준별 균열폭에 대한 검토는 한계균열폭을 직접 계산하는 방안과 배근간격을 제한

하는 방법이 있다.

- KDS 24 50 05에서 제시된 균열검토 방법은 인장면에 가장 가까운 보강근의 최대 배치간격에 대한 검토방법을 사용한다.

$$s_{\max} = 1.15\frac{C_b E_f w}{f_{fs}} - 2.5c_c \le 0.92\frac{C_b E_f w}{f_{fs}}$$

- 사용한계상태에서 GFRP 보강근은 최대 배치 간격과 함께 콘크리트 인장 연단에서 최외측 인장 보강근 중심까지의 콘크리트 피복두께 $d_c$를 만족하여야 한다.

$$d_c \le \frac{C_b E_f w}{2 f_{fs} \beta}$$

- ACI 440.1R-15 : 최대 배근간격 제한($w$=0.5mm)

$$s = 1.15\frac{E_f w}{f_{fs} k_b} - 2.5c_c \le 0.95\frac{E_f w}{f_{fs} k_b}$$

여기서, $c_c$는 피복두께(mm)

- AASHTO (2009) : 계산균열폭 < 허용균열폭(0.5mm)

$$w = 2\frac{f_{fs}}{E_f}\beta k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2}$$

- AASHTO (2018) : 최대 배근간격 제한($w$=0.7mm) : 국가기준과 동일

$$s = 1.15\frac{E_f w}{f_{fs} k_b} - 2.5c_c \le 0.95\frac{E_f w}{f_{fs} k_b}$$

### 4.3.3 크리프와 피로

(1) 크리프파괴에 대한 응력제한을 위하여 지속하중 하에서의 GFRP 보강근 응력 $f_{fs,sus}$는 식 (4.3-1)을 만족하여야 한다. 단, KDS 24 12 11 (표 4.1-1)의 사용한계상태 하중조합 I을 따르며 활하중 계수는 1.0에서 0.2로 감소시키되 발주자의 특별한 요청이 있는 경우 그에 따른다.

$$f_{fs,sus} \le 0.30 f_{fu} \qquad (4.3\text{-}1)$$

여기서,

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \frac{n_f\, d\,(1-k)}{I_{cr}} \qquad (4.3\text{-}2)$$

이고, $n_f$는 GFRP 보강근 탄성계수와 콘크리트 탄성계수와의 비($=E_f/E_c$), $d$는 보의 유효깊이, $M_{s,sus}$는 지속하중에 의한 모멘트, 균열 단면의 단면2차모멘트 $I_{cr}$과 $k$는 다음식을 적용하여 산출한다.

$$I_{cr} = \frac{b d^3}{3} k^3 + n_f A_f d^2 (1-k)^2 \qquad (4.3\text{-}3)$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \qquad (4.3\text{-}4)$$

여기서, $A_f$는 GFRP 보강근 단면적, $b$는 부재의 압축면의 유효폭, $d$는 유효깊이, $k$는 압축단으로부터 중립축과 인장보강근 중심과의 거리 비, 그리고 $\rho_f$는 GFRP 보강근의 보강비($=A_f/bd$)이다.

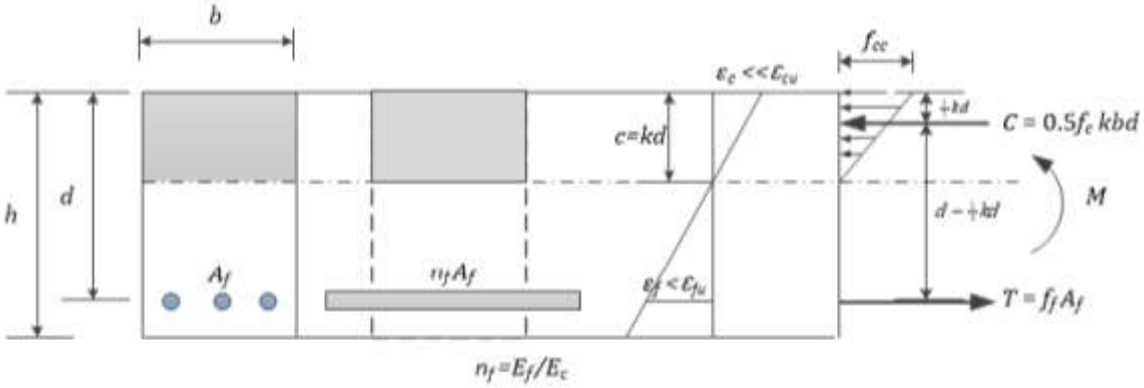
(2) 피로파괴에 대한 응력제한을 위하여 피로하중 하에서의 GFRP 보강근 응력 $f_{fs,f}$는 아래의 검토조건을 만족하여야 한다. 산정한다.

$$f_{fs,f} \le 0.25 f_{fu} \qquad (4.3\text{-}5)$$

여기서,

$$f_{fs,f} = M_{s,f}\,\frac{n_f\,d\,(1-k)}{I_{cr}} \qquad (4.3\text{-}6)$$

이고, $M_{s,f}$는 KDS 24 12 11 (표 4.1-1)에 규정된 사용한계상태 하중조합 I의 고정하중과 피로한계상태 하중조합의 계수 활하중에 의한 모멘트이다.




<그림 4.3.1> 균열 단면의 탄성 해석

## 4.4 전단 설계

### 4.4.1 일반사항

(1) 이 장의 규정은 평면 유지의 법칙이 유효한 응력 균일영역의 전단설계에 적용한다.

(2) 이 장에서 규정하고 있는 설계법은 축방향 인장력이 크게 작용하지 않는 부재에 한하여 적용한다.

### 4.4.2 전단강도

#### 4.4.2.1 일반사항

(1) 전단력이 작용하는 단면은 식 (4.4.1)과 같이 설계전단강도 $\phi V_n$이 계수전단력 $V_u$ 이상이 되도록 설계하여야 한다.

$$\phi V_n \geq V_u \qquad (4.4\text{-}1)$$

여기서, $V_u$는 해당단면의 계수전단력이며, $V_n$은 다음 식에 의해 계산하는 공칭

전단강도이다.

$$V_n = V_c + V_f \qquad (4.4\text{-}2)$$

여기서, $V_c$는 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도이며, $V_f$는 FRP 스터럽에 의한 단면의 공칭전단강도이다.

(2) 설계전단강도 $\phi V_n$을 구하기 위해 적용되는 저항계수 $\phi$는 철근콘크리트 구조에서와 마찬가지로 0.75를 적용한다.

FRP 보강 콘크리트 구조물의 설계는 기존 철근콘크리트의 설계법과 유사하다. 그러나 FRP 보강근은 철근과 다른 역학적 특성을 보이기 때문에 FRP 보강 콘크리트 부재의 전단설계 시 다음의 FRP 재료특성이 고려되어야 한다.

1) 상대적으로 낮은 탄성계수
2) 낮은 횡방향 전단저항
3) 높은 인장강도 및 항복점의 부재
4) 직선부에 비해 상당히 낮은 굽힘부의 인장강도

특히, FRP 보강근의 굽힘부 인장강도는 직선부에 비해 현저히 낮음을 인지해야 한다. FRP 전단보강 콘크리트 부재는 강도설계법에 기초하여 설계된다. 또한 콘크리트 구조전단 및 비틀림 설계기준(2016) 및 ACI 318에서 철근콘크리트 부재의 공칭전단내력을 감소시키기 위해 적용하는 0.75의 강도감소계수가 동일하게 적용된다. 설계전단강도 $\phi V_n$은 계수전단력 $V_u$보다 커야 한다.

#### 4.4.2.2 콘크리트에 의한 전단강도

(1) FRP 보강근으로 보강된 콘크리트 휨부재의 콘크리트에 의한 전단강도 $V_c$는 다음식을 이용하여 계산할 수 있다

$$V_c = \frac{2}{5}\sqrt{f_{ck}}\, b_w (kd) \qquad (4.4\text{-}3)$$

여기서, $b_w$는 부재의 복부 폭 (mm)이다.

철근콘크리트의 경우, 공칭전단강도 $V_n$은 콘크리트가 부담하는 전단저항 $V_c$와 전단철근에 의한 $V_s$의 합으로 계산된다. 그러나, FRP 인장보강근이 단면 수직방향 힘에 저항하는 다웰 거동특성을 보유하고 있는지는 충분한 추가연구가 필요하다. 단, FRP 보강근의 횡방향 강도와 강성은 동일 단면적의 철근보다 더 작기 때문에 FRP 보강근의 다웰 거동에 대한 기여도는 철근보다 작을 것으로 추정할 수 있다.식(4.4-3)의 콘크리트 전단강도 $V_c$는 기존의 철근에 대한 식에 FRP 보강근의 축방향 강성값을 고려하는 인자($\frac{5}{2}k$)를 적용하여 수정한 값이다.

#### 4.4.2.3 GFRP 보강근에 의한 전단강도

(1) 부재축에 직각인 전단 FRP 보강근을 사용하는 경우 다음에 따라 전단강도 $V_f$를 계산하여야 한다.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fv} d}{s} \qquad (4.4\text{-}4)$$

여기서, $A_f$는 거리 $s$내의 스터럽의 전체 단면적이며, $f_{fv}$는 전단설계를 위한 GFRP 보강근의 설계기준 인장강도강도이다.

(2) 극한상태에서 GFRP 전단보강근의 응력은 다음식을 이용하여 구할 수 있으며, 이 값은 굽힘부의 인장강도를 초과할 수 없다.

$$f_{fv} = 0.004 E_f \le f_{fb} \qquad (4.4\text{-}5)$$

$$f_{fb} = (0.05\frac{\gamma_b}{d_b} + 0.3) f_{fu} \le f_{fu} \qquad (4.4\text{-}6)$$

여기서, $\gamma_b$= 굽힘부 FRP 보강근의 내부 반경

(3) 부재축에 수직인 스터럽을 사용하는 경우 전단보강에 필요한 간격 및 면적은 다음식에 따라 계산하여야 한다.

$$\frac{A_{fu}}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{fv} d} \qquad (4.4\text{-}6)$$

(4) 경사 FRP 보강근을 FRP 스터럽으로 사용하는 경우 공칭전단강도 $V_f$를 다음 식에 따라 계산하여야 한다.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fv} d}{s}(\sin\theta + \cos\theta) \quad (4.4\text{-}7)$$

여기서, $\theta$는 경사스터럽과 부재축의 사이각이며, $s$는 부재축방향 보강근과 평행한 방향의 FRP 스터럽 간격이다.

(5) 연속 나선 형태의 FRP 스터럽이 사용되는 경우 공칭전단강도는 다음식에 따라 계산하여야 한다.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fv} d}{s}\sin\theta \quad (4.4\text{-}8)$$

FRP 보강근의 전단강도는 기존 전단철근에 대한 전단강도식에 FRP 보강근에 대한 재료특성($A_{fv}$,$f_{fv}$)만 대체하여 계산하는 것으로 한다. 이때, GFRP 스터럽의 응력수준은 전단 균열폭을 제어하고 콘크리트의 건전성을 유지할 수 있으며 GFRP 스터럽의 굽힘 부분에서 파괴가 발생하지 않도록 충분히 제한되어야 한다.

전단강도 평가시 콘크리트와 FRP 보강근의 전단강도의 합을 사용하는 설계가정은 전단균열이 적절하게 제어될 수 있는 경우에 적합하다. 이를 위해 FRP 스터럽의 인장변형률은 ACI 318 설계기준에 의한 적정 수준으로 제한되어야 한다. 다른 국외 기준의 경우, CAN/CSA-S6-06은 FRP 스터럽의 인장변형률을 0.002(mm/mm)로 제한한다. 이 변형률 값은 캐나다 등급 60(420 MPa) 철근의 항복응력에 상응하며, 매우 보수적인 값이다. 실험연구에서는 이 값보다 더 큰 인장변형률이 발생하는 것으로 확인할 수 있다(Wang 1998; Zhao etal. 1995; Okamoto et al.1994). Eurocrete Project 규정에서는 전단에 의한 FRP 보강근의 변형률을 0.0025(mm/mm)로 제한한다(Dowden and Dolan 1997). 어떠한 경우에도 FRP 스터럽의 유효변형률이 0.004를 초과하지 않아야 하며, 설계강도가 FRP 스터럽의 굽힘부의 인장강도인 $f_{fv}$를 초과해서도 안된다. FRP 스터럽의 한계변형률 0.004는 골재의 맞물림 작용으로 발생하는 콘크리트의 전단저항력 감소를 방지하는 변형률 값으로 타당하다(Priestley et al. 1996). CAN/CSA-S6S1-10은 콘크리트 부재의 전단설계 시 0.004의 전단변형률 한계값을 규정하고 있다.

### 4.4.3 최소 전단보강량

(1) 계수전단력 $V_u$가 $\frac{1}{2}\phi V_c$를 초과하는 모든 FRP 보강근 부재의 경우에는 다음 식에 의해 계산된 최소 FRP 스터럽을 배치하여야 한다.

$$A_{fv,\min} = 0.35\frac{b_w s}{f_{fv}} \qquad (4.4\text{-}9)$$

AASHTO LRFD for GFRP 및 ACI 440.11-22에서는 $V_u$가 $\phi V_c/2$ 를 초과하는 경우 최소 스터럽을 배치하도록 하고 있다. 이는 전단균열의 급격한 형성이 과도한 응력집중으로 진행됨을 사전에 방지하여 부재의 전단파괴를 제어하기 위함이다 (Joint ACI-ASCE Committee 426 1973). 철근콘크리트에 대해 안전을 확보하는 것과 마찬가지로 GFRP 스터럽을 사용하는 경우에도 전단 취성파괴를 방지하기 위해 충분한 허용강도가 보장되어야 한다.

상기식에 의해 계산된 스터럽의 최소량은 콘크리트의 강도와 무관하다. 철근 스터럽을 사용할 경우 전단철근 최소량은 $f_{ck}$가 17 MPa인 경우 $1.5\,V_c$에서부터 69 MPa인 경우 $1.25\,V_c$까지 조정된다. 철근콘크리트 부재에 대한 식은 FRP 보강근을 사용한 콘크리트 부재에서는 좀 더 보수적으로 적용할 필요가 있다.

### 4.4.4 FRP 스터럽의 세부사항

(1) FRP 스터럽의 최대 간격은 $0.5d$와 600 mm 중에서 작은 값으로 한다.

(2) FRP 스터럽은 <그림 4.4.1>과 같이 90도로 꺾어서 폐합시켜야 하며, $12d_b$ 이상의 꼬리 길이를 확보하여야 한다.

ACI 318에서 철근 스터럽의 최대 간격은 $d/2$와 600 mm 중 작은 값으로 규정하고 있다. 이러한 제한은 각 전단균열이 적어도 하나의 스터럽과 교차할 수 있도록 하기 위함이다. Ehsani et al.(1995)에 의한 실험결과에서는 FRP 보강근의 굽힘을 $r_b/d_b$가 0으로 한 시편의 경우 매우 낮은 응력 수준에서 전단파괴된 것으로 나타났다. 따라서, 심한 곡률을 갖는 GFRP 스터럽의 제작은 가능하더라도 피해야 하며, $r_b/d_b$의 비는 최소한 3.0 이상을 권장한다.




<그림 4.4.1> GFRP 스터럽의 꼬리길이

<그림 4.4.1>과 같이, 수직 GFRP 스터럽의 인장력은 굽혀진 갈고리 부분과 연결된 꼬리 부분을 통해 콘크리트에 전달된다. Ehsani et al.(1995)의 연구에 따르면 갈고리 끝 연장부가 $12d_b$ 이상이면 수직인 GFRP 스터럽의 인장강도와 슬립거동에 영향이 없는 것으로 분석되었기 때문에 $12d_b$의 최소 갈고리 끝 연장부를 사용하여야 한다.

## 4.5 보강근 상세

### 4.5.1 수축 및 온도보강근

(1) 건조수축 및 온도보강근으로 배치되는 FRP 보강근은 다음식의 보강비 이상으로 하나, 어떠한 경우에도 0.0014 이상이어야 한다. 단, 건조수축 및 온도보강근 보강비 계산은 콘크리트 전체 단면적을 기준으로 한다.

$$\rho_{f,ts} = 0.75 \times \frac{1}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f} \leq 0.0036 \qquad (4.5\text{-}1)$$

(2) 건조수축 및 온도 FRP 보강근 배치간격은 슬래브 두께의 3배, 300 mm 미만으로 하여야 한다.

아직까지 건조수축 및 온도 FRP 보강근의 제한값은 실험적으로 명확히 규정된 바 없다. 식 (4.5-1)은 KDS 24 14 21의 온도철근 규정에 맞추어 FRP 보강근의 인장강

도 및 탄성계수를 고려하여 수정한 것이다. ACI 318-14에서 규정하는 식을 간략히 정리한 것으로도 볼 수 있다.

$$\rho_{f,ts} = 0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f} \leq 0.0036$$

전술한 휨 부재에 대한 최소 FRP 보강근은 부재의 인장면에서 요구되는 최소 보강량을 의미하며, 건조수축 및 온도 보강근의 최소 보강량은 가능한 부재의 상하면에 균등하게 배치되어야 한다. AASHTO(2009)에서는 두께 150 mm (6 in.) 이하의 부재에서 단면으로 배치할 수 있도록 허용하고 있다.

### 4.5.2 콘크리트 최소 피복두께

(1) FRP 보강근 콘크리트 부재의 최소 피복두께는 보강근 직경의 1.5배와 30 mm 중 큰 값으로 한다.

콘크리트의 피복두께는 (1) 부착력의 안전한 전달, (2) 보강재의 부식 방지, (3) 내화성능 확보에 따라 결정된다. FRP 보강근은 부식이 되지 않는 재료이므로 내구성과 관련된 보강재 부식방지를 위해 콘크리트의 피복두께를 제한할 필요는 없다. 이 기준에서는 각국의 제 기준을 조사하여 AASHTO LRFD for GFRP를 선택하였다. 단순히 35 mm, 38 mm 등과 같은 최소 피복두께를 제시하지 않는 것은 보강근 직경에 따른 피복두께의 증가를 고려한 것이다. 다음은 각국의 관련 제 기준이다

- CAN/CSA S806-12 : max(보강근 직경의 2배, 30 mm) 적용
- CHBDC CAN/CSA-S6-06와 CHBDC CAN/CSA-S6-14 : 35 mm 적용
- ACI 440.1R-06와 ACI 440.1R-15 : 명시적으로 제시하지 않고 예제에서 38 mm적용
- AASHTO (2018) : 25 mm
- JSCE (1997) : $c_{\min} = \alpha c_0$

여기서, $\alpha$는 $f_{ck}$가 18 MPa까지는 1.2, 그 이상 34 MPa까지는 1.0, 34 MPa 이상은 0.8인 계수, $c_0$ 는 슬래브 25mm, 보 30 mm, 기둥 35 mm

한편, CHBDC CAN/CSA-S6-14에서는 지나친 피복두께로 인해 균열폭이 커지지

않도록 50 mm를 최대 허용 피복으로 제시하고 있다.

국가기준에서는 AASHTO LRFD for GFRP의 내용을 우선적용하되 AASHTO가 75년 설계수명이며 국내 도로교는 100년임을 감안하여 비례적이며 보수적 관점에서 최소크기를 5mm 상향시킨 30mm를 적용한 것이 특징이다.

# Ⅱ. GFRP 확대 적용을 위한 구조물 설계 예제

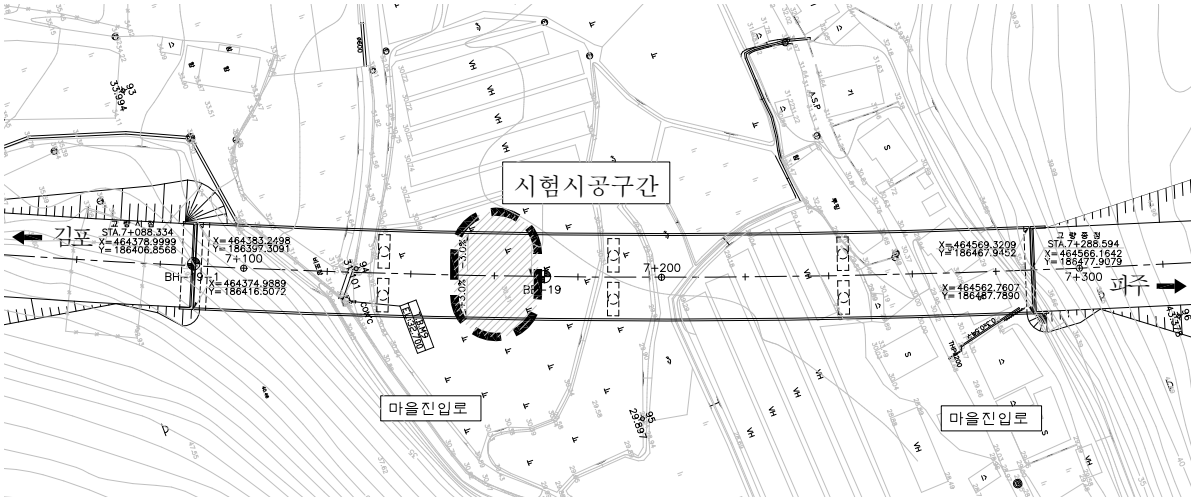
# 1. 교량 바닥판

## 1.1 교량 바닥판 적용 사례

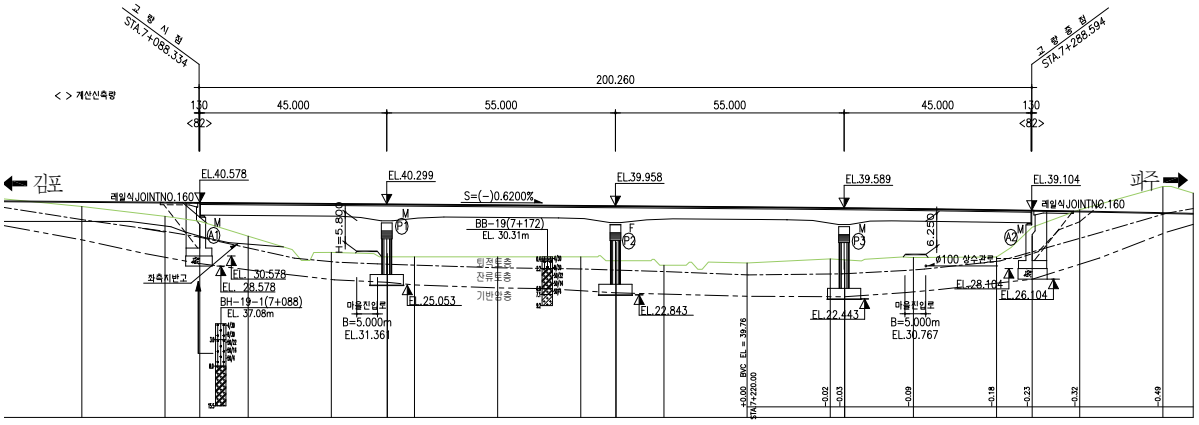
GFRP 보강근을 적용한 바닥판의 사례는 북미를 중심으로 상당히 많은 사례들이 있으며, 본 장에서는 국내에서 시공 완료된 사례를 중심으로 소개하면 다음과 같다.

### 1.1.1 청대교

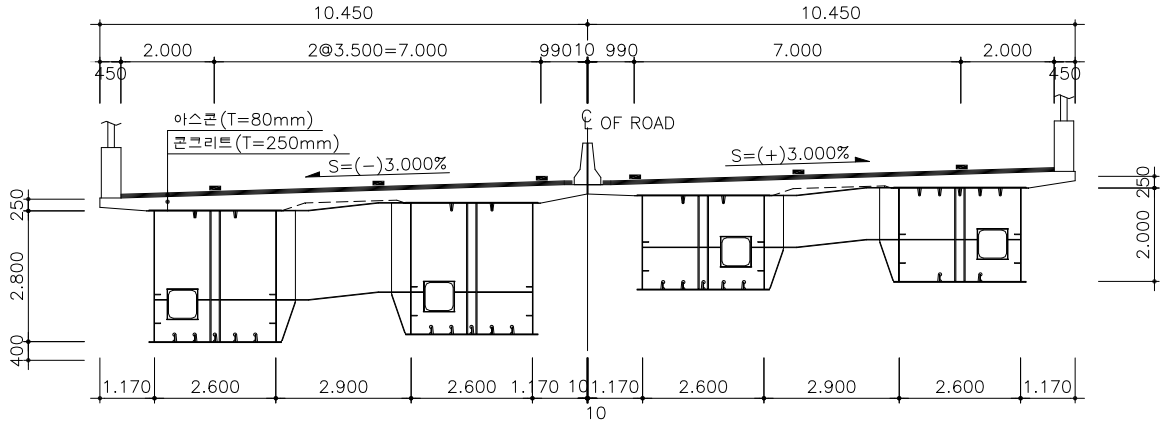
<그림 1.1.1>에는 국내에서 최초로 시험시공(2007.10)된 청대교의 종평면도 및 횡단면도를 나타내었다. 본 대상교량은 현재 도로건설 공사가 완료된 경기도 고양시 소재(국대도 39호선)에 위치하고 있으며, 교량형식은 강박스거더교이다. 교량의 총연장 200m, 경간분할은 45m+2@55m+45m = 200m이며, 상하행이 분리된 교량으로 폭원은 10.45m이다.




(a) 평면도




(b) 종단면도



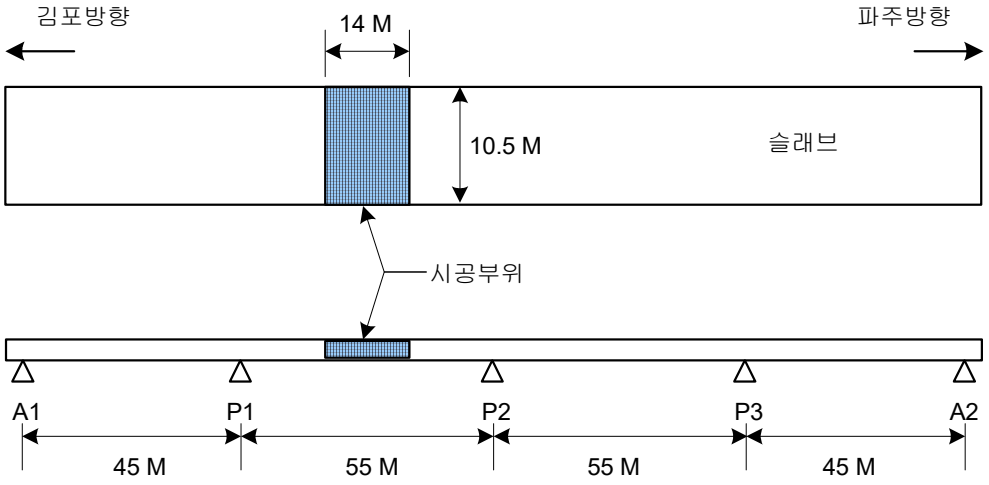

(c) 횡단면도

<그림 1.1.1> 국내 최초 시험시공 대상교량(청대교)

FRP 보강근이 적용된 첫 시험시공인 것을 고려하여, 해당 교량공사의 발주청, 시공사, 감리사와 협의하에 설계변경요인을 최소화할 수 있는 방향으로 FRP 보강근의 시공부위 및 시공방법을 설정하였다.

<그림 1.1.2>에서와 같이, FRP 보강근 시공부위는 바닥판의 교축방향으로 낮은 응력이 발생하는 제2경간 정모멘트부(14m×10.5m)로 선정하였으며, 바닥판의 상부철근은 염화물에 취약하므로 상부철근을 FRP 보강근으로 대체하도록 시공계획을 수립하였다.

또한, 기존 설계도면을 고려할 때 구조상세 변경요인을 최소화하기 위하여 배근간격의 변경없이 기존 철근을 FRP 보강근으로 단순 대체하는 방향으로 구조검토를 수행하였다.




<그림 1.1.2> 청대교의 FRP 보강근 시공부위

본 대상교량에 대한 FRP 보강근의 적용 수량은 D19 972m(주근, 94@10.3m), D16

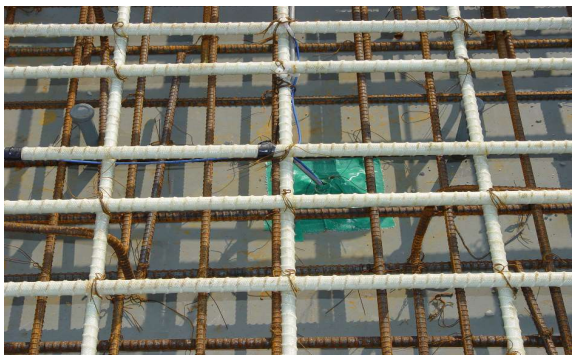
742m(배력근, 53@14.0m)이며, 본 대상교량의 시공부터 완공까지의 전경은 <그림 1.1.3>과 같다.



(a) 시공 전경-1



(b) 시공 전경-2



(c) 시공 전경-3



(d) 시공 전경-4



(a) 완공 전경-1



(b) 완공 전경-2



(c) 완공 전경-3



(d) 완공 전경-4

<그림 1.1.3> 청대교의 시공 중 및 완공 후 전경

### 1.1.2 행신IC RG교

국토교통과학기술진흥원이 발주한 『ICT 기반 교량 수명 연장을 위한 부분교체 및 저탄소 소재 활용 기술 개발』 연구단 과제의 세세부과제 『콘크리트 부재 장수명화를 위한 FRP 보강근 실용화 기술 개발(2013~2019)』을 통해 국내 FRP 보강근의 시험규격 및 구조설계기준을 정비하였으며, 이를 토대로 국내 여건에 적합한 FRP 보강근 실용화를 위해 많은 연구를 진행하였다.

상기 과제의 현장적용 연구성과로 서울-문산 고속도로(1공구) 행신IC RG교의 바닥판 상부철근을 FRP 보강근으로 대체하는 시험시공을 2018년 11월에 실시하였다. <그림 1.1.4>에서와 같이, 행신IC RG교는 합성형 라멘교로서, 경간 25.0m, 폭 15.7m이며, FRP 보강근의 시공 부위는 중앙 바닥판 경간 19.1m, 폭 19.1m이다.




<그림 1.1.4> 행신IC RG교의 종단면도





<그림 1.1.5> 행신IC RG교의 시공 전경(2018.10)

<표 1.1.1>에서와 같이, 행신IC RG교는 바닥판 하면에 기존 철근을 적용하였으며, 바닥판 상면에 FRP 보강근을 적용하였다. FRP 보강근의 수량은 D16 7050m(주근 D16@100, 배력근 D16@125) 이다.

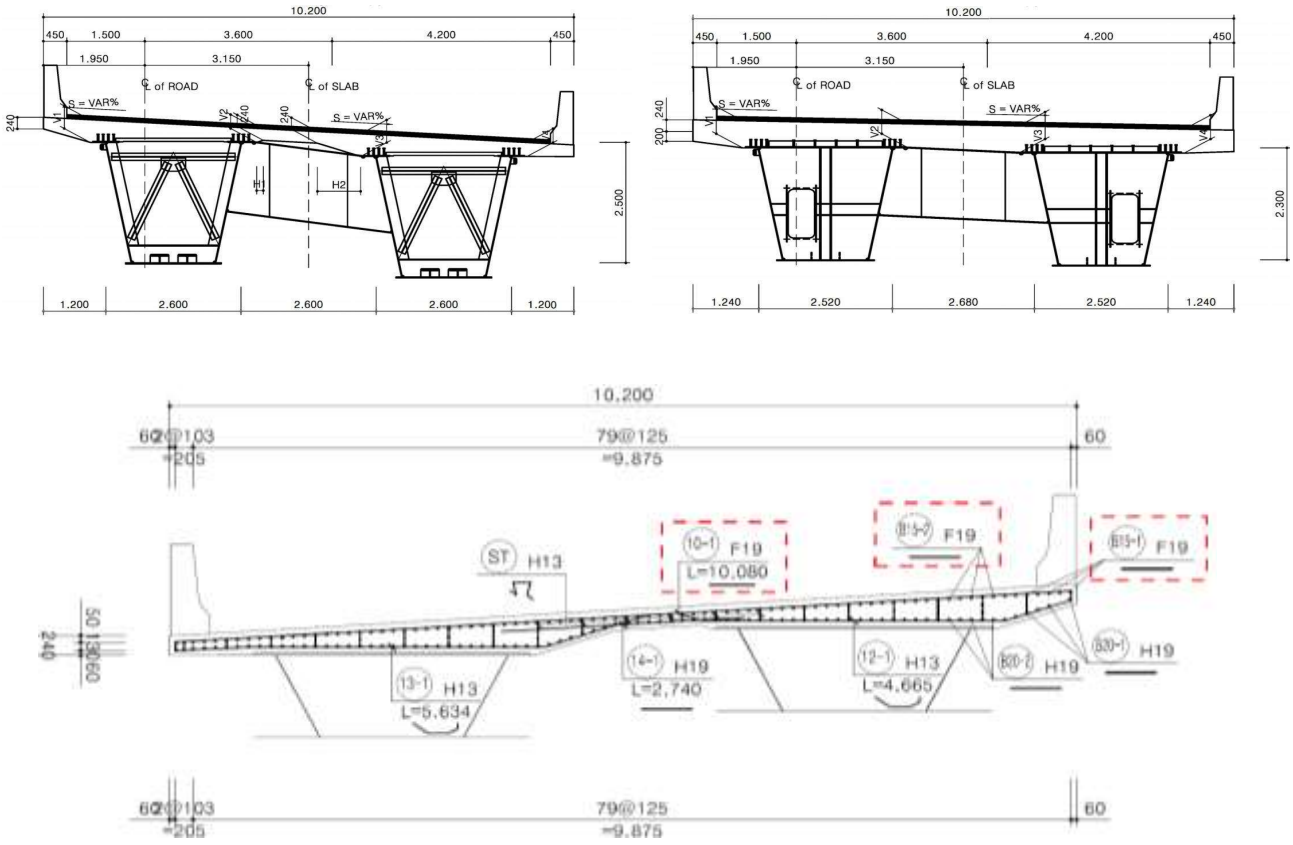
<표 1.1.1> 행신IC RG교의 바닥판 철근배근 현황(진흥원, 2019)

| 구 분 | | | RC | FRP |
|---|---|---|---|---|
| 캔틸레버부 (방호벽부) | 상면 | 교직(주철근) | D16@200 | FRP D16@100 |
| | | 교축(배력근) | D16@250 | FRP D16@125 |
| | 하면 | 교직(주철근) | D16@200 | (좌동) |
| | | 교축(배력근) | D16@250 | (좌동) |
| 캔틸레버부 (방음벽부) | 상면 | 교직(주철근) | D16+D13@200 | FRP D16@100 |
| | | 교축(배력근) | D16@250 | FRP D16@125 |
| | 하면 | 교직(주철근) | D16@200 | (좌동) |
| | | 교축(배력근) | D16@250 | (좌동) |
| 중앙부 (Type A) | 상면 | 교직(주철근) | D16@200 | FRP D16@100 |
| | | 교축(배력근) | D16@250 | FRP D16@125 |
| | 하면 | 교직(주철근) | D16@200 | (좌동) |
| | | 교축(배력근) | D16@250 | (좌동) |
| 중앙부 (Type B) | 상면 | 교직(주철근) | D16@200 | FRP D16@100 |
| | | 교축(배력근) | D16@250 | FRP D16@125 |
| | 하면 | 교직(주철근) | D16+D13@200 | (좌동) |
| | | 교축(배력근) | D16@250 | (좌동) |
| 진입부 (Type C) | 상면 | 교직 | D16@200 | FRP D16@100 |
| | 하면 | 교직 | D16@100 | (좌동) |

### 1.1.3 남구리나들목 R-E교

한국도로공사에서도 교량 상부슬래브에 철근 대체 신소재인 GFRP 보강근의 균질한 품질 확보와 시공 효율성 향상 검증하기 위하여 시험시공을 진행하였다.

대상 구조물은 서울-세종 고속도로 안성구리 건설공사(제14공구) 남구리나들목 R-E교의 바닥판 상부철근을 FRP 보강근으로 대체하는 시험시공을 2021년 7월에 실시하였다. 교량형식은 STEEL 박스거더교이며, 연장 L=293m, 설계속도는 V=60km/h 이다.




<그림 1.1.6> 표준횡단면도 및 GFRP 보강근 설치 단면도

GFRP 보강근의 시험시공을 통해 시공성 및 생산성 평가를 실시하였으며, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

(1) 생산성 분석 결과

기존 철근 작업과 비교하여 작업 소요일수가 크게 단축되는 공기 단축 효과가 확인되었다. 기존 일반 철근을 사용했을 때 작업 소요일수는 12.9일이었으나, GFRP 보강근을 적용함으로써 8.5일로 단축되었다. 이는 철근 대비 작업 시간이 65.9% 감소했음을 의미하며, 이러한 결과는 GFRP 보강근의 우수한 시공성을 입증하는 중요한 요소로 작용한다. 또한, 작업 소요일수의 단축뿐만 아니라 1일 작업에 투입되

는 인원수 역시 감소하여, 작업 투입비 절감 효과가 두드러졌다. 일반 철근 작업 시 1일 투입인원은 평균 231명이었으나, GFRP 보강근 작업에서는 139명으로 줄어들었다. 이는 약 60.17%의 인력 투입 감소를 의미하며, 작업 효율성이 대폭 향상되었음을 나타낸다.

한편, GFRP 보강근을 사용함에 따라 작업 물량에서도 상당한 증가가 있었다. 1일 작업 물량이 일반 철근 기준 6.72톤에서 GFRP 보강근 환산 중량으로 11.15톤으로 늘어났으며, 이를 통해 생산성이 기존 대비 약 165.9% 향상되었음을 확인할 수 있었다. 더불어, 1인당 1일 작업 생산성 역시 기존 1.31미터에서 2.09미터로 증가하며, 1인당 생산성이 약 160.0% 향상되는 결과를 보였다. 이러한 생산성 증대는 GFRP 보강근이 철근보다 가벼워 운반과 설치가 용이하다는 점에서 비롯된 것으로 분석된다.

□ 시공성 분석

GFRP 보강근을 운반 및 조립하는 과정에서는 일부 작업자가 미세 유리섬유 분진으로 인한 피부 발진 및 통증을 호소하는 사례가 다수 발생했다. 이러한 문제를 해결하기 위해 GFRP 보강근 표면에 대한 개선이 필요하며, 작업자에게 전용 토시나 장갑 등 적절한 보호 장구를 제공하는 것이 요구된다.

GFRP 보강근의 중량이 가벼운 점은 운반 및 작업 편의성 측면에서 장점으로 작용했으나, 유동성이 크고 휨 변형성이 높아 철근 조립 과정에서 어려움이 있었다. 특히, 보강근의 절단 작업 시 일반 철근 대비 절단 시간이 약 2~3배 더 소요되는 문제가 발생했으며, 이를 해결하기 위해 GFRP 보강근 전용 절단 장치의 도입이 필요하다는 점이 제기되었다. 콘크리트 타설 과정에서는 GFRP 보강근의 중량이 가벼움에도 불구하고, 일반 철근(하부근)과 GFRP 보강근(상부근) 사이를 전단철근 및 고임철근의 결속선으로 묶어 작업했을 때 철근 부상 현상이 발생하지 않았다. 그러나 상·하부근 모두 GFRP 보강근으로 사용할 경우에는 철근의 중량이 더 가벼워지므로, 향후 Mock-up 시험 등을 통해 추가적인 부상 방지 효과를 검증할 필요가 있다.

아울러, GFRP 보강근은 용접이 불가능하기 때문에 데크피니셔 등의 부속물을 고정하기 위한 별도의 방법이 요구되었다. 이러한 문제들은 GFRP 보강근의 특성을 고려한 작업 장비 및 공법의 추가 개발이 필요함을 시사한다.

시험시공 결과, GFRP 보강근은 생산성과 시공성 측면에서 우수한 성능을 보였으나, 몇 가지 개선이 필요한 부분도 확인되었다. 이를 해결한다면 GFRP 보강근의 활용성이 더욱 높아질 것으로 기대된다.

## 1.2 교량 바닥판 설계 절차 및 관련 규정

| STEP | | 관련규정 및 특이사항 | |
|---|---|---|---|
| 1 | 설계단면 및 하중산정 | ● 하중<br>고정하중(DC, DW), 활하중(LL), 차량충돌하중(CT), 방호벽에 작용하는 풍하중(WS), 원심하중(CF)<br>※ 외측부 차량충돌하중(CT)은 극단한계상태에 포함 | 한계 4.6.7 |
| ⇩ | | | |
| 2 | 극한 및 사용 한계상태 검토 (외측 / 내측부) | ● 극한 한계상태 검토 (휨강도)<br>단면형상 / 피복 가정 ➜ 작용외력에 대한 중립축 결정 ➜ 최외측 보강근 응력 및 변형율 계산 ➜ 휨강도 검토 ➜ 최소 보강근량 검토 | |
| | | ● 사용한계상태 검토<br>① 균열 검토<br>- 최소철근량 검토<br>- 간접균열 제어<br>- 균열폭 산정 및 검토<br>② 처짐 검토 : 한계지간/깊이 비 검토 | 한계 5.5.1.2 |
| | | ● 크리프한계상태 검토<br>① 지속하중+활하중 0.2 고려 | |
| | | ● 피로한계상태 검토<br>① 지속하중+피로하중계수가 반영된 활하중<br>※ 다중거더에서는 검토 불필요 | 한계 5.6.3.2<br>한계 5.6.3.3<br>한계 5.6.3.4<br>한계 5.6.4.2 |
| | | ● 극한 한계상태 검토 (전단강도)<br>- 외측부 - 1방향 전단검토<br>① 콘크리트에 의한 전단강도 검토 ($V_c$)<br>② 부족한 경우 GFRP에 의한 전단강도 ($V_f$)<br>- 내측부<br>① 2방향 전단검토 | |

※ GFRP 바닥판의 경험적 설계법 적용은 AASHTO LRFD Bridge Design Guide Specifications for GFRP－Reinforced Concrete (2nd, 2018) 3.7.2 Empirical Design 참조

※ AASHTO LRFD Bridge Design Guide Specifications for GFRP－Reinforced Concrete 3.7.2.2에 의거하여 방호울타리가 연속된 경우 등가 선하중법(Equivalent line load), 불연속인 경우에는 등가 스트립법(Equivalent Strip Method)을 적용한다.

## 1.3 캔틸레버부(Deck Overhang) 설계

### 1.3.1 캔틸레버 바닥판의 설계법 및 작용하중

GFRP 보강근이 적용된 바닥판은 철근과는 달리 상대적으로 콘크리트의 전단강도가 낮은 특성이 있다. 이에 따라서 바닥판에 전단검토의 필요성에 대한 기술자들의 다양한 의견들이 제시되고 있다. GFRP 보강근을 선제적으로 적용한 해외에서도 캔틸레버부의 설계는 다음과 같이 크게 3가지 경우로 구분하여 적용 중이다.

• AASHTO LRFD for GFRP - Reinforced Concrete 3.7.2.2

| |
|---|
| The provisions of this Article shall not be applied to overhangs.<br>The overhang should be designed for:<br>• Wheel loads for decks with discontinuous railings and barriers using the equivalent strip method,<br>• Equivalent line load for decks with continuous barriers specified in Article 3.6.1.3.4 of the *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, and<br>• Collision loads using a failure mechanism as specified in Article A5.2<br>As indicated in Article 3.5.6, acceptance testing complying with Section 5 may be used to satisfy design requirements for deck overhangs. |
| 바닥판의 내민보(Overhang) 설계는 다음과 같은 기준에 따라 수행되어야 한다:<br>• 불연속 난간(discontinuous railings) 및 방호벽(barriers)이 있는 바닥판의 윤하중은 등가 스트립 방법(equivalent strip method)을 사용하여 설계해야 한다.<br>• 연속 방호벽(continuous barriers)이 있는 바닥판의 등가 선하중(equivalent line load)은 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications의 Article 3.6.1.3.4에 명시된 기준을 따라 설계해야 한다.<br>• 충돌 메커니즘(failure mechanism)을 고려한 충돌 하중은 Article A5.2에 따라 설계해야 한다. |
| Commentary<br>• Article 3.5.6에 명시된 바와 같이, Section 5에 따른 승인 시험(acceptance testing)을 통해 바닥판의 돌출부 설계를 위한 요건을 충족할 수 있다. |

GFRP 보강근의 캔틸레버부 설계시 별도의 전단설계에 대한 규정은 제시하지 않고 있는 반면, 활하중의 작용 효과와 차량 충돌하중 효과를 고려하도록 하고 있다. 따라서, GFRP 보강근 바닥판에도 동일한 방법을 적용하되 별도의 전단검토는 생략할 필요가 있다.

통상 고속도로에서는 바닥판의 최외측에 연속된 방호벽이 설치되므로 등가선하중법을 이용할 수 있다. 이는 AASHTO LRFD BDS Article 3.4.1.4에 명시된 바 해당내용은 다음과 같다.

*3.6.1.3.4—Deck Overhang Load*

For the design of deck overhangs with a cantilever, not exceeding 6.0 ft from the centerline of the exterior girder to the face of a structurally continuous concrete railing, the outside row of wheel loads may be replaced with a uniformly distributed line load of 1.0 klf intensity, located 1.0 ft from the face of the railing.

Horizontal loads on the overhang resulting from vehicle collision with barriers shall be in accordance with the provisions of Section 13.

*C3.6.1.3.4*

Structurally continuous barriers have been observed to be effective in distributing wheel loads in the overhang. Implicit in this provision is the assumption that the 25.0-kip half weight of a design tandem is distributed over a longitudinal length of 25.0 ft, and that there is a cross beam or other appropriate component at the end of the bridge supporting the barrier which is designed for the half tandem weight. This provision does not apply if the barrier is not structurally continuous.

Article 3.6.1.3.4 – 바닥판 내민부 하중

캔틸레버 내민부 설계 시, 외부 거더 중심선에서 6.0ft(≒1.8m)를 초과하지 않는 범위에서 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호벽이 있는 경우, 윤하중의 외측 열은 1.0 klf(≒14.6 kN/m)(선형 단위 하중)의 균일하게 분포된 하중으로 대체할 수 있다. 이 하중은 난간의 외부로부터 1.0ft(≒0.3m) 떨어진 지점에 배치해야 한다.

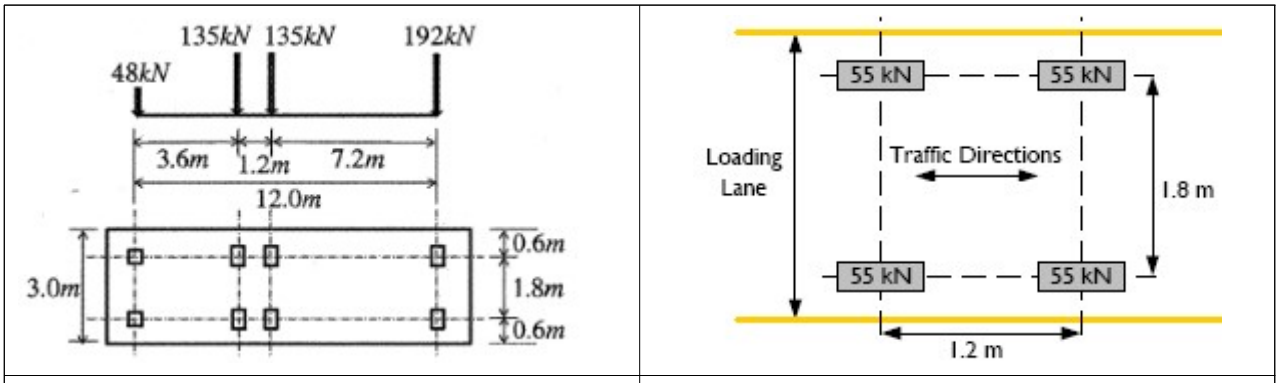
방호벽과의 차량 충돌로 인해 돌출부에 발생하는 수평 하중은 Section 13의 규정에 따라 설계되어야 한다.

Commentary 3.6.1.3.4

구조적으로 연속적인 방호벽은 캔틸레버부에서 휠하중을 효과적으로 분산시키는 것으로 관찰되었다. 이 규정에는 설계 기준으로 사용되는 탠덤 하중의 절반인 25.0 kip(≒110 kN)이 25.0ft(≒7.5m)의 종방향 길이에 걸쳐 분산된다는 가정이 내포되어 있다. 또한, 방호벽을 지지하는 교량 끝단에 교차보 또는 적절한 구성 요소가 설치되어, 탠덤 하중의 절반을 견딜 수 있도록 설계되어야 한다.

이 규정은 방호벽이 구조적으로 연속적이지 않은 경우에는 적용되지 않는다.

상기규정을 고속도로 교량의 바닥판에 직접 적용하기 위해서는 국내에서 적용하는 탠덤하중을 적용한 단위 선하중을 보정하여는 작업이 필요하다.




KL-510 탠덤하중(축하중 135kN) | HL-93 탠덤하중(축하중 110kN)

<그림 1.3.1> 탠덤하중의 비교(AASHTO LRFD vs KDS 24 00 00)

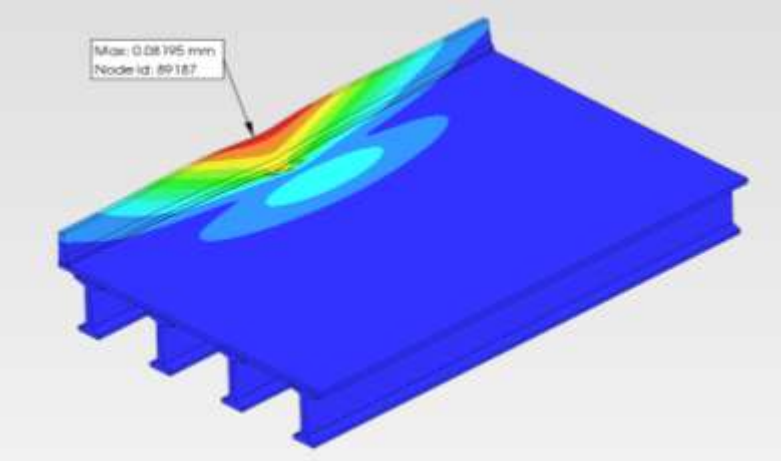
하중크기를 단순 환산하여 설계시에는 다음과 같이 적용할 수 있다.

단위 선하중 : 135kN / 7.5m = 18 (kN/m)

### 1.3.2 구조적으로 연속인 콘크리트 방호벽이 있는 경우 캔틸레버 설계

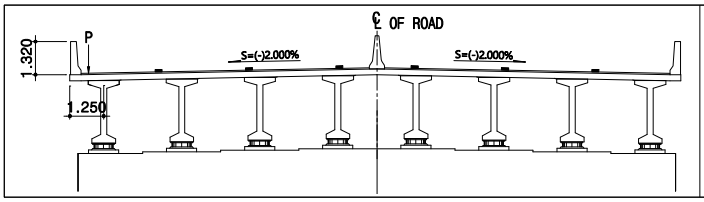
#### (1) AASHTO LRFD 기준 분석

구조적으로 연속인 방호벽의 경우 슬래브에 적용되는 단부 보강 형식 중 하나로서 단면의 전체 휨 강성을 증가시키므로, 이를 고려하는 것이 중요하다. 이를 통해 휨설계에 필요한 보강근의 양을 최적화하여 성능을 향상시키고 경제성을 높일 수 있다. 아래의 유한요소 해석 결과는 방호벽의 단부 보강효과로 인하여 하중분배가 크게 발생되는 것을 확인할 수 있다.




<그림 1.3.2> 강성 연속방호벽인 경우의 캔틸레버부 처짐 형상

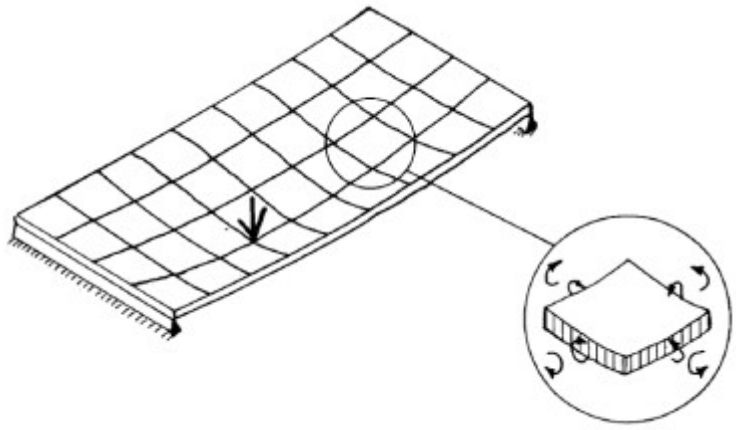
최근 GFRP 보강근을 사용한 바닥판에서 전단 설계의 필요성이 제기되고 있다. 바닥판의 경우, 단면의 유효 높이가 낮아 전단근 설치가 어려우며, 최소 간격(d/2) 제한으로 인해 전단근이 매우 촘촘하게 배치될 있다. 이는 설계 및 시공적인 측면에서 큰 문제점을 야기한다. 현재 국내 고속도로 교량의 대부분은 SB-5등급 및 SB-6등급의 강성 방호울타리를 적용하고 있으며, 이 경우 AASHTO LRFD BDS 3.6.1.3.4에서 제시된 방법을 적용하면 단위길이당 18.0kN/m의 선하중으로 환산할 수 있다. 이러한 설계법으로부터 고속도로 교량에서의 캔틸레버부 횡단면도는 다음과 같으며, 캔틸레버 길이 1.25m인 경우 통해 위험단면에 작용하는 고정하중을 포함한 계수 전단력을 다음과 같이 계산할 수 있다.




- $V_u = 1.25D_C + 1.50D_W + 1.80LL$
- $V_u = 1.25 \times 14.8 + 1.50 \times 0.5 + 1.80 \times 18.0 \times 1.25 = 59.75\,(kN/m)$

<그림 1.3.3> 고속도로 교량의 대표 횡단면도 및 극한 전단력

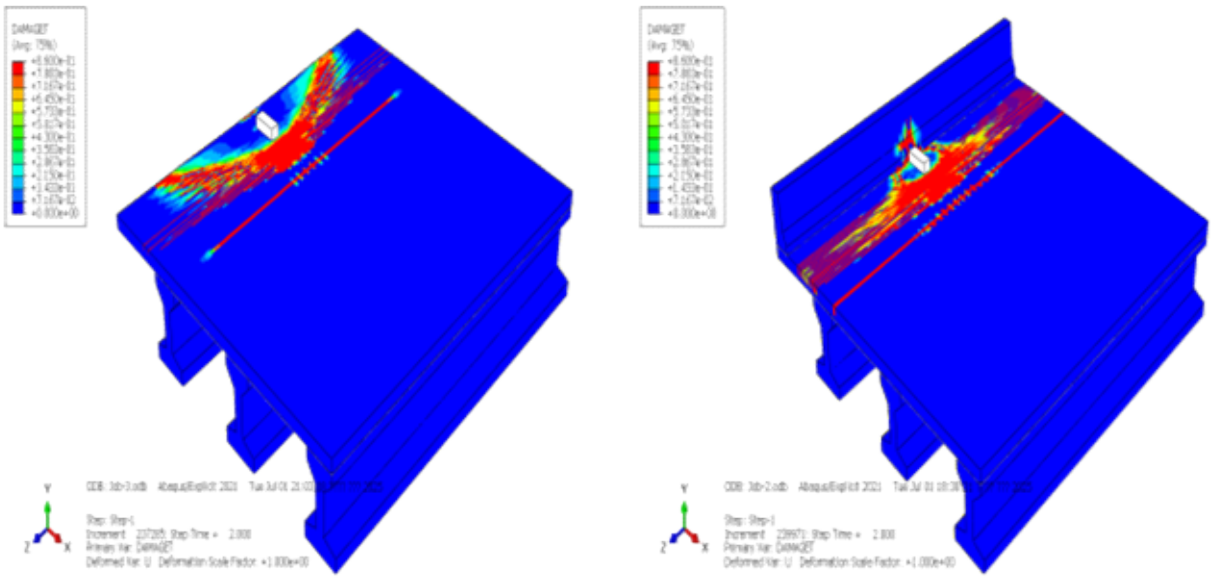
상기의 상세해석처럼 활하중의 재하영역도 집중하중이 아닌 접지면적을 가지게 되어 더욱더 분배작용이 발생한다. 바닥판에서 발생되는 분배의 특성은『BRIDGE DECK BEHAVIOR, E. C. Hambly』의 Slab decks편에서 다음과 같이 설명하고 있다.



<그림 1.3.4> 슬라브 교량의 하중분배 작용

슬래브 바닥판은 평판과 같이 거동하며, 단면 내 모든 방향으로 모멘트와 비틀림을 연속적으로 전달하는 구조적 특성을 가진다. 슬래브의 특정 부분에 하중이 가해지면, 슬래브는 국부적으로 '접시' 형태로 처짐이 발생하며, 이로 인해 2차원적인 모멘트 및 비틀림 시스템이 형성된다. 이러한 시스템은 위 그림처럼 하중을 인접한 덜 하중을 받는 부위로 전달하고 분산시키는 역할을 한다.

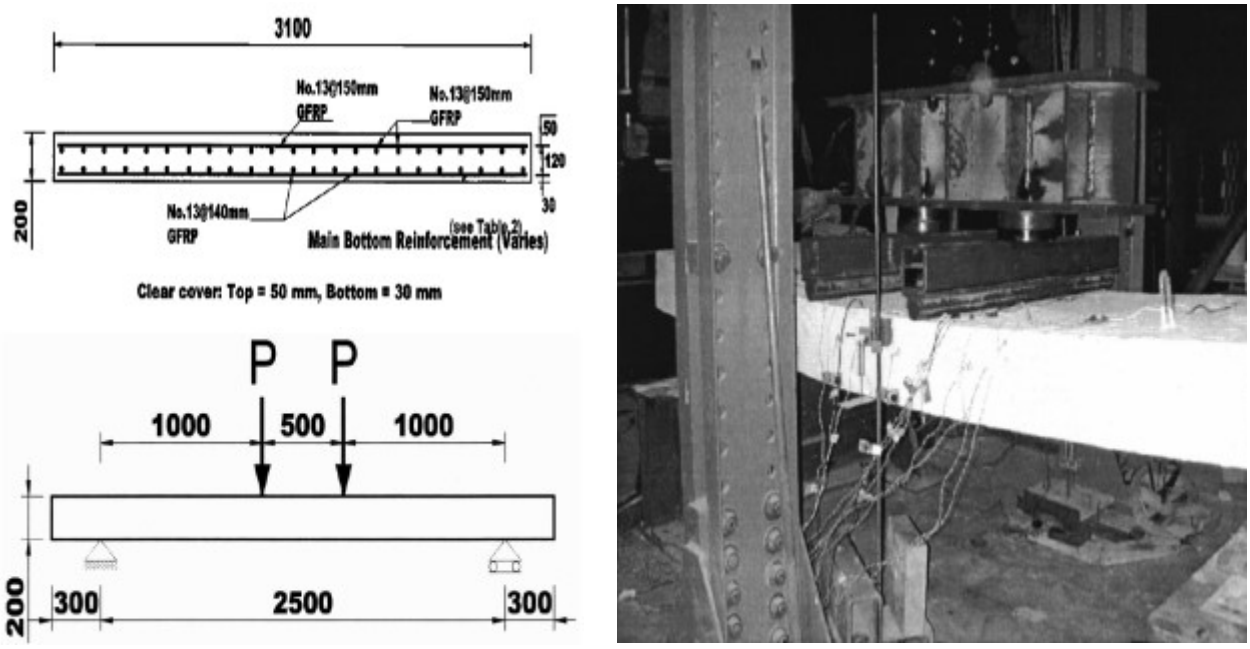
앞서 ABAQUS 프로그램을 통한 콘크리트 DAMAGE 해석을 하면 다음과 같은 파괴형태를 나타내며 이는 전형적인 펀칭파괴에 가깝다는 것을 확인할 수 있다.



<그림 1.3.5> 바닥판 캔틸레버부 파괴해석 결과

**(2) GFRP 보강근이 배치된 일방향 슬라브의 전단강도 연구**

현재 국가기준 KDS 24 50 05에서 제시하는 전단강도는 ACI 440.1R-15 및 AASHTO LRFD for GFRP의 45° 경사균열에 대한 간략식에 근거를 하고 있다. 바닥판과 같은 일방향 슬라브의 전단에 대한 평가는 『Shear Strength of One-Way Concrete Slabs Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Composite Bars, 2005, JOURNAL OF COMPOSITES FOR CONSTRUCTION, ASCE』 논문에 명확하게 나타나 있다. 이 논문은 FRP 바를 사용하여 보강된 일방향 콘크리트 슬래브의 전단강도를 평가하는 연구이다. 실험은 단순 지지된 슬래브에 대해 4점 굽힘 실험(4-point bending test) 방식으로 진행되었으며, 유효 경간은 2,500mm, 전단 경간은 1,000mm로 설정되었다. 이를 통해 측정된 실험 전단강도를 기존 이론적 예측값과 비교하였으며, 비교 대상으로는 일본 JSCE(토목학회) 설계기준, 캐나다 CAN/CSA-S806-02 코드, 미국 ACI 440.1R-03 지침을 포함하였다. 비교 분석 결과, ACI 440.1R-03 설계방법은 매우 보수적인 경향을 보였으며, 실제 전단강도를 과소평가하는 것으로 나타났다. 반면, CAN/CSA -S806-02 코드와 JSCE 설계기준은 실험결과와 비교적 잘 맞는 예측을 제공하였다. 따라서, FRP 보강 콘크리트 슬래브의 전단강도를 보다 정확하게 평가하기 위해서는 ACI 440.1R-03보다 CAN/CSA-S806-02 또는 JSCE 설계방법을 참고하는 것이 더 적절하다고 제시하고 있다. 시험체의 규격, 배근형태, 하중재하 위치 및 실물실험 전경은 아래와 같다.




<그림 1.3.6> GFRP보강 일방향 슬라브의 4점 휨-전단시험

<표 1.3.1> 실물실험 및 설계기준별 전단강도평가 결과 분석

| Slab | Failure load (kN) | Experimental shear strength, $V_{exp}$ (kN) | JSCE [Eq. (4)] | | CSA-S806-02 [Eq. (5)] | | ACI 440.1R-03 [Eq. (8)] | | Tureyen and Frosch [Eq. (3)] | | Mode of failure[a] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $V_{pred}$ (kN) | $V_{exp}/V_{pred}$ | $V_{pred}$ (kN) | $V_{exp}/V_{pred}$ | $V_{pred}$ (kN) | $V_{exp}/V_{pred}$ | $V_{pred}$(kN) | $V_{exp}/V_{pred}$ | |
| S-C1 | 280 | 140 | 107 | 1.31 | 128 | 1.09 | 27.6 | 5.08 | 68.1 | 2.05 | DT |
| S-C2B | 334 | 167 | 135 | 1.24 | 162 | 1.03 | 55.4 | 3.01 | 93.2 | 1.79 | SC |
| S-C3B | 380 | 190 | 153 | 1.24 | 181 | 1.05 | 83.1 | 2.29 | 109.3 | 1.74 | SC |
| S-G1 | 226 | 113 | 97 | 1.17 | 116 | 0.97 | 21.1 | 5.36 | 59.6 | 1.90 | DT |
| S-G2 | 284 | 142 | 120 | 1.19 | 141 | 1.01 | 40.5 | 3.51 | 79.4 | 1.79 | SC |
| S-G2B | 326 | 163 | 122 | 1.33 | 146 | 1.12 | 42.2 | 3.87 | 81.7 | 2.00 | SC |
| S-G3 | 326 | 163 | 137 | 1.19 | 162 | 1.01 | 60.5 | 2.69 | 94.8 | 1.72 | SC |
| S-G3B | 336 | 168 | 137 | 1.23 | 160 | 1.05 | 63.2 | 2.66 | 95.0 | 1.77 | SC |
| Mean | | | | 1.24 | | 1.04 | | 3.56 | | 1.85 | |
| Standard deviation | | | | 0.05 | | 0.04 | | 1.07 | | 0.12 | |

[a]DT=diagonal tension failure; SC=shear compression failure.

실험결과 일반적으로 FRP 보강 콘크리트 슬래브의 전단강도는 종방향 FRP 보강량에 비례하여 증가하는 경향을 보였다. FRP 보강량이 증가할수록 전단 강도가 증가했으며, 이는 CFRP 보강근과 GFRP 보강근을 사용한 모든 실험체에서 공통적으로 나타났다. 또한, 연구결과를 통해 콘크리트의 전단강도는 주요 인장 보강재의 축 강성(axial stiffness)과 밀접한 관계가 있음이 확인되었다.

JSCE와 CSA-S806-02 설계방법은 FRP 보강근 일방향 콘크리트 슬래브의 전단강도를 비교적 정확하게 예측하는 것으로 나타났다. 실험값($V_{exp}$)과 예측값($V_{pred}$)의 비율($V_{exp}$ / $V_{pred}$)을 분석한 결과, JSCE 방법에서는 평균값이 1.24, CSA 방법에서는 1.04로 나타났으며, 두 방법 모두 보강 비율이 달라져도 일관된 정확도를 유지하는 것으로 평가되었다. 마지막으로 ACI 440 방법에서는 실험과 설계값의 비율이 3.56으로 나타났다. 특히, ACI 440 방법은 보강 비율이 증가함에 따라 보수성의 정도가 일정하지 않게 변화하는 경향을 보였으며, 이는 기존 연구(Alkhrdaji et al., 2001; Tureyen and Frosch, 2002)에서도 유사하게 보고된 바 있다. 결과적으로, FRP 보강 콘크리트 슬래브의 전단강도를 보다 정확하게 예측하려면 ACI 440 보다는 JSCE 또는 CSA-S806-02 설계법을 준용하는 것이 보다 정확하며, Tureyen과 Frosch의 예측 방법 또한 현실적인 대안이 될 수 있음을 확인하였다.

본 검토에서는 상기의 분석으로부터 캔틸레버 바닥판의 전단강도를 적정하게 평가하기 위하여 KDS 24 50 05, ACI 440.11-22, JSCE, CSA-S806의 4개 코드에 대해서 각각 검토를 하였으며, 그 검토결과와 앞서 AASHTO LRFD BDS에 의한 극한 전단력과 비교를 하였다.

<표 1.3.2> 설계기준별 바닥판 캔틸레버부 콘크리트의 전단강도 검토

| 기 준 | 검토식 | 검토결과 |
|---|---|---|
| KDS 24 50 05<br>ACI 440.11-22 | $V_{c,f} = \frac{2}{5}\sqrt{f_{ck}}b{\cdot}kd$<br>→전단저항계수 : $\phi_c = 0.75$ | • $V_{c,f} = 0.4 \times \sqrt{35} \times 1{,}000 \times 0.16 \times 190/1{,}000$<br>$= 71.94\,(kN) \rightarrow \phi_s V_{c,f} = 53.95\,(kN)$ |
| JSCE | $V_{c,f} = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w d/\gamma_d$<br>→부분안전계수 : $\gamma_d = 1.3$ | • $V_{c,f} = 1.5 \times 0.54 \times 1.0 \times 0.65 \times 190 / 1.3$<br>$= 77.02\,(kN)$ |
| CSA-S806 | $V_{c,f} = 0.05\,\phi_c k_m k_r (f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_w d\, k_s$<br>→재료계수 : $\phi_c = 0.65$ | • $V_{c,f} = 0.05 \times 1.0 \times 0.84 \times 7.64 \times (35)^{1/3} \times 190$<br>$\times 0.65 = 128.99\,(kN)$ |

주근을 GFRP 보강근을 적용한 바닥판에서 고성능 재료(탄성계수 55GPa, 인장강도 1,000MPa) 및 보강근의 배근비율($\rho_f$)을 고려하는 JSCE 및 CSA 기준에 비하여 ACI식에서는 GFRP 보강근의 재료적 성능을 전혀 반영하지 못하고 있다. 앞서 산출된 극한 전단력과 비교를 하면 다음과 같다.

<표 1.3.3> 설계기준별 바닥판 캔틸레버부 콘크리트의 전단강도 검토결과 비교

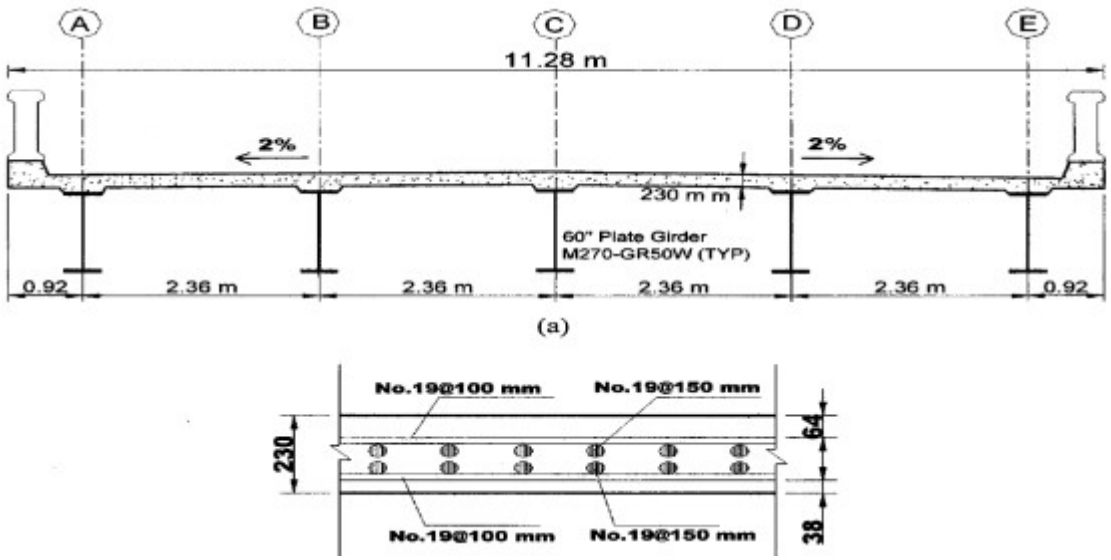
| 극한전단력($V_u$) | KDS / ACI | JSCE | CSA-S806 |
|---|---|---|---|
| $V_u = 59.75\,(kN)$ | $V_{c,f} = 53.95\,(kN)$<br>say O.K | $V_{c,f} = 77.02\,(kN)$<br>...O.K | $V_{c,f} = 128.99\,(kN)$<br>...O.K |

검토결과, 본 연구에서 도출된 경향은 기존 논문의 결과와 유사한 패턴을 보인다. 특히, CSA 기준이 가장 경제적인 설계 결과를 제공하는 반면, KDS 및 ACI 기준은 상대적으로 보수적인 값을 산출하는 것으로 나타났다. 산출된 극한 전단력과 비교했을 때, 국가 기준의 전단내력은 다소 부족한 것으로 분석되었으나, 기타 해외기준에서는 충분한 안전성이 확보되는 것으로 평가된다. 또한, KDS의 결과 역시 전단 안전계수를 포함한 값으로, 실질적으로 충분한 안전성을 제공한다고 판단된다. 이에 따라, 방호벽이 구조적으로 연속된 형태를 이루는 경우, 캔틸레버부에 대한 추가적인 전단 검토는 필수적이지 않을 것으로 판단된다. 본 연구에서는 이러한 검토조건과 다양한 해외 GFRP 보강근의 적용 사례 등을 종합적으로 고려하여, 바닥판 캔틸레버부에서 별도의 전단 검토를 생략하였다.

### (3) 교량바닥판 GFRP 보강근 적용 사례조사

북미에서는 염해에 취약한 바닥판을 중심으로 GFRP 보강근에 대한 활발한 연구가 진행되었으며, 이를 바탕으로 관련 코드 개발이 지속적으로 이루어져 왔다. 반면, 국내에서는 비교적 최근에 GFRP 보강근에 대한 관심과 연구가 본격화되었고, 이에 따라 국가기준을 도입하는 등의 성과가 나타나고 있다. 그러나 여전히 추가적인 연구와 검증이 요구되는 단계에 있다. 본 검토에서는 해외의 GFRP 보강 바닥판 적용 사례를 분석하고, 이를 바탕으로 국내 적용 방안을 비교·검토하고자 한다.

• **Morristown 교**




***Deck Slab at Overhang***

- Serviceability limit state

$$M_s = 21.80 \text{ kN m (top moment)}$$

- Use the same top GFRP bars No. 19 at 100 mm
  Effective depth: $d = 230 - 38 - 18.8/2 = 182.6$ mm
  $\rho_f = 275/(100 \times 182.6) = 1.50\% > \rho_{fb} = 0.886\%$ (the section is over-reinforced)

**Cracking**

$$f_f = \frac{M_s}{A_f d\left(1 - \frac{k}{3}\right)} = \frac{21.80}{2.750 \times 10^{-6} \times (0.1826)\left(1 - \frac{0.197}{3}\right)}$$

$$= 46.46 \text{ MPa}$$

$$d_c = (h - d) = 230 - 182.6 = 47.4 \text{ mm}$$

$$A = \frac{2 d_c b}{\text{Number of bars}} = \frac{2(47.4)(1{,}000)}{10} = 9{,}480 \text{ mm}^2$$

$$\beta = \frac{h - kd}{d - kd} = \frac{0.2300 - 0.197(0.1826)}{0.1826 - 0.197(0.1826)} = 1.32 \text{ and } k_b = 1.0$$

***Ultimate Limit State***

$M_u = 28.43$ kN m (top moment)

$$f_f = \left[\sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0.5 E_f \varepsilon_{cu}\right]$$

×(for over-reinforced section)

$$M_n = \rho_f f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f f_f}{f'_c}\right) b d^2 = 150.93 \text{ kN m}$$

Strength reduction factor, $\phi = 0.7$ (over-reinforced section)

$$\phi M_n = 105.65 \text{ kN m} > 28.43 \text{ kN m} \quad \text{OK}$$

**Check for Creep Rupture**

Unfactored sustained moment,
$M_{sus} = M_d + 0.2 M_l = 4.39 + 0.2 \times 17.40 = 7.87$ kN m

$$f_f = \frac{M_{sus}}{A_f d\left(1 - \frac{k}{3}\right)} = \frac{7.87}{10 \times 0.000275(0.1826)\left(1 - \frac{0.197}{3}\right)}$$

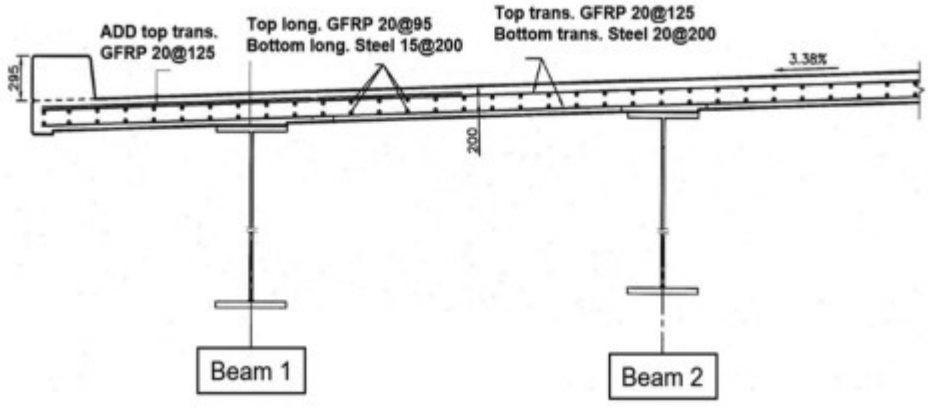
$$= 16.78 \text{ MPa}$$

$$16.78 \text{ MPa} \le 0.2 \times 0.70 \times 525 = 73.5 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

<그림 1.3.7> Morristown Bridge 횡단면도 및 구조계산서

Morristown교는 2002년 미국 버몬트주에 시공된 5주형 강플레이트 거더교로서, 총 연장은 43.9m이다. 시공된 바닥판의 두께는 230mm이며, GFRP 보강근으로 바닥판의 상·하부가 시공되었다. 주근은 직경 19mm, 간격 100mm, 배력근은 직경 19mm, 간격 150mm로 배근하였다. 횡단면도에서와 같이 별도의 전단 보강근이 배치되지 않았으며, 장기계측을 위한 광섬유센서를 시공 중 매설하였다. 해당 교량의 설계, 시공 및 재하시험 과정을 다룬 논문 『Designing and Testing of Concrete Bridge Decks Reinforced with Glass FRP Bars(2006, ASCE)』의 부록에 포함된 구조계산서에서도 캔틸레버 설계 시 별도의 전단검토가 수행되지 않은 것으로 확인되었다.

- **P-15604 교**



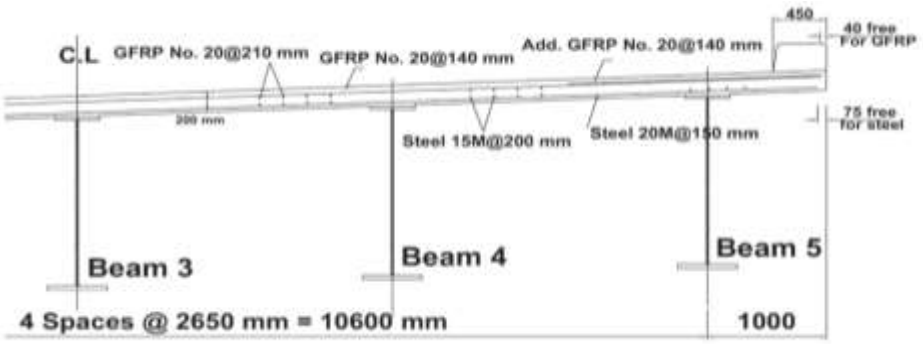

<그림 1.3.8> P-15604교 바닥판 배근현황(하이브리드형 배근)

P-15604교는 캐나다 퀘벡주 세르브루크(Chemin Dunant, Highway 410)에 2012년 건설된 연속 강재 거더(Slab-on-Girder) 교량으로, GFRP 보강근와 아연도금 철근을 같이 적용한 최초의 다경간 연속교이다. 이 교량은 3경간 구조로 최대 경간 길이는 44.6m이다. 바닥판은 철근콘크리트 슬래브로 두께는 200mm로 설계되었다.

바닥판 배근 시 상부는 GFRP 보강근, 하부는 아연도금 철근을 사용하여 내구성을 향상시켰다. 특히, 캔틸레버부는 별도의 전단 검토는 수행되지 않은 것으로 확인되었다. 또한, 본 교량의 방호울타리는 강재 지주형 방식으로 채택되었으며, 이는 일반적인 연속형 방호벽 구조와는 다르게 거동하는 특성을 가진다. 그럼에도 불구하고, 설계 과정에서 방호울타리의 국부적인 하중을 고려한 별도의 전단 검토는 이루어지지 않았다. 특히, 캔틸레버 길이가 거더 중심에서 1.56m에 이르는 구조임에도 불구하고, 전단 저항에 대한 명확한 분석 없이 설계가 진행된 점이 주목할 만하다. 본 교량의 설계, 시공 및 재하시험 과정은 논문 『Hybrid

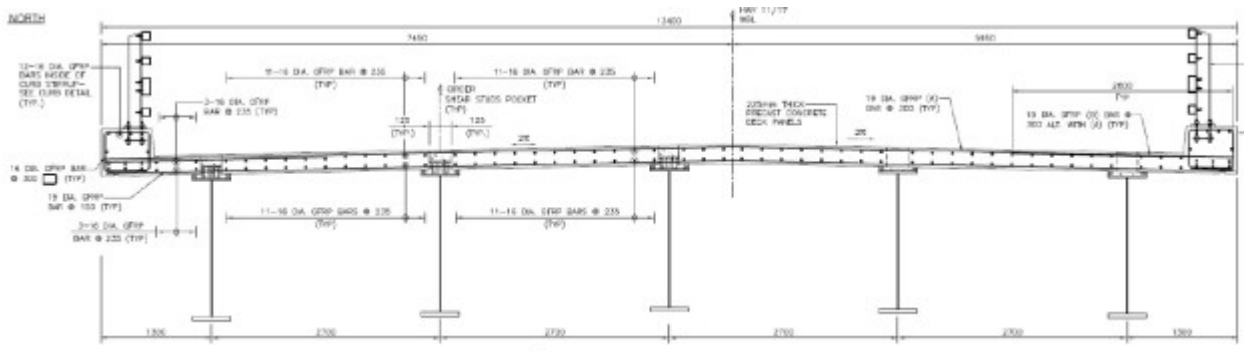
FRP-Steel Reinforcement for Concrete Bridge Deck Slabs: Performance under Service and Ultimate Conditions(2024, ASCE)』에 기술되어 있으며, 이를 통해 GFRP 보강근을 적용한 연속교의 구조적 거동을 분석하고 그 타당성을 검토하였다.

• **Sainte-Catherine 교**




<그림 1.3.9> P-5502N교 바닥판 배근현황(하이브리드형 배근)

Sainte-Catherine교(P-15502N, P-15502S)는 캐나다 퀘벡주 셰르브루크(Highway 410)에서 Sainte-Catherine 도로를 횡단하는 연속 강재 거더(Slab-on-Girder) 교량으로, 하이브리드 GFRP-강재 보강근을 적용한 최초의 단순지지 연속교이다. 이 교량은 2차선 교통을 수용할 수 있도록 설계되었으며, 총 2개 교량(P-15502N, P-15502S)으로 구성되어 있다. 각 교량은 단일 경간 구조로 이루어져 있으며, 경간 길이는 43.4m이다. 바닥판은 철근콘크리트 슬래브로 형성되었으며, 두께는 200mm로 시공되었다. 본 교량도 캔틸레버 길이 1.0m가 적용되었으며, 별도의 전단검토 및 전단근을 적용하지 않은 것으로 확인되었다. 아래는 전단면 바닥판에 GFRP 보강근이 적용된 사례로서 전단보강근을 배근한 사례는 없는 것으로 확인되었다.



<그림 1.3.10> 전단면 바닥판에 적용한 사례

### 1.3.3 구조적으로 불연속인 콘크리트 방호벽이 있는 경우 캔틸레버 설계

• **분포폭 산정방법**

방호벽이 불연속이 경우에 대한 사례는 <그림 1.3.11>에서 제시된 형식 등과 유사하다. 이 경우에는 AASHTO LRFD의 등가 스트립법을 사용한 근사해법을 적용중이다. 국내에서는 바닥판의 캔틸레버부 설계는 방호벽의 형식과 무관하게 등가스트립방법을 적용중이며, AASHTO LRFD와 동일한 식을 적용하고 있다.



<그림 1.3.11> 구조적으로 불연속인 방호벽 사례

<표 1.3.4> AASHTO LRFD vs KDS 24 00 00 등가스트립법

| Type Of Deck | Direction of Primary Strip Relative to Traffic | Width of Primary Strip (mm) |
|---|---|---|
| Concrete: | | |
| • Cast-in-place | Overhang | $1140 + 0.833X$ |
| | Either Parallel or Perpendicular | $+M$: $660 + 0.55S$<br>$-M$: $1220 + 0.25S$ |
| • Cast-in-place with stay-in-place concrete formwork | Either Parallel or Perpendicular | $+M$: $660 + 0.55S$<br>$-M$: $1220 + 0.25S$ |
| • Precast, post-tensioned | Either Parallel or Perpendicular | $+M$: $660 + 0.55S$<br>$-M$: $1220 + 0.25S$ |

(1) 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우

캔틸레버 바닥판에 작용하는 윤하중은 다음과 같은 폭에 분포한다고 가정한다.

$$E = 0.8X + 1.14 \qquad (4.6.4)$$

이 때 폭 1 m당의 휨모멘트를 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$M = \frac{P}{E}X \ (\mathrm{kN \cdot m}) \qquad (4.6.5)$$

여기서, $X$는 하중점에서 지지점까지의 거리(m) 이다.

국내에서는 방호벽 연결조건에 대한 구분없이 주철근의 방향에 따른 분포폭을 적용함으로써 다소 안전측으로 적용하고 있는 것으로 분석되었다.

### (4) 방호벽 설계기준 비교 (AASHTO LRFD VS 국내기준)

① 방호벽 충돌시험 방법

<표 1.3.5> 국내 vs AASHTO LRFD 방호벽 성능평가 방법

안전시설 설치 및 관리지침 (2010)

<표 2.6> 강도 성능 평가를 위한 시험 조건

| 등 급 | 충돌 속도 (km/시) | 차량 중량 (kg) | 충돌 각도 (°) | 기준 충격도 (kJ) |
|---|---|---|---|---|
| SB1 | 55 | 8,000 | 15 | 60 |
| SB2 | 65 | | | 90 |
| SB3 | 80 | | | 130 |
| SB4 | 65 | 14,000 | | 160 |
| SB5 | 80 | | | 230 |
| SB6 | | 25,000 | | 420 |
| SB7 | | 36,000 | | 600 |

AASHTO LRFD (2020)

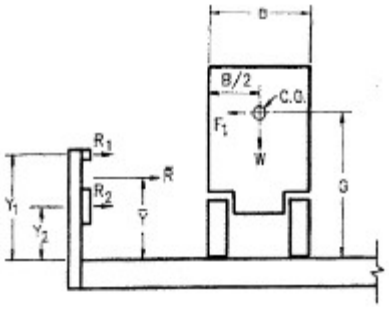
able 13.7.2-1—Bridge Railing Test Levels and Crash Test Criteria

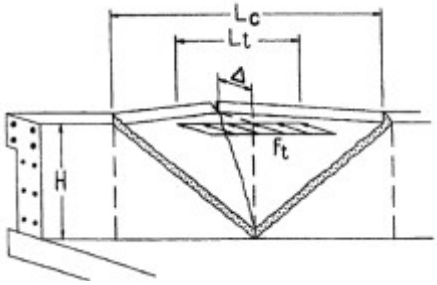
| | Vehicle Characteristics | Small Automobiles | | Pickup Truck | Single-Unit Van Truck | Van-Type Tractor-Trailer | | Tractor-Tanker Trailer |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| NCHRP Report 350 | *W* (kips) | 1.55 | 1.8 | 4.5 | 18.0 | 50.0 | 80.0 | 80.0 |
| | *B* (ft.) | 5.5 | 5.5 | 6.5 | 7.5 | 8.0 | 8.0 | 8.0 |
| | *G* (in.) | 22 | 22 | 27 | 49 | 64 | 73 | 81 |
| | Crash angle, θ | 20° | 20° | 25° | 15° | 15° | 15° | 15° |
| | Test Level | Test Speeds (mph) | | | | | | |
| | TL-1 | 30 | 30 | 30 | N/A | N/A | N/A | N/A |
| | TL-2 | 45 | 45 | 45 | N/A | N/A | N/A | N/A |
| | TL-3 | 60 | 60 | 60 | N/A | N/A | N/A | N/A |
| | TL-4 | 60 | 60 | 60 | 50 | N/A | N/A | N/A |
| | TL-5 | 60 | 60 | 60 | N/A | N/A | 50 | N/A |
| | TL-6 | 60 | 60 | 60 | N/A | N/A | N/A | 50 |
| AASHTO MASH | *W* (kips) | 2.42 | 3.3 | 5.0 | 22.0 | N/A | 79.3 | 79.3 |
| | *B* (ft.) | 5.5 | 5.5 | 6.5 | 7.5 | N/A | 8.0 | 8.0 |
| | *G* (in.) | N/A | N/A | 28 | 63 | N/A | 73 | 81 |
| | Crash angle, θ | 25° | N/A | 25° | 15° | N/A | 15° | 15° |
| | Test Level | Test Speeds (mph) | | | | | | |
| | TL-1 | 30 | N/A | 30 | N/A | N/A | N/A | N/A |
| | TL-2 | 45 | N/A | 45 | N/A | N/A | N/A | N/A |
| | TL-3 | 60 | N/A | 60 | N/A | N/A | N/A | N/A |
| | TL-4 | 60 | N/A | 60 | 55 | N/A | N/A | N/A |
| | TL-5 | 60 | N/A | 60 | N/A | N/A | 50 | N/A |
| | TL-6 | 60 | N/A | 60 | N/A | N/A | N/A | 50 |

현재 방호벽 설계기준은 차량하중, 주행속도, 충돌각도와 이때 발생되는 에너지만을 제시하고 있으므로 지지구조물 설계를 위해서는 정적하중으로의 환산이 필요하다. 다음은 국내와 미국의 바닥판에 작용시키는 수평하중 산정방법을 나타낸다.

(2) 방호벽 충돌하중 적용방법

<표 1.3.6> 국내 vs AASHTO LRFD 충돌하중 산정방법

<table>
<tr>
<td>도로교<br>설계기준<br>해설<br>(2008)</td>
<td>다음 ①과 ②의 규정에 따라 계산된 값 중 더 큰 값을 사용할 수 있다.<br>① 수평충돌력 H는 노면상 1m 높이에 교축을 따라 1m마다 작용하며 다음 식에 의하여 구한다.<br>$$H=\left(\frac{V}{60}\right)^2\times 7.5+2.5(kN/m)$$<br>여기서, H : 강성방호울타리 1m 높이에 직각으로 작용하는 교축 1m당의 수평충돌력(kN/m)<br>V : 차량의 충돌 속도(km/h)로 도로의 설계속도로 적용<br>② 방호벽 상단에 횡방향으로 10km/hr의 수평하중을 재하한다.<br>다만, 곡률반지름 R≤200m인 곡선부에 대해서는 ①과 ② 모두에 대해 그 수평충돌력은 계산된 값의 2배로 한다.</td>
</tr>
<tr>
<td>AASHTO<br>LRFD<br>(2014)</td>
<td>
Table A13.2-1—Design Forces for Traffic Railings
<table>
<tr><th rowspan="2">Design Forces and Designations</th><th colspan="6">Railing Test Levels</th></tr>
<tr><th>TL-1</th><th>TL-2</th><th>TL-3</th><th>TL-4</th><th>TL-5</th><th>TL-6</th></tr>
<tr><td>$F_t$ Transverse (kips)</td><td>13.5</td><td>27.0</td><td>54.0</td><td>54.0</td><td>124.0</td><td>175.0</td></tr>
<tr><td>$F_L$ Longitudinal (kips)</td><td>4.5</td><td>9.0</td><td>18.0</td><td>18.0</td><td>41.0</td><td>58.0</td></tr>
<tr><td>$F_v$ Vertical (kips) Down</td><td>4.5</td><td>4.5</td><td>4.5</td><td>18.0</td><td>80.0</td><td>80.0</td></tr>
<tr><td>$L_t$ and $L_L$ (ft)</td><td>4.0</td><td>4.0</td><td>4.0</td><td>3.5</td><td>8.0</td><td>8.0</td></tr>
<tr><td>$L_v$ (ft)</td><td>18.0</td><td>18.0</td><td>18.0</td><td>18.0</td><td>40.0</td><td>40.0</td></tr>
<tr><td>$H_e$ (min) (in.)</td><td>18.0</td><td>20.0</td><td>24.0</td><td>32.0</td><td>42.0</td><td>56.0</td></tr>
<tr><td>Minimum $H$ Height of Rail (in.)</td><td>27.0</td><td>27.0</td><td>27.0</td><td>32.0</td><td>42.0</td><td>90.0</td></tr>
</table>
<table>
<tr><th>작용높이</th><th>단위폭당 하중</th></tr>
<tr>
<td>

$$H_e=G-\frac{12WB}{2F_t}$$</td>
<td>

$$T=\frac{R_s}{L_c+2H}\qquad R_s=\left(\frac{2}{2L_c-L_t}\right)\left(8M_b+8M_w+\frac{M_cL_c^2}{H}\right)$$</td>
</tr>
</table>
</td>
</tr>
</table>

방호벽 충돌하중에 대한 조항을 비교하면 도로교 설계기준의 조항 ①은 도로교 표준시방서(대한토목학회, 1992)에서 제시되었던 규정을 참조한 것이며, 조항 ②는 방호책설치요령(국토교통부, 1980)에 소개된 규정이다. 두 조항 모두 해외 사례를 바탕으로 한 것으로 국내 방호벽 설계기준과 연관성 확인은 되지 않는다. AASHTO LRFD의 경우는 방호벽 등급에 따른 방호벽 설계기준을 명시하고 이에 따른 방호벽 지지구조물 설계시 충돌하중 및 설계제원을 명시함으로 방호벽 설계와 지지구조물의 설계에 일관성이 확보된다.

### 1.3.5 AASHTO LRFD에 의한 바닥판 캔틸레버 설계법 소개

국내에서는 바닥판 캔틸레버 설계 시 극한한계상태(Strength Limit State) 및 극단상황한계상태(Extreme Event Limit State) 모두 24 12 11에서 제시된 하중 조합을 적용하는 반면, AASHTO LRFD에서는 제13장의 부록 A에서 명시된 특별 하중 조합을 적용한다. 특히, AASHTO LRFD에서는 차량 충돌에 따른 극단상황한계상태 II(Extreme Event Limit State II)를 적용할 때, 수평 하중과 연직 하중을 별도로 고려하여 설계하며, 이 조합에서는 기타 하중의 효과를 1.0으로 설정한다.

<표 1.3.7> 국내 vs AASHTO LRFD 바닥판 캔틸레버부 설계하중조합

| 구 분 | | DC | DW | LL(1+IM) | CF | WS | CT |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 극한한계상태 | I | 1.25 | 1.50 | 1.80 | 1.80 | | |
| | III | 1.25 | 1.50 | | | 1.40 | |
| | V | 1.25 | 1.50 | 1.40 | 1.40 | 0.40 | |
| 극단한계상태 | II | 1.25 | 1.50 | 0.50 | 0.50 | | 1.00 |

**A13.4—DECK OVERHANG DESIGN**

**A13.4.1—Design Cases**

Bridge deck overhangs shall be designed for the following design cases considered separately:

Design Case 1: the transverse and longitudinal forces specified in Table A13.2-1—Extreme Event Load Combination II limit state

Design Case 2: the vertical forces specified in Table A13.2-1—Extreme Event Load Combination II limit state

Design Case 3: the loads, specified in Article 3.6.1, that occupy the overhang—Load Combination Strength I limit state

For Design Cases 1 and 2, the load factor for dead load, $\gamma_p$, shall be taken as 1.0.

The total factored force effect shall be taken as:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \qquad \text{(A13.4.1-1)}$$

A13.4.1－바닥판 캔틸레버 설계

교량 바닥판의 캔틸레버부(는 다음과 같은 설계 하중조합을 각각 고려하여 설계해야 한다.

- 설계조합1 : 표 A13.2-1에 명시된 극단상황한계상태 II에 따른 횡방향 및 종방향 하중
- 설계조합2: 표 A13.2-1에 명시된 극단상황 II 한계 상태에 따른 수직 하중
- 설계조합3 : 조항 3.6.1에 명시된 바와 같이 오버행에 작용하는 하중－극한한계상태 I 하중조합

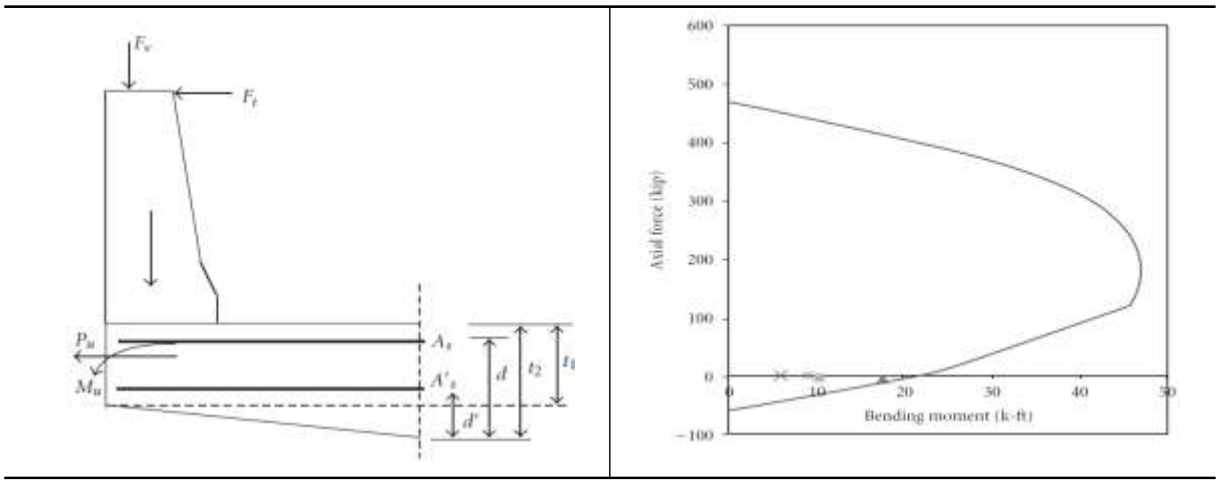
설계조합 1 및 2의 경우, 고정하중(dead load)의 하중 계수(γp)는 1.0으로 설정한다. 총 극한 하중 효과(factored force effect)는 다음과 같이 산정된다.

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \qquad \text{(A13.4.1-1)}$$

또한, 설계 단면력을 평가할 때, 국내에서는 충돌력에 의한 모멘트만을 고려하여

설계하는 반면, AASHTO LRFD에서는 수평 방향 축인장력(axial tensile force)과 모멘트를 동시에 고려한다. 이러한 축인장력의 효과를 반영하기 위해 하중 작용점은 바닥판 두께의 중앙에 위치하도록 설정된다.

축인장력이 고려됨에 따라 단면 해석은 인장부를 포함하는 P-M 상관도 해석(P-M interaction analysis)이 일반적으로 적용된다. 바닥판에 작용하는 축력은 방호울타리의 종방향 및 횡방향 휨 저항 성능(flexural resistance)과 저항 강도(strength capacity), 그리고 항복선(yield line)의 길이를 산출하여 이를 바닥판에 재하시켜 구조적 저항이 확보되도록 설계된다. 이러한 방법은 국내에서 적용하는 충돌 하중보다 일반적으로 보수적으로 산출되는 경향이 있으며, 더 높은 충돌 하중을 고려한 설계가 가능하다. 따라서, 국내에서 적용된 충돌 테스트와 미국의 Test Level(TL) 기준 차이, 그리고 이에 따른 항복선 이론(yield line theory)에 대한 검증이 연구가 이루어진다면, 철근콘크리트 구조에서도 충분히 설계에 적용할 수 있을 것으로 판단된다.




<그림 1.3.12> 바닥판 캔틸레버부 설계 개념도

AASHTO LRFD for GFRP 5장에서 GFRP 보강근이 적용된 바닥판의 설계법 도입과 관련하여 다음과 같이 설명하고 있다.

"항복선 해석(Yield Line Analysis)은 철근 콘크리트 방호벽의 공칭 강도를 평가하는 데 일반적으로 사용되는 방법이다(Hirsch, 1978). 그러나 GFRP 보강근은 철근과 달리 파단에 이를 때까지 선형 탄성 거동을 보이므로, 설계 시 모멘트 재분배를 고려할 수 없다. 따라서, 파괴 시점에서 평형 조건(equilibrium conditions)과 변형 적합성 조건(compatibility conditions)이 모두 충족됨을 검증해야 한다.¨ 이러한 이유로, GFRP 보강근이 적용된 방호벽의 성능은 충분하게 검증이 되었으나 파

괴에 대한 검증이 완료되기 전까지는 현재 국내에서 적용하고 있는 설계 방법을 유지하는 것으로 하였다. 또한, 여러 문헌과 설계기준 및 해외 사례를 분석한 결과, 다수의 경우 바닥판의 캔틸레버 구간은 설계 단면력보다 훨씬 높은 배근 밀도를 가지며, 일반적으로 상·하 2단 배근 방식을 적용 중이다. 이러한 배근 방식은 충돌 하중에 대한 바닥판의 휨 저항 성능을 강화할 뿐만 아니라, 전단 저항 성능 또한 향상시키는 데 크게 기여하므로 향후 상세 연구를 통하여 개정이 필요한 부분이다.

## 1.4 원심하중 적용방안 검토

### 1.4.1 현행 설계방법이 문제점 분석

• 관련기준

교량의 곡선부는 모든 설계차로에 재하된 표준트럭하중의 축중량에 백분율로 표현되는 다음과 같은 원심하중에 의해 설계하여야 한다. (KDS 24 12 21 4.15)

$$C = \frac{4}{3}\frac{v^2}{gR}$$

원심하중은 교면상 1,800mm의 높이에서 횡방향으로 작용하는 것으로 한다. 지지거더에 의해 지지되어 있는 경우 바닥판은 동일평면 내에서 원심하중에 저항할 수 있도록 설계하여야 한다. 원심하중에는 편구배의 영향을 포함하여야 하며, 이때 설계속도 v는 도로의 편구배가 고려된 값으로 하여야 한다.

• 현행설계방법-00교 바닥판 구조계산서 예시

(6) 원심하중 (CF) [도.설(2015) 3.18]

※ 설계속도 V = 60.0 km/hr = 16.667 m/s (일반차량)

- 일반활하중 작용시

$C = 4 / 3 \times V^2 / (g \times R) = 4 / 3 \times 16.667^2 / (9.81 \times 131.9) = 0.286$

$P_{cf} = P_r / E \times C = 96,000 / (1.400 / 1.000) \times 0.286$

$= 19,611$ N

$M_{cf} = P_{cf} \times (1,800 + 290 / 2 + 80) = 19,611.429 \times 2,025$

$= 39,713,143$ N.mm

| 구분 | DC(자중) | DW(포장) | LL(차량) | CT(충돌) | WS(풍) | CF(원심) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 하중값(kN·m) | 12.078 | 0.359 | 27.857 | 24.500 | 2.175 | 39.713 |

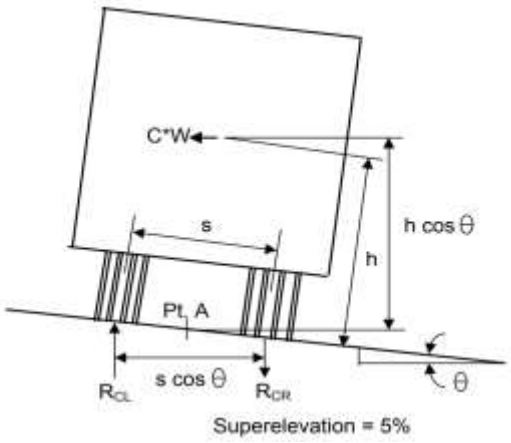
구조 계산 결과에서는 편구배 효과가 포함되지 않았으며, 원심력에 따른 축중량의 변화를 고려하여 설계에 반영해야 하지만, 현재 설계에서는 이러한 사항이 충분히 반영되지 못하고 있다. 또한, 하중 산정 결과에서 원심하중이 차량하중 및 충돌 하중보다 더 큰 값으로 도출되어, 과도한 설계값이 적용됨에 따라 비합리적인 단면 설계가 이루어질 가능성이 있다.

따라서, 본 절에서는 LRFD for Highway Bridge Superstructures Reference Manual에서 제시하는 표준적인 원심하중 산정 방법을 분석하고, 이를 바탕으로 보다 합리적인 바닥판 설계 방안을 마련하고자 한다. 원심하중은 차량의 주행특성상 바닥판의 캔틸레버설계 및 중앙부 설계시 모두 적용이 될 수 있도록 하였다.

### 1.4.2 LRFD for Highway Bridge Superstructures Reference Manual (원심하중)

원심하중(centrifugal force)은 차량의 바퀴 하중(wheel loads)에 대한 전도 효과를 유발하며, 이는 교량 바닥판(deck) 상단에서 6.0피트(약 1.83m) 위에서 작용하는 방사 방향 힘(radial force)에 의해 발생한다.

따라서, 원심하중은 교량 외측(outside) 방향으로의 수직 바퀴 하중을 증가시키고, 교량 내측(inside) 방향의 바퀴 하중을 감소시키는 경향이 있다.




<그림 1.4.1> 원심하중에 의한 반력분포

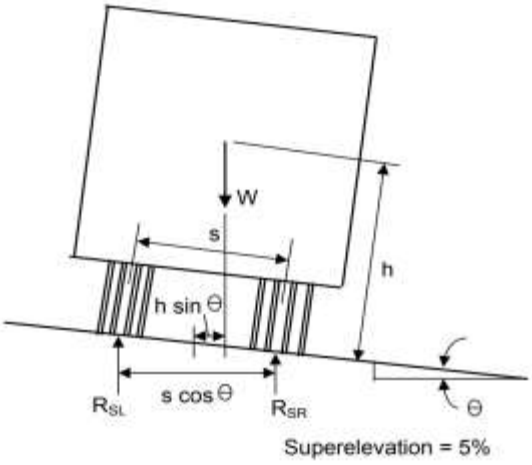
상기 그림에서 원심력에 의한 윤하중의 반력은 A점에서의 모멘트 평형을 이용하여 수식 (1)과 같이 산출할 수 있으며 그 과정은 다음과 같다.

$$R_{CL} = -R_{CR} = (C \times W)\frac{h\cos\theta}{2\left[\frac{s}{2}\cos\theta\right]} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

여기서 $W$는 축 중량을 의미하며, 바퀴 간격은 $s$ 원심력이 교량 바닥판 상단에서 작용하는 높이 $h$로서, 반력값은 단순히 원심하중 계수(C)와 축 중량(W)의 곱으로 나타낼 수 있다. 그러나, 편구배는 원심력으로 인해 발생하는 전도 모멘트를 상쇄하는 역할을 할 수 있으며, AASHTO LRFD 3.6.3에서는 이러한 유리한 효과를 고려하여 원심하중 계산에 반영하는 것을 허용하고 있다. 편구배 효과를 포함하면 하단의 그림으로부 아래의 좌·우의 차륜에 발생하는 반력을 수식(2)와 (3)으로부터 유도할 수 있다.

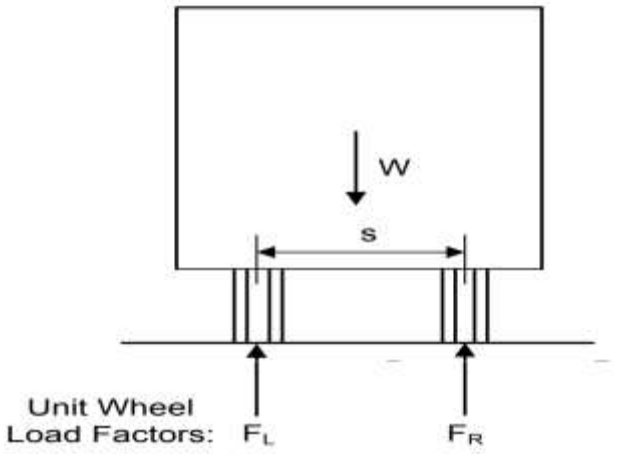
$$R_{SR} = \frac{\left[\frac{s}{2}\cos\theta + h\sin\theta\right] \times W}{s\cos\theta} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

$$R_{SL} = 1.0W - R_{SR} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3)$$




<그림 1.4.2> 편구배에 의한 반력분포

원심하중과 편구배 효과로 인해 발생하는 개별 차륜의 반력의 합을 기반으로 개별 차륜 하중계수(unit wheel-load factors)를 다음과 같이 계산할 수 있다.




<그림 1.4.3> 원심하중과 편구배 동시작용에 따른 하중계수

좌측 및 우측 단위 차륜 하중 계수($F_L$ 및 $F_R$)는 다음과 같이 계산된다.

$$F_L = 2.0\frac{R_{CL} + R_{SL}}{W}$$

$$F_R = 2.0\frac{R_{CR} + R_{SR}}{W}$$

좌측 및 우측 단위 차륜 하중 계수($F_L$ 및 $F_R$)의 합은 반드시 2.0이며, 이 계수들은 해석에서 적용되는 차륜 하중을 적절히 증가 또는 감소시키는 데 사용될 수 있다.

원심하중은 충격계수를 적용하지 않으며 원심력에 대한 하중 계수(load factor)는 각 강도(strength), 사용(service), 및 피로(fatigue) 하중 조합에서 설계 활하중과 동일한 값을 적용한다. (극한한계상태 1.8, 사용한계상태 1.0, 피로한계상태 0.75)

이상의 방법으로 원심하중을 재산출하면 당초 39.71(kN·m) → 2.45(kN·m)로 크게 감소가 됨을 알 수 있다. 따라서 불필요한 과다단면력 발생을 방지할 수 있으며, 이는 바닥판의 캔틸레버 및 중앙부 모두에 적용될 수 있다.

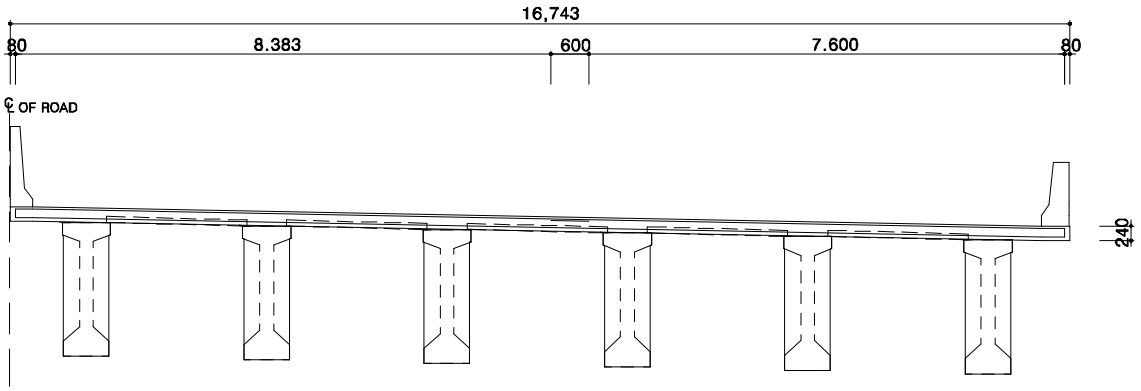
| 구분 | DC(자중) | DW(포장) | LL(차량) | CT(충돌) | WS(풍) | CF(원심) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 하중값(kN·m) | 12.078 | 0.359 | 27.857 | 24.500 | 2.175 | 2.45 |

만약 편구배가 상당히 큰 경우, 원심하중이 작용하지 않는 경우(즉, 차량이 정지해 있는 경우)에 대한 편구배의 영향을 고려하는 것이 바람직할 수 있다. 편구배가 적용되면, 원심하중과는 반대로 교량 내측 방향의 차륜 하중은 증가하고, 외측 방향의 바퀴 하중은 감소하는 효과가 발생한다. 그러나, 이 경우 차량이 정지해 있다고 가정하므로, 충격계수는 고려하지 않아야 한다. 좌우 캔틸레버 길이가 다른 경우 등 특수한 경우에 적용할 수 있으며 하중의 크기를 상호 비교하여 불리한 조건을 검토하여야 한다.

## 1.5 교량 바닥판 설계 예제

### 1.5.1 대상교량 개요

본 장에서는 앞에서 기술한 GFRP 보강근이 적용된 바닥판에 대한 시험설계 결과를 나타내었다. 대상 교량 바닥판은 새만금-전주간 고속도로 제4공구 앵곡교이며 PSC BEAM형식의 단경간교량이다. 횡단은 분리 3차로 교량으로서 설계 예제용 대상 교량의 단면도는 <그림 1.5.1>과 같다.




<그림 1.5.1> 설계 예제용 대상교량 횡단면도

예제교량은 단경간의 사각이 30°인 직선교이나, 원심하중의 개념적 이해를 돕기 위해 곡선교로 가정하여 단면을 설계하였다. 또한, 캔틸레버부에 대한 전단 검토는 생략하고, 바닥판 중앙부에서는 차륜하중에 의한 뚫림전단 검토를 추가하였다.

본 교량의 바닥판 하부에는 시공 안전성을 고려하여 반단면 프리캐스트 패널을 적용하였으며, 패널의 내부에는 철근을 배근하였다. 이러한 설계적 특성을 반영하여, 상면 GFRP 보강근 하면은 철근을 적용하는 하이브리드 타입 적용이 필요하나, 본 예제에서는 현장 타설 방식의 바닥판을 가정하였으며, 상·하면 모두 GFRP 보강근을 적용하고, 캔틸레버부에는 별도의 전단 보강근을 배치하지 않았다. 전단 보강근을 배치하지 않은 설계적 결정은 다음과 같은 요인을 고려한 결과이다.

① 구조적으로 연속된 방호벽의 하중 분배 작용 및 실제 파괴 형상이 펀칭(punching) 파괴 모드에 가까운 점

② AASHTO LRFD BDS의 탠덤 분포하중(tandem distributed load)을 이용한 다양한 설계 코드 검증 결과, 충분한 전단강도를 확보하고 있는 점

③ 다양한 해외 사례 조사 결과, 캔틸레버 길이가 긴 경우를 포함하여 어떠한 경우에도 전단 보강근을 배치한 사례가 확인되지 않았기 때문이다.

추가적으로, GFRP 보강근을 적용한 프리캐스트 패널(precast panel)이 개발 중에 있으며, 향후 이를 반영하여 전단면에 GFRP 보강근을 적용할 수 있도록 개선할 계획이다.

| 01 | GFRP 보강근 교량 바닥판 예제 (KDS 24 50 05) |
|---|---|

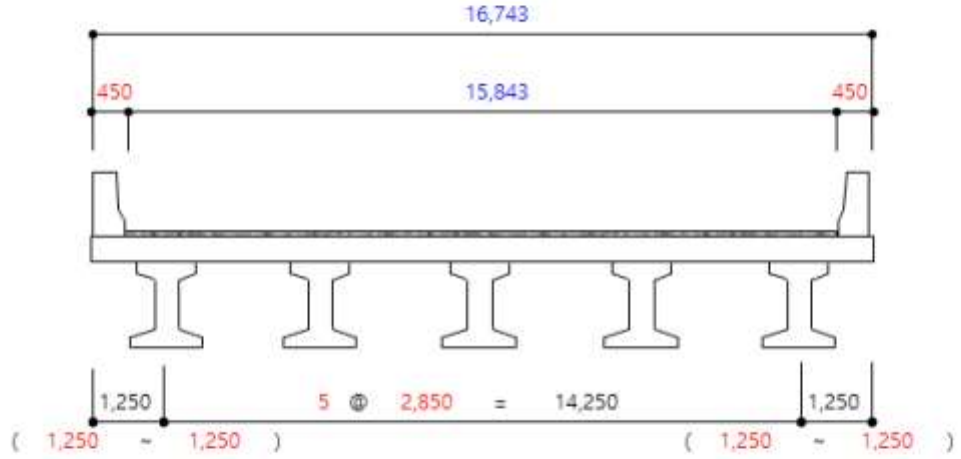
## 1.0 설계 조건

### 1.1 교량 제원

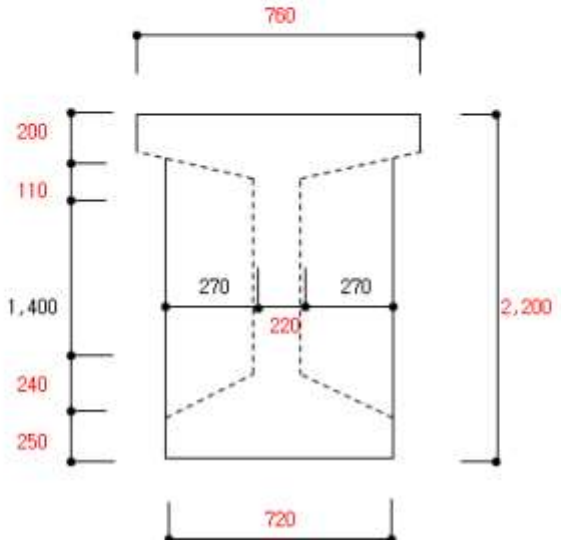
① 상부 형식 : 00 GIRDER교
② 교량 등급 : 1등교
③ 교량 연장 : 1 @ 35.000 + + = 35.000 m
④ 폭 원 : 16.743 m
⑤ 거더 제원 : B = 0.760 m , H = 2.200 m
⑥ 사 각 : 0.00 °
⑦ 곡률 반경 : 1,000 m
⑧ 설계 속도 : 100 km/h = 27.78 m/s
⑨ 편 경 사 : 6 %

### 1.2 교량 제원

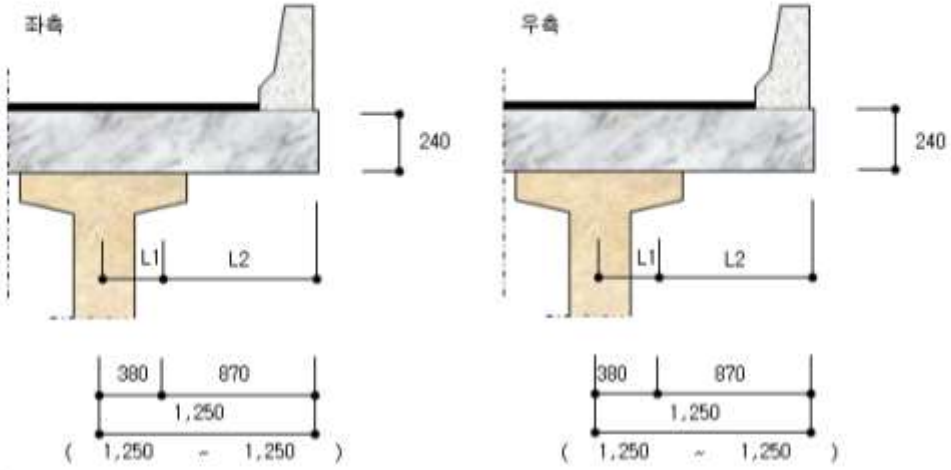
① SLAB 횡단구성 : 슬래브 두께 = 0.240 m , 포장 두께 = 0.050 m ( 콘크리트포장 )



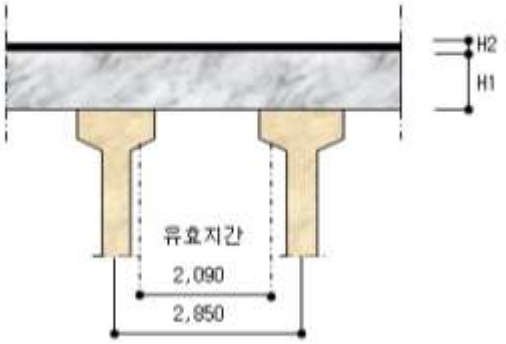

② 거더 제원



③ 캔틸레버부 제원




중앙부




| | | |
|---|---|---|
| H1 | 240 | mm |
| H2 | 50 | mm |
| 상부 FLANGE | 760 | mm |
| 거더 간격 | 2,850 | mm |
| 유효지간 | 2,090 | mm |

바닥판의 유효지간장 산정 — KDS 24 10 11 4.6.2.3

상부플랜지폭 / 바닥판두께 = 760 / 240 = 3.17 < 4 이므로

∴ 바닥판두께에 대한 상부플랜지 폭비가 4이만이므로 상부플랜지 끝단사이의 순경간을 유효지간으로 결정함.

### 1.3 사용 재료

1) 콘크리트

① 바닥판 콘크리트

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 기준압축강도(재령28일 압축강도) | : | $f_{ck}$ | 35 MPa | KDS 24 14 21 |
| 콘크리트 평균압축강도 | : | $f_{cm}$ | 39 MPa | 3.1.2.1 |
| 콘크리트 탄성계수 | : | $E_c$ | $0.077 \times m_c^{1.5} \times \sqrt{f_{cm}}$ 29,747 MPa | 3.1.2.2 |
| 콘크리트 평균인장강도 | : | $f_{ctm}$ | $0.3 (f_{cm})^{2/3}$ 3.450 MPa | 3.1.2.1 |
| 콘크리트 기준인장강도 | : | $f_{ctk}$ | $0.7 f_{ctm}$ 2.415 MPa | 3.1.2.1 |

2) FRP 보강근

① 바닥판

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| frp보강근 공칭인장강도 | : | ffu* = ffu,ave | 1000 MPa | KDS 24 50 05 3.2.3 |
| frp보강근 설계인장강도 | : | ffu = CEffu* | CE = 0.70(외기 조건) 700 MPa | |
| frp보강근 공칭탄성계수 | : | Ef | 55 GPa | 3.2.2.1 |

**1.4 사용한계상태 설계등급 결정(FRP보강근)**

① 콘크리트 최소피복두께 — KDS 24 50 05 9.3

FRP 보강근 콘크리트 부재의 최소 피복두께는 보강근 직경의 1.5배와 30 mm 중 큰 값으로 함.

② 균열 — KDS 24 50 05 5.5.2

균열에 대한 안전성을 확보하기 위하여 허용 균열폭은 0.7mm로 제한한다.

**1.5 하중 조건**

1) 고정하중 (DC, DW) — KDS 24 14 21 4.2(1)

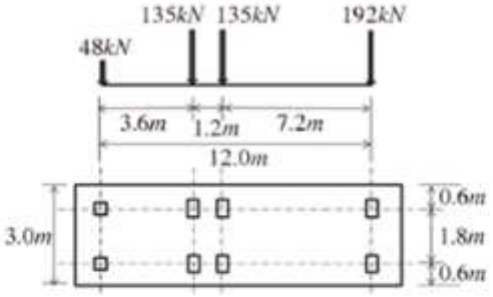
① 콘크리트 단위중량 : $\gamma_c$ = 23.5 kN/m³ GFRP 보강근 바닥판, 방호벽

② 포장 단위중량 : $\gamma_p$ = 23.0 kN/m³ 콘크리트포장

③ 포장 두께 : $t_p$ = 50 mm

2) 자량활하중 (LL) — KDS 24 12 21 4.3

① 표준트럭하중




② 표준자로하중

| | |
|---|---|
| L ≤ 60m | ω = 12.7 (kN/m) |
| L > 60m | $\omega = 12.7 \times (\frac{60}{L})^{0.10}$ (kN/m) |

3) 피로하중 (FAT) — KDS 24 12 21 4.3.2

$ADTT_{SL}$ = p × ADTT

$ADTT_{SL}$ : 한 방향 한 차로의 일일트럭교통량의 설계수명기간동안 평균값

ADTT : 한 방향 일일트럭교통량의 설계수명기간동안 평균값

p : 표의 값

한 차로에서의 트럭교통량 비율, p

| 트럭이 통행 가능한 차로 수 | p |
|---|---|
| 1차로 | 1.00 |
| 2차로 | 0.85 |
| 3차로 이상 | 0.80 |

- 피로한계상태는 누적된 응력범위의 반복횟수로 정의되기 때문에 하중 크기와 발생빈도를 함께 정의하여야 한다.
- 다중거더교에서는 콘크리트 바닥판은 피로한계상태에 대한 검토를 생략하여도 된다.

4) 보도하중 (PL) — KDS 24 12 21 4.3.4

| 지간장 L (m) | L ≤ 80 | 80 <L ≤ 130 | L > 130 |
|---|---|---|---|
| 등분포하중의 크기 (MPa) | $3.5 \times 10^{-3}$ | $(4.3 - 0.01L) \times 10^{-3}$ | $3.0 \times 10^{-3}$ |

- 바닥판을 설계하는 경우 $5 \times 10^{-3}$ MPa 적용

5) 충격하중 (IM) — KDS 24 12 21 4.4

| 성 분 | | IM |
|---|---|---|
| 바닥판 신축이음장치를 제외한 모든 다른 부재 | 피로한계상태를 제외한 모든 한계상태 | 25% |
| | 피로한계상태 | 15% |

- 적용 : 1+IM/100
- 충격하중은 보도하중이나 표준차로하중에는 적용되지 않는다.

6) 풍하중 (WS) — KDS 24 12 21 4.10

거더교의 풍압 (kPa)

| 단면형상 | 풍압 (kPa) |
|---|---|
| 1 ≤ B/D < 8 | $(\ 4.0 - 0.2\ \frac{B}{D}\ )$ |
| 8 ≤ B/D | 2.4 |

기타 교량 부재에 작용하는 풍압 (kPa)

| 단면형상 | 풍상측 부재 | 풍하측 부재 |
|---|---|---|
| 원형 | 1.5 | 1.5 |
| 각형 | 3.0 | 1.5 |

7) 원심하중 (CF) — KDS 24 12 21 4.15

- 원심하중은 표준트럭하중의 축중량에 계수 C를 곱한 값이다.
- 교면상 1,800mm 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.

$$C = \frac{4}{3}\frac{v^2}{g\ R}$$

v : 도로 설계속도 (m/s)

g : 중력가속도 ($m/s^2$)

R : 회전반경 (m)

### 1.6 하중계수 및 하중조합

KDS 24 12 11
4.1

| 구 분 | | DC | DW | LL<br>CF<br>PL | WS | SD | CT | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 극한<br>한계상태 | Ⅰ | 1.25 | 1.50 | 1.80 | - | 1.00 | - | |
| | Ⅱ | 1.25 | 1.50 | 1.40 | - | 1.00 | - | |
| | Ⅲ | 1.25 | 1.50 | - | 1.40 | 1.00 | - | |
| | Ⅳ | 1.50 | 1.50 | - | - | | - | |
| | Ⅴ | 1.25 | 1.50 | 1.40 | 0.40 | 1.00 | - | |
| 극단상황<br>한계상태 | Ⅰ | 1.25 | 1.50 | 0.50 | - | | - | |
| | Ⅱ | 1.25 | 1.50 | 0.50 | - | | 1.00 | |
| 사용<br>한계상태 | Ⅰ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | - | |
| | Ⅱ | 1.00 | 1.00 | 1.30 | - | | - | |
| | Ⅲ | 1.00 | 1.00 | 0.80 | - | 1.00 | - | |
| | Ⅳ | 1.00 | 1.00 | - | 0.70 | 1.00 | - | |
| | Ⅴ | 1.00 | 1.00 | - | - | | - | |
| 피로한계상태 | | - | - | 0.75 | - | | - | |

### 1.7 참고 문헌

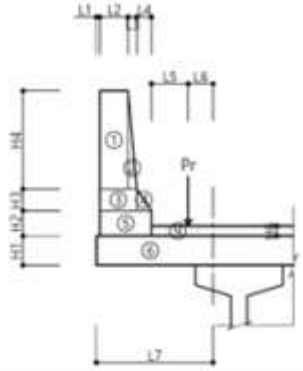

- KDS 24 50 05 : GFRP 보강근용 콘크리트교 설계기준
- AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN GUIDE SPECIFICATIONS FOR GFRP-REINFORCED CONCRETE (2018)
- ACI CODE - 440. 11-22 Building Code for Structural Concrete Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polmer(GFRP) Bars - Code and Commentary
- KDS 24 00 00 : 교량설계기준
- 도로교 설계예제집 (한계상태설계법, 2014) 한국도로교통협회
- 콘크리트 구조기준 해설(2012) 한국콘크리트학회
- 도로교 설계기준해설(2008) 대한토목학회

## 2 바닥판 설계

### 2.1 캔틸레버부

#### 2.1.1 설계단면 및 하중산정

1) 설계단면 및 조건




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| H1 | 0.240 | m | L1 | 0.010 | m |
| H2 | 0.175 | m | L2 | 0.250 | m |
| H3 | 0.175 | m | L3 | 0.070 | m |
| H4 | 0.970 | m | L4 | 0.120 | m |
| H5 | - | m | L5 | 0.300 | m |
| H6 | 0.050 | m | L6 | 0.120 | m |
| 방음벽 | - | m | L7 | 0.870 | m |
| | | | | | |
| | | | L | 0.870 | m |
| | | | | | |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 콘크리트 강도 | $f_{ck}$ | 35.0 | MPa | 설계속도 | V | 100.0 | km/hr |
| 콘크리트 단위중량 | $Y_c$ | 23.5 | kN/m$^3$ | 후륜하중 | $P_r$ | 96.0 | kN |
| 포장 단위중량 | $Y_p$ | 23.0 | kN/m$^3$ | 곡률반경 | R | 1,000 | m |

2) 바닥판 최소 두께 검토 — KDS 24 14 21 4.6.5.1

- $T_{min}$ = 220.0 mm ≤ $T_{use}$ = 240.0 mm ∴ O.K

3) 고정하중 (DC, DW)

- 방호벽 하중 (DC) (kN, m)

| No. | 산출근거 (L × H × 단위길이 × 단위중량) | Load (kN) | 거리 (m) | 모멘트 (kN-m) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 × 0.970 × 1.000 × 23.5 | 5.699 | 0.735 | 4.189 |
| 2 | 1/2 × 0.070 × 0.970 × 1.000 × 23.5 | 0.798 | 0.587 | 0.468 |
| 3 | 0.320 × 0.175 × 1.000 × 23.5 | 1.316 | 0.700 | 0.921 |
| 4 | 1/2 × 0.120 × 0.175 × 1.000 × 23.5 | 0.247 | 0.500 | 0.123 |
| 5 | 0.440 × 0.175 × 1.000 × 23.5 | 1.810 | 0.640 | 1.158 |
| 6 | 계 | 9.869 | 0.000 | 6.860 |

- 슬래브 하중 (DC) (kN, m)

| No. | 산출근거 (L × H × 단위길이 × 단위중량) | Load (kN) | 거리 (m) | 모멘트 (kN-m) |
|---|---|---|---|---|
| 6 | 0.870 × 0.240 × 1.000 × 23.5 | 4.907 | 0.435 | 2.135 |

- 방호벽 + 슬래브 하중 (DC) (kN, m)

| No. | 산출근거 (L × H × 단위길이 × 단위중량) | Load (kN) | 거리 (m) | 모멘트 (kN-m) |
|---|---|---|---|---|
| Total | | 14.776 | | 8.994 |

- 포장하중 (DW)

| No. | 산 출 근 거 (L × H × 단위길이 × 단위중량) | 하중 (kN) | 거리 (m) | 모멘트 (kN·m) |
|---|---|---|---|---|
| 9 | 0.420 × 0.050 × 1.000 × 23.0 | 0.483 | 0.210 | 0.101 |
| 10 | 기타하중 | 0.000 | 0.735 | 0.000 |
| Total | | 0.483 | | 0.101 |

4) 활하중 (LL) — KDS 24 10 11 4.6.2.5

- 적용 활하중 LL = 96.0 kN (KL-510 후륜하중)
- 후륜하중 작용거리 X = 0.870 + 0.000 - (0.010 + 0.250 + 0.070 + 0.120) - 0.300
  = 0.120 m
- 윤하중 작용폭 E = 0.80 X + 1.140 = 1.236 m
- 충격계수 IM = 피로한계상태를 제외한 모든 한계상태 = 0.25
- 활하중 모멘트 $M_{LL+IM}$ = Pr × X / E ×( 1 + IM )
  = 96.0 × 0.120 / 1.236 × 1.250
  = 11.650 kN-m
- 활하중 전단력 $V_{LL+IM}$ = Pr / E ×( 1 + IM )
  = 96.0 / 1.236 × 1.250
  = 97.087 kN

5) 차량충돌하중(CT) — 도.설.해(2008) 2.4.3.6

- 수평충돌력 H가 노면상 1m 높이에 교축을 따라 1m 마다 작용 시
  $H = (V / 60)^2 \times 7.5 + 2.5$ = 23.333 kN/m
- 작용높이 h = 1.170 m
  $M_{CO}$ = 23.333 × 1.170 = 27.300 kN.m/m
- 방호벽 상단에 횡방향으로 H=10kN/m의 수평하중 재하 시
- 작용높이 h = 1.440 m
  $M_{CO}$ = 10.0 × 1.440 = 14.400 kN.m/m

- 곡선반경 R > 200 m 이므로 위의 계산된 값 중에서 큰 값을 적용
  $M_{CO}$ = MAX ( 27.300 , 14.400 ) = 27.300 kN.m/m

- 구조물이 아래와 같이 충돌로부터 보호된 경우 차량충돌하중을 적용시킬 필요가 없다. — 도.설.한 3.20.1

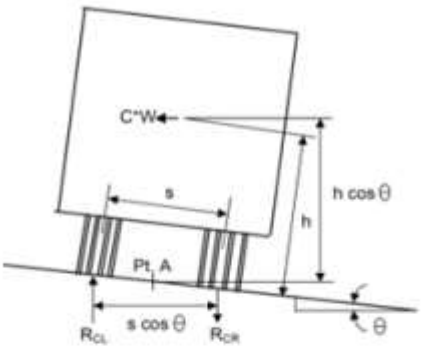
  ○ 제방
  ○ 구조적으로 독립된 충돌에 강한 높이 1,370mm가 넘는 방호울타리가 보호받아야 할 구조물로부터 3,000mm 내에 있는 경우
  ○ 높이 1,070mm인 방호울타리가 보호받아야 할 구조물로부터 3,000mm 이상 떨어져 있는 경우

6) 원심하중 (CF)

- 원심하중은 LRFD for Highway Bridge Superstructures Reference Manual에 제시된 방법을 따름

KDS 24 12 21
4.15

① 원심력의 영향 (곡선외측 방향)




- $C = \frac{4\,v^2}{3\,g\,R} = 0.105$

  $V = 27.778$ m/s : 도로 설계속도 (m/s)

  $g = 9.81$ m/s² : 중력 가속도

  $R = 1{,}000$ m

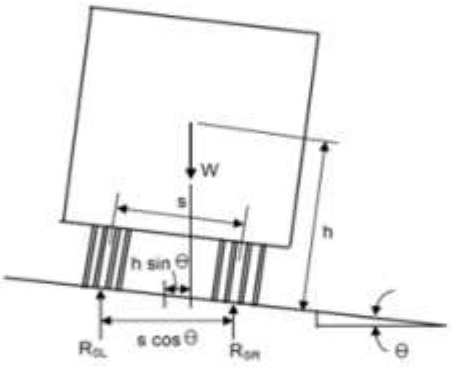
- $R_{CL} = -R_{CR} = (C \times W)\frac{h\cos(\theta)}{2\,(s/2 \times \cos(\theta))}$

  $= C \times W$

  $= 0.105\ W$

  여기서, $s = h = 1{,}800$ mm

② 편경사의 영향 (곡선내측)




- 편경사 = 6 %

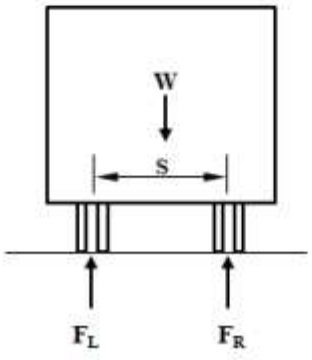
  경사각 $(\theta) = \tan^{-1}(0.060) = 3.434°$

- $R_{SR} = \frac{[\,(s/2 \times \cos(\theta) + h\sin(\theta)\,] \times W}{s \times \cos(\theta)}$

  $= \frac{1008}{1797} = 0.56W$

- $R_{SL} = 1.0\,W - 0.56W = 0.44W$

③ 각 차륜하중별 계수 산정 (원심하중과 편경사의 영향 고려)




- $F_L = 2.0\,\frac{R_{CL} + R_{SL}}{W} = 2\,\frac{0.10W + 0.44W}{W} = 1.09$

- $F_R = 2.0\,\frac{R_{CR} + R_{SR}}{W} = 2\,\frac{-0.1W + 0.56W}{W} = 0.91$

- 바닥판설계용 차륜하중

  96.0 × 1.09 = 104.44 kN

- 원심하중에 의한 차륜하중 증가

  104.4 − 96.0 = 8.44 kN (충격계수 미반영)

- 원심하중 모멘트 $M_{LL+IM} = Pr \times X / E$

  $= 8.4 \times 0.120 / 1.236$

  $= 0.820$ kN·m

7) 풍하중 (WS) — KDS 24 12 21 4.10.2

H = 1.270 m : 풍하중 작용높이

W = 3.00 kN/m² : 풍압 (부재의 단면형상을 각형으로 설계)

$P_w$ = W × H = 3.00 × 1.270 = 3.810 kN/m

$M_w$ = 3.810 × 0.805 = 3.067 kN·m/m

8) 하중조합-휨모멘트

(kN·m)

| 구 분 | | DC | DW | LL(1+IM) | CF | WS | CT | 조합 모멘트 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 8.994 | 0.101 | 11.650 | 0.820 | 3.067 | 27.300 | | |
| 극한 한계상태 | I | 1.25 | 1.50 | 1.80 | 1.80 | | | **33.841** | |
| | III | 1.25 | 1.50 | | | 1.40 | | 15.689 | |
| | V | 1.25 | 1.50 | 1.40 | 1.40 | 0.40 | | 30.080 | |
| 극단한계상태 | II | 1.25 | 1.50 | 0.50 | 0.50 | | 1.00 | **44.930** | |
| 사용한계상태 | I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.30 | | **22.486** | 사용성 |
| | V | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.20 | | | **11.590** | 크리프 |
| 피로한계상태 | | 1.00 | 1.00 | 0.75 | 0.75 | | | **18.448** | |

KDS 24 50 05 4.3

(AASHTO LRFD for GFRP 2.5.4)

• 다중거더교에서는 콘크리트 바닥판은 피로한계상태에 대한 검토를 생략하여도 된다. (AASHTO LRFD for GFRP)

### 2.2.2 단면설계(단위m당) - 극한한계상태, 사용한계상태

#### 2.2.2.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 240 | 50.0 | 190.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 29,747 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.005335 | 0.006486 |

| 파괴유형 |
|---|
| 보강근 인장파괴 |

| 변형률 ($\varepsilon_{fu}$) | 극한한계상태 |
|---|---|
| $\varepsilon ft = \varepsilon fu$ | 저항계수 ($\Phi$) |
| 0.0127 | 0.550 |

| 콘크리트 압축파괴 | $\rho_f > \rho_{fb}$ | $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ & $\varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ |
|---|---|---|
| 균형 파괴 | $\rho_f = \rho_{fb}$ | $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ & $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ |
| 보강근 인장파괴 | $\rho_f < \rho_{fb}$ | $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ & $\varepsilon_f = \varepsilon_{fu}$ |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 33.841 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 22.486 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 11.590 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 188.751 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ | 250 | = | 506.8 mm² ( | 4.0 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 250 | = | 506.8 mm² ( | 4.0 ea ) |
| | | | Σ | = | 1013.6 mm² ( | 8.0 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ | 300 | = | 422.3 mm² ( | 3.3 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 300 | = | 422.3 mm² ( | 3.3 ea ) |
| | | | Σ | = | 844.7 mm² ( | 6.7 ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

  $\rho_{f,ts} = MAX\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \times \frac{E_s}{E_f},\ 0.0014\right) = 0.0039$ 단, 0.0036이하

  $\therefore\ \rho_{f,ts} = MIN(0.0039,\ 0.0036) = 0.0036$

  $A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H/2 =$ 432.0 mm²

  온도보강근 $A_{ft}$ = 844.7 mm² > $A_{ts}$ = 432.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

  max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 43.5 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

  $s$ = 125 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_a$, 40mm) = 40 mm ∴ O.K

  $s_{ts}$ = 150 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

**2.2.2.2 휨강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 779.4$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 779.4 / 55000 = 0.01417$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.01417 \geq 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ← **GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ($\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$)

1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ($0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$)

0.75 ($\varepsilon_{ft} < 0.80\varepsilon_{fu}$)

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \leq f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 126.348$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85f_{ck} \cdot b) = 23.849$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 126.348$

$= 69.491$ kN·m $\geq M_u = 33.841$ kN·m ← 미적용

- 필요보강근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$4.529 A_f^2 - 73150.0 A_f + 33841000 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 476.7$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 124.523$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 36.243$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 124.523$

$= 68.488$ kN·m $\geq M_u = 33.841$ kN·m ← 적용 $\therefore$ **O.K**

- 필요보강근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\ f_{fu}\ d\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\ \beta_1 E_f\ \varepsilon_{cu})} = \frac{29272465000}{58446850} = 500.8\ mm^2$$

(5) GFRP 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4 / 3$ | = | 667.7 $mm^2$ |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | = | 626.3 $mm^2$ |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | = | 589.0 $mm^2$ |
| | | = | 626.3 $mm^2$ |

**$A_{s,use}$ = 1,013.6 $mm^2$ ≥ $A_{s,min}$ = 626.3 $mm^2$ [ 1.62 ] ∴ O.K**

**2.2.2.3 사용한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15 \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \le 0.92 \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

= 254.0 mm ≤ 290.0 mm → 조건 만족

= 253.9 mm > $S_{used}$ = 125.0 mm ∴ O.K

여기서, $f_{fs} = n_f\ d\ (1-k)\ M_s / I_{cr}$ = 122.08 MPa

$M_s = M_{s1}$ = 22 kN·m (사용한계상태 하중조합-I)

$C_b$ = 1.00 (부착 감소계수)

w = 0.70 mm (허용균열폭)

$C_c$ = 43.5 mm (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2 (1-k)^2 = 56,229,529\ mm^4$$

- 피복덮개($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \xi} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 122.08 \times 1.31} = 120.4\ mm$$

여기서, $\xi = (h - kd) / (d - kd)$ = 1.31

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 50.0 mm < 120.4 mm ∴ O.K

(2) 콘크리트 압축응력 제한

$$f_{c,sus} = M_{sus} \frac{k \cdot d}{I_{cr}} = 5.13\ MPa < 0.45 f_{ck} = 15.75\ MPa$$ ∴ O.K

(2) 처짐검토

- 비균열 단면이차모멘트 $I_g = bh^3 / 12 = 1,152,000,000\ mm^4$
- 균열 단면이차모멘트 $I_{cr} = = 56,229,529\ mm^4$
- 균열 모멘트

$$M_{cr} = \frac{0.63 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot I_g}{y_t} = 35.780\ kN{\cdot}m$$

여기서, $\lambda = 1.00$ (경량 콘크리트 계수)

$y_t = h / 2 = 120\ mm$

- 표준하중조합 적용시 단면이차모멘트 $I_{D+L}$

$M_{s1} = 22.486$ kN·m 로, $M_{s1} \le M_{cr}$ 로서 균열이 발생하지 않으므로 Ie=Ig 사용

$I_{D+L} = I_g = 1,152,000,000\ mm^4$

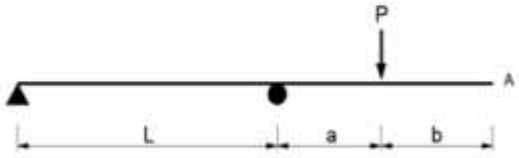
- 지속하중조합 적용시 단면이차모멘트 $I_D$

$M_{s5} = 11.590$ kN·m 로, $M_{s5} \le M_{cr}$ 로서 균열이 발생하지 않으므로 Ie=Ig 사용

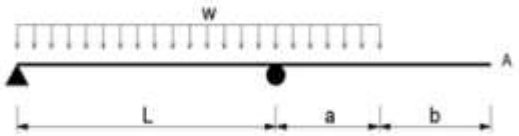
$I_D = I_g = 1,152,000,000\ mm^4$

- 처짐값 계산

처짐 계산 공식 : 아래와 같은 처짐공식 적용




$$\Delta_A = \frac{Pa^2(L+a)}{3EI} + \frac{Pab(2L+3a)}{6EI}$$




$$\Delta_A = \frac{wa}{24EI}(4a^2L - L^3 + 3a^3) + \frac{wb}{24EI}(4a^2L - L^3 + 4a^3)$$

처짐 계산시, 보수적인 계산을 위해 지속하중 처짐 $\Delta_D$는 $I_D$를, 지속하중 및 활하중에 의한 처짐 $\Delta D+L$에는 $ID+L$를 적용하고, 충격 고려 활하중은 설계 활하중 모멘트를 집중하중으로 변환시켜 처짐을 계산한다.

- 활하중에 의한 처짐

$$\Delta_1 = \frac{P_L a_1^2(L+a_1)}{3E_c I_{D+L}} + \frac{P_L a_1 b_1(2L+3a_1)}{6E_c I_{D+L}} = 0.242382\ mm$$

- 슬래브 자중에 의한 처짐

$$\Delta_2 = \frac{W_{DC}\, a_2}{24E_c I_{D+L}} (4a_2^2 L - L^3 + 3a_2^3) = -0.004929\ mm$$

- 포장 자중에 의한 처짐

$$\Delta_3 = \frac{w_{dw}a_3}{24E_cI_{D+L}}(4a_3^2L - L^3 + 3a_3^3) + \frac{w_{dw}a_3}{24E_cI_{D+L}}(4a_3^2L - L^3 + 4a_3^3) = -0.008995 \text{ mm}$$

- 방호벽 집중하중에 의한 처짐

$$\Delta_4 = \frac{P_b a_4^2(L+a_4)}{3E_cI_{D+L}} + \frac{P_b a_4 b_4(2L+3a_4)}{6E_cI_{D+L}} = 0.165730 \text{ mm}$$

여기서, $P_L$ = 105.53 kN

$a_1$ = 120 mm, $b_1$ = 750 mm

$w_{dc}$ = 5.640 kN/m² (슬래브 자중), $a_2$ = 870 mm

$w_{dw}$ = 1.150 kN/m² (포장 자중), $a_3$ = 420 mm, $b_3$ = 450 mm

$P_b$ = 9.869 kN (방호벽 자중), $a_4$ = 695 mm, $b_4$ = 175 mm

L = 2090 mm (중앙부 유효지간)

활하중에 의한 처짐 $\Delta_1$ = 0.242382 mm

슬래브 자중에 의한 처짐 $\Delta_2$ = -0.004929 mm

포장 자중에 의한 처짐 $\Delta_3$ = -0.008995 mm

방호벽 집중하중에 의한 처짐 $\Delta_4$ = 0.165730 mm

$\Delta_{D+L} = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4$ = 0.394 mm

$\Delta_D = (\Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4) \times I_{D+L}/I_D$ = 0.152 mm

지속하중에 의한 단기처짐

$\Delta_{sus} = \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4$ = 0.152 mm

지속하중에 의한 장기처짐

$\Delta_{lcp+sh} = 0.6 \cdot \xi \cdot \Delta_{sus}$ = 0.182 mm

여기서, 시간경과계수 ξ = 2.0 (5년 이상) 적용

활하중 및 충격에 의한 처짐 검토

$\Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D$ = 0.242 < $\Delta_{Lim}$ = 2.90 mm ∴ **O.K**

( 870.0 / 300 )

총 처짐 검토

$\Delta = \Delta_L + \Delta_{sus} + \Delta_{lcp+sh}$ = 0.576 < $\Delta_{lim}$ = 3.63 mm ∴ **O.K**

( 870.0 / 240 )

**2.2.2.4 크리프파괴 한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 11.590 kN-m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

= 62.923 MPa ≤ = 210.000 MPa ∴ **O.K**

### 2.2.2.5 GFRP보강근의 정착길이 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 8]

(1) 직선보강근의 정착길이 산정

[KDS 24 50 05 : 2024. 8.1.2]

- 인장 정착길이 산정

$$\ell_d = \max\left[\frac{\alpha \dfrac{f_{fr}}{0.083\cdot\sqrt{f_{ck}}} - 340}{13.6 + C/d_b} d_b \;,\; 20d_b\right] = 806.2 \text{ mm}$$

여기서, 위치수정계수 $\alpha$ = 1.0

보강근의 공칭직경 $d_b$ = 12.7 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 50.0 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fr}$ = $f_f$ = 700.0 MPa

$$f_f = \left[\sqrt{\left(\frac{(E_f\cdot\varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1\cdot f_{ck}}{\rho_f}\right)} E_f\cdot\varepsilon_{cu}\right] - 0.5E_f\cdot\varepsilon_{cu} \le f_{fu}$$

$$= 700.0 \text{ MPa}$$

- 정착길이 보정계수

[KDS 24 50 05 : 2024. 8.1.4.4]

$$\text{보정계수 (r)} = \frac{\text{소요 } A_f}{\text{배근 } A_f} = \frac{500.8}{1{,}013.6} = 0.494$$

- GFRP 보강근의 정착길이 검토

$\ell_{d,req}$ = max ( 806.2 × 0.494 = 398.3 mm , $20d_b$ = 254 mm ) = 398 mm

< $\ell_{d,Used}$ = 500.0 mm ∴ **O.K**

(2) 온도 · 수축 보강근의 이음길이 산정

- 정착길이 산정

$$\ell_d = \max\left[\frac{\alpha \dfrac{f_{fr}}{0.083\cdot\sqrt{f_{ck}}} - 340}{13.6 + C/d_b} d_b \;,\; 20d_b\right] = 254.0 \text{ mm}$$

여기서, 위치수정계수 $\alpha$ = 1.0

$d_b$ = 13 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 50.000 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fr}$ = $0.006E_f$ = 330.0 MPa

- 온도 수축 보강근의 작용응력은 0.006 $E_f$의 인장응력을 분담하도록 정착 및 이음길이를 산정하여야 한다.

(ACI 440. 11-22 24.4.3.4 규정을 준수하여 적용)

- 이음길이의 산정

$\ell_o$ = MAX ( 300mm, 1.3 $\ell_d$ ) = 330.2 mm < $\ell_{o,Used}$ = 400.0 mm ∴ **O.K**

### 2.2.3 단면설계(단위m당) - 극단상황한계상태

#### 2.2.3.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 240 | 50.0 | 190.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 31,670 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.005335 | 0.006486 |

| 파괴유형 |
|---|
| 보강근 인장파괴 |

| 변형율 ($\varepsilon_{ft}$) | 극한한계상태 |
|---|---|
| εft=εfu | 저항계수 (Φ) |
| 0.0127 | 0.550 |

| 콘크리트 압축파괴 | $\rho_f > \rho_{fb}$ | $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ & $\varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ |
|---|---|---|
| 균형 파괴 | $\rho_f = \rho_{fb}$ | $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ & $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ |
| 보강근 인장파괴 | $\rho_f < \rho_{fb}$ | $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ & $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극단 | 44.930 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ | 250 | = | 506.8 mm² ( | 4.0 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 250 | = | 506.8 mm² ( | 4.0 ea ) |
| | | | Σ | = | 1013.6 mm² ( | 8.0 ea ) |

#### 2.2.3.2 휨강도 검토 (극단상황한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 779.4$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 779.4 / 55000 = 0.01417$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.01417 \ge 0.01273\ (\varepsilon_{fu})$ ← GFRP 보강근 인장파열 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

∴ $\Phi_f$ = 0.55 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 126.348$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 23.849$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 126.348$

$= 69.491$ kN·m ≥ $M_u = 44.930$ kN·m ← 미적용

- 필요보강근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$4.529\ A_f^2 - 73150.0\ A_f + 44930000 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 639.5$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 124.523$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 36.243$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 124.523$

$= 68.488$ kN·m ≥ $M_u = 44.930$ kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요보강근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1\,E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{38864450000}{58446850} = 665.0 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

$A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4 / 3 = 886.7$ mm²

$A_{f,min2} = 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e = 626.3$ mm²

$A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu} = 589.0$ mm²

$= 626.3$ mm²

**$A_{s,use} = 1{,}013.6$ mm² ≥ $A_{s,min} = 626.3$ mm² [ 1.62 ] ∴ O.K**

## 2.3 중앙부 상면 (전통적 설계법)

### 2.3.1 설계단면 및 하중산정

1) 설계단면

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 콘크리트 단위중량 | $\gamma_c$ | 23.5 | kN/m³ | 바닥판 유효지간 | L | 2.090 | m |
| 포장 단위중량 | $\gamma_p$ | 23.0 | kN/m³ | 적 용 활 하 중 | | KL-510 | |
| 바닥판 두께 | $t_s$ | 0.240 | m | 후 륜 하 중 | $P_r$ | 96.0 | kN |
| 포장 두께 | $t_p$ | 0.050 | m | | | | |

2) 바닥판 최소 두께 검토 — KDS 24 14 21 4.6.5.1

- $t_{min}$ = 220.0 mm ≤ $T_{use}$ = 240.0 mm ∴ O.K

3) 고정하중 (DC, DW)

- 슬래브 하중 (DC)

단위폭당 하중 : $w_s$ = 0.240 × 1.000 × 23.5 = 5.640 kN/m

휨모멘트 : $M_{DC} = w_s \times L^2 / 10$

= 5.640 × 2.090 / 10 = 2.464 kN-m

- 포장 하중 (DW)

단위폭당 하중 : $w_p$ = 0.050 × 1.000 × 23.0 = 1.150 kN/m

휨모멘트 : $M_{DW} = w_p \times L^2 / 10$

= 1.150 × 2.090 / 10 = 0.502 kN-m

4) 활하중 (LL) — KDS 24 10 11 4.6.2.5

$P_r$ : (KL-510 후륜하중) = 96.0 kN

IM : 충격계수 (피로한계상태를 제외한 모든 한계상태) = 0.25

$M_{LL+I}$ = ( L + 0.6 ) × $P_r$ × ( 1 + IM )

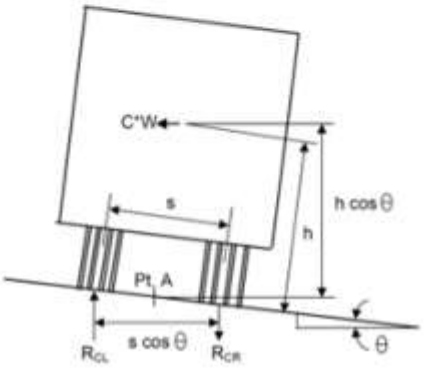
= ( 2.090 + 0.6 ) × 96.0 / 9.6 × ( 1 + 0.25 ) × 0.8 = 26.900 kN-m

※ 3개 이상의 지점으로 정 · 부의 휨모멘트 값의 80%를 취한다.

5) 원심하중 (CF)

- 원심하중에 대한 설계방법은 AISC Steel Bridge Design Handbook에 제시된 방법을 따름

① 원심력의 영향 (곡선외측 방향) — KDS 24 12 21 4.15




- $C = \frac{4V^2}{3gR}$ = 0.105

V = 27.778 m/s : 도로 설계속도 (m/s)

g = 9.81 m/s² : 중력 가속도

R = 1,000 m

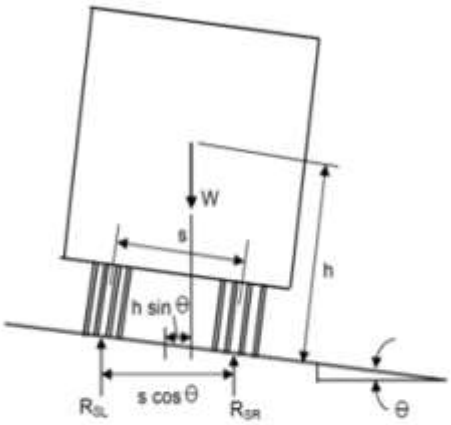
- $R_{CL} = -R_{CR} = (C \times W)\frac{h\cos(\theta)}{2(s/2 \times \cos(\theta))}$

= C x W

= 0.105 W

여기서, s = h = 1,800 mm

② 편경사의 영향 (곡선내측)




- 편경사 = 6 %

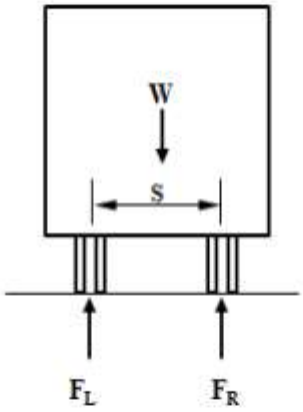
  경사각 (θ) = $\tan^{-1}$( 0.060 ) = 3.434 °

- $R_{SR} = \dfrac{[\,(s/2 \times \cos(\Theta) + h \sin(\Theta)\,] \times W}{s \times \cos(\theta)}$

  $= \dfrac{1008}{1797} = 0.56W$

- $R_{SL}$ = 1.0 W - 0.56W = 0.44W

③ 각 차륜하중별 계수 산정 (편심하중과 편경사의 영향 고려)




- $F_L = 2.0 \dfrac{R_{CL} + R_{SL}}{W} = 2 \dfrac{0.10W + 0.44W}{W} = 1.09$
- $F_R = 2.0 \dfrac{R_{CR} + R_{SR}}{W} = 2 \dfrac{-0.1W + 0.56W}{W} = 0.91$

- 바닥판설계용 차륜하중

  96.0 × 1.09 = 104.44 kN

- 편심하중에 의한 차륜하중 증가

  104.4 - 96.0 = 8.44 kN (충격계수 미반영)

- 편심하중 모멘트

$M_{LL+I}$ = ( L + 0.6 ) × $P_{r.cf}$

= ( 2.090 + 0.6 ) × 8.4 / 9.6 × 0.8 = 1.893 kN-m

5) 하중조합-휨모멘트

(kN-m)

| 구 분 | | DC | DW | LL(1+IM) | CF | | 조합 모멘트 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 2.464 | 0.502 | 26.900 | 1.893 | | | |
| 극한한계상태 | I | 1.25 | 1.50 | 1.80 | 1.80 | | 55.660 | |
| 사용한계상태 | I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.30 | 31.759 | 사용성 |
| | V | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.20 | | 8.725 | 크리프 |
| 피로한계상태 | | 1.00 | 1.00 | 0.75 | 0.75 | | 24.561 | |

• 다중거더교에서는 콘크리트 바닥판은 피로한계상태에 대한 검토를 생략하여도 된다.

KDS 24 14 21 4.6.5

(AASHTO LRFD for GFRP 2.5.4

### 2.3.2 단면설계(단위m당) - 극한한계상태, 사용한계상태

#### 2.3.2.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 240 | 50.0 | 190.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 29,747 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.005335 | 0.006486 |

| 파괴유형 |
|---|
| 보강근 인장파괴 |

| 변형률 ($\varepsilon_{ft}$) | 극한한계상태 |
|---|---|
| $\varepsilon ft = \varepsilon fu$ | 저항계수 ($\Phi$) |
| 0.0127 | 0.550 |

| 콘크리트 압축파괴 | $\rho_f > \rho_{fb}$ | $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ & $\varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ |
|---|---|---|
| 균형 파괴 | $\rho_f = \rho_{fb}$ | $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ & $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ |
| 보강근 인장파괴 | $\rho_f < \rho_{fb}$ | $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ & $\varepsilon_f = \varepsilon_{fu}$ |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 55.660 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 31.759 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 8.725 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 188.751 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ | 250 | = | 506.8 mm² ( | 4.0 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 250 | = | 506.8 mm² ( | 4.0 ea ) |
| | | | Σ | = | 1013.6 mm² ( | 8.0 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ | 300 | = | 422.3 mm² ( | 3.3 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 300 | = | 422.3 mm² ( | 3.3 ea ) |
| | | | Σ | = | 844.7 mm² ( | 6.7 ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]
  - 최소철근량 검토

$$\rho_{f,ts} = MAX\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \times \frac{E_s}{E_f},\ 0.0014\right) = 0.0039 \quad \text{단, 0.0036이하}$$

$$\therefore \rho_{f,ts} = MIN(0.0039,\ 0.0036) = 0.0036$$

$A_{fs} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H/2 =$ 432.0 mm²

온도보강근 $A_{ft}$ = 844.7 mm² > $A_{fs}$ = 432.0 mm² ∴ O.K

  - 최소피복 검토

max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 43.5 mm ∴ O.K

  - 배근간격 검토

s = 125 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_b$, 40mm) = 40 mm ∴ O.K

$s_{ts}$ = 150 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

- 배력 보강근 검토
  - 주근이 차량진행 방향에 직각인 경우 120 / √ L = 83% ≤ 67% = 67%

823.8 x 67% = 551.9 mm² < 844.7 mm² ∴ O.K

**2.3.2.2 휨강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 779.4$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 779.4 / 55000 = 0.01417$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.01417 \geq 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ← **GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f = \begin{cases} 0.55 & (\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}) \\ 1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 & (0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}) \\ 0.75 & (\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}) \end{cases}$

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \leq f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 126.348$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 23.849$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 126.348$

$= 69.491$ kN·m $\geq M_u = 55.660$ kN·m ← 미적용

- 필요보강근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$4.529\ A_f^2 - 73150.0\ A_f + 55660000 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 800.6$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 124.523$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 36.243$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 124.523$

$= 68.488$ kN·m $\geq M_u = 55.660$ kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요보강근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\,f_{fu}\,d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1\,E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{48145900000}{58446850} = 823.8\ mm^2$$

(5) GFRP 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

$A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4 / 3 = 1098.4\ mm^2$

$A_{f,min2} = 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e = 626.3\ mm^2$

$A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu} = 589.0\ mm^2$

$= 626.3\ mm^2$

**$A_{s,use}$ = 1,013.6 mm² ≥ $A_{s,min}$ = 626.3 mm² [ 1.62 ] ∴ O.K**

**2.3.2.2 뚫림 전단강도 검토**

- '4.6.2 바닥판의 해석방법'에 따라 설계할 경우에는 바닥판의 전단력에 대한 검토 생략(KDS 24 10 11 4.6.2.2)
- 윤하중의 접지에 의한 바닥판의 뚫림전단 영향 검토 필요(KDS 24 14 21 4.6.5.1)

1) GFRP 보강근 바닥판의 뚫림 전단강도 (KDS 24 50 05 6.4)

$V_u$ = Pr ×( 1 + IM )× γi (1.80) = 216 kN (최대 후륜하중)

$V_c = \frac{4}{5}\sqrt{(fck)}\ b_0\ (kd)$ = 342.1 kN (KDS 24 50 02 6.4)

여기서, $b_0$ : 위험단면 둘레길이(차량 접지폭에서 d/2 떨어진 위치의 둘레길이)

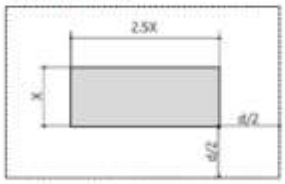
k : 압축단으로부터 중립축과 인장보강근 중심과의 거리비( ≥ 0.16, ACI 440.11.22 22.5.5.1)

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.131

= MAX ( 0.160 , 0.131 ) = 0.160 [ACI 440 11-22. 22.5.5.1]

$n_f = E_f / E_c$ = 1.849

① 차륜접지면




$\frac{12{,}500 \times P}{9} = 2.5 \cdot X^2$ ∴ X = 231 mm

- 접지면 폭 : 2.5 - X = 578 mm
- 접지면 길이 : X = 231 mm
- d /2 = 95.0 mm

② 위험단면 둘레길이($b_0$)

$b_0$ = 2 x ( 578 + 190 ) + 2 x ( 231 + 190 )

= 2,378 mm

- $\Phi V_n$ = 256.6 kN ≥ $V_u$ = 216.0 kN ∴ O.K

**2.3.2.3 사용한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \le 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

$= 148.0$ mm $\le 205.0$ mm → 조건 만족

$= 148.0$ mm $> S_{used} = 125.0$ mm ∴ **O.K**

여기서, $f_{fs} = n_f\, d\,(1-k)\, M_s / I_{cr} = 172.42$ MPa

$M_s = M_{sl} = 32$ kN·m (사용한계상태 하중조합-I)

$C_b = 1.00$ (부착 감소계수)

$w = 0.70$ mm (허용균열폭)

$C_c = 43.5$ mm (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2(1-k)^2 = 56,229,529 \text{ mm}^4$$

- 피복덮개($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \xi} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 172.42 \times 1.30} = 85.9 \text{ mm}$$

여기서, $\xi = (h-kd)/(d-kd) = 1.30$

∴ 최외측 적용 $d_c = 50.0$ mm $< 85.9$ mm ∴ **O.K**

2) 콘크리트 압축응력 제한

$$f_{c,sus} = M_{sus}\frac{k \cdot d}{I_{cr}} = 3.86 \text{ MPa} < 0.45 f_{ck} = 15.75 \text{ MPa}$$ ∴ **O.K**

3) 처짐검토

- 비균열 단면이차모멘트 $I_g = bh^3/12 = 1,152,000,000$ mm⁴
- 균열 단면이차모멘트 $I_{cr} = 56,229,529$ mm⁴
- 균열 모멘트

$$M_{cr} = \frac{0.63 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot I_g}{y_t} = 35.780 \text{ kN·m}$$

여기서, $\lambda = 1.00$ (경량 콘크리트 계수)

$y_t = h/2 = 120$ mm

- 표준하중조합 적용시 단면이차모멘트 $I_{D+L}$

$M_{sl} = 31.759$ kN·m 로, $M_{sl} \le M_{cr}$ 로서 균열이 발생하지 않으므로 Ie=Ig 사용

$I_{D+L} = I_g = 1,152,000,000$ mm⁴

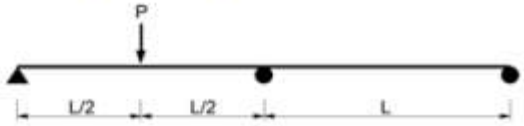
- 지속하중조합 적용시 단면이차모멘트 $I_D$

$M_{sL} = 8.725$ kN·m 로, $M_{sL} \le M_{cr}$ 로서 균열이 발생하지 않으므로 Ie=Ig 사용

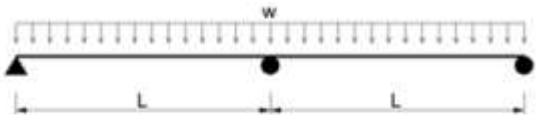
$I_D = I_g = 1,152,000,000$ mm⁴

- 처짐값 계산

처짐 계산 공식 : 아래와 같은 처짐공식 적용




$$\Delta_{max} = \frac{0.015PL^3}{EI}$$




$$\Delta_{max} = \frac{WL^4}{185\,EI}$$

처짐 계산시, 보수적인 계산을 위해 지속하중 처짐 $\Delta_D$는 $I_D$를, 지속하중 및 활하중에 의한 처짐 ΔD+L에는 ID+L를 적용하고, 충격 고려 활하중은 설계 활하중 모멘트를 집중하중으로 변환시켜 처짐을 계산하며,
집중하중과 분포하중에 의한 최대처짐 발생 위치의 불일치는 무시하고 중첩한다.

- 고정하중 및 활하중에 의한 처짐

$$\Delta_{D+L} = \frac{0.015P_L L^3}{E_c I_{D+L}} + \frac{WL^4}{185\,E_c I_{D+L}}$$

$$= 0.205731 + 0.020436 = 0.226167 \text{ mm}$$

$$\Delta_D = \frac{WL^4}{185\,E_c I_D} = 0.020436 \text{ mm}$$

여기서, $P_L = 4M_{LL}/L =$ 51.483 kN

$W = W_{dc} + W_{dw} =$ 6.790 kN/m²

$L =$ 2090 mm

지속하중에 의한 단기처짐

$$\Delta_{sus} = \frac{WL^4}{185\,E_c I_{D+L}} = 0.020436 \text{ mm}$$

지속하중에 의한 장기처짐

$\Delta_{(cp+sh)} = 0.6\xi\Delta_{sus} =$ 0.024523 mm

여기서, 시간경과계수 ξ = 2.0 (6개월 이상) 적용

활하중 및 충격에 의한 처짐 검토

$\Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D =$ 0.206 < $\Delta_{Llim} =$ 2.61 mm ∴ O.K

( 2090.0 / 800 )

총 처짐 검토

$\Delta = \Delta_L + \Delta_{sus} + \Delta_{(cp+sh)} =$ 0.251 < $\Delta_{lim} =$ 8.71 mm ∴ O.K

( 2090.0 / 240 )

**2.3.2.4 크리프파괴 한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 8.725 kN·m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{f,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d\,(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

= 47.369 MPa ≤ = 210.000 MPa ∴ **O.K**

**2.3.2.5 온도·수축 보강근의 이음길이 산정** [KDS 24 50 05 : 2024. 8]

- 정착길이 산정

$$\ell_d = \max\left[\frac{\alpha \dfrac{f_{fr}}{0.083\cdot\sqrt{f_{ck}}} - 340}{13.6 + C/d_b} d_b\ ,\ 20d_b\right] = 260.0 \text{ mm}$$

여기서, 위치수정계수 α = 1.0

$d_b$ = 13 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 50.000 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fr}$ = $0.006E_f$ = 330.0 MPa

- 온도 수축 보강근의 작용응력은 0.006 $E_f$의 인장응력을 분담하도록 정착 및 이음길이를 산정하여야 한다.
  (ACI 440. 11-22 24.4.3.4 규정을 준수하여 적용)
- 이음길이의 산정

$\ell_o$ = MAX ( 300mm, 1.3 $\ell_d$ ) = 338.0 mm < $\ell_{o,Used}$ = 400.0 mm ∴ **O.K**

# 2. 교대

## 2.1 교대 적용 사례(Harkers Island Bridge)

Harkers Island Bridge 대체 프로젝트는 노스캐롤라이나 교통부(NCDOT)의 첫 번째 FRP 보강 콘크리트 교량 건설 프로젝트로, 50년 된 두 개의 기존 교량을 대체한다. 이 프로젝트는 약 3,200피트 길이의 28개 스팬으로 이루어진 새로운 구조물을 설계했으며, 내구성과 부식 저항성을 높이기 위해 FRP 보강재와 CFRP 프리스트레싱 스트랜드를 사용했다.

이 교량은 Harkers Island의 주요 차량 통행 및 허리케인 대피 경로를 제공하며, 기존 교량이 심각한 부식과 기계적 문제로 인해 제 기능을 다하지 못했던 문제를 해결하기 위해 계획되었다. NCDOT는 기존 설계 관행을 넘어 새로운 FRP 재료를 도입하기 위해 2017년부터 연구를 진행하고, 다양한 기술적 논의를 거쳐 이 프로젝트를 통해 이를 구현했다. FRP 재료는 특히 해안 지역의 부식 환경에 적합하며, 유지보수 비용 절감과 긴 수명을 제공하는 것으로 평가받고 있다.

교량 상부 구조는 FRP 보강재가 적용된 경량 콘크리트 바닥판과 프리스트레스트 콘크리트 I-빔으로 구성되어 있으며, 하부 구조는 교대의 GFRP 및 교각부의 CFRP 프리스트레스트 파일과 GFRP 보강재로 보강된 기둥과 캡을 포함한다. 또한, 연속슬래브를 사용해 신축이음를 최소화함으로써 구조적 효율성을 높였다. 프로젝트는 기술적 난관을 극복하며 진행되었으며, CFRP 파일 절단 시 발생한 균열 문제와 GFRP 재료 제조 공정의 제한 등을 협업으로 해결했다.



<그림 2.1.1> Harkers Island Bridge 전경

건설 과정에서 NCDOT는 초기 제작 및 시공의 학습 곡선을 고려했으며, 이를 통해 FRP 재료 사용과 관련된 비용 및 기술적 실현 가능성에 대한 경험을 축적했다. 이 프로젝트는 2023년 말 개통하였으며 이는 기존일정보다 10개월 빠르게 완공되었다. 하커스 아일랜드 교량 대체 프로젝트는 FRP 기술의 실용적 적용과 장기적인 내구성을 입증하며, 향후 NCDOT와 다른 교량 설계 프로젝트에 중요한 이정표가 되고 있다.



<그림 2.1.2> Harkers Island Bridge 시공중 전경

GFRP 사용 물량을 분석하면 바닥판은 교량 상부의 8¼인치 두께의 경량 콘크리트 바닥판을 적용하였으며, GFRP 보강재(F19)로 보강되었다. 이 보강재는 AASHTO LRFD 가이드라인에 따라 설계되었으며, 바닥판 전체에 적용되었다.

하부 구조의 현장 타설 콘크리트 벤트캡과 기둥에 GFRP 보강근(F25)가 사용되었다. 주요 휨 보강재는 높은 인장강도를 가진 No. 8 GFRP 보강근을 적용했으며, 스터럽 및 나선형 보강재는 주로 GFRP 보강근(F16)를 사용했다. 기초용 파일은 24인치 정사각형 CFRP 프리스트레스트 파일과 함께 사용된 일부 보강재는 GFRP 스터럽으로 보강되었다.

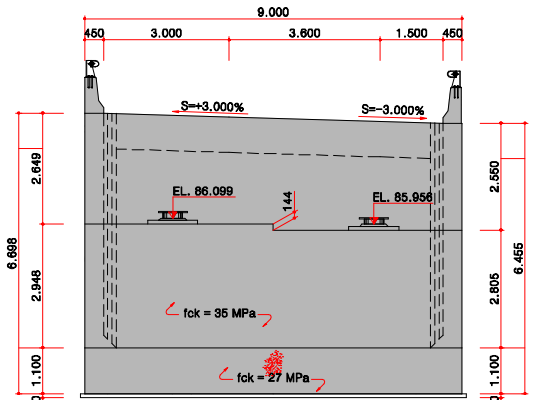
## 2.2 교대 설계 절차 및 관련 규정

| | | 관련규정 및 특이사항 |
|---|---|---|
| START | | |
| ⇩ | | |
| STEP 1 | 설계조건 결정 및 단면가정 | ● 하중 및 하중조합<br>● 환경조건에 따른 노출등급 결정<br>➜ 최소 콘크리트강도 및 최소 피복두께 규정 |
| ⇩ | | |
| STEP 2 | 지진변위 검토 (내진계산서 참조) | ● 받침연단길이<br>● 최소 받침지지 길이 검토 |
| ⇩ | | |
| STEP 3 | 받침부 설계 | ● 받침면 보강 (GFRP 대신 내식성 철근 적용) |
| ⇩ | | |
| STEP 4 | 교대설계조건 | ● 사용재료 및 강도 뒷채움의 조건 |
| ⇩ | | |
| STEP 5 | 하중산정 및 설계일반 | ● 하중산정<br>- 고정하중 : DC, DW 구분<br>● 강도검토(극한한계상태 및 극단상황한계상태)<br>- 휨강도 검토 (극한 및 극단 동일 저항계수 적용)<br>- 전단강도 검토<br>전단보강근이 없는 부재로 설계<br>전단보강근이 배치된 설계 (굽힘 보강근 규정 준수) |
| ⇩ | | |
| STEP 6 | 기초의 안정검토 | ● 직접기초의 안정검토 (GFRP 고려 단위중량 감소) |
| ⇩ | | |
| STEP 7 | 단면검토 | ● 벽체 및 기초(앞굽/뒷굽) - 온도/수축근 산정<br>● 휨, 전단강도 검토 및 사용성 검토 |
| ⇩ | | |
| STEP 8 | 흉벽 설계 | ● 휨, 전단강도 검토 및 사용성 검토 |
| ⇩ | | |
| STEP 9 | 접속슬래브 설계 | ● 휨, 전단강도 검토 및 사용성 검토 |
| ⇩ | | |
| STEP 10 | 날개벽 설계 | ● 휨, 전단강도 검토 및 사용성 검토 |
| ⇩ | | |
| END | | |

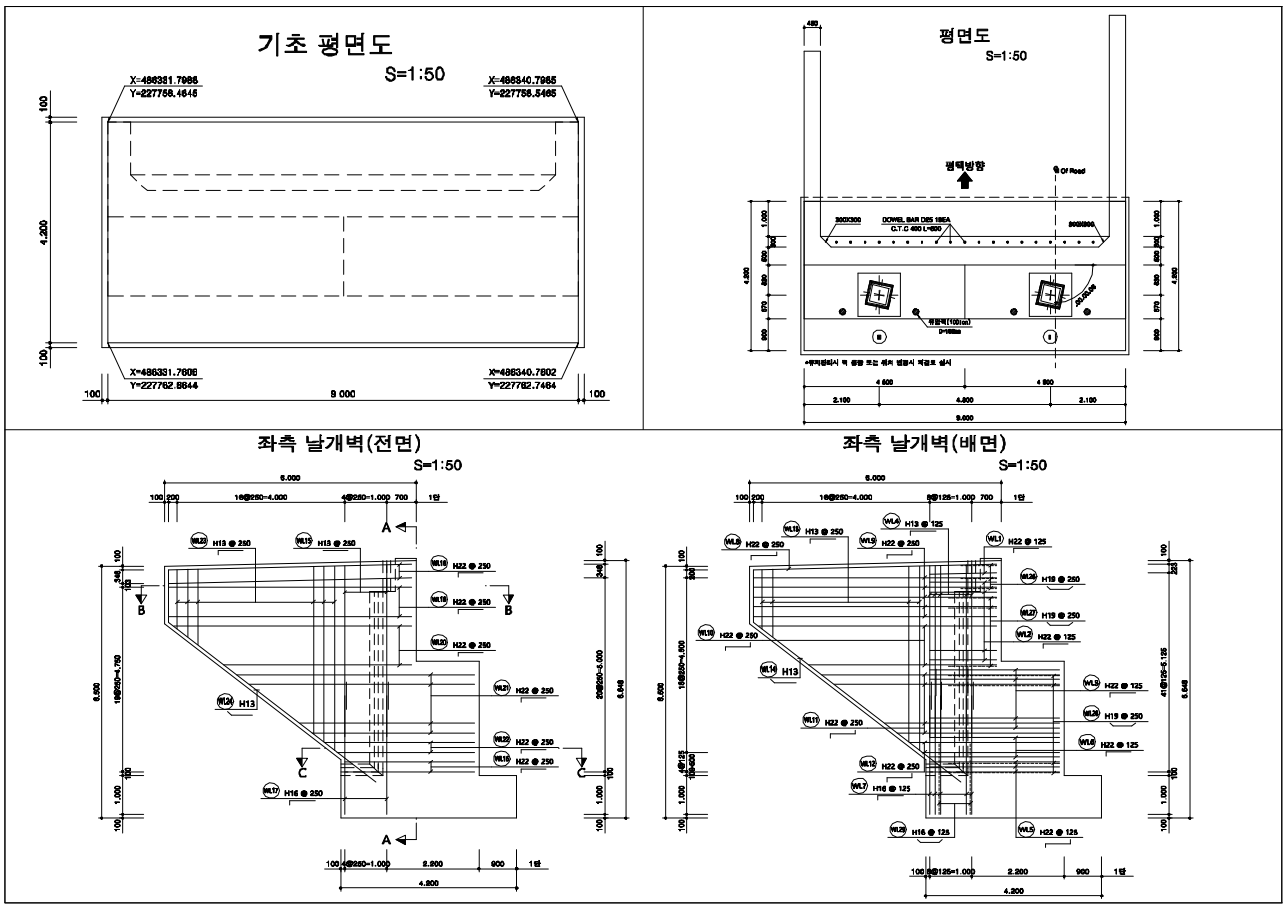
## 2.3 교대 설계 예제

### 2.3.1 대상교대 개요

대상교량은 고속국도 제29호선 세종~포천(안성~구리) 고속도로 제1공구 남안성 분기점5교에 적용된 교대를 대상으로 하였다. 적용된 교대의 일반도 제원은 다음과 같으며 직접기초 형식이다. 설계 예제에서는 극한한계상태와 사용한계상태에 대한 검토만을 수행하였으며, 날개벽은 가장 단면력이 큰 A-A단면에 대하여 수행하였다.



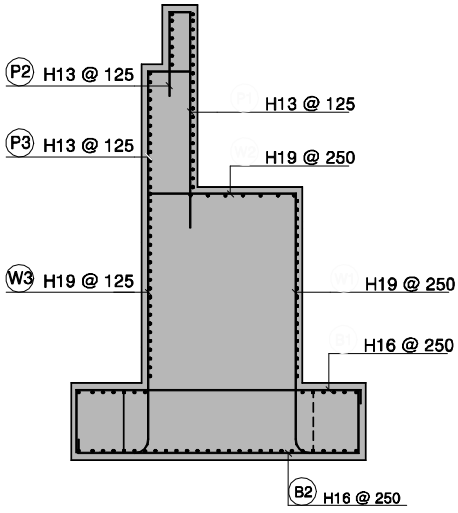

| 교대설계조건 | |
|---|---|
| • 교대제원 | 높이(H) = 6.7m<br>폭원(B) = 9.0m |
| • 설계압축강도 | 구체 : 35MPa<br>기초 : 27MPa |
| • 노출등급 | 구체 : ED3<br>기초 : EC2 |
| • GFRP보강근 적용등급 | 직선근 : Grade-E<br>곡선근 : Grade-E |



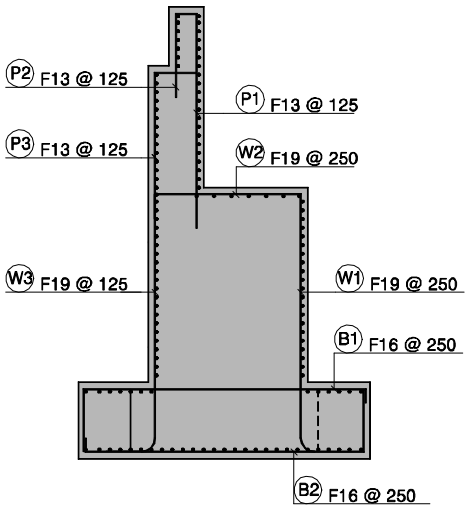

<그림 2.3.1> 대상 교대 일반제원

### 2.3.2 교대 검토 결과

교대 각 부재별 GFRP 적용성 검토결과 교대처럼 적정 단면규격 이상인 경우 기존 철근과 유사한 정도의 주근이 소요되어 적용성은 충분한 것으로 판단된다.




주철근 조립도




GFRP 보강근 조립도

<그림 2.3.2> 단면설계 결과

온도 및 건조수축 등에 대한 보강의 경우 KDS 24 50 05에 의거 일반철근에서 소요되는 보강근 대비 2배가 필요한 것으로 검토가 되어 상당한 보강이 필요하므로 향후 ACI 440.11-22 기준을 적용하여 보강근량을 최적화할 필요가 있으며, 이 경우 탄성계수 상향 등 고성능 GFRP 보강근의 효과를 극대화할 수 있다.

<표 2.3.1> 온도보강근 개선방향

| KDS 24 50 05 | ACI 440.11-22 |
|---|---|
| • $\rho_{f,ts} = \max(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f}, 0.0014) \le 0.0036$<br>$= 0.0018 \times 414/700 \times 200{,}000/55{,}000 = 0.0037$<br>• 필요량 = 0.0036×2,100×1,000=7,560mm$^2$<br>• 사용량 = 7,742mm$^2$<br>- 전면부 F22 @ 100 = 3,871mm$^2$<br>- 전면부 F22 @ 100 = 3,871mm$^2$ | **24.4.3** *GFRP reinforcement*<br>**24.4.3.1** Reinforcement to resist shrinkage and temperature stresses shall conform to 20.2.1.4 and shall be in accordance with 24.4.3.2 through 24.4.3.5.<br>**24.4.3.2** The ratio of shrinkage and temperature reinforcement area to gross concrete area shall not be less than **140/$E_f$**. |
| ※ 원설계 철근량<br>• 필요량 = 0.0018×2,100×1,000=3,780mm$^2$<br>• 사용량 = 4,584mm$^2$<br>- 전면부 F19 @ 125 = 2,292mm$^2$<br>- 전면부 F22 @ 125 = 2,292mm$^2$ | • $\rho_{f,ts} = 140/E_f = 140/55{,}000 = 0.00255$<br>• 벽체두께(H) = 2,100mm<br>• 필요량 = 0.00255×2,100×1,000=5,345mm$^2$<br>• 사용량 = 5,730mm$^2$<br>- 전면부 F19 @ 100 = 3,871mm$^2$<br>- 전면부 F19 @ 100 = 3,871mm$^2$ |

| 01 | GFRP 보강근 교대 예제 (KDS 24 50 05) |
|---|---|

# 1. 설계 조건

## 1.1 일반 조건

### 1.1.1 일반 사항

1) 상부 형식 : STEEL BOX
2) 지간 구성 : L = 45 m
3) 교량 폭원 : B = 9.000 m
4) 사 각 : θ = 0.00 °
5) 교량 받침 : 탄성 받침
6) 기초 형식 : 직접 기초

### 1.1.2 사용재료

1) 콘크리트
 - 설계기준강도 : fck = 35 MPa
 - 단 위 중 량 : Wc = 22.900 kN/m³
 - 탄 성 계 수 : Ec = 28,800 MPa
2) 철 근
 - 항 복 강 도 : fy = 1,000 MPa
 - 탄 성 계 수 : Es = 200,000 MPa
3) 뒷채움흙
 - 단 위 중 량 : Ws = 20.00 kN/m³
 - 내부 마찰각 : ø = 35.0 °

### 1.1.3 적용하중

1) 고정하중 (D)
 - 교대 구체 자중, 뒷채움흙의 자중, 상부 고정하중 반력
2) 활하중 (L)
 - 상부 활하중 반력, 과재 활하중
3) 수평토압 (H)
 - 상시, 지진시 적용
4) 상부구조 온도하중 (G)
5) 지진하중 (E)

### 1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준(한계상태설계법) 해설, 2015
2) KDS 24 50 05 GFRP 보강근용 콘크리트교 설계, 2024
3) ACI 440.11-22 Building Code Requirements for Structural Concrete Reinforced with GFRP Bars(1st, 2022)

### 1.2 하중 조합

1) 하중조합 : 극한한계상태

| 구분 | DC | DW | EH | EV | LL | LS | TU |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ST1C(최대) | 1.25 | | 1.50 | 1.35 | | | |
| ST1C(수평) | 0.90 | | 1.50 | 1.00 | | | |
| ST1F(최대) | 1.25 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | 1.80 | 1.80 | 0.50 |
| ST1F(수평) | 0.90 | 0.65 | 1.50 | 1.00 | 1.80 | 1.80 | 0.50 |

DC = 고정하중 중 구조부재와 비구조적 부착물 또는 이에 따른 단면력

DW = 고정하중 중 포장과 시설물 또는 이에 따른 단면력

EH = 수평토압 또는 이에 따른 단면력

EV = 연직토압 또는 이에 따른 단면력

LL = 활하중 또는 이에 따른 단면력

LS = 상재활하중 또는 이에 따른 단면력

TU = 온도변화의 영향 또는 이에 따른 단면력

EQ = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 ST는 극한한계상태이며

뒤의 숫자는 한계상태의 번호로서 ST1은 극한한계상태 1을 나타냅니다.

이후 C는 상부하중 비재하시(가설시), F는 상부하중 재하시를 나타냅니다

2) 하중조합 : 극단상황한계상태

| 구분 | DC | DW | EH | EV | LL | LS | EQ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EX1F(최대) | 1.25 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | 0.50 | 0.50 | 1.00 |

※ 위 테이블에 표시된 EX는 극단상황한계상태이며

뒤의 숫자는 한계상태의 번호로서 EX1은 극단상황한계상태 1을 나타냅니다.

이후 F는 상부하중재하시를 나타냅니다

3) 하중조합 : 사용한계상태

| 구분 | DC | DW | EH | EV | LL | LS | TU |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SE1(5)C | 1.00 | | 1.00 | 1.00 | | | |
| SE1F | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| SE5F | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | | 0.50 |

※ 위 테이블에 표시된 SE는 사용한계상태이며

뒤의 숫자는 한계상태의 번호로서 SE1은 사용한계상태 1, SE5는 사용한계상태 5를 나타냅니다.

이후 C는 상부하중 비재하시(가설시), F는 상부하중재하시를 나타냅니다

4) 하중수정계수 η 집계표

| 하중조합 | 연성 ηD | 여용성 ηR | 중요도 ηI | 하중수정계수 ηi | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 최대 | 표준 | 최소 |
| 극한한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 극단상황한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 사용한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 사용한계상태 V | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

8) 사 용 재 료 강 도 단위 : MPa

| 구분 | | 흉벽 | 벽체 | 기초 | 날개벽 | 접속슬래브 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 콘크리트 | 기준압축강도(fck) | 35 | 35 | 27 | 35 | 35 |
| | 평균압축강도(fcm) | 39 | 39 | 31 | 39 | 39 |
| | 탄성계수(Ec) | 28,800 | 28,800 | 26,700 | 28,800 | 28,800 |
| | 평균인장강도(fctm) | 3.45 | 3.45 | 2.96 | 3.45 | 3.45 |
| | 기준인장강도(fctk) | 2.415 | 2.415 | 2.072 | 2.415 | 2.415 |
| 철 근 | 기준항복강도(fy) | 400 | 400 | 400 | 400 | 400 |
| | 기준항복강도(fvy) | 400 | 400 | 400 | 400 | 400 |
| | 평균 탄성계수(Es) | 200,000 | 200,000 | 200,000 | 200,000 | 200,000 |

여기서, fctm = $0.3(fcm)^{2/3}$, fctk = 0.70 fctm

### 1.3 하중 조합

1) 하중조합 : 극한한계상태

| 구분 | DC | DW | EH | EV | LL | LS | TU |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ST1C(최대) | 1.25 | | 1.50 | 1.35 | | | |
| ST1C(수평) | 0.90 | | 1.50 | 1.00 | | | |
| ST1F(최대) | 1.25 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | 1.80 | 1.80 | 0.50 |
| ST1F(수평) | 0.90 | 0.65 | 1.50 | 1.00 | 1.80 | 1.80 | 0.50 |

DC = 고정하중 중 구조부재와 비구조적 부착물 또는 이에 따른 단면력

DW = 고정하중 중 포장과 시설물 또는 이에 따른 단면력

EH = 수평토압 또는 이에 따른 단면력

EV = 연직토압 또는 이에 따른 단면력

LL = 활하중 또는 이에 따른 단면력

LS = 상재활하중 또는 이에 따른 단면력

TU = 온도변화의 영향 또는 이에 따른 단면력

EQ = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 ST는 극한한계상태이며

뒤의 숫자는 한계상태의 번호로서 ST1은 극한한계상태 1을 나타냅니다.

이후 C는 상부하중 비재하시(가설시), F는 상부하중 재하시를 나타냅니다

2) 하중조합 : 극단상황한계상태

| 구분 | DC | DW | EH | EV | LL | LS | EQ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EX1F(최대) | 1.25 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | 0.50 | 0.50 | 1.00 |

※ 위 테이블에 표시된 EX는 극단상황한계상태이며

뒤의 숫자는 한계상태의 번호로서 EX1은 극단상황한계상태 1을 나타냅니다.

이후 F는 상부하중재하시를 나타냅니다

3) 하중조합 : 사용한계상태

| 구분 | DC | DW | EH | EV | LL | LS | TU |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SE1(5)C | 1.00 | | 1.00 | 1.00 | | | |
| SE1F | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| SE5F | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | | 0.50 |

※ 위 테이블에 표시된 SE는 사용한계상태이며

뒤의 숫자는 한계상태의 번호로서 SE1은 사용한계상태 1, SE5는 사용한계상태 5를 나타냅니다.

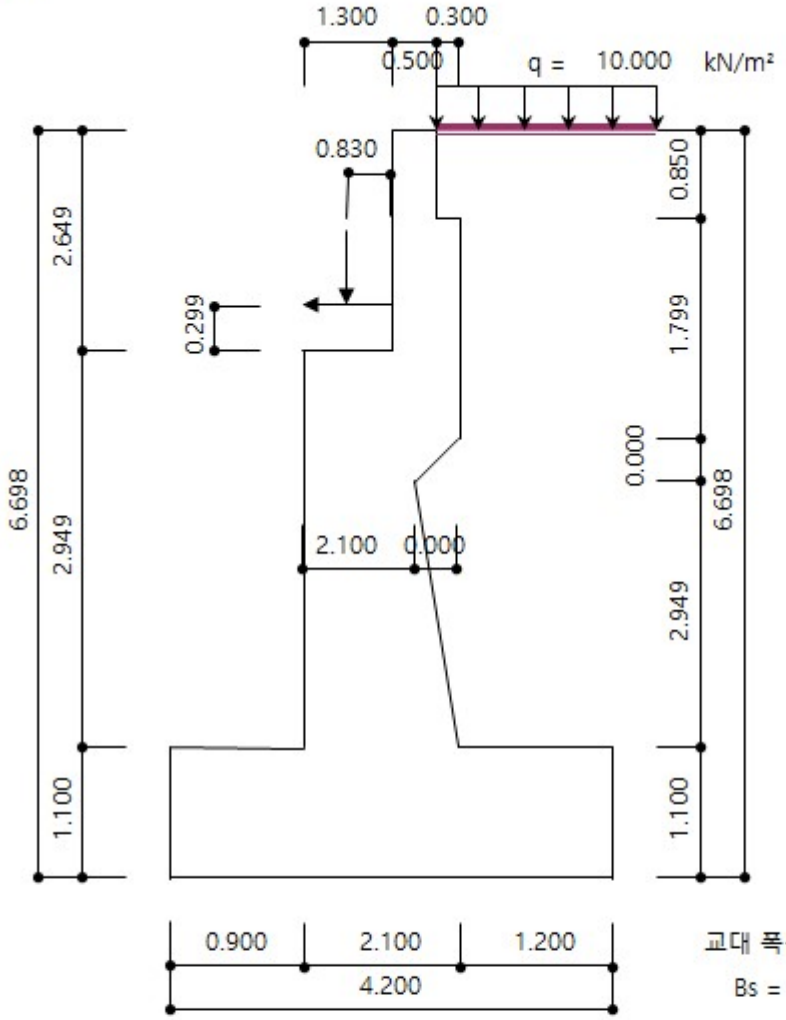
이후 C는 상부하중 비재하시(가설시), F는 상부하중재하시를 나타냅니다

4) 하중수정계수 η 집계표

| 하중조합 | 연성 ηD | 여용성 ηR | 중요도 ηI | 하중수정계수 ηi | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 최대 | 표준 | 최소 |
| 극한한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 극단상황한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 사용한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 사용한계상태 V | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

## 2. 설계 단면

### 2.1 단면 제원




교대 폭원 (skew 길이)

Bs = 9.000 m

### 2.2 상부 전달 하중

1) 상부 고정하중에 의한 받침부 연직력 DC = 98.948 kN/m

DW = 14.742 kN/m ΣD = 113.690 kN/m

2) 활하중에 의한 교량받침부 연직력 LL = 100.434 kN/m

3) 지진력에 의한 교량받침부 수평력 Eqx = 60.679 kN/m

Eqy = 8.231 kN/m

4) 상부 온도신축에 의한 받침부 수평력 TU = 5.685 kN/m

- 교량받침 마찰계수 μb = 0.0500

(POT 받침)

# 3. 연직벽 설계

## 3.1 단면력 계산 (단위 m당)

### 3.1.1 수평토압에 의한 단면력

1) 뒷채움토의 수평토압에 의한 작용력

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta\cos(\theta+\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\alpha)}{\cos(\theta+\delta)\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

ø : 뒷채움흙의 내부마찰각 = 35.000 °

θ : 벽배면과 연직면이 이루는 각 = 0.000 °

δ : 벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각(ø/3) = 11.667 °

α : 지표면과 수평면이 이루는 각 = 0.000 °

$$K_A = \frac{\cos^2(35.000)}{\cos^2(0.000)\times\cos(11.667)\times\left[1+\sqrt{\frac{\sin(46.667)\times\sin(35.000)}{\cos(11.667)\times\cos(0.000)}}\right]^2} = 0.2508$$

$K_{AH}$ = $K_A$ x cos(θ+δ) = 0.2508 x cos(11.667) = 0.2456

$Z_1$ = 0.000 m ; $q_1$ = 0.2456 x 20.00 x 0.000 = 0.000 kN/m²

$Z_2$ = 5.598 m ; $q_2$ = 0.2456 x 20.00 x 5.598 = 27.497 kN/m²

Pa = 27.497 / 2 x 5.598 = 76.964 kN

y = 5.598 / 3 = 1.866 m

2) 상재활하중에 의한 작용력

- 차량하중에 대한 흙의 등가높이

교대 높이 : H = 5.598 m

흙의 등가 높이 : $H_{eq}$ = 0.640 m

- 참고문헌: ASSHTO Table 3.11.6.4-1

| 교대높이(m) | Heq(m) |
|---|---|
| 1.5 | 1.2 |
| 3.0 | 0.9 |
| ≥ 6.0 | 0.6 |

- ASSHTO 표준차량과 축중비를 고려하여 보정계수 1.33(192kN/144kN)을 적용

ql = 0.2456 x 20.00 x 0.640 x 1.33 = 4.181 kN/m²

Pl = ql x H = 4.181 x 5.598 = 23.405 kN

y = 5.598 / 2 = 2.799 m

3) 지진력에 의한 작용력

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta)\cos(i-\beta)}}\right]^2}$$

ø : 뒷채움흙의 내부마찰각 = 35.000 °

β : 벽배면과 연직면이 이루는 각 = 0.000 °

δ : 벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각 = 0.000 °

i : 지표면과 수평면이 이루는 각 = 0.000 °

θ : $\tan^{-1}$ [ $K_h$ / ( 1 - $K_v$ )] = 4.403 °

$$K_E = \frac{\cos^2(30.597)}{\cos(4.403) \times \cos^2(0.000) \times \cos(4.403) \times [\,1 + \sqrt{\{(\sin(35.000) \times \sin(30.597)) / (\cos(4.403) \times \cos(0.000))\}}]^2}$$

$= 0.3138$

$K_{EH} = K_E \times \cos\delta = 0.3138 \times \cos(0.000) = 0.3138$

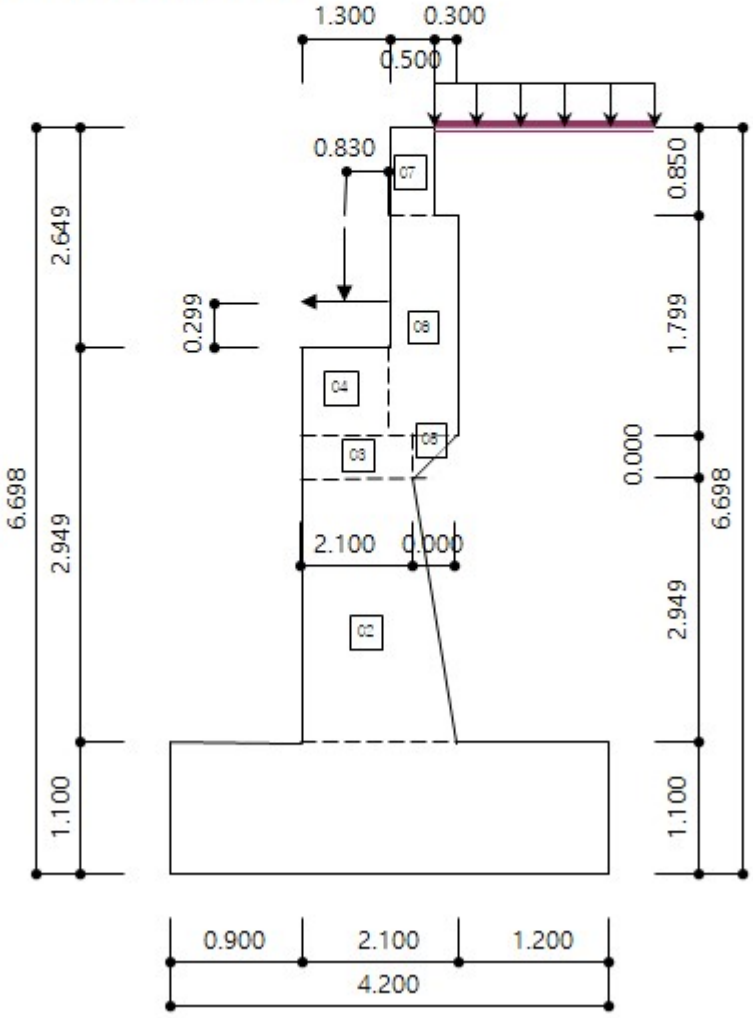
$Z_1 = 0.000$ m ; $q_1 = 0.3138 \times 20.00 \times 0.000 = 0.000$ kN/m²

$Z_2 = 5.598$ m ; $q_2 = 0.3138 \times 20.00 \times 5.598 = 35.133$ kN/m²

$Pe = 35.133 / 2 \times 5.598 = 98.337$ kN

$y = 5.598 / 2 = 2.799$ m

### 3.1.2 벽체 자중의 관성력에 의한 단면력(지진시)



(단위 폭당)

| 구 분 | A | γ | W | $K_h$ | H | y | M |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| C2 | 6.193 | 22.90 | 141.817 | 0.077 | 10.920 | 1.475 | 16.101 |
| C3 | 0.000 | 22.90 | 0.000 | 0.077 | 0.000 | 2.949 | 0.000 |
| C4 | 0.000 | 22.90 | 0.000 | 0.077 | 0.000 | 2.949 | 0.000 |
| C5 | 0.000 | 22.90 | 0.000 | 0.077 | 0.000 | 2.949 | 0.000 |
| C6 | 1.439 | 22.90 | 32.958 | 0.077 | 2.538 | 3.849 | 9.766 |
| C7 | 0.425 | 22.90 | 9.733 | 0.077 | 0.749 | 5.173 | 3.877 |
| 소계 | 8.057 | | 184.508 | | 14.207 | | 29.745 |

### 3.1.3 설계 단면력

1) 작용하중 집계표 『하중계산 참조』

| 구 분 | | 수직력(kN) | 수평력(kN) | 작용거리 | | 모멘트 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | X(m) | Y(m) | Mr(kN.m) | Mo(kN.m) |
| 1. 교대구체(극단Ⅰ) | DC | 0.000 | 14.207 | 0.000 | 2.094 | 0.000 | 29.745 |
| 2. 배면토압(평상시) | EH | 0.000 | 76.964 | 0.000 | 1.866 | 0.000 | 143.615 |
| 3. 배면토압(극단Ⅰ) | EH | 0.000 | 98.337 | 0.000 | 2.799 | 0.000 | 275.245 |
| 4. 온도변화 | TU | 0.000 | 5.685 | 0.000 | 3.248 | 0.000 | 18.463 |
| 5. 상부관성력 | EQ | 0.000 | 5.685 | 0.000 | 3.248 | 0.000 | 18.463 |
| 6. 상재활하중 | LS | 0.000 | 21.960 | 0.000 | 2.799 | 0.000 | 61.466 |
| 7. 뒷채움 상재하중 | ES | 0.000 | 13.760 | 0.000 | 2.799 | 0.000 | 38.514 |

2) 하중수정 계수 η집계표

| 하중조합 | 연성 ηD | 여용성 ηR | 중요도 ηI | 하중수정계수 ηi | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 최대 | 표준 | 최소 |
| 극한한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 극단상황한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 사용한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 사용한계상태 V | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

3) 하중조합

| 구 분 | | DC | DW | EH | EV | LL | LS | TU | EQ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 극한한계상태 | ST1C(최대) | 1.25 | | 1.50 | 1.35 | | | | |
| | ST1C(수평) | 0.90 | | 1.50 | 1.00 | | | | |
| | ST1F(최대) | 1.25 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | 1.80 | 1.80 | 0.50 | |
| | ST1F(수평) | 0.90 | 0.65 | 1.50 | 1.00 | 1.80 | 1.80 | 0.50 | |
| 극단상황한계상태 | EX1F(최대) | 1.25 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | | | | 1.00 |
| 사용한계상태 | SE1(5)C | 1.00 | | 1.00 | 1.00 | | | | |
| | SE1F | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | |
| | SE5F | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | | 0.50 | |

4) 설계하중 집계표

| 구 분 | | ηi | V(kN) | H(kN) | Mr(kN.m) | Mo(kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 극한한계상태 | ST1C(최대) | 1.00 | 0.000 | 136.086 | 0.000 | 273.194 |
| | ST1C(수평) | 1.00 | 0.000 | 136.086 | 0.000 | 273.194 |
| | ST1F(최대) | 1.00 | 0.000 | 178.456 | 0.000 | 393.064 |
| | ST1F(수평) | 1.00 | 0.000 | 178.456 | 0.000 | 393.064 |
| 극단상황한계상태 | EX1F(최대) | 1.00 | 0.000 | 191.589 | 0.000 | 526.284 |
| 사용한계상태 | SE1(5)C | 1.00 | 0.000 | 90.724 | 0.000 | 182.129 |
| | SE1F | 1.00 | 0.000 | 118.369 | 0.000 | 262.058 |
| | SE5F | 1.00 | 0.000 | 93.566 | 0.000 | 191.361 |
| 극한한계상태 최대 | | | 0.000 | 178.456 | 0.000 | 393.064 |
| 극단상황한계상태 최대 | | | 0.000 | 191.589 | 0.000 | 526.284 |
| 사용한계상태 최대 | | | 0.000 | 118.369 | 0.000 | 262.058 |
| 균열폭 한계상태 | | E | 0.000 | 93.566 | 0.000 | 191.361 |

※ 설계등급 E이므로, 균열폭 한계상태는 사용하중조합-V, 표면 한계 균열폭은 0.3mm를 적용

### 3.2 단면설계(단위m당) - 극한한계상태, 사용한계상태

#### 3.2.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 2100.0 | 70.0 | 2030.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 31,670 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.000783 | 0.006486 |

| $M_u$ (kN-m) | |
|---|---|
| 극한 | 393.064 |

| Ms (kN-m) | |
|---|---|
| 사용 | 262.058 |

| Ms (kN-m) | |
|---|---|
| 크리프 | 191.361 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 178.456 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 16 | @ | 250 | = | 794.4 | mm² ( | 4.0 ea ) |
| 2cycle : | F 16 | @ | 250 | = | 794.4 | mm² ( | 4.0 ea ) |
| | | | | Σ = | 1588.8 | mm² ( | 8.0 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 22 | @ | 100 | = | 3871.0 | mm² ( | 10.0 ea ) |
| 배면부 : | F 22 | @ | 100 | = | 3871.0 | mm² ( | 10.0 ea ) |
| | | | | Σ = | 7742.0 | mm² ( | 20.0 ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

  $\rho_{f,ts} = MAX\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f}, 0.0014\right) = 0.0039$ 단, 0.0036이하

  $\therefore \rho_{f,ts} = MIN(0.0039, 0.0036) = 0.0036$

  $A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 7560.0 mm²

  배력보강근 $A_{fs}$ = 7742.0 mm² > $A_{ts}$ = 7560.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

  max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 62.0 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

  s = 125 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_b$, 40mm) = 40 mm ∴ O.K

  $s_{ts}$ = 50 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

### 3.2.2 휨강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 2158.5$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 2158.5 / 55000 = 0.03925$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.03925 \geq 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ← GFRP 보강근 인장파열 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ($\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$)

1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ($0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$)

0.75 ($\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$)

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \leq f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 2236.897$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 37.384$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 2236.897$

$= 1230.293$ kN·m ≥ $M_u = 393.064$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$4.529\ A_f^2 - 781550.0\ A_f + 393064096 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 504.4$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 2085.42$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 387.225$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 2085.42$

$= 1146.982$ kN·m $\geq M_u = 393.064$ kN·m ← 적용 $\therefore$ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1\,E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{3.4E+11}{624458450} = 544.5 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4/3$ | $=$ | 726.0 mm² |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39\sqrt{f_{ck}}/f_{fu} \times b_w \times d_e$ | $=$ | 6691.1 mm² |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | $=$ | 6293.0 mm² |
| | | $=$ | 726.0 mm² |

**$A_{s,use} = 1{,}588.8$ mm² $\geq A_{s,min} = 726.0$ mm² [ 2.19 ] $\therefore$ O.K**

### 3.2.3 전단강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1

$V_u = 178.456$ kN

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d) = 768.617$ kN

$V_f = 0$ (GFRP 전단보강근 미사용)

$\Phi_{전단} = 0.75$

여기서, $n_f = E_f / E_c = 1.737$

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.051$ [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3

$= MAX\,(\,0.160\,,\ 0.051\,) = 0.160$ [ACI 440 11-22. 22.5.5.1

$c = k \times d = 324.8$ mm

$\therefore \Phi V_n = 0.75 \times 768.617 = 576.463$ kN $\geq V_u = 178.456$ kN $\therefore$ **O.K**

### 3.2.4 사용한계상태 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5.2

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \leq 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

$= 381.0$ mm $\leq 429.0$ mm → 조건 만족

$= 380.8$ mm $> S_{used} = 125.0$ mm $\therefore$ **O.K**

여기서, $f_{fs} = n_f\, d\,(1\text{-}k)\, M_s / I_{cr} = 82.63$ MPa

$M_s = M_{s1} = 262$ kN·m (사용한계상태 하중조합-I)

$C_b = 1.00$ (부착 감소계수)

$w$ = 0.70 mm (허용균열폭)

$C_c$ = 58.0 mm (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2(1-k)^2 = 10,610,092,178 \ mm^4$$

- 피복멉개($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \xi} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 82.63 \times 1.04} = 224.0 \ mm$$

여기서, $\xi = (h-kd)/(d-kd) =$ 1.04

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 70.0 mm < 224.0 mm ∴ **O.K**

### 3.2.5 크리프파괴 한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 191.361 kN·m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

= 60.341 MPa ≤ = 210.000 MPa ∴ **O.K**

### 3.3 단면설계(단위m당) - 극단한계상태

#### 3.3.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 2100.0 | 70.0 | 2030.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 31,670 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 5,500 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.000783 | 0.000783 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극단 | 526.284 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극단전단 | 191.589 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 16 | @ 250 | = | 794.4 | $mm^2$ ( | 4.0 ea ) |
| 2cycle : | F 16 | @ 250 | = | 794.4 | $mm^2$ ( | 4.0 ea ) |
| | | | Σ = | 1588.8 | $mm^2$ ( | 8.0 ea ) |

#### 3.3.2 휨강도 검토 (극단한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 700.0$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 700.0 / 5500 = 0.12727$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 5500 = 0.12727$

$\varepsilon_{ft} = 0.12727 < 0.12727 \ (\varepsilon_{fu})$ ← 콘크리트 압축파괴 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 700.0 / 5500 = 0.12727$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 5500 = 0.12727$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.12727 = 0.10182$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ($\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$)

1.55 - 0.12727 / 0.12727 = 0.55 ($0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$)

0.75 ($\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$)

$\therefore \Phi_f = 0.55002$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 2236.859$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 37.383$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 2236.859$

$= 1230.311$ kN·m ≥ $M_u = 526.284$ kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$4.530\ A_f^2 - 781574.4\ A_f + 526283761 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 676.0$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 2236.89$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 46.748$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 2236.89$

$= 1230.288$ kN·m ≥ $M_u = 526.284$ kN·m ← 미적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1\,E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{3.77082E+11}{554839638.2} = 679.6 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.4]

| | | |
|---|---|---|
| $A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4/3$ | = | 901.3 mm² |
| $A_{f,min2} = 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | = | 6691.1 mm² |
| $A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | = | 6293.0 mm² |
| | = | 901.3 mm² |

**$A_{s,use} = 1,588.8$ mm² ≥ $A_{s,min} = 901.3$ mm² [ 1.76 ] ∴ O.K**

### 3.3.3 전단강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024, 6.2.1]

$V_u = 191.589$ kN

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d) = 768.617$ kN

$V_f = 0$ (GFRP 전단보강근 미사용)

$\Phi_{전단} = 0.75$

여기서, $n_f = E_f / E_c = 0.174$

$k = \sqrt{[2\rho_l \cdot n_f + (\rho_l \cdot n_f)^2]} - \rho_l \cdot n_f = 0.016$ [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

$= MAX(0.160, 0.016) = 0.160$ [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

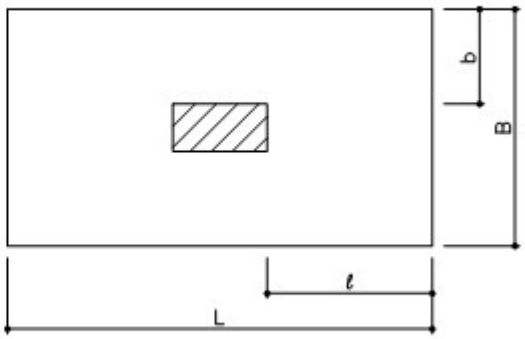
$c = k \times d = 324.8$ mm

$\therefore \Phi V_n = 0.75 \times 768.617 = 576.463$ kN $\geq V_u = 191.589$ kN $\therefore$ **O.K**

## 4. 직접기초 설계

### 4.1 확대기초의 강체 판정

- 2008 도로교 설계기준해설 5.4.5.2




- 기초단면관련

b = 1.000 m

ℓ = 0.000 m

- 지반관련

N = 50

- 연직방향 지반반력 계수

$$k = k_{v0}\left(\frac{B_v}{300}\right)^{-3/4} = 466{,}667 \times \left(\frac{6{,}148}{300}\right)^{3/4} = 48{,}449 \text{ kN/m}^3$$

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{(4.200 \times 9.000)} = 6{,}148 \text{ mm}$$

$$k_{v0} = \frac{1}{300}\,\alpha\,E_0 = \frac{1}{300} \times 1 \times 140.00 \times 10^6 = 466{,}667 \text{ kN/m}^3$$

α = (독립확대기초 및 벽확대기초의 경우) = 1

Eo = 2.8 N = 2.8 x 50 = 140.00 MPa

$$\beta = \left(\frac{3k}{Eh^3}\right)^{1/4} = \left(\frac{3 \times 48{,}449}{26{,}700{,}000 \times 1.100^3}\right)^{1/4} = 0.253 \text{ /m}$$

- 환산돌출길이

λ = Max ( ℓ, b ) = Max (0.000 , 1.000) = 1.000 m

- 판정

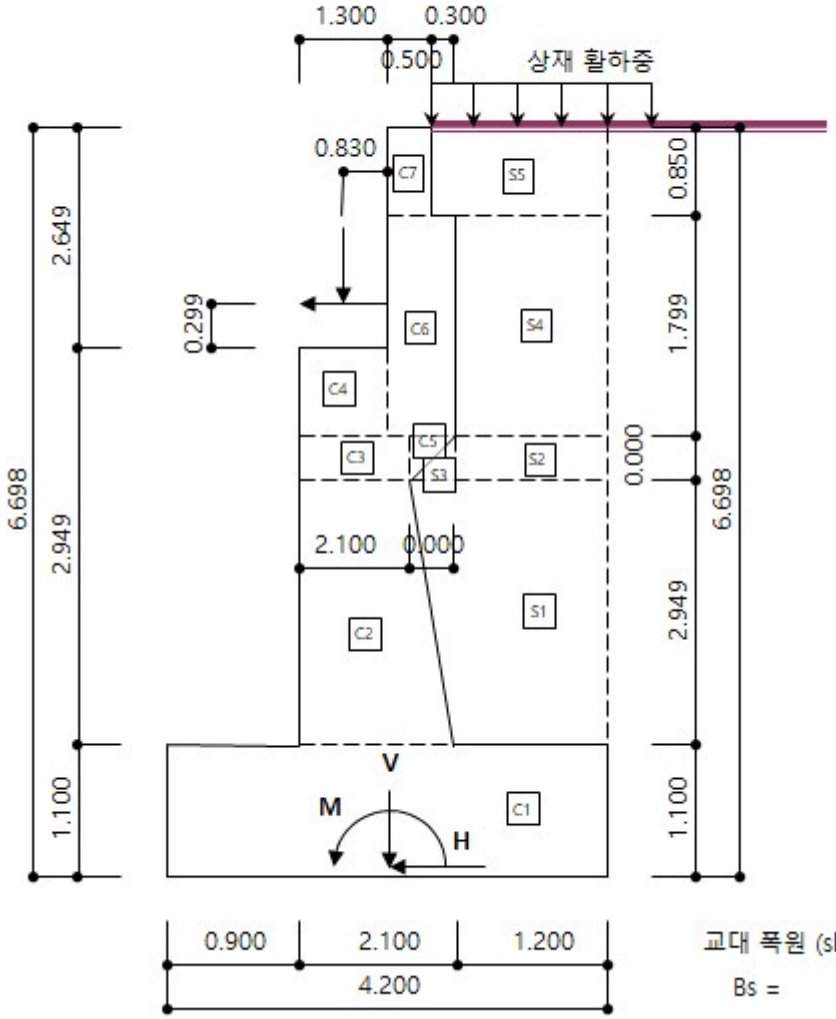
βλ = 0.253 x 1.000 = 0.253 < 1.00

λ / 5 = 1.000 / 5 = 0.200 m < H = 1.100 m ∴ O.K

## 4.2 안정 검토

### 4.2.1 작용력 계산

1) 구체 및 토사에 의한 작용력



(단위 폭당)

| 구분 | A | γ | W | $K_h$ | H | x | y | $M_R$ | M |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| C1 | 4.620 | 22.90 | 105.798 | 0.077 | 8.146 | 2.100 | 0.550 | 222.176 | 4.481 |
| C2 | 6.193 | 22.90 | 141.817 | 0.077 | 10.920 | 1.950 | 2.575 | 276.544 | 28.113 |
| C3 | 0.000 | 22.90 | 0.000 | 0.077 | 0.000 | 1.950 | 4.049 | 0.000 | 0.000 |
| C4 | 0.000 | 22.90 | 0.000 | 0.077 | 0.000 | 1.550 | 4.049 | 0.000 | 0.000 |
| C5 | 0.000 | 22.90 | 0.000 | 0.077 | 0.000 | 3.000 | 4.049 | 0.000 | 0.000 |
| C6 | 1.439 | 22.90 | 32.958 | 0.077 | 2.538 | 2.600 | 4.949 | 85.690 | 12.558 |
| C7 | 0.425 | 22.90 | 9.733 | 0.077 | 0.749 | 2.450 | 6.273 | 23.845 | 4.701 |
| 소계 | 12.677 | | 290.306 | | 22.354 | 2.095 | 2.230 | 608.254 | 49.853 |
| S1 | 3.539 | 20.00 | 70.776 | 0.077 | 5.450 | 3.600 | 2.575 | 254.794 | 14.030 |
| S2 | 0.000 | 20.00 | 0.000 | 0.077 | 0.000 | 3.600 | 4.049 | 0.000 | 0.000 |
| S3 | 0.000 | 20.00 | 0.000 | 0.077 | 0.000 | 3.000 | 4.049 | 0.000 | 0.000 |
| S4 | 2.159 | 20.00 | 43.176 | 0.077 | 3.325 | 3.600 | 4.949 | 155.434 | 16.452 |
| S5 | 1.275 | 20.00 | 25.500 | 0.077 | 1.964 | 3.450 | 6.273 | 87.975 | 12.317 |
| 소계 | 6.973 | | 139.452 | | 10.738 | 3.573 | 3.986 | 498.202 | 42.799 |
| 층 계 | | | 429.758 | | 33.092 | | | 1,106.456 | 92.652 |

2) 뒷채움토의 수평토압에 의한 작용력

$K_A = \tan^2 (45 - ø/2)$

ø : 뒷채움흙의 내부마찰각 = 35.00 °

$K_A$ = $\tan^2$ ( 45 - 35.00 / 2 ) = 0.2710

$Z_1$ = 0.000 m ; $q_1$ = 0.2710 x 20.00 x 0.000 = 0.000 kN/m²

$Z_2$ = 6.698 m ; $q_2$ = 0.2710 x 20.00 x 6.698 = 36.303 kN/m²

Pa = 36.303 / 2 x 6.698 = 121.579 kN

y = 6.698 / 3 = 2.233 m

3) 상재활하중에 의한 작용력

① 상재활하중에 의한 수직력

- 안정검토시 수직토압 (채움깊이 = 5.598 m)

Pv1 = 0.720 MPa / (1.15 H)² x ℓ

= 720.00 / (1.15 x 5.598)² x 1.200 = 20.847 kN/m

x = B - ℓ / 2 = 4.200 - 1.200 / 2 = 3.600 m

② 상재활하중에 의한 수평력

- 차량하중에 대한 흙의 등가높이

교대 높이 : H = 6.698 m

흙의 등가 높이 : $H_{eq}$ = 0.600 m

- 참고문헌: ASSHTO Table 3.11.6.4-1

| 교대높이(m) | Heq(m) |
|---|---|
| 1.5 | 1.2 |
| 3.0 | 0.9 |
| ≥ 6.0 | 0.6 |

- ASSHTO 표준차량과 축중비를 고려하여 보정계수 1.33(192kN/144kN)을 적용

ql = 0.2710 x 20.00 x 0.600 x 1.33 = 4.325 kN/m²

Pl = ql x H = 4.325 x 6.698 = 28.969 kN

y = 6.698 / 2 = 3.349 m

4) 지진력에 의한 작용력

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta)\cos(i-\beta)}}\right]^2}$$

ø : 뒷채움흙의 내부마찰각 = 35.000 °

β : 벽배면과 연직면이 이루는 각 = 0.000 °

δ : 벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각 = 0.000 °

ί : 지표면과 수평면이 이루는 각 = 0.000 °

θ : $\tan^{-1}$ [ $K_h$ / ( 1 - $K_v$ )] = 4.403 °

$$K_E = \frac{\cos^2(30.597)}{\cos(4.403)\times\cos^2(0.000)\times\cos(4.403)\times\left[1+\sqrt{\{\sin(35.000)\times\sin(30.597)\}/\{\cos(4.403)\times\cos(0.000)\}}\right]^2}$$

= 0.3138

$K_{EH}$ = $K_E$ x cos δ = 0.3138 x cos(0.00) = 0.3138

$Z_1$ = 0.000 m ; $q_1$ = 0.3138 x 20.00 x 0.000 = 0.000 kN/m²

$Z_2$ = 6.698 m ; $q_2$ = 0.3138 x 20.00 x 6.698 = 42.037 kN/m²

Pe = 42.037 / 2 x 6.698 = 140.782 kN

y = 6.698 / 2 = 3.349 m

5) 작용하중 집계표

| 구 분 | | 수직력 (kN) | 수평력 (kN) | 작용거리 | | 모멘트 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | X(m) | Y(m) | Mr(kN.m) | Mo(kN.m) |
| 1. 교대구체(평상시) | DC | 290.306 | 0.000 | 2.095 | 0.000 | 608.254 | 0.000 |
| 2. 교대구체(극단Ⅰ) | DC | 290.306 | 22.354 | 2.095 | 2.230 | 608.254 | 49.853 |
| 3. 뒷채움재(평상시) | EV | 139.452 | 0.000 | 3.573 | 0.000 | 498.202 | 0.000 |
| 4. 뒷채움재(극단Ⅰ) | EV | 139.452 | 10.738 | 3.573 | 3.986 | 498.202 | 42.799 |
| 5. 배면토압(평상시) | EH | 0.000 | 121.579 | 0.000 | 2.233 | 0.000 | 271.486 |
| 6. 배면토압(극단Ⅰ) | EH | 0.000 | 140.782 | 0.000 | 3.349 | 0.000 | 471.479 |
| 7. 상부고정하중 | DC | 98.948 | 0.000 | 1.370 | 0.000 | 135.559 | 0.000 |
| 8. 상부고정하중 | DW | 14.742 | 0.000 | 1.370 | 0.000 | 20.197 | 0.000 |
| 9. 상부활하중 | LL | 100.434 | 0.000 | 1.370 | 0.000 | 137.595 | 0.000 |
| 10. 온도변화 | TU | 0.000 | 5.685 | 0.000 | 4.348 | 0.000 | 24.716 |
| 11. 상부관성력 | EQ | 0.000 | 5.685 | 0.000 | 4.348 | 0.000 | 24.716 |
| 12. 상재활하중 | LS | | 28.969 | | 3.349 | 0.000 | 97.017 |
| 13. 뒷채움 상재하중 | ES | 13.000 | 18.150 | 3.550 | 3.349 | 46.150 | 60.784 |
| 14. 토압의 연직분력 | EH | 17.170 | | 3.867 | | 66.396 | 0.000 |

6) 하중수정 계수 η집계표

| 하중조합 | 연성 ηD | 여용성 ηR | 중요도 ηI | 하중수정계수 ηi | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 최대 | 표준 | 최소 |
| 극한한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 극단상황한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 사용한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 사용한계상태 V | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

7) 하중 조합

| 구 분 | | DC | DW | EH | EV | LL | LS | TU | EQ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 극한한계상태 | ST1C(최대) | 1.25 | | 1.50 | 1.35 | | | | |
| | ST1C(수평) | 0.90 | | 1.50 | 1.00 | | | | |
| | ST1F(최대) | 1.25 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | 1.80 | 1.80 | 0.50 | |
| | ST1F(수평) | 0.90 | 0.65 | 1.50 | 1.00 | 1.80 | 1.80 | 0.50 | |
| 극단상황한계상태 | EX1F(최대) | 1.25 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | | | | 1.00 |
| 사용한계상태 | SE1(5)C | 1.00 | | 1.00 | 1.00 | | | | |
| | SE1F | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | |
| | SE5F | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | | 0.50 | |

8) 설계하중 집계표

| 구 분 | | ηi | V(kN) | H(kN) | Mr(kN.m) | Mo(kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 극한한계상태 | ST1C(최대) | 1.00 | 596.398 | 209.594 | 1,601.710 | 498.406 |
| | ST1C(수평) | 1.00 | 445.982 | 209.594 | 1,214.451 | 498.406 |
| | ST1F(최대) | 1.00 | 922.977 | 264.580 | 2,049.124 | 685.395 |
| | ST1F(수평) | 1.00 | 725.399 | 264.580 | 1,597.251 | 685.395 |
| 극단상황한계상태 | EX1F(최대) | 1.00 | 742.196 | 286.521 | 1,801.453 | 943.206 |
| 사용한계상태 | SE1(5)C | 1.00 | 459.928 | 139.729 | 1,219.002 | 332.270 |
| | SE1F | 1.00 | 674.052 | 174.383 | 1,512.352 | 454.003 |
| | SE5F | 1.00 | 593.705 | 142.571 | 1,402.276 | 344.628 |

#### 4.2.2 안정 검토

1) 전도에 대한 안정

- 지반면 위의 기초에 대해서는 반결의 합력이 저판 폭의 중앙부 1/2 범위에 있도록 하여야 한다.
  암반 위의 기초에 대해서는 반력의 합력이 저판 폭의 중앙부 3/4 범위에 있도록 하여야 한다.
  단, 지진하중을 고려하는 극단상황한계상태에서는 기초의 크기의 4/10를 초과 해서는 안된다.
  [도.설(2015) 7.9.3.3, 7.6.3.2(5)]

| 구 분 | Mr(kN.m) | Mo(kN.m) | V(kN) | M(kN.m) | e(m) | 허용폭(m) | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ST1C(최대) | 1,601.710 | 498.406 | 596.398 | 1,103.304 | 0.250 | 1.575 | O.K |
| ST1C(수평) | 1,214.451 | 498.406 | 445.982 | 716.045 | 0.494 | 1.575 | O.K |
| ST1F(최대) | 2,049.124 | 685.395 | 922.977 | 1,363.729 | 0.622 | 1.575 | O.K |
| ST1F(수평) | 1,597.251 | 685.395 | 725.399 | 911.856 | 0.843 | 1.575 | O.K |
| EX1F(최대) | 1,801.453 | 943.206 | 742.196 | 858.247 | 0.944 | 1.680 | O.K |

※ B : 기초의 폭원, M = Mr - Mo, e = B/2 - M / V

2) 활동에 대한 안정

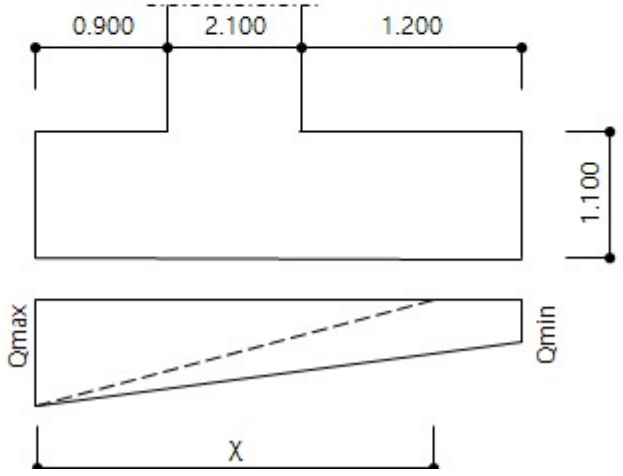
- 암반에 대한 식 없으므로, 사질토 위에 놓인 기초로 검토
  [도.설(2015) 7.6.3.3]

| 구 분 | H(kN) | $\phi_f$ (deg) | tan(δ) | V(kN) | $\phi_r Q_R$(kN) | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ST1C(최대) | 209.594 | 42.386 | 0.913 | 596.398 | 435.609 | O.K |
| ST1C(수평) | 209.594 | 42.386 | 0.913 | 445.982 | 325.745 | O.K |
| ST1F(최대) | 264.580 | 42.386 | 0.913 | 922.977 | 674.142 | O.K |
| ST1F(수평) | 264.580 | 42.386 | 0.913 | 725.399 | 529.831 | O.K |
| EX1F(최대) | 286.521 | 42.386 | 0.913 | 742.196 | 677.625 | O.K |

※ 저항계수(Ør) : 사용한계상태(1.00), 극한한계상태(0.8), 극단상황한계상태(1.00)

3) 지지력에 대한 안정

- 직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥 아래 지지 지반의 허용연직지지력 이내에
  있어야 한다.



[도.설(2008) 5.6.2]

| 구 분 | V(kN) | M(kN.m) | e(m) | χ(m) | Qmax(kPa) | Qmin(kPa) | Qa(kPa) | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ST1C(최대) | 596.398 | 1,103.304 | 0.250 | 5.550 | 192.725 | 91.274 | 3,479.00 | O.K |
| ST1C(수평) | 445.982 | 716.045 | 0.494 | 4.817 | 181.192 | 31.180 | 3,479.00 | O.K |
| ST1F(최대) | 922.977 | 1,363.729 | 0.622 | 4.433 | 415.172 | 24.341 | 3,479.00 | O.K |
| ST1F(수평) | 725.399 | 911.856 | 0.843 | 3.771 | 384.713 | 0.000 | 3,479.00 | O.K |
| EX1F(최대) | 742.196 | 858.247 | 0.944 | 3.469 | 427.891 | 0.000 | 7,731.00 | O.K |
| SE1(5)C | 459.928 | 886.732 | 0.172 | 5.784 | 136.417 | 82.596 | 3,479.00 | O.K |
| SE1F | 674.052 | 1,058.349 | 0.530 | 4.710 | 281.972 | 39.006 | 3,479.00 | O.K |
| SE5F | 593.705 | 1,057.648 | 0.319 | 5.344 | 205.689 | 77.028 | 3,479.00 | O.K |

※ B : 기초의 폭원, M = Mr - Mo, e = B/2 - M / V

- 허용연직지지력(Qa) = Øb x Qu

저항계수(Øb) : 사용한계상태(1.00), 극한한계상태(0.45), 극단상황한계상태(1.00)

Qu : 지반의 연직 지지력

| 조 건 | 반력 분포 형상 | 계 산 식 |
|---|---|---|
| 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우<br>반력 작용폭(χ = 3 [B/2 - e]) ≥ 기초폭 B | 사다리꼴 분포 | $Q = \frac{V}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$ |
| 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우<br>반력 작용폭(χ = 3 [B/2 - e]) < 기초폭 B | 삼각형 분포 | $Q = \frac{2V}{L\chi}$ |

4) 침하에 대한 안정

$$\rho = q_o (1 - \nu^2) \frac{B I_p}{E_m}$$ [도.설(2015) 7.6.14]

$$I_p = \frac{(L/B)^{1/2}}{\beta_z} = \frac{(9.000 / 4.200)^{1/2}}{1.107} = 1.322$$ [도.설(2015) 7.6.15]

Em = αE Eo = 0.150 x 2,000,000 = 300000 kPa [도.설(2015) 7.6.16]

αE = 0.0231(RQD) - 1.32 ≥ 0.15 [도.설(2015) 7.6.17]

= 0.0231 x 60 - 1.32 = 0.066 < 0.150

qo : 재하면적 바닥의 연직응력 (kPa)

ν = 포아송 비 (0.200)

B = 기초의 최소 폭

Ip = 기초의 강성과 치수를 고려한 영향계수

βZ = 기초의 모양과 강성에 관한 형상 계수 (L/B 보간하여 사용 1.107)

Em = 암반의 변형계수

αE : 암반의 불연속면의 빈도를 고려한 저항계수 (0.0231 RQD - 1.32 ≥ 0.15)

RQD : 암질지수 (60%)

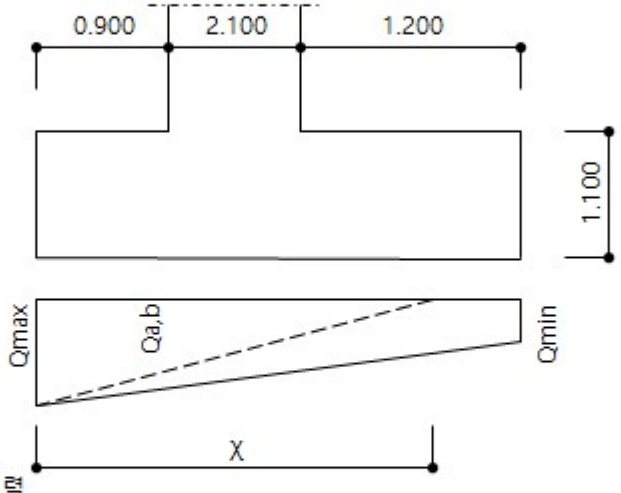
Eo : 일축압축시험으로부터 구한 신선함의 탄성계수 (MPa)

L = 기초의 길이

| 구 분 | V(kN) | M(kN.m) | Qmax(kN) | ρ(mm) | ρa(mm) | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SE1F | 674.052 | 1,058.349 | 281.972 | 5.010 | 25.00 | O.K |
| SE5F | 593.705 | 1,057.648 | 205.689 | 3.655 | 25.00 | O.K |

### 4.3 설계단면력 계산

#### 4.3.1 전면 저판




- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.100 x 0.400 x 22.90 = 10.076 kN

Ma = 1.100 x 0.900 x 22.90 x 0.900 / 2 = 10.202 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시

Vb = Qb x 0.400 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.400

Ma = Qa x $0.900^2$ / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x $0.400^2$ x 2/3

ii) 삼각형 반력 분포시

Vb = Qmax / 2 x χ

Ma = Qmax / 2 x χ x (0.900 - χ / 3)

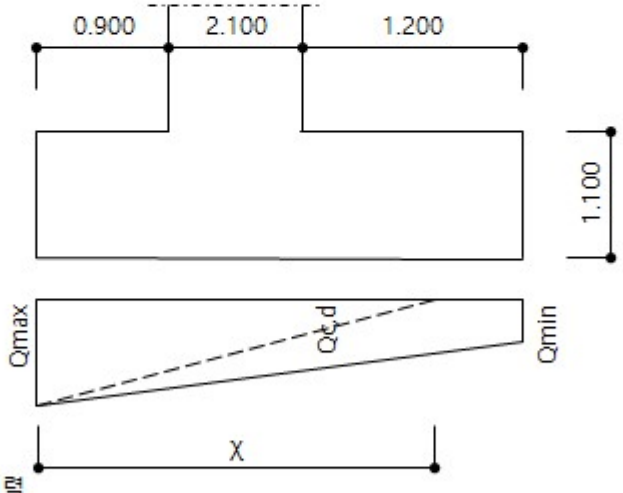
- 설계단면력 산정

| 구 분 | 지반반력 | | | 지반반력에 의한 단면력 | | 계수단면력 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Qmax(kPa) | Qa(kPa) | Qb(kPa) | Vb(kN) | Ma(kN.m) | Vu(kN) | Mu(kN.m) |
| ST1C(최대) | 192.725 | 170.986 | 170.986 | 72.742 | 75.119 | 60.147 | 62.366 |
| ST1C(수평) | 181.192 | 149.047 | 149.047 | 66.048 | 69.043 | 56.979 | 59.861 |
| ST1F(최대) | 398.000 | 331.423 | 331.423 | 145.885 | 152.202 | 133.290 | 139.450 |
| ST1F(수평) | 384.713 | 292.899 | 292.899 | 135.522 | 143.414 | 126.454 | 134.232 |
| EX1F(최대) | 427.891 | 316.881 | 316.881 | 148.954 | 158.310 | 136.359 | 145.557 |
| SE1(5)C | 136.417 | 124.884 | 124.884 | 52.260 | 53.692 | 42.184 | 43.490 |
| SE1F | 281.972 | 229.908 | 229.908 | 102.376 | 107.170 | 92.300 | 96.968 |
| SE5F | 205.689 | 178.119 | 178.119 | 76.762 | 79.582 | 66.686 | 69.380 |
| 극한한계상태 최대 | | | | | | 133.290 | 139.450 |
| 극단상황한계상태 최대 | | | | | | 136.359 | 145.557 |
| 사용한계상태 최대 | | | | | | 92.300 | 96.968 |
| 균열폭 한계상태 | E | | | | | 66.686 | 69.380 |

※ 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는 하중계수 미적용

※ 설계등급 E이므로, 균열폭 한계상태는 사용하중조합-V, 표면 한계 균열폭은 0.3mm를 적용

**4.3.2 후면 저판**




- 기초자중에 의한 단면력

Vd = 1.100 x 1.200 x 22.90 = 30.228 kN

Mc = 1.100 x 1.200 x 22.90 x 1.200 / 2 = 18.137 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vd = = 139.452 kN

Mc = 139.452 x 1.200 / 2 = 83.671 kN.m

- 상재 활하중에 의한 단면력

Vd = = 0.000 kN

Mc = 0.000 x 1.200 / 2 = 0.000 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시

Vd = Qmin x 1.200 + (Qd - Qmin) / 2 x 1.200

Mc = Qmin x $1.200^2$ / 2 + (Qc - Qmin) / 2 x $1.200^2$ / 3

ii) 삼각형 반력 분포시

Vd = Qd / 2 x (χ - 3.000)

Mc = Qc / 2 x $(\chi - 3.000)^2$ / 3

- 설계단면력 산정

| 구 분 | 지반반력 | | | 지반반력에 의한 단면력 | | 계수단면력 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Qmin(kPa) | Qc(kPa) | Qd(kPa) | Vd(kN) | Mc(kN.m) | Vu(kN) | Mu(kN.m) |
| ST1C(최대) | 91.274 | 120.260 | 120.260 | 126.920 | 72.674 | -99.125 | -62.953 |
| ST1C(수평) | 31.180 | 74.041 | 74.041 | 63.133 | 32.736 | -103.525 | -67.258 |
| ST1F(최대) | 24.341 | 136.007 | 136.007 | 96.209 | 44.325 | -129.836 | -91.302 |
| ST1F(수평) | 0.000 | 78.666 | 78.666 | 30.331 | 7.796 | -136.327 | -92.198 |
| EX1F(최대) | 0.000 | 57.859 | 57.859 | 13.570 | 2.122 | -212.475 | -133.505 |
| SE1(5)C | 82.596 | 97.973 | 97.973 | 108.341 | 63.160 | -61.339 | -38.648 |
| SE1F | 39.006 | 108.425 | 108.425 | 88.459 | 44.745 | -81.221 | -57.063 |
| SE5F | 77.028 | 113.788 | 113.788 | 114.490 | 64.283 | -55.190 | -37.525 |
| 극한한계상태 최대 | | | | | | 136.327 | 92.198 |
| 극단상황한계상태 최대 | | | | | | 212.475 | 133.505 |
| 사용한계상태 최대 | | | | | | 81.221 | 57.063 |
| 균열폭 한계상태 | E | | | | | 61.339 | 38.648 |

※ 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는 하중계수 미적용

※ 설계등급 E이므로, 균열폭 한계상태는 사용하중조합-V, 표면 한계 균열폭은 0.3mm를 적용

## 4.4 단면설계 (전면 저판 - 극한한계상태, 사용한계상태)

### 4.4.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 1100 | 70.0 | 1030.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 27.0 | 31.0 | 29,330 | 0.0030 | 0.857 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.001543 | 0.005361 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 139.450 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 96.968 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 69.380 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 133.290 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 16 | @ 250 | = | 794.4 mm² ( | 4.0 | ea ) |
| 2cycle : | F 16 | @ 250 | = | 794.4 mm² ( | 4.0 | ea ) |
| | | Σ | = | 1588.8 mm² ( | 8.0 | ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 상면부 : | F 19 | @ 125 | = | 2292.0 mm² ( | 8.0 | ea ) |
| 하면부 : | F 19 | @ 125 | = | 2292.0 mm² ( | 8.0 | ea ) |
| | | Σ | = | 4584.0 mm² ( | 16.0 | ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

  $\rho_{f,ts} = MAX\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \times \frac{E_s}{E_f},\ 0.0014\right) = 0.0039$ 단, 0.0036이하

  $\therefore\ \rho_{f,ts} = MIN(0.0039,\ 0.0036) = 0.0036$

  $A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H = 3960.0\ mm^2$

  배력보강근 $A_{fl}$ = 4584.0 mm² > $A_{ts}$ = 3960.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

  max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 62.0 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

  s = 125 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_b$, 40mm) = 40 mm ∴ O.K

  $s_{ts}$ = 62.5 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

**4.4.2 휨강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 1370.2$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 1370.2 / 55000 = 0.02491$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.02491 \geq 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ← **GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ($\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$)

1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ($0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$)

0.75 ($\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$)

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \leq f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 1118.577$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 48.460$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 1118.577$

$= 615.217$ kN·m ≥ $M_u = 139.450$ kN·m ← 미적용

- 필요보강근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$5.871\ A_f^2 - 396550.0\ A_f + 139449605 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 353.5$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 1051.88$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 196.474$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 1051.88$

$= 578.532$ kN·m $\geq M_u = 139.450$ kN·m ← 적용 $\therefore$ **O.K**

- 필요보강근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1\,E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{1.20624E+11}{314974000} = 383.0 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{f,req} \times 4 / 3$ | $=$ | 510.7 mm² |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | $=$ | 2981.8 mm² |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | $=$ | 3193.0 mm² |
| | | $=$ | 510.7 mm² |

**$A_{s,use} = 1{,}588.8$ mm² $\geq A_{s,min} = 510.7$ mm² [ 3.11 ] $\therefore$ O.K**

**4.4.3 전단강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u = 133.290$ kN

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d) = 342.530$ kN

$V_f = 0$ (GFRP 전단보강근 미사용)

$\Phi_{전단} = 0.75$

여기서, $n_f = E_f / E_c = 1.875$

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.073$ [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

$= \text{MAX}(0.160, 0.073) = 0.160$ [ACI 440 11-22. 22.5.5.1]

$c = k \times d = 164.8$ mm

$\therefore \Phi V_n = 0.75 \times 342.530 = 256.898$ kN $\geq V_u = 133.290$ kN $\therefore$ **O.K**

**4.4.4 사용한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \leq 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

$= 574.0$ mm $\leq 583.0$ mm

$= 573.8$ mm $> S_{used} = 125.0$ mm $\therefore$ **O.K**

여기서, $f_{fs} = n_f\, d\,(1-k)\, M_s / I_{cr} = 60.75$ MPa

$M_s = M_{s1} = 96.968$ kN·m (사용한계상태 하중조합-I)

$C_b = 1.00$ (부착 감소계수, 리브형)

$w = 0.70$ mm (허용균열폭)

$C_c = 58.0$ mm (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2(1-k)^2 = 2{,}857{,}846{,}617 \quad mm^4$$

- 피복덮개($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \xi} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 60.75 \times 1.08} = 293.4 \quad mm$$

여기서, $\xi = (h-kd)/(d-kd) = 1.08$

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 70.0 mm < 293.4 mm ∴ **O.K**

**4.4.5 크리프파괴 한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 69.380 kN·m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

= 43.467 MPa ≤ = 210.000 MPa ∴ **O.K**

## 4.5 단면설계 (전면 저판 - 극단한계상태)

### 4.5.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 1100.0 | 70.0 | 1030.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 27.0 | 31.0 | 29,330 | 0.0030 | 0.857 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.001543 | 0.005361 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극단 | 145.557 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극단전단 | 136.359 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 16 | @ 250 | = | 794.4 | mm² ( | 4.0 ea ) |
| 2cycle : | F 16 | @ 250 | = | 794.4 | mm² ( | 4.0 ea ) |
| | | Σ | = | 1588.8 | mm² ( | 8.0 ea ) |

### 4.5.2 휨강도 검토 (극단한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 1370.2$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 1370.2 / 55000 = 0.02491$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.02491 \ge 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ← GFRP 보강근 인장파열 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 1118.577$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 48.460$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 1118.577$

$= 615.217$ kN·m ≥ $M_u = 145.557$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$5.871\ A_f^2 - 396550.0\ A_f + 145557005 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 369.1$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 1051.88$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 196.474$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 1051.88$

$= 578.532$ kN·m ≥ $M_u = 145.557$ kN·m ← 적용 ∴ O.K

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1\,E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{1.25907E+11}{314974000} = 399.7 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

| | | |
|---|---|---|
| $A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4 / 3$ | = | 532.9 mm² |
| $A_{f,min2} = 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | = | 2981.8 mm² |
| $A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | = | 3193.0 mm² |
| | = | 532.9 mm² |

**$A_{s,use} = 1{,}588.8$ mm² ≥ $A_{s,min} = 532.9$ mm² [ 2.98 ] ∴ O.K**

**4.5.3 전단강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u$ = 136.359 kN

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 342.530 kN

$V_f$ = 0 (GFRP 전단보강근 미사용)

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.875

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.073 [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.073 ) = 0.160 [ACI 440 11-22. 22.5.5.1]

$c = k \times d$ = 164.8 mm

$\therefore \Phi V_n$ = 0.75 × 342.530 = 256.898 kN ≥ $V_u$ = 136.359 kN ∴ **O.K**

## 4.6 단면설계 (후면 저판 - 극한한계상태, 사용한계상태)

### 4.6.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 1100 | 70.0 | 1030.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 27.0 | 31.0 | 29,330 | 0.0030 | 0.857 | 200,000 |

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.001543 | 0.005361 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 92.198 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 57.063 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 37.525 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 136.327 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 16 | @ | 250 | = | 794.4 | mm² ( | 4.0 ea ) |
| 2cycle : | F 16 | @ | 250 | = | 794.4 | mm² ( | 4.0 ea ) |
| | | | | Σ = | 1588.8 | mm² ( | 8.0 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상면부 : | F 19 | @ | 125 | = | 2292.0 | mm² ( | 8.0 ea ) |
| 하면부 : | F 19 | @ | 125 | = | 2292.0 | mm² ( | 8.0 ea ) |
| | | | | Σ = | 4584.0 | mm² ( | 16.0 ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

  $\rho_{f,ts} = MAX\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f}, 0.0014\right) = 0.0039$ 단, 0.0036이하

  $\therefore \rho_{f,ts} = MIN(0.0039, 0.0036) = 0.0036$

  $A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 3960.0 mm²

  배력보강근 $A_{ff}$ = 4584.0 mm² > $A_{ts}$ = 3960.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

  max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 62.0 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

  s = 125 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_b$, 40mm) = 40 mm ∴ O.K

  $s_{ts}$ = 62.5 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

### 4.6.2 휨강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 1370.2$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 1370.2 / 55000 = 0.02491$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.02491 \geq 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ← GFRP 보강근 인장파열 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ($\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$)

1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ($0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$)

0.75 ($\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$)

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \leq f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 1118.577$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 48.460$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 1118.577$

$= 615.217$ kN·m ≥ $M_u = 92.198$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$5.871\ A_f^2 - 396550.0\ A_f + 92198116 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 233.3$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 1051.88$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu} / E_f}\right) d = 196.474$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 1051.88$

$= 578.532$ kN·m $\geq M_u = 92.198$ kN·m ← 적용 $\therefore$ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1\,E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{79751370255}{314974000} = 253.2 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4 / 3$ | $=$ | 337.6 mm² |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | $=$ | 2981.8 mm² |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | $=$ | 3193.0 mm² |
| | | $=$ | 337.6 mm² |

**$A_{s,use} = 1{,}588.8$ mm² $\geq A_{s,min} = 337.6$ mm² [ 4.71 ] $\therefore$ O.K**

**4.6.3 전단강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u = 136.327$ kN

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d) = 342.530$ kN

$V_f = 0$ (GFRP 전단보강근 미사용)

$\Phi_{전단} = 0.75$

여기서, $n_f = E_f / E_c = 1.875$

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.073$ [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

$= MAX\,(\,0.160\,,\ 0.073\,) = 0.160$ [ACI 440 11-22. 22.5.5.1]

$c = k \times d = 164.8$ mm

$\therefore \Phi V_n = 0.75 \times 342.530 = 256.898$ kN $\geq V_u = 136.327$ kN $\therefore$ **O.K**

**4.6.4 사용한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15 \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \leq 0.92 \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

$= 1083.0$ mm $>$ 991.0 mm → 조건 불만족, 철근량 재산정

$= 990.8$ mm $>$ $S_{used} = 125.0$ mm $\therefore$ **O.K**

여기서, $f_{fs} = n_f\, d\,(1\text{-}k)\, M_s / I_{cr} = 35.75$ MPa

$M_s = M_{s1} = 57.063$ kN·m (사용한계상태 하중조합-I)

$C_b$ = 1.00 (부착 감소계수)

w = 0.70 mm (허용균열폭)

$C_c$ = 58.0 mm (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2 (1 - k)^2 = 2{,}857{,}846{,}617 \ mm^4$$

- 피복덮개($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \xi} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 35.75 \times 1.08} = 498.6 \ mm$$

여기서, $\xi = (h - kd) / (d - kd) =$ 1.08

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 70.0 mm < 498.6 mm ∴ **O.K**

**4.6.5 크리프파괴 한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 37.525 kN·m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d(1 - k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

= 23.510 MPa ≤ = 210.000 MPa ∴ **O.K**

## 4.7 단면설계 (후면 저판 - 극단한계상태)

### 4.7.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 1100.0 | 70.0 | 1030.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 27.0 | 31.0 | 29,330 | 0.0030 | 0.857 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| (ρf ≤ ρfb) | |
| 0.001543 | 0.005361 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극단 | 133.505 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극단전단 | 212.475 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 16 | @ 250 | = | 794.4 mm² ( | 4.0 | ea ) |
| 2cycle : | F 16 | @ 250 | = | 794.4 mm² ( | 4.0 | ea ) |
| | | Σ | = | 1588.8 mm² ( | 8.0 | ea ) |

### 4.7.2 휨강도 검토 (극단한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 1370.2$ MPa

$\varepsilon_{ff} = 1370.2 / 55000 = 0.02491$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ff} = 0.02491 \geq 0.01273 \quad (\varepsilon_{fu})$ ← **GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ff} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ff} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ff} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ff} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 1118.577$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 48.460$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 1118.577$

$= 615.217$ kN·m ≥ $M_u = 133.505$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$5.871\ A_f^2 - 396550.0\ A_f + 133505208 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 338.4$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 1051.88$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 196.474$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 1051.88$

$= 578.532$ kN·m ≥ $M_u = 133.505$ kN·m ← 적용 ∴ O.K

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\ f_{fu}\ d\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\ \beta_1 E_f\ \varepsilon_{cu})} = \frac{1.15482E+11}{314974000} = 366.6 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

$A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4 / 3 = 488.8$ mm²

$A_{f,min2} = 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e = 2981.8$ mm²

$A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu} = 3193.0$ mm²

$= 488.8$ mm²

**$A_{s,use} = 1,588.8$ mm² ≥ $A_{s,min} = 488.8$ mm² [ 3.25 ] ∴ O.K**

**4.7.3 전단강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024, 6.2.1]

$V_u$ = 212.475 kN

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d) =$ 342.530 kN

$V_f =$ 0 (GFRP 전단보강근 미사용)

$\Phi_{전단} =$ 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c =$ 1.875

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f =$ 0.073 [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

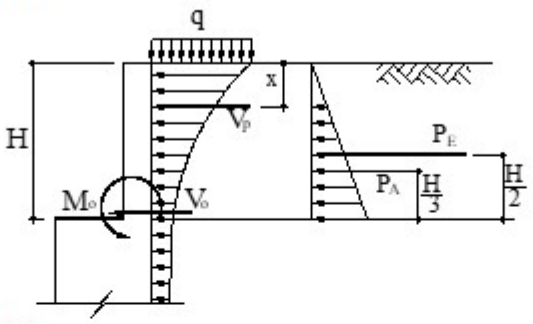
= MAX ( 0.160 , 0.073 ) = 0.160 [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

$c = k \times d =$ 164.8 mm

$\therefore \Phi V_n = 0.75 \times 342.530 =$ 256.898 kN $\geq V_u =$ 212.475 kN $\therefore$ **O.K**

## 5. 흉벽 설계

### 5.1 단면력 계산 (단위 m당)




#### 5.1.1 수평토압에 의한 단면력

1) 윤하중에 의한 측압

- 토압 계수 $K_A$ = 0.2508 (COULOMB 토압 적용, 벽체 계산 참조)
- Vp = 112.3 Ka = 112.3 x 0.2508 = 28.180 kN
- y = h - 0.36 = 2.649 - 0.36 = 2.289 m

2) 뒷채움토의 수평토압에 의한 작용력

- q= Ka γ h cos δ = 0.2508 x 20.00 x 2.649 x cos(11.667°) = 13.013 kN/m²
- Ve = 13.013 / 2 x 2.649 = 17.236 kN
- y = 2.649 / 3 = 0.883 m

3) 지진력에 의한 작용력

- 토압 계수 $K_{EH}$ = 0.3138 (MONONOBE 토압 적용, 벽체 계산 참조)
- q = Keh γ h = 0.3138 x 20.00 x 2.649 = 16.625 kN/m²
- Ve = 16.625 / 2 x 2.649 = 22.020 kN
- y = 2.649 / 2 = 1.325 m

#### 5.1.2 흉벽 자중의 관성력에 의한 단면력(지진시)

- W = (0.500 x 0.850 + 0.800 x 1.799) x 22.90 = 42.690 kN
- Vd = Kh W = 0.077 x 42.690 = 3.287 kN
- Md = 0.077 x (0.500 x 0.850 x 2.224 + 0.800 x 1.799 x 0.900) x 22.90 = 3.949 kN.m

#### 5.1.3 설계 단면력

1) 작용하중 집계표 『하중계산 참조』

| 구 분 | | 수직력(kN) | 수평력(kN) | 작용거리 | | 모멘트 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | X(m) | Y(m) | Mr(kN.m) | Mo(kN.m) |
| 1. 구체관성력(극단Ⅰ) | DC | 0 | 3.287 | 0 | 1.201 | 0 | 3.949 |
| 2. 상재활하중 | LS | 0 | 10.393 | 0 | 1.325 | 0 | 13.771 |
| 3. 흉벽토압(평상시) | EH | 0 | 17.236 | 0 | 0.883 | 0 | 15.219 |
| 4. 흉벽토압(극단Ⅰ) | EH | 0 | 22.02 | 0 | 1.325 | 0 | 29.177 |
| 5. 뒷채움 상재하중 | ES | 0 | 6.512 | 0 | 1.325 | 0 | 8.628 |

2) 하중수정 계수 η집계표

| 하중조합 | 연성 ηD | 여용성 ηR | 중요도 ηI | 하중수정계수 ηi | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 최대 | 표준 | 최소 |
| 극한한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 극단상황한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 사용한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 사용한계상태 V | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

3) 하중조합

| 구 분 | | DC | DW | EH | EV | LL | LS | TU | EQ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 극한한계상태 | ST1C(최대) | 1.25 | | 1.50 | 1.35 | | | | |
| | ST1C(수평) | 0.90 | | 1.50 | 1.00 | | | | |
| | ST1F(최대) | 1.25 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | 1.80 | 1.80 | 0.50 | |
| | ST1F(수평) | 0.90 | 0.65 | 1.50 | 1.00 | 1.80 | 1.80 | 0.50 | |
| 극단상황한계상태 | EX1F(최대) | 1.25 | 1.50 | 1.50 | 1.35 | | | | 1.00 |
| 사용한계상태 | SE1(5)C | 1.00 | | 1.00 | 1.00 | | | | |
| | SE1F | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | |
| | SE5F | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | | 0.50 | |

4) 설계하중 집계표

| 구 분 | | ηi | V(kN) | H(kN) | Mr(kN.m) | Mo(kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 극한한계상태 | ST1C(최대) | 1.00 | 0 | 35.622 | 0 | 35.772 |
| | ST1C(수평) | 1.00 | 0 | 35.622 | 0 | 35.772 |
| | ST1F(최대) | 1.00 | 0 | 54.329 | 0 | 60.559 |
| | ST1F(수평) | 1.00 | 0 | 54.329 | 0 | 60.559 |
| 극단상황한계상태 | EX1F(최대) | 1.00 | 0 | 46.907 | 0 | 61.644 |
| 사용한계상태 | SE1(5)C | 1.00 | 0 | 23.748 | 0 | 23.848 |
| | SE1F | 1.00 | 0 | 34.141 | 0 | 37.619 |
| | SE5F | 1.00 | 0 | 23.748 | 0 | 23.848 |
| 극한한계상태 최대 | | | 0 | 54.329 | 0 | 60.559 |
| 극단상황한계상태 최대 | | | 0 | 46.907 | 0 | 61.644 |
| 사용한계상태 최대 | | | 0 | 34.141 | 0 | 37.619 |
| 균열폭 한계상태 | | E | 0 | 23.748 | 0 | 23.848 |

※ 설계등급 E이므로, 균열폭 한계상태는 사용하중조합-V, 표면 한계 균열폭은 0.3mm를 적용

## 5.2 단면설계(단위m당) - 극한한계상태, 사용한계상태

### 5.2.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 800.0 | 70.0 | 730.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 31,670 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.001388 | 0.006486 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 60.559 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 37.619 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 23.848 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 54.329 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ | 250 | = | 506.8 mm² ( | 4.0 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 250 | = | 506.8 mm² ( | 4.0 ea ) |
| | | | | Σ = | 1013.6 mm² ( | 8.0 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 16 | @ | 125 | = | 1588.8 mm² ( | 8.0 ea ) |
| 배면부 : | F 16 | @ | 125 | = | 1588.8 mm² ( | 8.0 ea ) |
| | | | | Σ = | 3177.6 mm² ( | 16.0 ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

  $$\rho_{f,ts} = \text{MAX}\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \times \frac{E_s}{E_f},\ 0.0014\right) = 0.0039 \quad \text{단, } 0.0036\text{이하}$$

  $\therefore\ \rho_{f,ts} = \text{MIN}(0.0039,\ 0.0036) = 0.0036$

  $A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H = 2880.0\ \text{mm}^2$

  배력보강근 $A_{fs}$ = 3177.6 mm² > $A_{ts}$ = 2880.0 mm² ∴ **O.K**

  • 최소피복 검토

  max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 63.5 mm ∴ **O.K**

  • 배근간격 검토

  s = 125 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_a$, 40mm) = 40 mm ∴ **O.K**

  $s_{fs}$ = 62.5 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ **O.K**

### 5.2.2 휨강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 1601.6$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 1601.6 / 55000 = 0.02912$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.02912 \geq 0.01273 \quad (\varepsilon_{fu})$ ← GFRP 보강근 인장파열 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ($\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$)

1.55 − 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ($0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$)

0.75 ($\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$)

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \leq f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 509.489$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 23.849$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 509.489$

$= 280.219$ kN·m ≥ $M_u = 60.559$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$4.529\ A_f^2 - 281050.0\ A_f + 60558987 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 216.2$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 478.43$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 139.249$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 478.43$

$= 263.137\ kN{\cdot}m \geq M_u = 60.559\ kN{\cdot}m$ ← 적용 $\therefore$ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\,f_{fu}\,d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1 E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{52383523755}{224558950} = 233.3\ mm^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

$A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4/3 = 311.1\ mm^2$

$A_{f,min2} = 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e = 2406.2\ mm^2$

$A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu} = 2263.0\ mm^2$

$= 311.1\ mm^2$

**$A_{s,use} = 1{,}013.6\ mm^2 \geq A_{s,min} = 311.1\ mm^2$ [ 3.26 ] $\therefore$ O.K**

### 5.2.3 전단강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u = 54.329\ kN$

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d) = 276.399\ kN$

$V_f = 0$ (GFRP 전단보강근 미사용)

$\Phi_{전단} = 0.75$

여기서, $n_f = E_f / E_c = 1.737$

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.067$ [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

$= MAX\ (\ 0.160\ ,\ 0.067\ ) = 0.160$ [ACI 440 11-22. 22.5.5.1]

$c = k \times d = 116.8\ mm$

$\therefore \Phi V_n = 0.75 \times 276.399 = 207.299\ kN \geq V_u = 54.329\ kN$ $\therefore$ **O.K**

### 5.2.4 사용한계상태 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \leq 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

$= 693.0\ mm > 681.0\ mm$ → 조건 불만족, 철근량 재산정

$= 681.1\ mm > S_{used} = 125.0\ mm$ $\therefore$ **O.K**

여기서, $f_{fs} = n_f\,d\,(1-k)\,M_s / I_{cr} = 52.01\ MPa$

$M_s = M_{s1} = 37.619\ kN{\cdot}m$ (사용한계상태 하중조합-I)

$C_b = 1.00$ (부착 감소계수, 시험데이터가 없는 경우)

$w = 0.70\ mm$ (허용균열폭)

$C_c = 56.5\ mm$ (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_b \cdot d^2(1-k)^2 = 855,564,652 \ mm^4$$

- 피복덮개($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \xi} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 52.01 \times 1.11} = 333.5 \ mm$$

여기서, $\xi = (h - kd) / (d - kd) = 1.11$

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 70.0 mm < 333.5 mm ∴ **O.K**

### 5.2.5 크리프파괴 한계상태 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 23.848 kN-m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

= 32.970 MPa ≤ = 210.000 MPa ∴ **O.K**

### 5.2.6 GFRP보강근의 정착길이 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 8]

(1) 직선보강근의 정착길이 산정 [KDS 24 50 05 : 2024. 8.1.2]

- 인장 정착길이 산정

$$\ell_d = \max\left[\frac{\alpha \frac{f_{fr}}{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}} - 340}{13.6 + C/d_b} d_b, 20d_b\right] = 806.2 \ mm$$

여기서, 위치수정계수 α = 1.0

보강근의 공칭직경 $d_b$ = 12.7 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 70.0 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fr}$ = 700.0 MPa

$$f_f = \left[\sqrt{\left(\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right)} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

= 700.0 MPa

- 정착길이 보정계수 [KDS 24 50 05 : 2024. 8.1.4.4]

$$\text{보정계수}(r) = \frac{\text{소요 } A_f}{\text{배근 } A_f} = \frac{233.3}{1,013.6} = 0.230$$

- GFRP 보강근의 정착길이 검토

$\ell_{d,req}$ = max ( 806.2 × 0.230 = 185.6 mm , $20d_b$ = 254 mm ) = 254 mm

< $\ell_{d,Used}$ = 400.0 mm ∴ **O.K**

(2) 온도 · 수축 보강근의 이음길이 산정

- 정착길이 산정

$$\ell_d = \max\left[\frac{\alpha\dfrac{f_{fs}}{0.083\cdot\sqrt{f_{ck}}} - 340}{13.6 + C/d_b} d_b \,,\, 20d_b\right] = 320.0 \text{ mm}$$

여기서, 위치수정계수 $\alpha$ = 1.0

$d_b$ = 16 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 62.500 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fs}$ = $0.006E_f$ = 330.0 MPa

- 온도 수축 보강근의 작용응력은 0.006 $E_f$의 인장응력을 분담하도록 정착 및 이음길이를 산정하여야 한다. (ACI 440. 11-22 24.4.3.4 규정을 준수하여 적용)

- 이음길이의 산정

$\ell_o$ = MAX ( 300mm, 1.3 $\ell_d$ ) = 416.0 mm < $\ell_{o,Used}$ = 420.0 mm ∴ **O.K**

## 5.3 단면설계(단위m당) - 극단한계상태

### 5.3.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 800.0 | 70.0 | 730.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 31,670 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.001388 | 0.006486 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극단 | 61.644 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극단전단 | 46.907 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ 250 | = | 506.8 mm² ( | 4.0 | ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ 250 | = | 506.8 mm² ( | 4.0 | ea ) |
| | | | Σ = | 1013.6 mm² ( | 8.0 | ea ) |

### 5.3.2 휨강도 검토 (극단한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 1601.6$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 1601.6 / 55000 = 0.02912$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.02912 \ge 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ← **GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 509.489$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 23.849$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 509.489$

$= 280.219$ kN·m ≥ $M_u = 61.644$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$$4.529\ A_f^2 - 281050.0\ A_f + 61643600 = 0$$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 220.1$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 478.43$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 139.249$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 478.43$

$= 263.137$ kN·m ≥ $M_u = 61.644$ kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\ f_{fu}\ d\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\ \beta_1\ E_f\ \varepsilon_{cu})} = \frac{53321714000}{224558950} = 237.5 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4 / 3$ | $=$ | 316.7 mm² |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | $=$ | 2406.2 mm² |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | $=$ | 2263.0 mm² |
| | | $=$ | 316.7 mm² |

**$A_{s,use} = 1{,}013.6$ mm² ≥ $A_{s,min} = 316.7$ mm² [ 3.20 ] ∴ O.K**

**5.3.3 전단강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u$ = 46.907 kN

$V_c$ = $(2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 276.399 kN

$V_f$ = 0 (GFRP 전단보강근 미사용)

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.737

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.067 [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

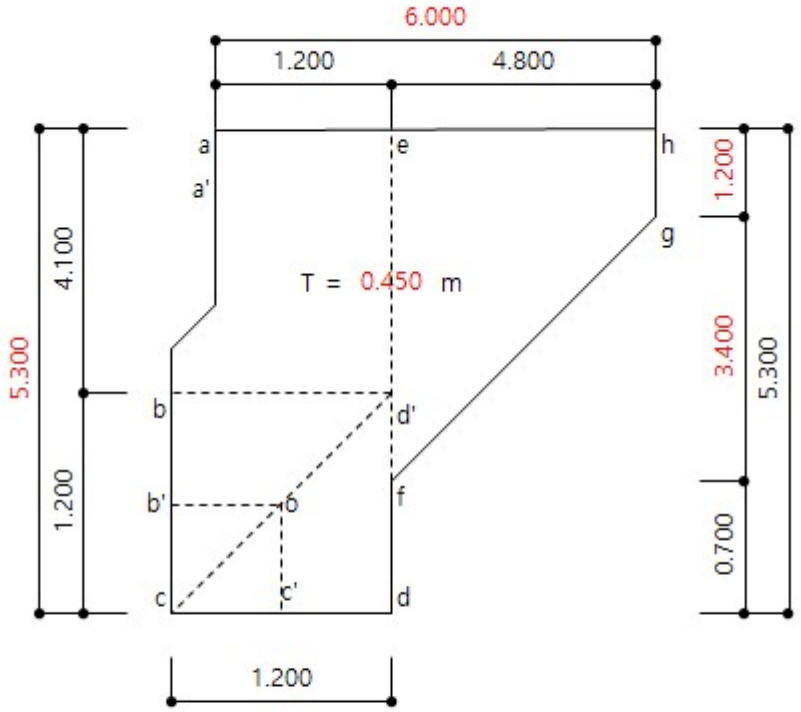
= MAX ( 0.160 , 0.067 ) = 0.160 [ACI 440 11-22. 22.5.5.1]

$c = k \times d$ = 116.8 mm

∴ $\Phi V_n$ = 0.75 × 276.399 = 207.299 kN ≥ $V_u$ = 46.907 kN ∴ **O.K**

## 6. 날개벽 설계

### 6.1 설계 단면




### 6.2 토압 계산

1) 토압계수

- 정지토압계수 적용

Ko = 1 - sin(ø) = 1- sin(35.000) = 0.426

2) 각 위치별 하중강도

① 차량하중에 의한 토압 강도

- 차량하중에 대한 흙의 등가높이

날개벽 높이 : H = 5.3 m

흙의 등가 높이 : $H_{eq}$ = 0.67 m

- 참고문헌: ASSHTO Table 3.11.6.4-1

| 교대높이(m) | Heq(m) |
|---|---|
| 1.5 | 1.2 |
| 3.0 | 0.9 |
| ≥ 6.0 | 0.6 |

- ASSHTO 표준차량과 축중비를 고려하여 보정계수 1.33(192kN/144kN)를 적용

ql = Ko x γ x Heq x 1.33 = 0.426 x 20.00 x 0.670 x 1.33 = 7.592 kN/m²

② 뒷채움흙의 토압 강도

qa = 0.426 x 20.000 x 0.000 = 0.000 kN/m²

qb = 0.426 x 20.000 x 4.100 = 34.932 kN/m²

qb' = 34.932 + 0.426 x 20.000 x 0.600 = 40.044 kN/m²

qc = 40.044 + 0.426 x 20.000 x 0.600 = 45.156 kN/m²

qf = 0.426 x 20.000 x 4.600 = 39.192 kN/m²

qg = 0.426 x 20.000 x 1.200 = 10.224 kN/m²

3) 단면별 수평토압

① 하중 조합

ST1F = 1.50 EH + 1.80 LS, ηi = 1.00 : 극한한계상태

SE1F = 1.00 EH + 1.00 LS, ηi = 1.00 : 사용한계상태(균열검토)

SE5F = 1.00 EH + 0.20 LS, ηi = 1.00 : 사용한계상태(크리프검토)

② 단면별 수평토압

Pab = (1.50 x 34.932 / 2 x 4.100 + 1.80 x 7.592 x 4.100) x 1.00 = 163.445 kN

= (1.00 x 34.932 / 2 x 4.100 + 1.00 x 7.592 x 4.100) x 1.00 = 102.738 kN

= (1.00 x 34.932 / 2 x 4.100 + 0.20 x 7.592 x 4.100) x 1.00 = 77.836 kN

Pef = (1.50 x 39.192 / 2 x 4.600 + 1.80 x 7.592 x 4.600) x 1.00 = 198.074 kN

= (1.00 x 39.192 / 2 x 4.600 + 1.00 x 7.592 x 4.600) x 1.00 = 125.065 kN

= (1.00 x 39.192 / 2 x 4.600 + 0.20 x 7.592 x 4.600) x 1.00 = 97.126 kN

Pgh = (1.50 x 10.224 / 2 x 1.200 + 1.80 x 7.592 x 1.200) x 1.00 = 25.600 kN

= (1.00 x 10.224 / 2 x 1.200 + 1.00 x 7.592 x 1.200) x 1.00 = 15.245 kN

= (1.00 x 10.224 / 2 x 1.200 + 0.20 x 7.592 x 1.200) x 1.00 = 7.956 kN

## 6.3 설계 단면력

1) e-f 단면 (켄틸레버로 설계)

① ST1F = 1.50 EH + 1.80 LS, ηi = 1.00 : 극한한계상태

Vu = (198.074 + 25.600) / 2 x 4.800 / 4.600 = 116.699 kN

x = 4.800 / 3 x (198.074 + 2 x 25.600) / ( 198.074 + 25.600) = 1.783 m

Mu = 116.699 x 1.783 = 208.074 kN.m

② SE1F = 1.00 EH + 1.00 LS, ηi = 1.00 : 사용한계상태(균열검토)

Vsf = (125.065 + 15.245) / 2 x 4.800 / 4.600 = 73.205 kN

x = 4.800 / 3 x (125.065 + 2 x 15.245) / ( 125.065 + 15.245) = 1.774 m

Msf = 73.205 x 1.774 = 129.866 kN.m

③ SE5F = 1.00 EH + 0.20 LS, ηi = 1.00 : 사용한계상태(크리프검토)

Vsc = (97.126 + 7.956) / 2 x 4.800 / 4.600 = 54.825 kN

x = 4.800 / 3 x (97.126 + 2 x 7.956) / ( 97.126 + 7.956) = 1.721 m

Msc = 54.825 x 1.721 = 94.354 kN.m

2) a-b 단면 (켄틸레버로 설계)

① ST1F = 1.50 EH + 1.80 LS, ηi = 1.00 : 극한한계상태

Vu = (163.445 x 1.200 + 0.891 x 116.699 x 4.600) / 4.100 = 164.537 kN

Mu = (163.445 x $1.200^2$ / 2 + 0.891 x 116.699 x 4.600 x 1.200 + 0.891 x 208.074 x 4.600) / 4.100

= 376.815 kN.m

② SE1F = 1.00 EH + 1.00 LS, ηi = 1.00 : 사용한계상태(균열검토)

Msf = (102.738 x $1.200^2$ / 2 + 0.891 x 73.205 x 4.600 x 1.200 + 0.891 x 129.866 x 4.600) / 4.100

= 235.754 kN.m

③ SE5F = 1.00 EH + 0.20 LS, ηi = 1.00 : 사용한계상태(크리프검토)

Msc = (77.836 x 1.200² / 2 + 0.891 x 54.825 x 4.600 x 1.200 + 0.891 x 94.354 x 4.600) / 4.100

= 173.813 kN.m

3) b-c 단면 (Mb, Mb'중 큰 값으로 설계)

① ST1F = 1.50 EH + 1.80 LS, ηi = 1.00 : 극한한계상태

Vb = qb x (bd')

= (1.50 x 34.932 + 1.80 x 7.592) x 1.200 x 1.00 + 0.109 x 116.69 = 91.961 kN

Vb' = qb' x (b'o)

= (1.50 x 40.044 + 1.80 x 7.592) x 0.600 x 1.00 + 0.109 x 116.69 = 56.924 kN

∴ Vb > Vb'이므로 Vb로 설계한다.

Vu = Vb = 91.961 kN

Mb = 1/2 x qb x (bd')²

= 1/2 x (1.50 x 34.932 + 1.80 x 7.592) x 1.200² x 1.00 + 0.109 x 208.074

= 70.183 kN.m

Mb' = 1/2 x qb' x (b'o)²

= 1/2 x (1.50 x 40.044 + 1.80 x 7.592) x 0.600² x 1.00 + 0.109 x 208.074

= 35.888 kN.m

∴ Mb > Mb'이므로 Mb로 설계한다.

Mu = Mb = 70.183 kN.m

② SE1F = 1.00 EH + 1.00 LS, ηi = 1.00 : 사용한계상태(균열검토)

Msf = 1/2 x (1.00 x 34.932 + 1.00 x 7.592) x 1.200² x 1.00 + 0.109 x 129.866

= 44.733 kN.m

③ SE5F = 1.00 EH + 0.20 LS, ηi = 1.00 : 사용한계상태(크리프검토)

Msc = 1/2 x (1.00 x 34.932 + 0.20 x 7.592) x 1.200² x 1.00 + 0.109 x 94.354

= 36.500 kN.m

4) c-d 단면 (Mc', Md중 큰 값으로 설계)

① ST1F = 1.50 EH + 1.80 LS, ηi = 1.00 : 극한한계상태

Vc' = (qb' + qc) / 2 x (oc')

= [1.50 x (40.044 + 45.156) + 1.80 x 2 x 7.592] / 2 x 0.600 x 1.0 = 46.539 kN

Vd = (qb + qc) / 2 x (dd')

= [1.50 x (34.932 + 45.156) + 1.80 x 2 x 7.592] / 2 x 1.200 x 1.0 = 88.478 kN

∴ Vb < Vb'이므로 Vb'로 설계한다.

Vu = Vb' = 88.478 kN

Mc' = (2qb' + qc) / 6 x (oc')²

= [1.50 x (2 x 40.044 + 45.156) + 1.80 x 3 x 7.592] / 6 x 0.600² x 1.00

= 13.732 kN.m

Md = (2qb + qc) / 6 x (dd')²

= [1.50 x (2 x 34.932 + 45.156) + 1.80 x 3 x 7.592] / 6 x 1.200² x 1.00

= 51.246 kN.m

∴ Mc' < Md이므로 Md로 설계한다.

Mu = Md = 51.246 kN.m

② SE1F = 1.00 EH + 1.00 LS, ηi = 1.00 : 사용한계상태(균열검토)

Msf = [1.00 x (2 x 34.932 + 45.156) + 1.00 x 3 x 7.592] / 6 x 1.200² x 1.00

= 33.071 kN.m

③ SE5F = 1.00 EH + 0.20 LS, ηi = 1.00 : 사용한계상태(크리프검토)

Msc = [1.00 x (2 x 34.932 + 45.156) + 0.20 x 3 x 7.592] / 6 x 1.200² x 1.00

= 28.698 kN.m

5) 설계 단면력 집계표

| 구 분 | 극한한계상태 | | 사용한계상태 | |
|---|---|---|---|---|
| | Mu (kN.m) | Vu (kN) | Msf (kN.m) | Msc (kN.m) |
| a - b 단면 | 376.815 | 164.537 | 235.754 | 173.813 |
| e - f 단면 | 208.074 | 116.699 | 129.866 | 94.354 |
| b - c 단면 | 70.183 | 91.961 | 44.733 | 36.500 |
| c - d 단면 | 51.246 | 88.478 | 33.071 | 28.698 |

## 6.4 단면설계 (A-B단면) - 극한한계상태, 사용한계상태

### 6.4.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 450.0 | 70.0 | 380.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 31,670 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| (pf > pfb) | |
| 0.013334 | 0.006486 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 376.815 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 235.754 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 173.813 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 164.537 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 25 | @ 200 | = | 2533.5 mm² | ( 5.0 | ea ) |
| 2cycle : | F 25 | @ 200 | = | 2533.5 mm² | ( 5.0 | ea ) |
| | | Σ | = | 5067.0 mm² | ( 10.0 | ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 16 | @ 250 | = | 794.4 mm² | ( 4.0 | ea ) |
| 배면부 : | F 16 | @ 125 | = | 1588.8 mm² | ( 8.0 | ea ) |
| | | Σ | = | 2383.2 mm² | ( 12.0 | ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

  $\rho_{f,ts} = MAX\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f}, 0.0014\right) = 0.0039$ 단, 0.0036이하

  $\therefore \rho_{f,ts} = MIN(0.0039, 0.0036) = 0.0036$

  $A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H = 1620.0\ mm^2$

  배력보강근 $A_{fl}$ = 2383.2 mm² > $A_{ts}$ = 1620.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

  max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 38.1 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 57.5 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

  s = 100 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_a$, 40mm) = 40 mm ∴ O.K

  $s_{ts}$ = 83.3 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

### 6.4.2 휨강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}}\right] - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}$$

$= 466.4$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 466.4 / 55000 = 0.00848$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.00848 < 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ⇝ **콘크리트 압축파괴 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 466.4 / 55000 = 0.00848$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ($\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$)

1.55 - 0.00848 / 0.01273 = 0.88 ($0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$)

0.75 ($\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$)

$\therefore \Phi_f = 0.75$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}}\right] - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu} \le f_{fu}$$

$= 466.4$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 804.205$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 79.441$

$\therefore \Phi M_n = 0.750 \times 804.205$

$= 603.154$ kN·m ≥ $M_u = 376.815$ kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$6.176\ A_f^2 - 199500.0\ A_f + 376815000 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 2014.4$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 1244.98$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu} / E_f}\right) d = 72.486$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 1244.98$

$= 684.740$ kN·m $\geq M_u = 376.815$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1\,E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{3.25945E+11}{159400500} = 2044.8 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4 / 3$ | $=$ | 2685.9 mm² |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | $=$ | 1252.5 mm² |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | $=$ | 1178.0 mm² |
| | | $=$ | 1252.5 mm² |

**$A_{s,use}$ = 5,067.0 mm² ≥ $A_{s,min}$ = 1,252.5 mm² [ 4.05 ] ∴ O.K**

**6.4.3 전단강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u = 164.537$ kN

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d) = 173.459$ kN

$V_f = 141.228$

$\Phi_{전단} = 0.75$

여기서, $n_f = E_f / E_c = 1.737$

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.193$ [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

$= MAX\ (\ 0.160\ ,\ 0.193\ ) = 0.193$ [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

$c = k \times d = 73.3$ mm

$\therefore \Phi V_n = 0.75 \times 314.687 = 236.015$ kN $\geq V_u = 164.537$ kN ∴ O.K

사용전단보강근

| $r_b$ (mm) | $d_b$ (mm) | $f_{fb}$ (MPa) | $f_{fv}$ (MPa) | s (mm) |
|---|---|---|---|---|
| 40 | 13 | 317.7 | 220.0 | 150.0 |

$A_{fv,req} = (V_u - \Phi V_c) / (\Phi f_{fv} \times d) \times s$

$= (\ 164.537 - 0.75 \times 173.459\ ) / (\ 0.75 \times 220.0 \times 380.0\ ) \times 150.0$

$= 82.399$ mm²

$A_{fv,min}$ = 0.35 x b x s / $f_{fv}$ = 0.35 x 1000.0 x 150.0 / 220.0 [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.2]

= 238.636 $mm^2$

$A_{fv,use}$ = 253.4 $mm^2$ ( F 13 - 2.00 EA )

$A_{fv,use}$ = 253.4 $mm^2$ ≥ 238.636 $mm^2$ ∴ **O.K**

### 6.4.4 사용한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.5.2]

(1) 균열검토

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \le 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

= 194.0 mm ≤ 271.0 mm → 조건 만족

= 194.0 mm > $S_{used}$ = 100.0 mm ∴ **O.K**

여기서, $f_{fs}$ = $n_f$ d (1-k) $M_s$ / $I_{cr}$ = 130.92 MPa

$M_s$ = $M_{s1}$ = 235.754 kN-m (사용한계상태 하중조합-I)

$C_b$ = 1.00 (부착 감소계수, 리브형 보강근)

w = 0.70 mm (허용균열폭)

$C_c$ = 57.5 mm (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2(1-k)^2 = 959{,}015{,}111\ mm^4$$

- 피복덮개($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \xi} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 130.92 \times 1.23} = 119.5\ mm$$

여기서, $\xi$ = ( h - kd ) / ( d - kd ) = 1.23

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 70.0 mm < 119.5 mm ∴ **O.K**

### 6.4.5 크리프파괴 한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 173.813 kN-m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

= 96.523 MPa ≤ = 210.000 MPa ∴ **O.K**

## 6.5 단면설계 (E-F단면) - 극한한계상태, 사용한계상태

### 6.5.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 450.0 | 70.0 | 380.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 31,670 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| (pf > pfb) | |
| 0.008453 | 0.006486 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 208.074 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 129.866 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 94.354 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 116.699 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 29 | @ 400 | = | 1606.0 mm² | ( 2.5 | ea ) |
| 2cycle : | F 29 | @ 400 | = | 1606.0 mm² | ( 2.5 | ea ) |
| | | Σ | = | 3212.0 mm² | ( 5.0 | ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 16 | @ 250 | = | 794.4 mm² | ( 4.0 | ea ) |
| 배면부 : | F 16 | @ 125 | = | 1588.8 mm² | ( 8.0 | ea ) |
| | | Σ | = | 2383.2 mm² | ( 12.0 | ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

  $\rho_{f,ts} = MAX\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f}, 0.0014\right) = 0.0039$ 단, 0.0036이하

  $\therefore \rho_{f,ts} = MIN(0.0039, 0.0036) = 0.0036$

  $A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 1620.0 mm²

  배력보강근 $A_{fl}$ = 2383.2 mm² > $A_{ts}$ = 1620.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

  max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 42.9 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 55.5 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

  s = 200 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_a$, 40mm) = 42.9 mm ∴ O.K

  $s_{ts}$ = 83.3 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

### 6.5.2 휨강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}}\right] - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}$$

$= 604.1$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 604.1 / 55000 = 0.01098$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.01098 < 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ⇝ **콘크리트 압축파괴 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 604.1 / 55000 = 0.01098$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ($\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$)

1.55 - 0.01098 / 0.01273 = 0.69 ($0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$)

0.75 ($\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$)

$\therefore \Phi_f = 0.68705$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}}\right] - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu} \le f_{fu}$$

$= 604.1$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 674.030$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 65.219$

$\therefore \Phi M_n = 0.687 \times 674.030$

$= 463.089$ kN·m ≥ $M_u = 208.074$ kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$5.658\ A_f^2 - 182754.2\ A_f + 208074000 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 1181.8$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 789.201$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu} / E_f}\right) d = 72.486$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 789.201$

$= 434.061$ kN·m $\geq M_u = 208.074$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1\,E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{1.79984E+11}{146020573.8} = 1232.6 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

| | | |
|---|---|---|
| $A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4 / 3$ | = | 1575.7 mm² |
| $A_{f,min2} = 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | = | 1252.5 mm² |
| $A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | = | 1178.0 mm² |
| | = | 1252.5 mm² |

**$A_{s,use}$ = 3,212.0 mm² ≥ $A_{s,min}$ = 1,252.5 mm² [ 2.56 ] ∴ O.K**

**6.5.3 전단강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u = 116.699$ kN

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d) = 143.879$ kN

$V_f = 141.228$

$\Phi_{전단} = 0.75$

여기서, $n_f = E_f / E_c = 1.737$

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.157$ [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

$= MAX\ (\ 0.160\ ,\ 0.157\ ) = 0.160$ [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

$c = k \times d = 60.8$ mm

$\therefore \Phi V_n = 0.75 \times 285.107 = 213.830$ kN $\geq V_u = 116.699$ kN ∴ O.K

사용전단보강근

| $r_b$ (mm) | $d_b$ (mm) | $f_{fb}$ (MPa) | $f_{fv}$ (MPa) | s (mm) |
|---|---|---|---|---|
| 40 | 13 | 317.7 | 220.0 | 150.0 |

$A_{fv,req} = (V_u - \Phi V_c) / (\Phi f_{fv} \times d) \times s$

$= (\ 116.699 - 0.75 \times 143.879\ ) / (\ 0.75 \times 220.0 \times 380.0\ ) \times 150.0$

$= 21.028$ mm²

$A_{fv,min}$ = 0.35 x b x s / $f_{fv}$ = 0.35 x 1000.0 x 150.0 / 220.0 [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.2]

= 238.636 $mm^2$

$A_{fv,use}$ = 253.4 $mm^2$ ( F 13 - 2.00 EA )

$A_{fv,use}$ = 253.4 $mm^2$ ≥ 238.636 $mm^2$ ∴ **O.K**

$V_f$ = $A_{fv}$ x $f_{fv}$ x d / s = 253.4 x 220.0 x 380.0 / 150.0 / 1000 = 141.228 kN

### 6.5.4 사용한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.5]

(1) 균열검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \le 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

= 255.0 mm ≤ 315.0 mm → 조건 만족

= 255.0 mm > $S_{used}$ = 200.0 mm ∴ **O.K**

여기서, $f_{fs}$ = $n_f$ d (1-k) $M_s$ / $I_{cr}$ = 112.32 MPa

$M_s$ = $M_{s1}$ = 129.866 kN-m (사용한계상태 하중조합-I)

$C_b$ = 1.00 (부착 감소계수, 리브형 보강근)

w = 0.70 mm (허용균열폭)

$C_c$ = 55.5 mm (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2(1-k)^2 = 643,199,899\ mm^4$$

- 피복덮개($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \xi} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 112.32 \times 1.22} = 140.5\ mm$$

여기서, $\xi$ = ( h - kd ) / ( d - kd ) = 1.22

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 70.0 mm < 140.5 mm ∴ **O.K**

### 6.5.5 크리프파괴 한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 94.354 kN·m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{f,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d\,(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

$$= 81.609 \text{ MPa} \le = 210.000 \text{ MPa} \quad \therefore \textbf{O.K}$$

## 6.6 단면설계 (B-C단면) - 극한한계상태, 사용한계상태

### 6.6.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 450.0 | 70.0 | 380.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 31,670 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| (ρf > ρfb) | |
| 0.013334 | 0.006486 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 70.183 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 44.733 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 36.500 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 91.961 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 25 | @ | 200 | = | 2533.5 mm² | ( 5.0 ea ) |
| 2cycle : | F 25 | @ | 200 | = | 2533.5 mm² | ( 5.0 ea ) |
| | | | Σ | = | 5067.0 mm² | ( 10.0 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 16 | @ | 250 | = | 794.4 mm² | ( 4.0 ea ) |
| 배면부 : | F 16 | @ | 125 | = | 1588.8 mm² | ( 8.0 ea ) |
| | | | Σ | = | 2383.2 mm² | ( 12.0 ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

  $\rho_{f,ts} = MAX\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f}, 0.0014\right) = 0.0039$ 단, 0.0036이하

  $\therefore \rho_{f,ts} = MIN(0.0039, 0.0036) = 0.0036$

  $A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 1620.0 mm²

  배력보강근 $A_{fs}$ = 2383.2 mm² > $A_{ts}$ = 1620.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

  max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 38.1 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 57.5 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

  s = 100 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_b$, 40mm) = 40 mm ∴ O.K

  $s_{ts}$ = 83.3 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

### 6.6.2 휨강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 466.4$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 466.4 / 55000 = 0.00848$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.00848 < 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ← **콘크리트 압축파괴 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 466.4 / 55000 = 0.00848$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ($\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$)

1.55 − 0.00848 / 0.01273 = 0.88 ($0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$)

0.75 ($\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$)

$\therefore \Phi_f = 0.75$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 466.4$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 804.205$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 79.441$

$\therefore \Phi M_n = 0.750 \times 804.205$

$= 603.154$ kN·m ≥ $M_u = 70.183$ kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$6.176\ A_f^2 - 199500.0\ A_f + 70183000 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 355.7$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 1244.98$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu} / E_f}\right) d = 72.486$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 1244.98$

$= 684.740$ kN·m $\geq M_u = 70.183$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\,f_{fu}\,d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1\,E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{60708295000}{159400500} = 380.9 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4 / 3$ | $=$ | 474.3 mm² |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | $=$ | 1252.5 mm² |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | $=$ | 1178.0 mm² |
| | | $=$ | 474.3 mm² |

**$A_{s,use} = 5{,}067.0$ mm² $\geq A_{s,min} = 474.3$ mm² [ 10.68 ] ∴ O.K**

**6.6.3 전단강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u = 91.961$ kN

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d) = 173.459$ kN

$V_f = 0.000$ (GFRP 전단보강근 미사용)

$\Phi_{전단} = 0.75$

여기서, $n_f = E_f / E_c = 1.737$

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.193$ [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

$= MAX(0.160, 0.193) = 0.193$ [ACI 440 11-22. 22.5.5.1]

$c = k \times d = 73.3$ mm

$\therefore \Phi V_n = 0.75 \times 173.459 = 130.094$ kN $\geq V_u = 91.961$ kN ∴ O.K

## 6.7 단면설계 (C-D단면) - 극한한계상태, 사용한계상태

### 6.7.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 450.0 | 70.0 | 380.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 31,670 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| (pf ≤ pfb) | |
| 0.004181 | 0.006486 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 51.246 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 33.071 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 28.698 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 88.478 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 16 | @ 250 | = | 794.4 mm² | ( 4.0 | ea ) |
| 2cycle : | F 16 | @ 250 | = | 794.4 mm² | ( 4.0 | ea ) |
| | | Σ | = | 1588.8 mm² | ( 8.0 | ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 25 | @ 100 | = | 5067.0 mm² | ( 10.0 | ea ) |
| 배면부 : | F 25 | @ 200 | = | 2533.5 mm² | ( 5.0 | ea ) |
| | | Σ | = | 7600.5 mm² | ( 15.0 | ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

$$\rho_{f,ts} = \text{MAX}\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f},\ 0.0014\right) = 0.0039 \quad \text{단, } 0.0036\text{이하}$$

$$\therefore\ \rho_{f,ts} = \text{MIN}(0.0039,\ 0.0036) = 0.0036$$

$A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 1620.0 mm²

배력보강근 $A_{ft}$ = 7600.5 mm² > $A_{ts}$ = 1620.0 mm² ∴ **O.K**

  • 최소피복 검토

max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 62.0 mm ∴ **O.K**

  • 배근간격 검토

s = 125 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_b$, 40mm) = 40 mm ∴ **O.K**

$s_{ts}$ = 66.7 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ **O.K**

### 6.7.2 휨강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 890.2$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 890.2 / 55000 = 0.01618$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.01618 \geq 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ≒ **GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ($\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$)

1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ($0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$)

0.75 ($\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$)

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \leq f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 401.833$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 37.384$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 401.833$

$= 221.008$ kN·m ≥ $M_u = 51.246$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$4.529\ A_f^2 - 146300.0\ A_f + 51246000 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 354.2$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 390.374$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu} / E_f}\right) d = 72.486$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 390.374$

$= 214.706$ kN·m $\geq M_u = 51.246$ kN·m ← 적용 $\therefore$ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\,f_{fu}\,d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1\,E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{44327790000}{116893700} = 379.2 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4 / 3$ | $=$ | 505.6 mm² |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | $=$ | 1252.5 mm² |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | $=$ | 1178.0 mm² |
| | | $=$ | 505.6 mm² |

**$A_{s,use} = 1{,}588.8$ mm² $\geq A_{s,min} = 505.6$ mm² [ 3.14 ] $\therefore$ O.K**

**6.7.3 전단강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u = 88.478$ kN

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d) = 143.879$ kN

$V_f = 0.000$ (GFRP 전단보강근 미사용)

$\Phi_{전단} = 0.75$

여기서, $n_f = E_f / E_c = 1.737$

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.113$ [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

$= MAX(0.160, 0.113) = 0.160$ [ACI 440 11-22. 22.5.5.1]

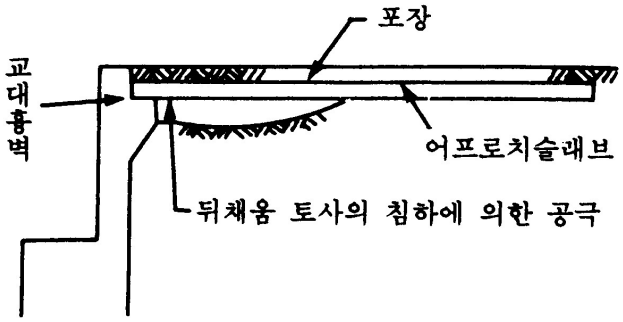
$c = k \times d = 60.8$ mm

$\therefore \Phi V_n = 0.75 \times 143.879 = 107.909$ kN $\geq V_u = 88.478$ kN $\therefore$ **O.K**

# 3. 접속슬래브

## 3.1 접속슬래브 설계 개요

교대배면의 뒤채움 흙의 침하는 차량교통에 큰 지장을 주므로 그 재료는 특히 양질인 것을 사용하여 충분히 다져서 침하를 최소한으로 억제하여야 한다. 그럼에도 불구하고 침하는 불가피하므로 이 부분의 포장은 아스팔트 등 가요성 포장으로 하여 쉽게 보수할 수 있도록 하는 것이 좋다. 또 성토 시공 직후에 포장을 하지 않으면 안되는 경우는 어프로치쿠션으로서 어프로치슬래브를 사용하는 등 주행차량이나 교대에 급격한 충격을 주지 않도록 배려할 필요가 있다. 또 뒤채움 흙에 침입된 물은 적당한 방법에 의하여 배수시켜서 토압을 경감하여 포장의 파손을 방지하여야 한다.



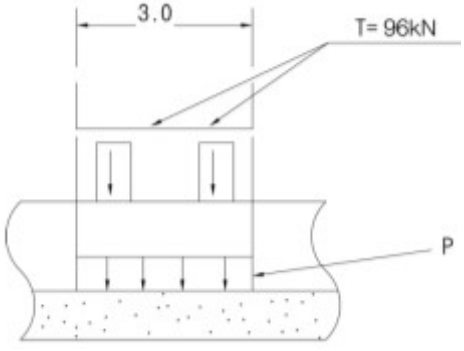

<그림 3.1.1> 교대 배면의 침하현상

교대배면의 뒤채움 흙의 침하는 차량교통에 큰 지장을 주므로 그 재료는 특히 양질인 것을 사용하여 충분히 다져서 침하를 최소한으로 억제하여야 한다. 설계방법은 기존에 관용적으로 적용되어온 방법과 도로교설계기준(한계상태설계법)에 의한 등가스트립방법을 통하여 활하중의 크기를 살펴보면 다음과 같다.

### 3.1.1 도로설계요령에 의한 방법

① 설계지간 및 지지조건은 교축방향 접속판길이의 70%를 지간으로 하는 단순보로 가정

② 활하중의 재하방식은 KL-510 후륜축의 분포폭을 고려함.




· $P = \dfrac{2 \times 96 \times (1+i)}{3 \times (0.2+2D)}\ (kN/m)$

· $i = 0.25$

· $D = 0.4m$

· $P = \dfrac{2 \times 96 \times (1+0.25)}{3 \times (0.2+2 \times 0.4)} = 80.0\ (kN/m)$

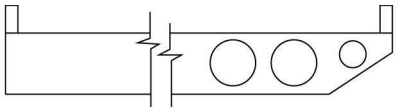
### 3.1.2 슬래브교에 대한 등가 스트립 폭을 이용하는 방법

<표 3.1.1> 등가스트립 폭 관련기준

**4.6.4 슬래브교에 대한 등가 스트립 폭**

(1) 4.6.4은 표 4.6-11의 그림에서 주어진 단면유형에 적용된다. 현장타설중공(中空) 슬래브 교량을 슬래브교로 취급할 수 있다.

표 4.6-11 슬래브교의 단면 유형

| 지점요소 | 바닥판형태 | 단면유형 |
|---|---|---|
| 현장타설 콘크리트 슬래브 또는 중공 슬래브 | 일체식 바닥판 |  |

(2) 한 차로에만 재하 된 경우 차로 당 전단력과 모멘트에 대한 교축방향 스트립의 등가폭을 다음과 같이 결정한다.

$$E = 1.2\left(250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1}\right) \qquad (4.6\text{-}15)$$

(3) 두 차로 이상 재하 된 경우 차로 당 전단력과 모멘트에 대한 교축방향 스트립의 등가폭은 다음과 같이 결정한다.

$$E = 1.1\left(2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1}\right) \le \frac{W}{N_L} \qquad (4.6\text{-}16)$$

여기서 $E$ = 등가폭(mm)

$L_1$ = 실제 지간장과 18000 mm 중 작은 값(mm)

$W_1$ = 1 차로 재하의 경우 : 실제 교폭과 9000 mm 중 작은 값

2 차로 이상 재하의 경우 : 실제 교폭과 18000 mm 중 작은 값

$W$ = 실제 교폭(mm)

$N_L$ = KDS 24 12 21:2016(4.3.1.1)에에서 규정된 재하차로 수

(4) 사교의 교축방향 하중영향을 다음과 같은 계수 $r$에 의해서 감소시킬 수 있다.

$$r = 1.05 - 0.25\tan\theta \le 1.00 \qquad (4.6\text{-}17)$$

여기서, $\theta$ = 사각(도)

관련 기준은 상기와 같으며, 분석결과 2차로 재하가 가장 불리한 경우가 많으므로 고속도로의 편도 2차로 폭원을 가정시 W=11,400mm, L=7,000→Lp=0.7×7,000 =4,900mm이므로, E=1.1(2100+0.12√(4900×11400)=3,297mm가 된다. 이 값은 앞의 토피를 고려한 분포폭인 3,000mm보다 더 큰값이 도출된다. 이 방법의 장점은 접속슬래브의 연장이 증가하면 분포폭도 증가하여 활하중의 효과를 상대적으로 낮출 수 있다. 활하중의 축중량 관점에서는 후륜축 보다는 탠덤축에 의한 하중효과가 더 크게 발생된다. 따라서, 본 검토의 분포폭은 AASHTO LRFD와 동일하게 등가스트립법을 적용하였다. 등가스트립 방법을 적용하는 경우에는 포장층을 고려하는 대신 차량의 직접재하를 가정하였다.

## 3.2 접속슬래브 상세 설계

도로설계요령에서는 철근 콘크리트 접속슬래브에 대하여 다음의 배근상세를 제시하고 있다. 따라서, GFRP 보강근에서도 이하 내용을 준수하였다.

(4) 철근배치
(가) 철근의 덮개는 인장측에서 55 mm, 압축측에서 35 mm 이상을 원칙으로 한다.
(나) 인장철근, 인장측 배력철근의 간격은 150 mm, 압축측 철근의 간격은 300 mm 정도로 한다.
(다) 인장철근측의 배력철근은 인장주철근의 1/4 이상으로 한다.
(라) 압축측 주철근은 인장주철근의 1/3 이상으로 하고 배력철근은 인장측 배력철근의 1/2 정도로 한다.
(마) 스터럽은 300 mm 간격으로 하고 철근은 D13을 사용한다.

### ① 보강근 피복결정

GFRP 보강근은 휨 강도보다는 사용성 검토에 지배되는 경향이 크다. 따라서, (가)항의 경우 전단보강근을 감안하면 중심피복이 80mm가 확보되어야 순 피복 55mm의 확보가 가능하다. 따라서, GFRP 보강근에서는 재료의 특성을 감안하여 순 피복 30mm이상이 확보가 되도록 결정하였다. 이는, 주근의 직경이 29mm이며 전단근이 16mm인 경우 60-14.5-16=29.5mm로서 순피복 30mm를 충족한다. 압축측도 전단근에 의한 시공성 등을 감안하여 동일하게 60mm를 적용하였다..

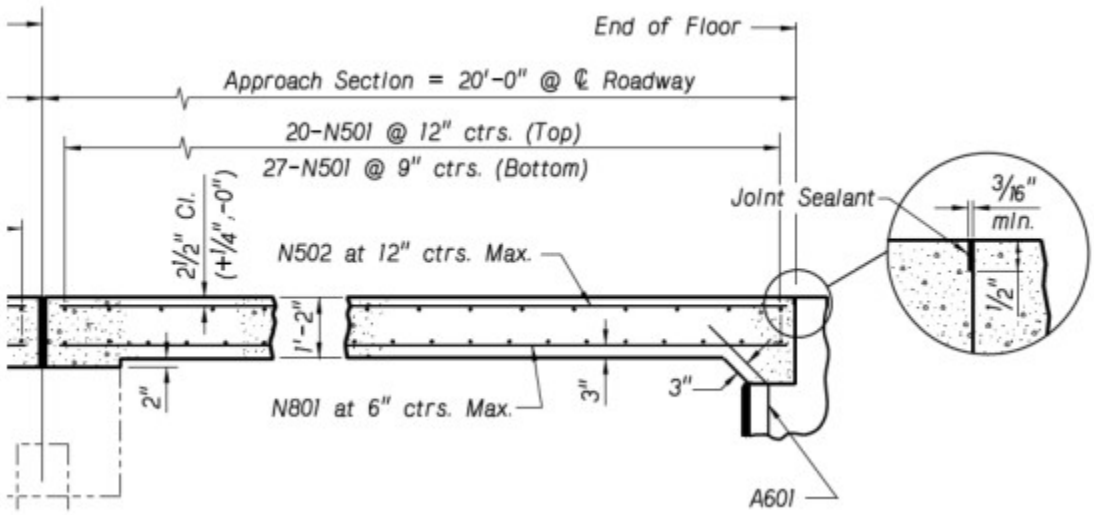
### ② 배력근량 결정

GFRP 배력근은 온도·수축근에 대한 검토를 추가함으로써 (나)~(라)는 대부분 만족이 되도록 하였으며, 지간이 큰 경우에는 주근의 배치량이 급속하게 증가하므로 이 경우에도 상기조건이 만족이 되도록 하였다.

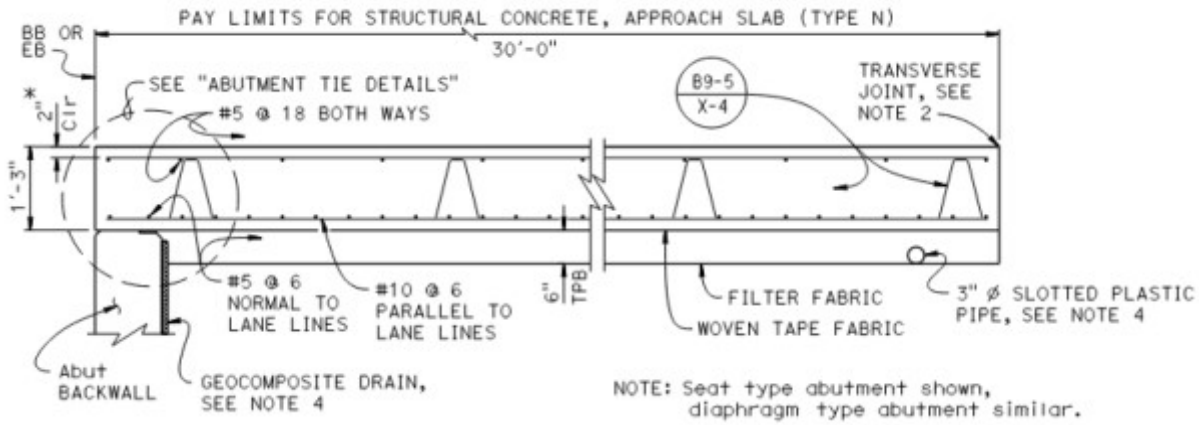
### ③ 전단보강근 간격결정

접속슬래브의 두께는 표준이 450mm이므로 유효높이는 350~390mm정도가 된다. 전단보강근의 간격 결정시 45°의 사인장균열과 반드시 1회이상 교차가 되도록 하기 위해서는 d/2 이하의 간격제한 조건이 필요하다. 그러나 이 조건을 적용하는 경우 전단근이 지나치게 많이 배치되어 시공성과 적용성이 매우 저하가 된다. 이러한 간격 확대는 슬래브의 지반 지지효과를 고려한 것으로 추정할 수 있으며 미국의 다양한 사례(Nebraska, Caltrans, Iowa DOT 등)처럼 전단근을 일반적으로 배치하지 않고 있으나, 본 예제에서는 철근과는 다른 GFRP 보강근의 전단특성과 교대 배면부의 침하특성을 고려하여 간격기준을 준수하여 배치하였다.

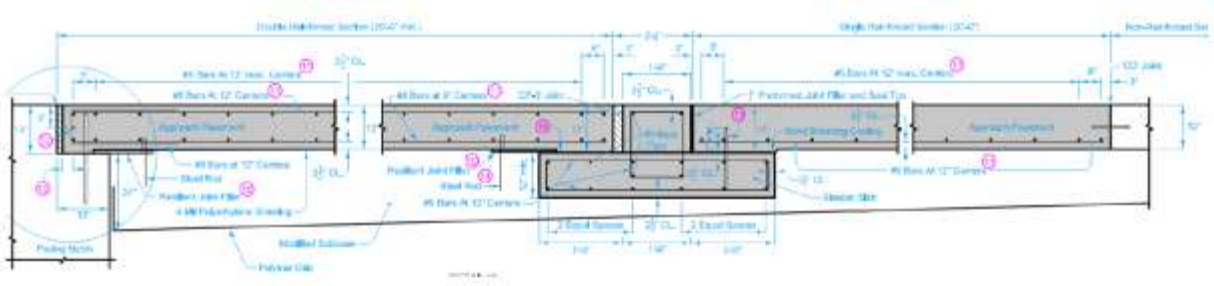
## NDOT(Nebraska) Typical Approach Slab Design and Detailing




## Caltrans Typical Approach Slab Design and Detailing




## IowaDOT Typical Approach Slab Design and Detailing



<그림 3.2.1> 미국 주 교통국별 접속슬래브 상세

## APPENDIX B: Design Calculations

Design of 14 in. Thick CIP Concrete Approach Slab Reinforced with A615 Grade 60 Steel

Design of 12 in. Thick Precast Concrete Approach Slab Reinforced with A1035 Grade 100 Steel

| | |
|---|---|
| Dead Load | $w_d := 150\ pcf \cdot h \cdot b + \frac{2 \cdot w_r}{W} \cdot b = 0.194\ klf$ |
| Dead Load Moment | $M_d := w_d \cdot \frac{L^2}{8} = 9.71\ kip \cdot ft$ |
| Critical Shear Section Distance | $x := 12\ in + \frac{d}{2} = 17.25\ in$ |
| Dead Load Shear | $V_d := w_d \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right) = 1.664\ kip$ |
| Future Wearing Surface Load | $w_s := 25\ psf \cdot b = 0.025\ klf$ |
| Future Wearing Surface Moment | $M_s := w_s \cdot \frac{L^2}{8} = 1.25\ kip \cdot ft$ |
| Future Wearing Surface Shear | $V_s := w_s \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right) = 0.21\ kip$ |
| Lane Load | $w_{lane} := 64\ psf \cdot b = 0.064\ klf$ |
| Lane Load Moment | $M_{lane} := w_{lane} \cdot \frac{L^2}{8} = 3.2\ kip \cdot ft$ |
| Lane Load Shear | $V_{lane} := w_{lane} \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right) = 0.548\ kip$ |

| | |
|---|---|
| Tandem Load Moment per Lane | $M_{tandem} := 25\ kip \cdot \frac{(L - 4\ ft)}{2} = 200\ kip \cdot ft$ |
| Tandem Load Shear per Lane | $V_{tandem} := 50\ kip - 50\ kip \cdot \frac{x}{L} - \frac{100\ kip \cdot ft}{L} = 41.4\ kip$ |
| Equivalent Width (one lane) | $E_1 := 10\ in + \frac{5 \cdot \sqrt{min(L, 60\ ft) \cdot min(W, 30\ ft)}}{12} = 132\ in$ |
| Number of Design Lanes | $N_L := \text{trunc}\left(\frac{W}{12\ ft}\right) = 3$ |
| Equivalent Width (multiple lanes) | $E_2 := min\left(84\ in + \frac{1.44 \cdot \sqrt{min(L, 60\ ft) \cdot min(W, 60\ ft)}}{12}, \frac{W}{N_L}\right) = 128\ in$ |
| Service Moment | $M_a := M_d + M_s + M_{lane} + \frac{b \cdot r \cdot 1.33 \cdot M_{tandem}}{min(E_1, E_2)} = 39.1\ kip \cdot ft$ |

$check := \text{if}\left(M_a > M_{cr}, \text{“Cracked Section”}, \text{“Uncracked Section”}\right) = \text{“Cracked Section”}$

Cracking-to-Applied Ratio $R := \frac{M_{cr}}{M_a} = 0.4$

| | |
|---|---|
| Ultimate Moment | $M_u := 1.25 \cdot M_d + 1.5 \cdot M_s + 1.75 \cdot \left(M_{lane} + \frac{b \cdot r \cdot 1.33 \cdot M_{tandem}}{min(E_1, E_2)}\right) = 63.3\ kip \cdot ft$ |

$check := \text{if}\left(M_u > M_r, \text{“Inadequate Section”}, \text{“Adequate Section”}\right) = \text{“Adequate Section”}$

Flexure Capacity-to-Demand Ratio $CD := \frac{M_r}{M_u} = 1.05$

| | |
|---|---|
| Ultimate Shear | $V_u := 1.25 \cdot V_d + 1.5 \cdot V_s + 1.75 \cdot \left(V_{lane} + \frac{b \cdot r \cdot 1.33 \cdot V_{tandem}}{min(E_1, E_2)}\right) = 12.4\ kip$ |

<그림 3.2.2> AASHTO LRFD에 의한 접속슬래브 설계 예시

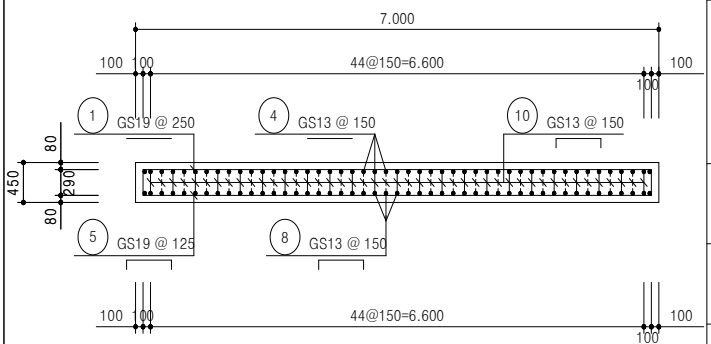
## 3.3 접속슬래브 설계 절차 및 설계 예제

### 3.3.1 설계 절차

| STEP | | 관련규정 및 특이사항 | |
|---|---|---|---|
| 1 | 작용하중 산정 | ● 표준트럭하중(KL-510) 적용 (탠덤 하중고려)<br>● 등가 스트립폭 산출 (1차선 및 다차선재하)<br>● 유효폭이 반영된 단위폭당 단면력 산출 | KDS 24 12 21 4.3.1.3<br>KDS 24 10 11 4.6.4 |
| ⇩ | | | |
| 2 | 단면설계 | ● 극한한계상태의 강도 검토<br>- 휨 강도, 전단강도 검토<br>● 사용성한계상태의 사용성 검토<br>- 균열검토, 크리프한계상태 검토 | KDS 24 50 05 5.2, 6.2<br>KDS 24 50 05 5.2 |

### 3.3.2 설계 예제

대상교량은 고속국도 제29호선 세종~포천(안성~구리) 고속도로중 제1공구 남안성분기점5교에 적용된 교대부에 설치되는 접속슬래브를 대상으로 하였다. 접속슬래브의 일반도 제원 및 특기사항은 다음과 같다. 설계 예제에서는 극한한계상태(휨 및 전단)와 사용한계상태(균열, 크리프 및 피로)에 대한 검토를 수행하였다. AASHTO LRFD의 설계 예제를 참조하여 활하중은 후륜축 대신 탠덤축을 고려하였으며, 슬래브교에 대한 등가 스트립 폭을 이용하여 분포폭을 산출하였다.




| 접속슬래브 설계제원 | |
|---|---|
| • 단면규격 | 길이(L) = 7.0m<br>폭원(B) = 10.0m<br>두께(h) = 450mm |
| • 설계압축강도 | 35MPa |
| • 노출등급 | ED3 |
| • GFRP보강근 적용등급 | 직선근 : Grade-E<br>곡선근 : Grade-E |

<그림 3.3.1> 대상 접속슬래브 일반제원

| 01 | GFRP 보강근 접속슬래브 예제 (KDS 24 50 05) |
|---|---|

# 1. 접속슬래브 설계

## 1.1 설계조건

1) 설계조건

① 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 7.000 = 4.900 m

② 고정하중

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 포 장 : | 0.40 | x | 23.000 | = | 9.200 | kN/m² |
| 슬 래 브 자 중 : | 0.45 | x | 23.500 | = | 10.575 | kN/m² |
| 합 계 : | | | | = | 19.775 | kN/m² |

③ 고정하중에 의한 부재력

$-V_{dc}$ = 9.200 x 4.900 / 2 - 19.775 x 0.400

= 14.630 kN

$-M_{dc}$ = 9.200 x 4.900 $^2$ / 8 = 27.612 kN.m

$-V_{dw}$ = 10.575 x 4.900 / 2 - 14.630 x 0.400

= 20.057 kN

$-M_{dw}$ = 10.575 x 4.900 $^2$ / 8 = 31.738 kN.m

④ 활하중에 의한 부재력

- 슬래브 지간 : 4.900 m
- 슬래브 폭 : 8.060 m
- N : 8.060 / 3.600 = 2.239 N = 2
- 유효폭 산정

1차로 재하시

$E = 1.2 ( 250 + 0.42 \sqrt{(L_1 W_1)})$

= 1.2 x ( 250 + 0.42 x √( 4,900 x 8,060 ))

= 3,467 mm

2차로 이상 재하시

$E = 1.1 ( 2,100 + 0.12 \sqrt{(L_1 W_1)}) \le W/NL$

= 1.1 x ( 2100 + 0.12 x √( 4,900 x 8,060 ))

= 3,140 mm < W/NL = 8,060 / 2 = 4,030 mm

E = 3,140 mm

여기서

E = 등가폭(mm)

$L_1$ = 실제 지간장과 18,000 mm 중 작은 값(mm)

$W_1$ = 1 차로 재하의 경우 : 실제 교폭과 9,000 mm 중 작은 값

2 차로 이상 재하의 경우 : 실제 교폭과 18,000 mm 중 작은 값

W = 실제 교폭(mm)

NL = 3.6.1.1에서 규정된 재하차로 수

- 충격계수

i = 0.25

- 설계차선 산정

설계차로폭(Wp) : 3,600 mm

N = Wc / Wp = 8.060 / 3.600 = 2.239 N = 2 차로 재하

W = Wc / N = 8.060 / 2.000 = 4.030 > 3.600 m

설계차로폭 W는 3.6 m 마다 재하한다.

⑤ 다차로재하계수

- 다차로재하계수(m) 산정 (재하차로수에 따른 다차로 재하계수)

| 재하차로의 수 | 다차로재하계수 m |
|---|---|
| 1 | 1 |
| 2 | 0.9 |
| 3 | 0.8 |
| 4 | 0.7 |
| 5이상 | 0.65 |

⑥ 활하중 산정 : 1차로 재하시 적용

- 표준트럭하중 1차로 재하시

E = 3,467 mm

Pf = 2 x 24.0 x ( 1 + 0.25 ) / 3.467 = 17.306 kN

Pm = 2 x 67.5 x ( 1 + 0.25 ) / 3.467 = 48.673 kN

Pr = 2 x 96.0 x ( 1 + 0.25 ) / 3.467 = 69.224 kN

- 표준트럭하중 2차로 재하시 : 90% 적용

E = 여기서 mm

Pf = 2 x 24.0 x ( 1 + 0.25 ) / 3.140 x 0.9 = 17.197 kN

Pm = 2 x 67.5 x ( 1 + 0.25 ) / 3.140 x 0.9 = 48.368 kN

Pr = 2 x 96.0 x ( 1 + 0.25 ) / 3.140 x 0.9 = 68.790 kN

- 표준차로하중

L = 4.900 m

L ≤ 60m, w = 12.7 kN/m

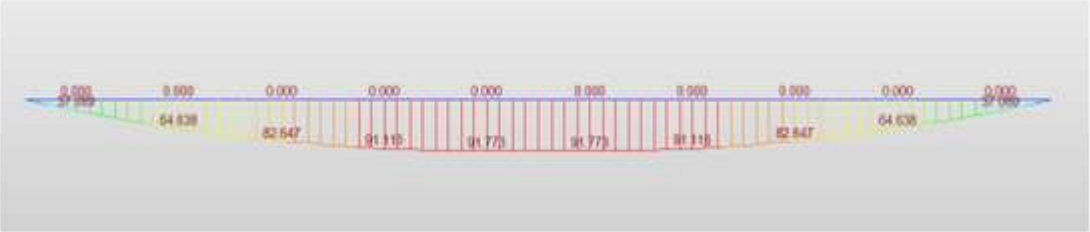
w = 12.7 / 3 = 4.233 kN

- 하중조합

LC 1 = 표준트럭하중

LC 2 = 표준트럭하중 75% + 표준차로하중 25%

- 단면력도 (휨모멘트)



- 단면력도 (전단력도)



- 단면력(활하중)

$V_l$ = 77.678 kN $M_l$ = 91.773 kN.m

2) 설계단면력

① 극한한계상태 : ST1F = 1.25 x $D_{dc}$ + 1.50 x $D_{dw}$ + 1.80 x LL, ηi = 1.00

Vu = (1.25 x $V_{dc}$ + 1.50 x $V_{dw}$ + 1.80 x $V_l$) x 1.00

= ( 1.25 x 14.630 + 1.50 x 20.057 + 1.80 x 91.773 )

x 1.00 = 213.564 kN

Mu = (1.25 x $M_{dc}$ + 1.50 x $M_{dw}$ + 1.80 x $M_l$) x 1.00

= ( 1.25 x 27.612 + 1.50 x 31.738 + 1.80 x 91.773 )

x 1.00 = 247.313 kN.m

② 사용한계상태 : SE1 = 1.00 x $D_{dc}$ + 1.00 x $D_{dw}$ + 1.00 x LL, ηi = 1.00

Ms = (1.00 x $M_{dc}$ + 1.00 x $M_{dw}$ + 1.00 x $M_l$) x 1.00

= ( 1.00 x 27.612 + 1.00 x 31.738 + 1.00 x 91.773 )

x 1.00 = 151.123 kN.m

③ 크리프한계상태 : SE_c = 1.00 x $D_{dc}$ + 1.00 x $D_{dw}$ 0.20 x LL, ηi = 1.00

Msc = (1.00 x $M_{dc}$ + 1.00 x $M_{dw}$ + 0.20 x $M_l$) x 1.00

( 1.00 x 27.612 + 1.00 x 31.738 + 0.20 x 91.773 )

x 1.00 = 77.705 kN.m

④ 피로한계상태 : SE_f = 1.00 x $D_{dc}$ + 1.00 x $D_{dw}$ + 0.75 x LL, ηi = 1.00

Msf = (1.00 x $M_{dc}$ + 1.00 x $M_{dw}$ + 0.75 x $M_l$) x 1.00

( 1.00 x 27.612 + 1.00 x 31.738 + 0.75 x 91.773 )

x 1.00 = 128.180 kN.m

## 1.2 단면설계(단위m당) - 극한한계상태, 사용한계상태

### 1.2.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 450.0 | 50.0 | 400.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 31,670 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| (ρf ≤ ρfb) | |
| 0.005730 | 0.006486 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 247.313 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 151.123 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 77.705 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 213.564 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 19 | @ 250 | = | 1146.0 mm² | ( 4.0 | ea ) |
| 2cycle : | F 19 | @ 250 | = | 1146.0 mm² | ( 4.0 | ea ) |
| | | | Σ = | 2292.0 mm² | ( 8.0 | ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 상면부 : | F 13 | @ 150 | = | 844.7 mm² | ( 6.7 | ea ) |
| 하면부 : | F 13 | @ 150 | = | 844.7 mm² | ( 6.7 | ea ) |
| | | | Σ = | 1689.3 mm² | ( 13.3 | ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

  $\rho_{f,ts} = MAX\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f}, 0.0014\right) = 0.0039$ 단, 0.0036이하

  ∴ $\rho_{f,ts} = MIN(0.0039, 0.0036) = 0.0036$

  $A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 1620.0 mm²

  배력보강근 $A_{fs}$ = 1689.3 mm² > $A_{ts}$ = 1620.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

  max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 40.5 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

  s = 125 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_a$, 40mm) = 40 mm ∴ O.K

  $s_{ts}$ = 75 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

### 1.2.2 휨강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 749.5$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 749.5 / 55000 = 0.01363$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.01363 \geq 0.01273 \quad (\varepsilon_{fu})$ ← GFRP 보강근 인장파열 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ($\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$)

$\Phi_f$ = 1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ($0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$)

$\Phi_f$ = 0.75 ($\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$)

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \leq f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 598.498$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 53.929$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 598.498$

$= 329.174$ kN·m ≥ $M_u = 247.313$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$4.529\ A_f^2 - 154000.0\ A_f + 247313000 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 1689.9$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 592.793$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu} / E_f}\right) d = 76.301$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 592.793$

$= 326.036$ kN·m $\geq M_u = 247.313$ kN·m ← 적용 $\therefore$ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1\,E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{2.13926E+11}{123046000} = 1738.6 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4 / 3$ | $=$ | 2318.1 mm² |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | $=$ | 1318.4 mm² |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | $=$ | 1240.0 mm² |
| | | $=$ | 1318.4 mm² |

**$A_{s,use} = 2{,}292.0$ mm² $\geq A_{s,min} = 1{,}318.4$ mm² [ 1.74 ] $\therefore$ O.K**

**1.2.3 전단강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u = 213.564$ kN

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d) = 151.452$ kN

$V_f = 148.661$

$\Phi_{전단} = 0.75$

여기서, $n_f = E_f / E_c = 1.737$

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.131$ [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

$= \text{MAX}(0.160, 0.131) = 0.160$ [ACI 440 11-22. 22.5.5.1]

$c = k \times d = 64.0$ mm

$\therefore \Phi V_n = 0.75 \times 300.113 = 225.085$ kN $\geq V_u = 213.564$ kN $\therefore$ **O.K**

사용전단보강근

| $r_b$ (mm) | $d_b$ (mm) | $f_{fb}$ (MPa) | $f_{fv}$ (MPa) | s (mm) |
|---|---|---|---|---|
| 40 | 13 | 317.7 | 220.0 | 150.0 |

$A_{fv,req} = (V_u - \Phi V_c) / (\Phi f_{fv} \times d) \times s$

$= (213.564 - 0.75 \times 151.452) / (0.75 \times 220.0 \times 400.0) \times 150.0$

$= 227.216 \ mm^2$

$A_{fv,min} = 0.35 \times b \times s / f_{fv} = 0.35 \times 1000.0 \times 150.0 / 220.0$ [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.2]

$= 238.636 \ mm^2$

$A_{fv,use} = 253.4 \ mm^2$ ( F 13 - 2.00 EA )

$A_{fv,use} = 253.4 \ mm^2 \geq 238.636 \ mm^2$ ∴ **O.K**

$V_f = A_{fv} \times f_{fv} \times d / s = 253.4 \times 220.0 \times 400.0 / 150.0 / 1000 = 148.661 \ kN$

### 1.2.4 사용한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.5]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15 \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \leq 0.92 \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

$= 155.0 \ mm \leq 205.0 \ mm$ → 조건 만족

$= 155.0 \ mm > S_{used} = 125.0 \ mm$ ∴ **O.K**

여기서, $f_{fs} = n_f \, d \, (1-k) \, M_s / I_{cr} = 172.49 \ MPa$

$M_s = M_{s1} = 151.123 \ kN\cdot m$ (사용한계상태 하중조합-I)

$C_b = 1.00$ (부착 감소계수, 리브형 보강근)

$w = 0.70 \ mm$ (허용균열폭)

$C_c = 40.5 \ mm$ (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3} k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2 (1-k)^2 = 528,896,922 \ mm^4$$

- 피복멸개($(d_c)$ 적정성 검토

$$d_c \leq \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \xi} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 172.49 \times 1.15} = 97.0 \ mm$$

여기서, $\xi = (h - kd) / (d - kd) = 1.15$

∴ 최외측 적용 $d_c = 50.0 \ mm < 97.0 \ mm$ ∴ **O.K**

### 1.2.5 크리프파괴 한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

$M_s = 77.705 \ kN\cdot m$

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{f,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d\,(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

$= 88.690$ MPa $\le$ $= 210.000$ MPa ∴ **O.K**

**1.2.6 피로 한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 128.180 kN·m

(2) 피로에 대한 응력 제한

$$f_{f,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d\,(1-k)}{I_{cr}} \le 0.25 \cdot f_{fu}$$

$= 146.300$ MPa $\le$ $= 175.000$ MPa ∴ **O.K**

# 4. 옹벽

## 4.1 옹벽 적용 사례

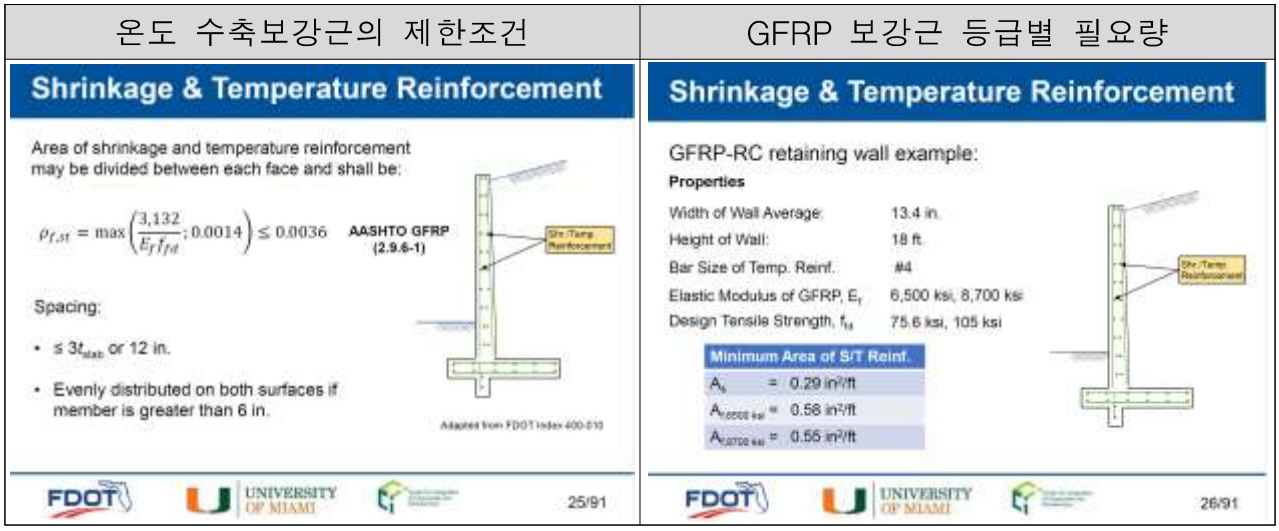
해외에서는 GFRP 보강근을 다양한 해양 구조물 및 해안도로용 옹벽에 적용하고 있으며, 사례는 다음과 같다.

| 기존 구조물 복구 공사 | 강성 방호울타리 |
|---|---|
|  |  |
| 해안도로용 옹벽 | 해안 방파제 설치 |
|  |  |

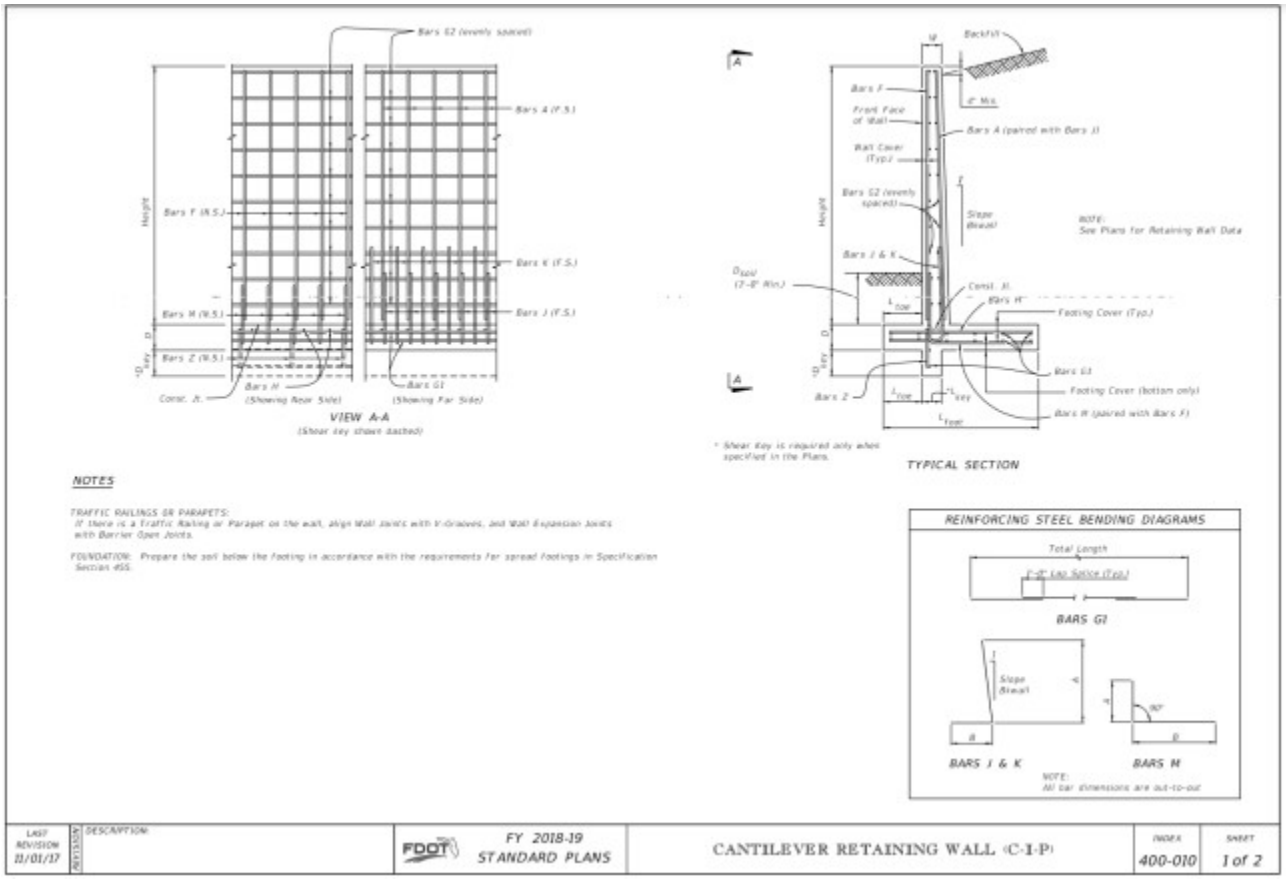
<그림 4.1.1> GFRP 보강근 적용 옹벽 및 유사형식의 구조물

철근 부식이 쉬운 환경에 노출된 RC 옹벽에서도 내구성 증진 및 유지관리 최소화를 위해서는 GFRP 보강근을 적극 활용할 필요가 있다. 이를 위해서는 성능이 안정되고 우수하며, 가격이 저렴하여 경제성 문제를 극복할 수 있는 GFRP 보강근 개발 및 보급이 선결되어야 한다. 옹벽은 Grade-B등급의 GFRP 직선 및 굽힘 보강근의 적용이 필요한 대표적인 구조 형식이다.

해안가와 인접한 플로리다주에서는 GFRP 보강근 옹벽에 대한 표준화 작업이 이미 수행되었다. 옹벽의 설계예시 및 표준도면은 아래의 그림과 같으며, 표준도면은 철근 배근도를 개정하여 GFRP 보강근으로 변경하여 적용한 사례이다.




<그림 4.1.2> GFRP 보강근 옹벽 설계 예시




<그림 4.1.3> FDOT GFRP 보강근 옹벽 표준도면

## 4.2 옹벽 설계 개요

현재 콘크리트옹벽 설계를 위한 국가기준은 KDS 11 80 05 콘크리트옹벽 편을 따르고 있다. 이 기준에서는 옹벽의 설계방법에 대하여 다음과 같이 명시하고 있다.

<표 4.2.1> 콘크리트옹벽의 설계

| |
|---|
| 콘크리트 옹벽의 안정검토(활동, 전도, 지지력, 전체안정성, 침하)를 할 때에는 하중계수를 고려하지 않은 사용하중(service load)을 사용하여 안전율 기준에 의한 허용응력설계법을 적용하고, 단면설계를 할 때에는 강도설계법에 의한 계수하중을 적용하며, 구조계산을 할 때에는 고정하중, 지표면 재하하중 등의 영향을 고려하여 설계한다. |

따라서, 본 예제집에서는 국가기준을 준용하여 기존 철근 콘크리트로 수행된 옹벽의 설계 하중과 하중조합을 동일하게 적용하되 안정검토 및 단면설계법에 대해서는 GFRP 보강근의 특성에 맞추어 반영하였다. 안정검토의 경우 콘크리트의 단위중량을 기존의 $24.5\text{kN/m}^2$ → $23.5\text{kN/m}^2$ 로 변경하였으며, 일시적인 하중을 고려하기 위하여 콘크리트 옹벽 배면지반에는 $10\,\text{kN/m}^2$의 등분포 하중이 작용하는 것으로 간주하여 콘크리트 옹벽의 안정해석과 단면해석을 하였다. 상재하중에 의한 수평토압을 고려하는 경우에는 KDS 24 12 21 (4.3.1)을 따라서 검토를 수행하였다.

<표 4.2.2> 콘크리트옹벽의 수평토압

(4) 도로의 경우 옹벽 배면지반에 작용하는 상재하중은 KDS 24 12 21 (4.3.1)에 따르며, 상재하중에 의한 수평토압의 증가량은 다음과 같이 산정하여 적용할 수 있다.

$$\Delta_p = k\gamma h_{eq} \qquad (1.7\text{-}8)$$

표 1.7-2 차량의 이동방향과 평행하는 옹벽의 교통 상재하중에 대한 등가상재하중 높이($h_{eq}$)

| 이격거리1) | 옹벽 높이 H (m) | 등가 상재하중높이 $h_{eq}$ (m) |
|---|---|---|
| 0 m | 1.5 | 0.85 |
| | 3.0 | 0.75 |
| | ≥ 6.0 | 0.70 |
| 0.3 m | 1.5 | 0.70 |
| | 3.0 | 0.65 |
| | ≥ 6.0 | 0.60 |

1) 옹벽 벽체 또는 가상배면으로부터 상재 차량하중까지의 이격거리

표 1.7-3 차량의 이동방향과 직교하는 옹벽의 교통 상재하중에 대한 등가상재하중 높이($h_{eq}$)

| 옹벽 높이 H (m) | 등가 상재하중높이 $h_{eq}$ (m) |
|---|---|
| 1.5 | 1.85 |
| 3.0 | 1.50 |
| ≥ 6.0 | 1.15 |

GFRP 보강근은 철근에 비하여 연성이 다소 부족하므로 지진저항시스템 구조인 교각 기둥, 현장타설말뚝과 기초 결합부 등은 내진 상세 등 설계기준 정립이후에 적용할 예정이며 최신 ACI 코드에서는 다음과 같이 명시하고 있다.

· 내진설계범주 A 전체 및 B, C는 지진력 비저항 구조부재에 적용 가능
· 내진설계범주 D~F는 현 기준에 포함되지 않으며 연구개발이 진행 중으로 향후 개정판에 수록 예정

옹벽 설계시 적용되는 내진기준은 다음과 같으며, 통상 내진2등급으로 설계된다. 기초와 벽체 연결부는 특별한 내진상세가 요구되는 지진저항시스템이 아니므로 GFRP 보강근을 적용 가능한 구조물로 분류된다. 향후 자체연구 및 국가기준 해설집 작성을 통하여 ACI의 내진설계범주와 국내 지진가속도 분류작업 등을 수행할 예정이다. 예제에서는 상시 및 지진시 모두 검토하여 안정검토 및 주요위치의 단면설계를 수행하였다.

<표 4.2.3> 옹벽의 내진설계

4.3.5 내진설계 여부
(1) 콘크리트 옹벽의 내진설계는 다음에 해당하는 경우에 수행한다.
① 시설물의 안전관리에 관한 특별법 시행령에 의해 2종 시설물로 분류되는 규모인 경우
② 콘크리트 옹벽 상부와 하부의 피해범위 내에 내진설계를 요하는 주 구조물 또는 1, 2종 시설물이 있는 경우
③ 발주자가 요구하거나 설계자가 필요하다고 판단하는 경우

한계상태설계법에서는 안정검토에 대해서는 극한상태 검토를 수행하는 반면 허용응력 설계법에서는 다음의 안전율을 확보하도록 하고 있다. 따라서, 외적 안정검토시에는 다음의 안전율을 적용하였다.

<표 4.2.4> 콘크리트 옹벽의 안전율

4.4 안전율 기준
(1) 콘크리트 옹벽의 안정해석에서 적용하는 기준 안전율은 표 4.4-1과 같다.

**표 4.4-1 옹벽의 기준안전율**

| 검토항목 | 평상시 | 지진 시 |
|---|---|---|
| 활동(sliding) | 1.5 / 2.0 | 1.2 |
| 전도(overturning) | 2.0 | 1.5 |
| 지지력(bearing capacity) | 3.0 | 2.0 |
| 전체안정성(overall stability) | 1.2~1.5 | 1.1 |

* 옹벽전면 흙에 대한 수동토압을 활동저항력에 포함한 경우의 안전율

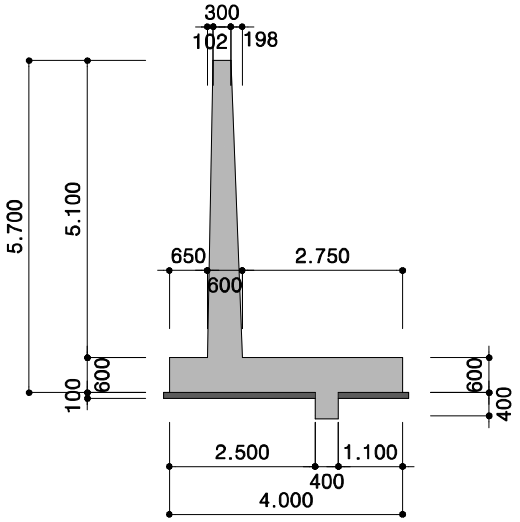
## 4.3 옹벽 설계 절차

| | |
|---|---|
| START | 관련규정 및 특이사항 |
| ⇩ | |
| STEP 1 옹벽의 계획 | ● 옹벽설치위치의 지형조사<br>● 지반 및 뒷채움 흙이 토질조사 KDS 11 80 05 (2.2) |
| ⇩ | |
| STEP 2 옹벽형식선정 | ● 옹벽이 높이에 따라 중력식 옹벽, 반중력식 옹벽, 캔틸레버형 옹벽(역T형 및 L형옹벽), 부벽식 옹벽 분류<br>● 역T형 옹벽은 높이 4~8m정도에 표준적으로 반영 |
| ⇩ | |
| STEP 3 설계단면 가정 | ● 기존 옹벽 표준도 등을 활용하여 설계단면의 결정 |
| ⇩ | |
| STEP 4 작용하중 결정 | ● 구조물 자중(GFRP 단위중량), 뒷채움 흙의 중량 옹벽에 작용하는 토압, 상재 하중에 의한 토압 증가량 비배수 조건인 경우 수압 및 부력 방음벽 등 특수조건인 경우 추가하중 지진하중 등 (KDS 11 80 05 (1.7)) |
| ⇩ | |
| STEP 5 옹벽의 안정검토 | ● 전도, 활동, 지지력 및 침하 등 검토 안정검토<br>- 필요시 단면 재수정 (KDS 11 80 05 (4.4)) |
| ⇩ | |
| STEP 6 단면검토 (GFRP 보강근 산출) | ● 휨, 전단강도 검토 (KDS 24 50 05)<br>● 벽체 및 기초(앞굽/뒷굽) - 온도/수축근 산정<br>● 강도검토(강도한계상태 및 극단상황한계상태)<br>- 휨강도 검토<br>- 전단강도 검토<br>전단보강근이 없는 부재로 설계<br>전단보강근이 배치된 설계 (굽힘 보강근 규정 준수)<br>● 사용성 검토<br>- 균열 및 크리프 한계상태 검토 |
| ⇩ | |
| STEP 7 세부구조형식 결정 | ● 뒷채움부 배수시설, 연결부(신축,수축) 상세, 배근상세 |
| ⇩ | |
| END | |

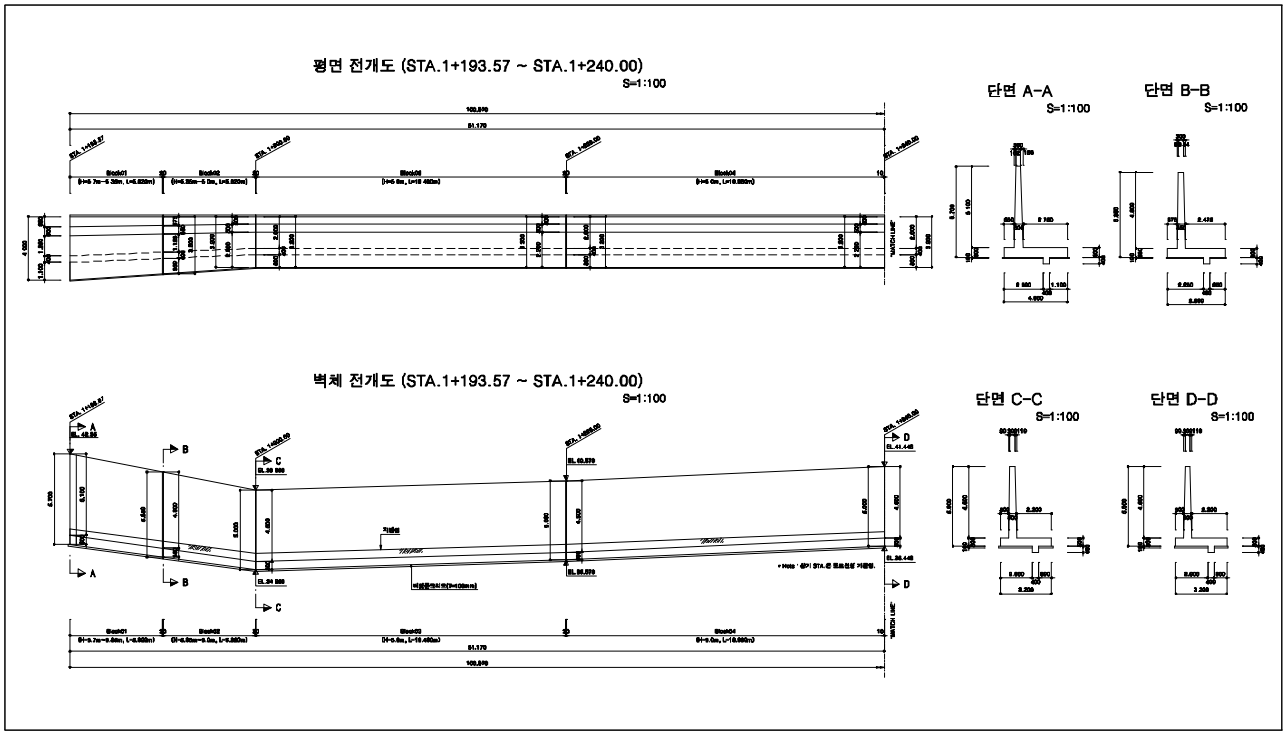
## 4.4 옹벽 설계 예제

### 4.4.1 대상구조물 개요

본 설계 예제에서는 고속국도 제29호선 세종~포천(안성~구리) 고속도로 제14공구 교량 접속부에 적용된 RC 옹벽을 대상으로 하였다. 해당 옹벽은 직접기초 형식이며, 일반 제원은 다음과 같다. 설계 검토 항목으로는 옹벽의 안정성 검토, 강도 한계 상태 및 사용 한계 상태 평가, 온도·수축 보강근에 대한 검토를 수행하였다. 옹벽의 높이는 5.7m이며 GFRP 보강근은 Grade-E등급으로 적용하였다. 벽체가 높은 경우 기초부 표준 갈고리 정착을 위해서 FDOT와 유사한 배근형식을 고려할 필요가 있다.




| 옹벽설계조건 | |
|---|---|
| • 옹벽제원 | · 높이(H) = 5.7m<br>· 길이(L) = 100m<br>· 기초폭(B) = 4.0m |
| • 설계압축강도 | · 구체 : 30MPa |
| • 노출등급 | · 구체 : ED1 |
| • 뒷채움 내부마찰각 | · Φ=35° |
| • GFRP 보강근 적용등급 | · 직선근 : Grade-E<br>· 곡선근 : Grade-E |




<그림 4.4.1> 대상 옹벽 일반제원

| 01 | GFRP 보강근 RC옹벽 예제 (KDS 24 50 05) |
|---|---|

## 1. 설 계 조 건 (H=5.700m , N= 1 : 1.50 , Ho= 2.000 )

### 1.1 옹벽제원

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| (1) | 옹 벽 형 식 | : | 역 T 형 | |
| (2) | 옹 벽 의 높 이 | : | 5.700 | m |
| (3) | 배면토의 경사 | : | 1 : 1.50 | |
| (4) | 배면토의 높이 | : | 2.000 | m |

### 1.2 흙의 특성

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| (1) | 뒤채움 흙의 단위중량 | : | $\gamma t$ = | 20.000 | kN/m³ |
| (2) | 뒤채움 흙의 내부마찰각 | : | $\Phi$ = | 35.000 | ° |
| (3) | 기초저면 흙의 단위중량 | : | $\gamma t$ = | 20.000 | kN/m³ |
| (4) | 기초저면 흙의 마찰각 | : | $\Phi 1$ = | 35.000 | ° |
| (5) | 기초저면 흙의 마찰계수 | : | $\Phi_B$ = | 0.500 | (흙과 콘크리트) |
| (6) | 흙의 점착력 | : | C = | 0.000 | kN/m² |

### 1.3 하 중 조 건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| (1) | 상 재 하 중 | : | qL = | 10.000 | kN/m² |
| (2) | 설계 수평 진도(2등급) | : | Kh = | 0.055 | |

### 1.4 사 용 재 료

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| (1) | GFRP콘크리트 단위중량 | : | $\gamma c$ = | 22.90 | kN/m³ |
| (2) | 콘크리트 설계 기준강도 | : | fck = | 24.00 | MPa |
| (3) | frp보강근의 공칭인장강도 | : | ffu'= | 1000.00 | MPa |

### 1.5 토 압 적 용

| | | | |
|---|---|---|---|
| (1) | 안 정 검 토 | : | 시행 쐐기법 |
| (2) | 단 면 검 토 | : | 시행 쐐기법 |

### 1.6 참 고 문 헌

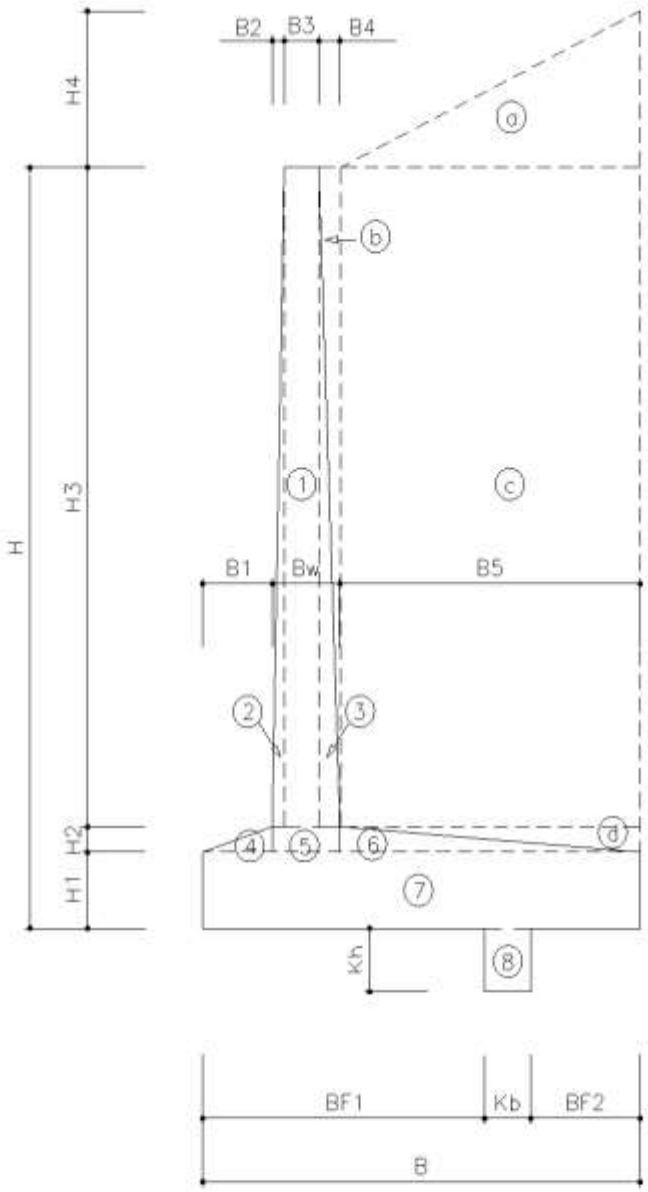

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2012)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

(3) KDS 24 50 05 : GFRP 보강근용 콘크리트교 설계기준

(4) ACI CODE - 440. 11-22 Building Code for Structural Concrete Reinforced with Polmer(GFRP) Bars - Code and Commentary

## 2. 단 면 가 정




◎ 단 면 제 원

- 폭

| B1 | B2 | B3 | B4 | B5 | B | Bw |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.650 | 0.102 | 0.300 | 0.198 | 2.750 | 4.000 | 0.600 |

- 높 이

| H1 | H2 | H3 | H4 | H | Ho | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.600 | 0.000 | 5.100 | 1.833 | 5.700 | 2.850 | |

- 활동방지벽

| BF1 | BF2 | Kb | Kh | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.500 | 1.100 | 0.400 | 0.400 | | | |

## 3. 안 정 검 토

### 3.1 상 시

#### (1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

| Φ(°) | β(°) | δ(°) | Θ(°) |
|---|---|---|---|
| 35.0 | 33.690 | 15.107 | 2.223 |

※ ( δ = β'를 적용 )

| α(°) | δ'(°) | H (m) | W (kN/m) | Pa (kN/m) | Ka | Kah | Kav |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 54.7 | 15.022 | 7.533 | 502.080 | 169.814 | 0.299 | 0.289 | 0.078 |
| 54.8 | 15.065 | 7.533 | 500.167 | 170.006 | 0.300 | 0.289 | 0.078 |
| **54.9** | **15.107** | **7.533** | **498.259** | **170.192** | **0.300** | **0.290** | **0.078** |
| 55.0 | 15.150 | 7.533 | 496.355 | 170.373 | 0.300 | 0.290 | 0.078 |
| 55.1 | 15.193 | 7.533 | 494.456 | 170.550 | 0.301 | 0.290 | 0.078 |

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 164.280 kN/m²

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 44.262 kN/m²

#### (2) 하중계산

| 구 분 | | 산 출 근 거 | | 단위중량 | 하중(kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 구체 자중 | ① | 5.100 x 0.300 = | 1.530 | 22.90 | 35.037 |
| | ② | 5.100 x 0.102 x ½ = | 0.260 | 22.90 | 5.956 |
| | ③ | 5.100 x 0.198 x ½ = | 0.505 | 22.90 | 11.562 |
| | ④ | 0.000 x 0.650 x ½ = | 0.000 | 22.90 | 0.000 |
| | ⑤ | 0.000 x 0.600 = | 0.000 | 22.90 | 0.000 |
| | ⑥ | 0.000 x 2.750 x ½ = | 0.000 | 22.90 | 0.000 |
| | ⑦ | 0.600 x 4.000 = | 2.400 | 22.90 | 54.960 |
| | ⑧ | 0.400 x 0.400 = | 0.160 | 22.90 | 3.664 |
| 토사 자중 | ⓐ | 1.833 x 2.750 x ½ = | 2.520 | 20.00 | 50.398 |
| | ⓑ | 5.100 x 0.198 x ½ = | 0.505 | 20.00 | 10.098 |
| | ⓒ | 5.100 x 2.750 = | 14.025 | 20.00 | 280.500 |
| | ⓓ | 0.000 x 2.750 x ½ = | 0.000 | 20.00 | 0.000 |
| 상재하중 | | 4.484 = | 4.484 | 10.00 | 44.835 |

(3) 작용모멘트 계산

| 하 중 | | 연직력 V (kN/m) | 수평력 H (kN/m) | 거 리 (m) X | Y | MOMENT (kN·m) V·X(Mr) | H·Y(Mo) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 구체 자중 | ① | 35.037 | - | 0.902 | - | 31.603 | - |
| | ② | 5.956 | - | 0.718 | - | 4.277 | - |
| | ③ | 11.562 | - | 1.118 | - | 12.927 | - |
| | ④ | 0.000 | - | 0.433 | - | 0.000 | - |
| | ⑤ | 0.000 | - | 0.950 | - | 0.000 | - |
| | ⑥ | 0.000 | - | 2.167 | - | 0.000 | - |
| | ⑦ | 54.960 | - | 2.000 | - | 109.920 | - |
| | ⑧ | 3.664 | - | 2.700 | - | 9.893 | - |
| 소 계 | | **111.180** | | | | **168.619** | |
| 토사 자중 | ⓐ | 50.398 | - | 3.083 | - | 155.395 | - |
| | ⓑ | 10.098 | - | 1.184 | - | 11.956 | - |
| | ⓒ | 280.500 | - | 2.625 | - | 736.313 | - |
| | ⓓ | 0.000 | - | 3.083 | - | 0.000 | - |
| 소 계 | | **340.996** | | | | **903.663** | |
| 토 압 | | 44.262 | 164.280 | 4.000 | 2.511 | 177.048 | 412.507 |
| 상재하중 | | 3.497 | 12.980 | 4.000 | 2.511 | 13.989 | 32.592 |
| 총 계 | | **499.935** | **177.260** | | | **1263.319** | **445.099** |

**(4) 안정검토**

**① 활 동**

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 ( B' = B − 2 x e ) = 4.000 − 2 x 0.363 = 3.273 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 499.935 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 177.260 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 249.967 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.410 < 1.5 —— N.G

∴ **활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).**

**② 활동방지벽설치**

연직합력(W+Pv) V = 499.935 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

$$Kp = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2\theta\cos(\theta - \delta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi + \beta)}{\cos(\theta - \delta)\cos(\theta - \beta)}}\right]^2}$$

여기서,

| Φ(°) | β(°) | δ(°) | θ(°) |
|---|---|---|---|
| 35.00 | 0.00 | 11.67 | 0 |

수동토압 Pp = 54.530 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 304.497 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.718 > 1.5 —— O.K

∴ **활동에 대하여 안전함.**

**③ 전 도**

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

= 4.000 / 2 − ( 1263.319 − 445.099) / 499.935 = 0.363 m

B/6 = 4.000 / 6 = 0.667 > e —— O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.838 > 2.0 —— O.K

∴ **전도에 대하여 안전함.**

**④ 지지력**

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.363 m < B/6 = 0.667 m

x = 3·[ B/2 − e ] = 3 x ( 4.000 / 2 − 0.363 ) = 4.910 m > 4.000 m

∴ 사다리꼴 분포 !

q(max,min) = ( ΣV / B ) x ( 1 ± 6·e / B )

= 499.935 / 4.000 x ( 1 ± 6 x 0.363 / 4.000 )

qmax = 193.102 kN/m² ( 앞 굽 )

qmin = 56.865 kN/m² ( 뒷 굽 )

안정 판단

qmax = 193.102 kN/m² < qa = 300 kN/m² —— O.K

∴ **지지력에 대하여 안전함.**

3.2 지 진 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta')} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

| Φ(°) | β(°) | δ(°) | Θ(°) | ω(°) | |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 33.690 | 19.3 | 2.223 | 3.148 | ※( $\omega = \tan^{-1}Kh$ ) ※( $\delta = \beta'$를 적용 ) |

단 $\beta' + \omega \geq \Phi$ 일때 $\delta' = \Phi$ 로 한다.

| α(°) | δ'(°) | H (m) | We (kN/m) | Pae (kN/m) | Kae | Kaeh | Kaev |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 51.7 | 19.176 | 7.533 | 562.663 | 191.217 | 0.337 | 0.318 | 0.111 |
| 51.8 | 19.215 | 7.533 | 560.591 | 191.425 | 0.3373 | 0.319 | 0.111 |
| **51.9** | **19.254** | **7.533** | **558.525** | **191.628** | **0.3377** | **0.319** | **0.111** |
| 52.0 | 19.293 | 7.533 | 556.465 | 191.826 | 0.338 | 0.319 | 0.112 |
| 52.1 | 19.332 | 7.533 | 554.410 | 192.018 | 0.3384 | 0.319 | 0.112 |

수평토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2 =$ 181.020 kN/m³

연직토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2 =$ 62.988 kN/m³

(2) 하중계산

| 하 중 | 연직력 V (kN/m) | 수평력 H (kN/m) | 거 리 (m) X | 거 리 (m) Y | MOMENT (kN·m) V · X | MOMENT (kN·m) H · Y |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 구체자중 | 111.180 | | | | 168.619 | |
| 배 면 토 | 340.996 | | | | 903.663 | |
| 토 압 | 62.988 | 181.020 | 4.000 | 3.767 | 251.953 | 681.812 |
| 계 | **515.164** | **181.020** | 2.571 | 3.767 | **1324.235** | **681.812** |

(3) 관성력에 대한 O점에서 모멘트

| 하 중 | | 산 출 근 거 | 설 계 수평진도 | 수평력 H (kN/m) | MOMENT (kN·m) Y | MOMENT (kN·m) H · Y |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 구체 자중 | ① | 35.037 | 0.055 | 1.927 | 3.150 | 6.070 |
| | ② | 5.956 | 0.055 | 0.328 | 2.300 | 0.753 |
| | ③ | 11.562 | 0.055 | 0.636 | 2.300 | 1.463 |
| | ④ | 0.000 | 0.055 | 0.000 | 0.600 | 0.000 |
| | ⑤ | 0.000 | 0.055 | 0.000 | 0.600 | 0.000 |
| | ⑥ | 0.000 | 0.055 | 0.000 | 0.600 | 0.000 |
| | ⑦ | 54.960 | 0.055 | 3.023 | 0.300 | 0.907 |
| 소 계 | | **107.516** | | **5.913** | - | **9.193** |
| 토사 자중 | ⓐ | 50.398 | 0.055 | 2.772 | 6.311 | 17.494 |
| | ⓑ | 10.098 | 0.055 | 0.555 | 4.000 | 2.222 |
| | ⓒ | 280.500 | 0.055 | 15.428 | 3.150 | 48.597 |
| | ⓓ | 0.000 | 0.055 | 0.000 | 0.600 | 0.000 |
| 소 계 | | **340.996** | | **18.755** | - | **68.312** |
| 계 | | **448.512** | | **24.668** | 3.142 | **77.505** |

**(4) 안정검토**

**① 활 동**

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 ( B' = B − 2 x e ) = 4.000 − 2 x 0.903 = 2.194 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 515.164 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 205.688 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 257.582 kN/m —— O.K

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.252 > 1.2

∴ **활동에 대하여 안전함.**

**② 활동방지벽설치**

연직합력(W+Pv) V = 515.164 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kpe = 2.611

$$Kp = \frac{\cos^2(\phi - \omega + \theta)}{\cos\omega \cos^2\theta \cos(\delta - \theta + \omega)\left\{1 \mp \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta)\sin(\phi - \omega + \beta)}{\cos(\delta - \theta + \omega)\cos(\beta - \theta)}}\right\}^2}$$

여기서,

| Φ(°) | β(°) | δ(°) | θ(°) | ω(°) |
|---|---|---|---|---|
| 35.00 | 0.00 | 11.67 | 0 | 3.148 |

수동토압 Ppe = 25.068 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Ppe = 282.650 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.374 > 1.2 —— O.K

∴ **활동에 대하여 안전함.**

**② 전 도**

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 4.000 / 2 − (1324.235 − (681.812 + 77.505 )) / 515.164 = 0.903 m

B/3 = 4.000 / 3 = 1.333 > e —— O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 1.744 > 1.5 —— O.K

∴ **전도에 대하여 안전함.**

**③ 지지력**

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.903 m < B/3 = 1.333 m

x = 3·[ B/2 − e ] = 3 x ( 4.000 / 2 −0.903 ) = 3.291 m < 4.000 m

∴ 삼각형 분포.!

qmax = 2·ΣV / X

= 515.164 x 2 / 3.291 = 313.074 kN/m²

qmax = 313.074 kN/m² ( 앞 굽 )

qmin = 0.000 kN/m² ( 뒷 굽 )

안정 판단

qmax = 313.074 kN/m² < qa = 450 kN/m² —— O.K

∴ **지지력에 대하여 안전함.**

# 4. 단 면 력 산 정

## 4.1 전면벽

### (1) 토 압

#### ① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \Theta)} \times W$$

여기서,

| Φ(°) | β(°) | δ(°) | Θ(°) |
|---|---|---|---|
| 35.00 | 33.690 | 11.67 | 2.223 |

※ ( δ = ⅓ x Φ )

| α(°) | δ'(°) | H (m) | W (kN/m) | Pa (kN/m) | Ka | Kah | Kav |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 50.7 | 11.667 | 5.100 | 405.567 | 109.801 | 0.422 | 0.410 | 0.101 |
| 50.8 | 11.667 | 5.100 | 403.727 | 109.988 | 0.423 | 0.411 | 0.102 |
| **50.9** | **11.667** | **5.100** | **401.893** | **110.170** | **0.424** | **0.411** | **0.102** |
| 51.0 | 11.667 | 5.100 | 400.064 | 110.347 | 0.424 | 0.412 | 0.102 |
| 51.1 | 11.667 | 5.100 | 398.240 | 110.520 | 0.425 | 0.412 | 0.102 |

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 106.901 kN/m²

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 26.530 kN/m²

#### ② 지진시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \Theta)} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

| Φ(°) | β(°) | δ(°) | Θ(°) | ω(°) |
|---|---|---|---|---|
| 35.000 | 33.690 | 0.000 | 2.223 | 3.148 |

※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

| α(°) | δ(°) | H (m) | We (kN/m) | Pa (kN/m) | Kae | Kaeh | Kaev |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 48.9 | 0.000 | 5.100 | 430.162 | 128.777 | 0.4951 | 0.495 | 0.019 |
| 49.0 | 0.000 | 5.100 | 428.219 | 128.971 | 0.4959 | 0.496 | 0.019 |
| **49.1** | **0.000** | **5.100** | **426.283** | **129.162** | **0.4966** | **0.496** | **0.019** |
| 49.2 | 0.000 | 5.100 | 424.352 | 129.347 | 0.4973 | 0.497 | 0.019 |
| 49.3 | 0.000 | 5.100 | 422.427 | 129.527 | 0.4980 | 0.498 | 0.019 |

수평 토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 129.010 kN/m²

연직 토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 4.942 kN/m²

동 토 압 : $Paeh' = 1/2 \times kaeh' \times \gamma t \times H^2$ = 22.109 kN/m²

지진시 벽체 관성력에 의한 단면력

| 하 중 | | 하 중 | 수평력 | 거 리 (m) | Mr (kN·m) |
|---|---|---|---|---|---|
| | | W (kN) | H (kN/m) | Y | H x Y |
| 구체 자중 | ① | 35.037 | 1.927 | 2.550 | 4.914 |
| | ② | 5.956 | 0.328 | 1.700 | 0.557 |
| | ③ | 11.562 | 0.636 | 1.700 | 1.081 |
| 벽체하단 | | **52.556** | **2.891** | | **6.552** |
| 동 토 압 | | | **22.109** | 2.550 | **56.377** |
| 구체 자중 | ① | 17.519 | 0.964 | 1.275 | 1.228 |
| | ② | 0.149 | 0.008 | 0.850 | 0.007 |
| | ③ | 2.890 | 0.159 | 0.850 | 0.135 |
| 벽체중앙 | | **20.558** | **1.131** | | **1.371** |
| 동 토 압 | | | **5.527** | 1.275 | **7.047** |

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 ( H= 5.100 m )

V= 106.901 = 106.901 kN

M= 106.901 x 5.100 / 3 = 181.732 kN/m

중 앙 부 ( H= 2.550 m )

V= 26.725 = 26.725 kN

M= 26.725 x 2.550 / 3 = 22.716 kN/m

② 지진시

하 단 부 ( H= 5.100 m )

Ve= 129.010 = 129.010 kN

Me= 129.010 x 5.100 /2 = 328.974 kN/m

중 앙 부 ( H= 2.550 m )

Ve= 32.252 = 32.252 kN

Me= 32.252 x 2.550 / 2 = 41.122 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 ( 1.2 D + 1.6 L + 1.6 H )

LCB 2 : 지진시 계수하중 ( 0.9 D + 1.6 H + 1.0 E )

LCB 3 : 상 시 사용하중 ( 1.0 D + 1.0 L + 1.0 H )

② 단면력집계

| 구 분 | | 벽체하단 | | 벽체중앙 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 수평토압 | 관성력 | 수평토압 | 관성력 |
| LCB1 | 전단력 | 171.042 | 0.000 | 42.760 | 0.000 |
| | 모멘트 | 290.771 | 0.000 | 36.346 | 0.000 |
| LCB2 | 전단력 | 171.042 | 24.999 | 42.760 | 6.658 |
| | 모멘트 | 290.771 | 62.929 | 36.346 | 8.418 |
| LCB3 | 전단력 | 106.901 | 0.000 | 26.725 | 0.000 |
| | 모멘트 | 181.732 | 0.000 | 22.716 | 0.000 |

③ 설계단면력

-벽체하단

| LCB1 | | LCB2 | | LCB3 | |
|---|---|---|---|---|---|
| 전단력 | 모멘트 | 전단력 | 모멘트 | 전단력 | 모멘트 |
| 171.042 | 290.771 | 196.041 | 353.700 | 106.901 | 181.732 |

-벽체중앙

| LCB1 | | LCB2 | | LCB3 | |
|---|---|---|---|---|---|
| 전단력 | 모멘트 | 전단력 | 모멘트 | 전단력 | 모멘트 |
| 42.760 | 36.346 | 49.418 | 44.764 | 26.725 | 22.716 |

## 4.2 기초부

### (1) 지반반력

#### ① 외력집계

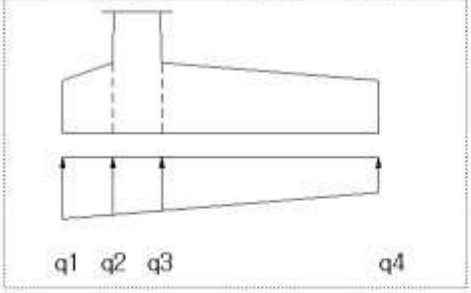
| 구 분 | | V(kN) | H(kN) | Mr(kN.m) | Mo(kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| 상시 | 콘크리트 | 111.180 | 0.000 | 168.619 | 0.00 |
| | 재토자중 | 340.996 | 0.000 | 903.663 | 0.00 |
| | 토 압 | 44.262 | 164.280 | 177.048 | 412.507 |
| | 상재하중 | 3.497 | 12.980 | 13.989 | 32.592 |
| | ∑ | **499.935** | **177.260** | **1263.319** | **445.10** |
| 지진시 | 콘크리트 | 111.180 | 5.913 | 168.619 | 9.193 |
| | 재토자중 | 340.996 | 18.755 | 903.663 | 68.312 |
| | 토 압 | 44.262 | 164.280 | 177.048 | 412.507 |
| | 동 토 압 | 18.726 | 16.740 | 74.905 | 269.305 |
| | ∑ | **515.164** | **205.688** | **1324.235** | **759.32** |

#### ② 계수하중조합

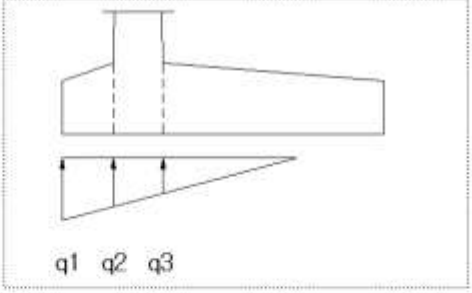
| 구 분 | ∑V | ∑Mr | ∑Mo | e | 반력형상 |
|---|---|---|---|---|---|
| LCB1 | 619.026 | 1592.398 | 712.159 | 0.578 | 사다리꼴 분포 |
| LCB2 | 496.504 | 1323.236 | 999.071 | 1.347 | 삼각형 분포 |
| LCB3 | 499.935 | 1263.319 | 445.099 | 0.363 | 사다리꼴 분포 |

#### ③ 지반반력

CASE1




CASE2




| 구 분 | q1 | q2 | q3 | q4 | e | CASE |
|---|---|---|---|---|---|---|
| LCB1 | 288.930 | 245.324 | 205.072 | 20.583 | 0.578 | 1 |
| LCB2 | 506.895 | 338.706 | 183.455 | - | 1.347 | 2 |
| LCB3 | 193.037 | 170.920 | 150.504 | 56.930 | 0.363 | 1 |

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

| 하 중 | | 연직력 V (kN/m) | 거 리 (m) X | Mr (kN·m) V · X | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|
| 구체 자중 | ⑥' | 0.000 | 0.917 | 0.000 | |
| | ⑦' | 37.785 | 1.375 | 51.954 | |
| | ⑧' | 3.664 | 1.450 | 5.313 | |
| 소 계 | | 41.449 | 1.382 | 57.267 | |
| 토사 자중 | ⓐ | 50.398 | 1.767 | 89.071 | |
| | ⓒ | 280.500 | 1.375 | 385.688 | |
| | ⓓ | 0.000 | 1.833 | 0.000 | |
| 소 계 | | 330.898 | 1.435 | 474.758 | |
| 계 | | 372.347 | 1.429 | 532.025 | |

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 44.262 kN

M = 44.262 x 2.750 = 121.720 kN·m

- 지진시

V = 44.262 + 18.726 = 62.988 kN

M1 = 44.262 x 2.750 = 121.720 kN·m

M2 = 18.726 x 2.750 = 51.497 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

| 하 중 | q3 | q4 | 거 리(m) | V (kN) | M (kN·m) |
|---|---|---|---|---|---|
| LCB1 | 205.072 | 20.583 | 1.000 | -310.274 | -310.361 |
| LCB2 | 183.455 | 0.000 | 0.236 | -65.035 | -15.370 |
| LCB3 | 150.504 | 56.930 | 1.168 | -285.222 | -333.209 |

※ V = (q4 + q3)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 ( 1.2 D + 1.6 L + 1.6 H )

LCB 2 : 지진시 계수하중 ( 0.9 D + 1.6 H + 1.0 E )

LCB 3 : 상 시 사용하중 ( 1.0 D + 1.0 L + 1.0 H )

| 구 분 | | D | L | H | E | 지반반력 | 계 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LCB1 | Vu | 446.817 | - | 70.819 | - | -310.274 | 207.361 |
| | Mu | 638.430 | - | 194.753 | - | -310.361 | 522.822 |
| LCB2 | Vu | 335.113 | - | 70.819 | 18.726 | -65.035 | 359.623 |
| | Mu | 478.823 | - | 194.753 | 51.497 | -15.370 | 709.703 |
| LCB3 | Vo | 372.347 | - | 44.262 | - | -285.222 | 131.388 |
| | Mo | 532.025 | - | 121.720 | - | -333.209 | 320.537 |

(3) 앞굽

① 자중및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

| 하 중 | | 연직력 V (kN/m) | 거 리 (m) X | Mr (kN·m) V · X | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|
| 구체 자중 | ④' | 0.000 | 0.217 | 0.000 | |
| | ⑦' | 8.931 | 0.325 | 2.903 | |
| 소 계 | | 8.931 | 0.325 | 2.903 | |

② 지반반력

| 하 중 | q1 | q2 | 거 리(m) | V (kN) | M (kN·m) |
|---|---|---|---|---|---|
| LCB1 | 288.930 | 245.324 | 0.334 | 173.633 | 57.966 |
| LCB2 | 506.895 | 338.706 | 0.347 | 274.820 | 95.238 |
| LCB3 | 193.037 | 170.920 | 0.332 | 118.286 | 39.222 |

※ V = (q1 + q2)/2 × B1(압굽길이)

③ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 ( 1.2 D + 1.6 L + 1.6 H )

LCB 2 : 지진시 계수하중 ( 0.9 D + 1.6 H + 1.0 E )

LCB 3 : 상 시 사용하중 ( 1.0 D + 1.0 L + 1.0 H )

| 구 분 | | D | H | 지반반력 | 계 |
|---|---|---|---|---|---|
| LCB1 | Vu | -10.717 | - | 173.633 | 162.915 |
| | Mu | -3.483 | - | 57.966 | 54.483 |
| LCB2 | Vu | -8.038 | - | 274.820 | 266.782 |
| | Mu | -2.612 | - | 95.238 | 92.626 |
| LCB3 | Vo | -8.931 | - | 118.286 | 109.355 |
| | Mo | -2.903 | - | 39.222 | 36.319 |

(4) 활동방지벽 검토

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 54.530 kN/m

지진시 : Ppe = 25.068 kN/m ∴ 상시단면력적용

② 설계단면력

-단면력산정

| 구 분 | qk1 | qk2 | H(m) | V (kN) | M (kN·m) |
|---|---|---|---|---|---|
| 상 시 | 113.604 | 159.045 | 0.400 | 54.530 | 11.512 |

-설계단면력

| 구 분 | Mu(kN·m) | Vu(kN) | Mo(kN·m) |
|---|---|---|---|
| 설계단면력 | 18.419 | 87.248 | 11.512 |

4.4 단면검토용 하중집계

| 구 분 | Mu(kN·m) | Vu(kN) | Mo(kN·m) |
|---|---|---|---|
| 벽 체 하 단 | 353.700 | 196.041 | 181.732 |
| 벽 체 중 앙 | 44.764 | 49.418 | 22.716 |
| 뒷 굽 | 353.700 | 359.623 | 181.732 |
| 앞 굽 | 92.626 | 266.782 | 36.319 |
| 활동방지벽 | 18.419 | 87.248 | 11.512 |

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

## 5. 단 면 검 토

### 5.1 벽체하단 - 극한한계상태, 사용한계상태

#### 5.1.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 600.0 | 70.0 | 530.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 24.0 | 28.0 | 28,350 | 0.0030 | 0.879 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f > \rho fb$) | |
| 0.005843 | 0.004884 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 290.771 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 181.732 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 181.732 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 171.042 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 22 | @ 250 | = | 1548.4 | mm² ( | 4.0 ea ) |
| 2cycle : | F 22 | @ 250 | = | 1548.4 | mm² ( | 4.0 ea ) |
| | | Σ | = | 3096.8 | mm² ( | 8.0 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 19 | @ 200 | = | 1432.5 | mm² ( | 5.0 ea ) |
| 배면부 : | F 19 | @ 200 | = | 1432.5 | mm² ( | 5.0 ea ) |
| | | Σ | = | 2865.0 | mm² ( | 10.0 ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

  $\rho_{f,ts} = MAX\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f}, 0.0014\right) = 0.0039$ 단, 0.0036이하

  $\therefore \rho_{f,ts} = MIN(0.0039, 0.0036) = 0.0036$

  $A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 2160.0 mm²

  배력보강근 $A_{ft}$ = 2865.0 mm² > $A_{ts}$ = 2160.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

  max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 33.3 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 59.0 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

  s = 125 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_a$, 40mm) = 40 mm ∴ O.K

  $s_{ts}$ = 100 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

### 5.1.2 휨강도 검토 (극한한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 633.7$ MPa

$\varepsilon_{ff} = 633.7 / 55000 = 0.01152$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ff} = 0.01152 < 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ☜ 콘크리트 압축파괴 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ff} = 633.7 / 55000 = 0.01152$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ($\varepsilon_{ff} = \varepsilon_{fu}$)

1.55 − 0.01152 / 0.01273 = 0.64 ($0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ff} < \varepsilon_{fu}$)

0.75 ($\varepsilon_{ff} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$)

$\therefore \Phi_f = 0.64473$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 633.7$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 945.689$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 96.197$

$\therefore \Phi M_n = 0.645 \times 945.689$

$= 609.713$ kN·m ≥ $M_u = 290.771$ kN·m ← 적용 ∴ O.K

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$7.743\ A_f^2 - 239194.3\ A_f + 290770992 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 1267.6$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 미적용

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 1052.64$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 101.098$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 1052.64$

$= 578.953$ kN·m ≥ $M_u = 290.771$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\,f_{fu}\,d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1 E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{2.51517E+11}{189565754.1} = 1326.8\ mm^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4 / 3$ | = | 1690.1 $mm^2$ |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | = | 1446.6 $mm^2$ |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | = | 1643.0 $mm^2$ |
| | | = | 1643.0 $mm^2$ |

$A_{s,use}$ = 3,096.8 $mm^2$ ≥ $A_{s,min}$ = 1,643.0 $mm^2$ [ 1.88 ] ∴ O.K

5.1.3 전단강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u$ = 171.042 kN

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 166.173 kN

$V_f$ = 231.568

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.940

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.140 [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.140 ) = 0.160 [ACI 440 11-22. 22.5.5.1]

$c = k \times d$ = 84.8 mm

∴ $\Phi V_n$ = 0.75 × 397.741 = 298.305 kN ≥ $V_u$ = 171.042 kN ∴ O.K

사용전단보강근

| $r_b$ (mm) | $d_b$ (mm) | $f_{fb}$ (MPa) | $f_{fv}$ (MPa) | s (mm) |
|---|---|---|---|---|
| 50 | 16 | 319.4 | 220.0 | 200.0 |

$A_{fv,req} = (V_u - \Phi V_c) / (\Phi f_{fv} \times d) \times s$

= ( 171.042 − 0.75 × 166.173 ) / ( 0.75 × 220.0 × 530.0 ) × 200.0

= 106.145 $mm^2$

$A_{fv,min} = 0.35 \times b \times s / f_{fv}$ = 0.35 × 1000.0 × 200.0 / 220.0 [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.2]

= 318.182 $mm^2$

$A_{fv,use}$ = 397.2 $mm^2$ ( F 16 − 2.00 EA )

$A_{fv,use}$ = 397.2 $mm^2$ ≥ 318.182 $mm^2$ ∴ O.K

$V_f = A_{fv} \times f_{fv} \times d / s$ = 397.2 x 220.0 x 530.0 / 200.0 / 1000 = 231.568 kN

$V_{f,max}$ = 3 x Vc = 3 x 166.173 = 498.519 kN

$V_f$ = min( 231.568 , 498.519 ) = 231.568 kN

### 5.1.4 사용한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.5]

(1) 균열검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \le 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

= 234.0 mm ≤ 305.0 mm → 조건 만족

= 234.0 mm > $S_{used}$ = 125.0 mm ∴ O.K

여기서, $f_{fs} = n_f\, d\,(1-k)\, M_s / I_{cr}$ = 116.08 MPa

$M_s = M_{s1}$ = 181.732 kN·m (사용한계상태 하중조합- I )

$C_b$ = 1.00 (부착 감소계수, 리브형 보강근)

w = 0.70 mm (허용균열폭)

$C_c$ = 59.0 mm (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2(1-k)^2 = 1,384,336,180\ mm^4$$

- 피복덮개($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs}\ \xi} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 116.08 \times 1.16} = 143.0\ mm$$

여기서, $\xi = (h - kd) / (d - kd) = 1.16$

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 70.0 mm < 143.0 mm ∴ O.K

### 5.1.5 크리프파괴 한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 181.732 kN·m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d\,(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

= 116.084 MPa ≤ = 210.000 MPa ∴ O.K

## 5.2 벽체하단 - 극단한계상태

### 5.2.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 600.0 | 70.0 | 530.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 24.0 | 28.0 | 28,350 | 0.0030 | 0.879 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f > \rho fb$) | |
| 0.005843 | 0.004884 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극단 | 353.700 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극단전단 | 196.041 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 22 | @ 250 | = | 1548.4 mm² ( | 4.0 ea ) |
| 2cycle : | F 22 | @ 250 | = | 1548.4 mm² ( | 4.0 ea ) |
| | | Σ | = | 3096.8 mm² ( | 8.0 ea ) |

### 5.2.2 휨강도 검토 (극단한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 633.7$ MPa

$\varepsilon_{ff} = 633.7 / 55000 = 0.01152$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ff} = 0.01152 < 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ☜ **콘크리트 압축파괴 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ff} = 633.7 / 55000 = 0.01152$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = ⌜ 0.55 ( $\varepsilon_{ff} = \varepsilon_{fu}$ )

⌞ 1.55 − 0.01152 / 0.01273 = 0.64 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ff} < \varepsilon_{fu}$ )

⌞ 0.75 ( $\varepsilon_{ff} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

∴ $\Phi_f$ = 0.64473 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} \varepsilon_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$$= 633.7 \text{ MPa}$$

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 945.689$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 96.197$

$\therefore \Phi M_n = 0.645 \times 945.689$

$= 609.713$ kN·m ≥ $M_u = 353.700$ kN·m ← 적용 ∴ O.K

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$$7.743 A_f^2 - 239194.3 A_f + 353699667 = 0$$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 1557.2$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 1052.64$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 101.098$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 1052.64$

$= 578.953$ kN·m ≥ $M_u = 353.700$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1 E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{3.0595E+11}{189565754.1} = 1614.0 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

| | | |
|---|---|---|
| $A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4/3$ | = | 2076.3 mm² |
| $A_{f,min2} = 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | = | 1446.6 mm² |
| $A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | = | 1643.0 mm² |
| | = | 1643.0 mm² |

$A_{s,use} = 3,096.8$ mm² ≥ $A_{s,min} = 1,643.0$ mm² [ 1.88 ] ∴ O.K

### 5.2.3 전단강도 검토 (극단한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u$ = 196.041 kN

$V_c$ = (2/5) · $\sqrt{f_{ck}}$ · $b_w$ · ( k · d ) = 166.173 kN

$V_f$ = 231.568

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f$ = $E_f / E_c$ = 1.940

k = $\sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.140 [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.140 ) = 0.160 [ACI 440 11-22. 22.5.5.1]

c = k × d = 84.8 mm

∴ $\Phi V_n$ = 0.75 × 397.741 = 298.305 kN ≥ $V_u$ = 196.041 kN ∴ O.K

사용전단보강근

| $r_b$ (mm) | $d_b$ (mm) | $f_{fb}$ (MPa) | $f_{fv}$ (MPa) | s (mm) |
|---|---|---|---|---|
| 50 | 16 | 319.4 | 220.0 | 200.0 |

$A_{fv,req}$ = $(V_u - \Phi V_c) / (\Phi f_{fv} \times d) \times s$

= ( 196.041 − 0.75 × 166.173 ) / ( 0.75 × 220.0 × 530.0 ) × 200.0

= 163.319 $mm^2$

$A_{fv,min}$ = 0.35 × b × s / $f_{fv}$ = 0.35 × 1000.0 × 200.0 / 220.0 [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.2]

= 318.182 $mm^2$

$A_{fv,use}$ = 397.2 $mm^2$ ( F 16 − 2.00 EA )

$A_{fv,use}$ = 397.2 $mm^2$ ≥ 318.182 $mm^2$ ∴ O.K

$V_f$ = $A_{fv} \times f_{fv} \times d / s$ = 397.2 × 220.0 × 530.0 / 200.0 / 1000 = 231.568 kN

$V_{f,max}$ = 3 × Vc = 3 × 166.173 = 498.519 kN

$V_f$ = min( 231.568 , 498.519 ) = 231.568 kN

## 5.3 벽체중앙 - 극한한계상태, 사용한계상태

### 5.3.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 450.0 | 70.0 | 380.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 24.0 | 28.0 | 28,350 | 0.0030 | 0.879 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.004075 | 0.004884 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 36.346 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 22.716 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 22.716 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 42.760 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 22 | @ | 500 | = | 774.2 mm² ( | 2.0 ea ) |
| 2cycle : | F 22 | @ | 500 | = | 774.2 mm² ( | 2.0 ea ) |
| | | | | Σ = | 1548.4 mm² ( | 4.0 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 19 | @ | 200 | = | 1432.5 mm² ( | 5.0 ea ) |
| 배면부 : | F 19 | @ | 200 | = | 1432.5 mm² ( | 5.0 ea ) |
| | | | | Σ = | 2865.0 mm² ( | 10.0 ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

  $\rho_{t,ts}$ = MAX ( 0.0018 × $\frac{414}{f_{fu}}\frac{E_s}{E_f}$ , 0.0014 ) = 0.0039 단, 0.0036이하

  ∴ $\rho_{t,ts}$ = MIN ( 0.0039 , 0.0036 ) = 0.0036

  $A_{ts}$ = $\rho_{t,ts}$ · b · H = 1620.0 mm²

  배력보강근 $A_{ft}$ = 2865.0 mm² > $A_{ts}$ = 1620.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

  max ( 1.5$d_b$ , 30mm ) = 33.3 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 59.0 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

  s = 250 mm > $s_{min}$ = max(1.5$d_b$, 1.5$d_a$, 40mm) = 40 mm ∴ O.K

  $s_{ts}$ = 100 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

### 5.3.2 휨강도 검토 (극한한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 773.4$ MPa

$\varepsilon_{ff} = 773.4 / 55000 = 0.01406$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ff} = 0.01406 \geq 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ➨ GFRP 보강근 인장파열 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ff} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f = \begin{cases} 0.55 & (\varepsilon_{ff} = \varepsilon_{fu}) \\ 1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 & (0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ff} < \varepsilon_{fu}) \\ 0.75 & (\varepsilon_{ff} < 0.80\,\varepsilon_{fu}) \end{cases}$

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \leq f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 383.080$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 53.131$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 383.080$

$= 210.694$ kN·m $\geq M_u = 36.346$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$6.605\ A_f^2 - 146300.0\ A_f + 36346374 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 251.3$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 377.361$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 72.486$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 377.361$

$= 207.549$ kN·m $\geq M_u = 36.346$ kN·m ← 적용 ∴ O.K

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\,f_{fu}\,d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1 E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{31439613510}{115945362.5} = 271.2\ mm^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

$A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4/3 = 361.6\ mm^2$

$A_{f,min2} = 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e = 1037.2\ mm^2$

$A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu} = 1178.0\ mm^2$

$= 361.6\ mm^2$

**$A_{s,use} = 1,548.4\ mm^2 \geq A_{s,min} = 361.6\ mm^2$ [ 4.28 ] ∴ O.K**

### 5.3.3 전단강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u = 42.760\ kN$

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d) = 119.143\ kN$

$V_f = 0.000$ (전단보강근 미사용)

$\Phi_{전단} = 0.75$

여기서, $n_f = E_f / E_c = 1.940$

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.118$ [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

$= MAX\ (\ 0.160\ ,\ 0.118\ ) = 0.160$ [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

$c = k \times d = 60.8\ mm$

∴ $\Phi V_n = 0.75 \times 119.143 = 89.357\ kN \geq V_u = 42.760\ kN$ ∴ O.K

### 5.3.4 사용한계상태 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \leq 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

$= 954.0\ mm > 881.0\ mm$ → 조건 불만족, 철근량 재산정

$= 881.0\ mm > S_{used} = 250.0\ mm$ ∴ O.K

여기서, $f_{fs} = n_f\,d\,(1-k)\,M_s / I_{cr} = 40.19\ MPa$

$M_s = M_{s1} = 22.716\ kN \cdot m$ (사용한계상태 하중조합- I )

$C_b = 1.00$ (부착 감소계수, 리브형 보강근)

$w = 0.70\ mm$ (허용균열폭)

$C_c = 59.0\ mm$ (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2(1-k)^2 = 367,492,609\ mm^4$$

- 피복덮개($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \xi} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 40.19 \times 1.22} = 392.6 \text{ mm}$$

여기서, $\xi = (h - kd) / (d - kd) = 1.22$

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 70.0 mm < 392.6 mm ∴ O.K

### 5.3.5 크리프파괴 한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 22.716 kN·m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs.sus} = M_{s.sus} \cdot \frac{n_f \cdot d(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

= 40.193 MPa ≤ = 210.000 MPa ∴ O.K

## 5.4 벽체하단 - 극단한계상태

### 5.4.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 450.0 | 70.0 | 380.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 24.0 | 28.0 | 28,350 | 0.0030 | 0.879 | 200,000 |

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.004075 | 0.004884 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극단 | 44.764 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극단전단 | 49.418 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 22 | @ 500 | = | 774.2 mm² ( | 2.0 ea ) |
| 2cycle : | F 22 | @ 500 | = | 774.2 mm² ( | 2.0 ea ) |
| | | Σ | = | 1548.4 mm² ( | 4.0 ea ) |

### 5.4.2 휨강도 검토 (극단한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 773.4$ MPa

$\varepsilon_{ff} = 773.4 / 55000 = 0.01406$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ff} = 0.01406 \ge 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ➪ GFRP 보강근 인장파열 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ff} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ff} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ff} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ff} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 383.080$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 53.131$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 383.080$

$= 210.694$ kN·m $\ge M_u = 44.764$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$6.605\ A_f^2 - 146300.0\ A_f + 44764458 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 310.3$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 377.361$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 72.486$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 377.361$

$= 207.549$ kN·m $\ge M_u = 44.764$ kN·m ← 적용 ∴ O.K

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1 E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{38721256494}{115945362.5} = 334.0 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

$A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4/3 = 445.3$ mm²

$A_{f,min2} = 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e = 1037.2$ mm²

$A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu} = 1178.0$ mm²

$= 445.3$ mm²

**$A_{s,use} = 1,548.4$ mm² $\ge A_{s,min} = 445.3$ mm² [ 3.48 ] ∴ O.K**

### 5.4.3 전단강도 검토 (극단한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u$ = 49.418 kN

$V_c$ = (2/5) · $\sqrt{f_{ck}}$ · $b_w$ · ( k · d ) = 119.143 kN

$V_f$ = 0.000 (전단보강근 미사용)

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f$ = $E_f / E_c$ = 1.940

k = $\sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.118 [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.118 ) = 0.160 [ACI 440 11-22. 22.5.5.1]

c = k × d = 60.8 mm

∴ $\Phi V_n$ = 0.75 × 119.143 = 89.357 kN ≥ $V_u$ = 49.418 kN ∴ O.K

## 5.5 뒷굽 - 극한한계상태, 사용한계상태

### 5.5.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 600.0 | 70.0 | 530.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 24.0 | 28.0 | 28,350 | 0.0030 | 0.879 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f > \rho fb$) | |
| 0.005843 | 0.004884 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 353.700 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 181.732 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 181.732 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 207.361 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 22 | @ 250 | = | 1548.4 mm² ( | 4.0 | ea ) |
| 2cycle : | F 22 | @ 250 | = | 1548.4 mm² ( | 4.0 | ea ) |
| | | Σ | = | 3096.8 mm² ( | 8.0 | ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 상면부 : | F 19 | @ 250 | = | 1146.0 mm² ( | 4.0 | ea ) |
| 하면부 : | F 19 | @ 250 | = | 1146.0 mm² ( | 4.0 | ea ) |
| | | Σ | = | 2292.0 mm² ( | 8.0 | ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

  $\rho_{f,ts} = MAX\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f}, 0.0014\right) = 0.0039$ 단, 0.0036이하

  $\therefore \rho_{f,ts} = MIN(0.0039, 0.0036) = 0.0036$

  $A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 2160.0 mm²

  배력보강근 $A_{ft}$ = 2292.0 mm² > $A_{ts}$ = 2160.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

  max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 33.3 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 59.0 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

  s = 125 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_a$, 40mm) = 40 mm ∴ O.K

  $s_{ts}$ = 125 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

**5.5.2 휨강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 633.7$ MPa

$\varepsilon_{ff} = 633.7 / 55000 = 0.01152$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ff} = 0.01152 < 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ☜ **콘크리트 압축파괴 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ff} = 633.7 / 55000 = 0.01152$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f = \begin{cases} 0.55 & (\varepsilon_{ff} = \varepsilon_{fu}) \\ 1.55 - 0.01152 / 0.01273 = 0.64 & (0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ff} < \varepsilon_{fu}) \\ 0.75 & (\varepsilon_{ff} < 0.80\,\varepsilon_{fu}) \end{cases}$

$\therefore \Phi_f = 0.64473$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 633.7$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 945.689$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 96.197$

$\therefore \Phi M_n = 0.645 \times 945.689$

$= 609.713$ kN·m ≥ $M_u = 353.700$ kN·m ← 적용 ∴ O.K

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$7.743\ A_f^2 - 239194.3\ A_f + 353699667 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 1557.2$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 1052.64$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 101.098$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 1052.64$

$= 578.953$ kN·m ≥ $M_u = 353.700$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\,f_{fu}\,d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1 E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{3.0595E+11}{189565754.1} = 1614.0 \ mm^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4 / 3$ | = | 2076.3 $mm^2$ |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | = | 1446.6 $mm^2$ |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | = | 1643.0 $mm^2$ |
| | | = | 1643.0 $mm^2$ |

**$A_{s,use}$ = 3,096.8 $mm^2$ ≥ $A_{s,min}$ = 1,643.0 $mm^2$ [ 1.88 ] ∴ O.K**

### 5.5.3 전단강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u$ = 207.361 kN

$V_c$ = (2/5) · $\sqrt{f_{ck}}$ · $b_w$ · ( k · d ) = 166.173 kN

$V_f$ = 370.508

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.940

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.140 [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.140 ) = 0.160 [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

c = k × d = 84.8 mm

∴ $\Phi V_n$ = 0.75 × 536.681 = 402.511 kN ≥ $V_u$ = 207.361 kN ∴ O.K

사용전단보강근

| $r_b$ (mm) | $d_b$ (mm) | $f_{fb}$ (MPa) | $f_{fv}$ (MPa) | s (mm) |
|---|---|---|---|---|
| 50 | 16 | 319.4 | 220.0 | 250.0 |

$A_{fv,req}$ = $(V_u - \Phi V_c) / (\Phi f_{fv} \times d) \times s$

= ( 207.361 − 0.75 × 166.173 ) / ( 0.75 × 220.0 × 530.0 ) × 250.0

= 236.511 $mm^2$

$A_{fv,min}$ = 0.35 × b × s / $f_{fv}$ = 0.35 × 1000.0 × 250.0 / 220.0 [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.2]

= 397.727 $mm^2$

$A_{fv,use}$ = 794.4 $mm^2$ ( F16 − 4.00 EA )

$A_{fv,use}$ = 794.4 $mm^2$ ≥ 397.727 $mm^2$ ∴ O.K

$V_f = A_{fv} \times f_{fv} \times d / s$ = 794.4 x 220.0 x 530.0 / 250.0 / 1000 = 370.508 kN

$V_{f,max}$ = 3 x Vc = 3 x 166.173 = 498.519 kN

$V_f$ = min( 370.508 , 498.519 ) = 370.508 kN

### 5.5.4 사용한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.5]

(1) 균열검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \le 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

= 234.0 mm ≤ 305.0 mm → 조건 만족

= 234.0 mm > $S_{used}$ = 125.0 mm ∴ O.K

여기서, $f_{fs} = n_f\, d\,(1-k)\, M_s / I_{cr}$ = 116.08 MPa

$M_s = M_{s1}$ = 181.732 kN·m (사용한계상태 하중조합- I )

$C_b$ = 1.00 (부착 감소계수, 리브형 보강근)

w = 0.70 mm (허용균열폭)

$C_c$ = 59.0 mm (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2(1-k)^2 = 1,384,336,180\ mm^4$$

- 피복덮개($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \xi} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 116.08 \times 1.16} = 143.0\ mm$$

여기서, $\xi = (h - kd) / (d - kd)$ = 1.16

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 70.0 mm < 143.0 mm ∴ O.K

### 5.5.5 크리프파괴 한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 181.732 kN·m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d\,(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

= 116.084 MPa ≤ = 210.000 MPa ∴ O.K

## 5.6 덧굽 - 극단한계상태

### 5.6.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 600.0 | 70.0 | 530.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 24.0 | 28.0 | 28,350 | 0.0030 | 0.879 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f > \rho fb$) | |
| 0.005843 | 0.004884 |

| $M_u$ (kN-m) | |
|---|---|
| 극단 | 353.700 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극단전단 | 359.623 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

1cycle : F 22 @ 250 = 1548.4 mm² ( 4.0 ea )

2cycle : F 22 @ 250 = 1548.4 mm² ( 4.0 ea )

Σ = 3096.8 mm² ( 8.0 ea )

### 5.6.2 휨강도 검토 (극단한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 633.7$ MPa

$\varepsilon_{ff} = 633.7 / 55000 = 0.01152$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ff} = 0.01152 < 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ☜ 콘크리트 압축파괴 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ff} = 633.7 / 55000 = 0.01152$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ff} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 - 0.01152 / 0.01273 = 0.64 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ff} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ff} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

$\therefore \Phi_f = 0.64473$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 633.7$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 945.689$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 96.197$

$\therefore \Phi M_n = 0.645 \times 945.689$

$= 609.713$ kN·m ≥ $M_u = 353.700$ kN·m ← 적용 ∴ O.K

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$7.743\ A_f^2 - 239194.3\ A_f + 353699667 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 1557.2$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 1052.64$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 101.098$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 1052.64$

$= 578.953$ kN·m ≥ $M_u = 353.700$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\ f_{fu}\ d\,(E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\ \beta_1 E_f\ \varepsilon_{cu})} = \frac{3.0595E+11}{189565754.1} = 1614.0 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

$A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4/3 = 2076.3$ mm²

$A_{f,min2} = 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e = 1446.6$ mm²

$A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu} = 1643.0$ mm²

$= 1643.0$ mm²

$A_{s,use} = 3,096.8$ mm² ≥ $A_{s,min} = 1,643.0$ mm² [ 1.88 ] ∴ O.K

### 5.6.3 전단강도 검토 (극단한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u$ = 359.623 kN

$V_c$ = (2/5) · $\sqrt{f_{ck}}$ · $b_w$ · ( k · d ) = 166.173 kN

$V_f$ = 463.135

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f$ = $E_f / E_c$ = 1.940

k = $\sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.140 [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.140 ) = 0.160 [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

c = k × d = 84.8 mm

∴ $\Phi V_n$ = 0.75 × 629.308 = 471.981 kN ≥ $V_u$ = 359.623 kN ∴ O.K

사용전단보강근

| $r_b$ (mm) | $d_b$ (mm) | $f_{fb}$ (MPa) | $f_{fv}$ (MPa) | s (mm) |
|---|---|---|---|---|
| 50 | 16 | 319.4 | 220.0 | 200.0 |

$A_{fv,req}$ = $(V_u - \Phi V_c) / (\Phi f_{fv} \times d) \times s$

= ( 359.623 − 0.75 × 166.173 ) / ( 0.75 × 220.0 × 530.0 ) × 200.0

= 537.435 $mm^2$

$A_{fv,min}$ = 0.35 × b × s / $f_{fv}$ = 0.35 × 1000.0 × 200.0 / 220.0 [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.2]

= 318.182 $mm^2$

$A_{fv,use}$ = 794.4 $mm^2$ ( F 16 − 4.00 EA )

$A_{fv,use}$ = 794.4 $mm^2$ ≥ 537.435 $mm^2$ ∴ O.K

$V_f$ = $A_{fv} \times f_{fv} \times d / s$ = 794.4 × 220.0 × 530.0 / 200.0 / 1000 = 463.135 kN

$V_{f,max}$ = 3 × Vc = 3 × 166.173 = 498.519 kN

$V_f$ = min( 463.135 , 498.519 ) = 463.135 kN

## 5.7 압굽 - 극한한계상태, 사용한계상태

### 5.7.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 600.0 | 70.0 | 530.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 24.0 | 28.0 | 28,350 | 0.0030 | 0.879 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.001499 | 0.004884 |

| $M_u$ (kN-m) | |
|---|---|
| 극한 | 54.483 |

| Ms (kN-m) | |
|---|---|
| 사용 | 36.319 |

| Ms (kN-m) | |
|---|---|
| 크리프 | 36.319 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 162.915 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 16 | @ | 500 | = | 397.2 mm² ( | 2.0 ea ) |
| 2cycle : | F 16 | @ | 500 | = | 397.2 mm² ( | 2.0 ea ) |
| | | | | Σ = | 794.4 mm² ( | 4.0 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 상면부 : | F 19 | @ | 250 | = | 1146.0 mm² ( | 4.0 ea ) |
| 하면부 : | F 19 | @ | 250 | = | 1146.0 mm² ( | 4.0 ea ) |
| | | | | Σ = | 2292.0 mm² ( | 8.0 ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

  $\rho_{f,ts} = MAX\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f}, 0.0014\right) = 0.0039$ 단, 0.0036이하

  $\therefore \rho_{f,ts} = MIN(0.0039, 0.0036) = 0.0036$

  $A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 2160.0 mm²

  배력보강근 $A_{ft}$ = 2292.0 mm² > $A_{ts}$ = 2160.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

  max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 62.0 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

  s = 250 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_a$, 40mm) = 40 mm ∴ O.K

  $s_{ts}$ = 125 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

### 5.7.2 휨강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 1324.5$ MPa

$\varepsilon_{ff} = 1324.5 / 55000 = 0.02408$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ff} = 0.02408 \geq 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ☜ GFRP 보강근 인장파열 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ff} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = { 0.55 ($\varepsilon_{ff} = \varepsilon_{fu}$) / $1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55$ ($0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ff} < \varepsilon_{fu}$) / 0.75 ($\varepsilon_{ff} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$) }

$\therefore \ \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \leq f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 287.143$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 27.259$

$\therefore \ \Phi M_n = 0.550 \times 287.143$

$= 157.929$ kN·m $\geq M_u = 54.483$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$6.605\ A_f^2 - 204050.0\ A_f + 54482789 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 269.4$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 270.026$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 101.098$ mm

$\therefore \ \Phi M_n = 0.550 \times 270.026$

$= 148.514$ kN·m $\geq M_u = 54.483$ kN·m ← 적용 ∴ O.K

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\,f_{fu}\,d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1 E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{47127612362}{161713268.8} = 291.4 \ mm^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4 / 3$ | = | 388.5 $mm^2$ |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | = | 1446.6 $mm^2$ |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | = | 1643.0 $mm^2$ |
| | | = | 388.5 $mm^2$ |

$A_{s,use}$ = 794.4 $mm^2$ ≥ $A_{s,min}$ = 388.5 $mm^2$ [ 2.04 ] ∴ O.K

**5.7.3 전단강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u$ = 162.915 kN

$V_c$ = $(2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 166.173 kN

$V_f$ = 370.508

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.940

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.073 [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.073 ) = 0.160 [ACI 440 11-22. 22.5.5.1]

$c = k \times d$ = 84.8 mm

∴ $\Phi V_n$ = 0.75 × 536.681 = 402.511 kN ≥ $V_u$ = 162.915 kN ∴ O.K

사용전단보강근

| $r_b$ (mm) | $d_b$ (mm) | $f_{fb}$ (MPa) | $f_{fv}$ (MPa) | s (mm) |
|---|---|---|---|---|
| 50 | 16 | 319.4 | 220.0 | 250.0 |

$A_{fv,req} = (V_u - \Phi V_c) / (\Phi f_{fv} \times d) \times s$

= ( 162.915 − 0.75 × 166.173 ) / ( 0.75 × 220.0 × 530.0 ) × 250.0

= 109.450 $mm^2$

$A_{fv,min} = 0.35 \times b \times s / f_{fv}$ = 0.35 × 1000.0 × 250.0 / 220.0 [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.2]

= 397.727 $mm^2$

$A_{fv,use}$ = 794.4 $mm^2$ ( F 16 − 4.00 EA )

$A_{fv,use}$ = 794.4 $mm^2$ ≥ 397.727 $mm^2$ ∴ O.K

$V_f = A_{fv} \times f_{fv} \times d / s$ = 794.4 x 220.0 x 530.0 / 250.0 / 1000 = 370.508 kN

$V_{f,max}$ = 3 x Vc = 3 x 166.173 = 498.519 kN

$V_f$ = min( 370.508 , 498.519 ) = 370.508 kN

### 5.7.4 사용한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.5]

(1) 균열검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \le 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

= 355.0 mm ≤ 400.0 mm → 조건 만족

= 345.0 mm > $S_{used}$ = 250.0 mm ∴ O.K

여기서, $f_{fs}$ = $n_f\, d\,(1-k)\, M_s / I_{cr}$ = 88.46 MPa

$M_s$ = $M_{s1}$ = 36.319 kN-m (사용한계상태 하중조합- I )

$C_b$ = 1.00 (부착 감소계수, 리브형 보강근)

w = 0.70 mm (허용균열폭)

$C_c$ = 58.0 mm (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2(1-k)^2 = 391,319,901 \ mm^4$$

- 피복덮개($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \xi} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 88.46 \times 1.16} = 187.6 \ mm$$

여기서, $\xi$ = ( h - kd ) / ( d - kd ) = 1.16

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 70.0 mm < 187.6 mm ∴ O.K

### 5.7.5 크리프파괴 한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 36.319 kN-m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d\,(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

= 88.464 MPa ≤ = 210.000 MPa ∴ O.K

## 5.8 압굽 - 극단한계상태

### 5.8.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 600.0 | 70.0 | 530.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 24.0 | 28.0 | 28,350 | 0.0030 | 0.879 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.001499 | 0.004884 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극단 | 92.626 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극단전단 | 266.782 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 16 | @ 500 | = | 397.2 mm² ( | 2.0 ea ) |
| 2cycle : | F 16 | @ 500 | = | 397.2 mm² ( | 2.0 ea ) |
| | | Σ | = | 794.4 mm² ( | 4.0 ea ) |

### 5.8.2 휨강도 검토 (극단한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 1324.5$ MPa

$\varepsilon_{ff} = 1324.5 / 55000 = 0.02408$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ff} = 0.02408 \ge 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ☜ GFRP 보강근 인장파열 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ff} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = ┌ 0.55 ( $\varepsilon_{ff} = \varepsilon_{fu}$ )

| 1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ff} < \varepsilon_{fu}$ )

└ 0.75 ( $\varepsilon_{ff} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 287.143$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 27.259$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 287.143$

$= 157.929$ kN·m ≥ $M_u = 92.626$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$6.605\ A_f^2 - 204050.0\ A_f + 92625947 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 460.8$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 270.026$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 101.098$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 270.026$

$= 148.514$ kN·m ≥ $M_u = 92.626$ kN·m ← 적용 ∴ O.K

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\ f_{fu}\ d\,(E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\ \beta_1 E_f\ \varepsilon_{cu})} = \frac{80121443801}{161713268.8} = 495.5 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

$A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4/3 = 660.7$ mm²

$A_{f,min2} = 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e = 1446.6$ mm²

$A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu} = 1643.0$ mm²

$= 660.7$ mm²

$A_{s,use} = 794.4$ mm² ≥ $A_{s,min} = 660.7$ mm² [ 1.20 ] ∴ O.K

### 5.8.3 전단강도 검토 (극단한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u$ = 266.782 kN

$V_c$ = (2/5) · $\sqrt{f_{ck}}$ · $b_w$ · ( k · d ) = 166.173 kN

$V_f$ = 463.135

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f$ = $E_f / E_c$ = 1.940

k = $\sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.073 [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.073 ) = 0.160 [ACI 440 11-22. 22.5.5.1]

c = k × d = 84.8 mm

∴ $\Phi V_n$ = 0.75 × 629.308 = 471.981 kN ≥ $V_u$ = 266.782 kN ∴ O.K

사용전단보강근

| $r_b$ (mm) | $d_b$ (mm) | $f_{fb}$ (MPa) | $f_{fv}$ (MPa) | s (mm) |
|---|---|---|---|---|
| 50 | 16 | 319.4 | 220.0 | 200.0 |

$A_{fv,req}$ = $(V_u - \Phi V_c) / (\Phi f_{fv} \times d) \times s$

= ( 266.782 − 0.75 × 166.173 ) / ( 0.75 × 220.0 × 530.0 ) × 200.0

= 325.106 $mm^2$

$A_{fv,min}$ = 0.35 × b × s / $f_{fv}$ = 0.35 × 1000.0 × 200.0 / 220.0 [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.2]

= 318.182 $mm^2$

$A_{fv,use}$ = 794.4 $mm^2$ ( F 16 − 4.00 EA )

$A_{fv,use}$ = 794.4 $mm^2$ ≥ 325.106 $mm^2$ ∴ O.K

$V_f$ = $A_{fv} \times f_{fv} \times d / s$ = 794.4 × 220.0 × 530.0 / 200.0 / 1000 = 463.135 kN

$V_{f,max}$ = 3 × Vc = 3 × 166.173 = 498.519 kN

$V_f$ = min( 463.135 , 498.519 ) = 463.135 kN

## 5.9 활동방지벽 – 극한한계상태, 사용한계상태

### 5.9.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 400.0 | 70.0 | 330.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ – | $\beta_1$ – | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 24.0 | 28.0 | 28,350 | 0.0030 | 0.879 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE – | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.002407 | 0.004884 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 18.419 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 11.512 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 11.512 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 87.248 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 16 | @ 500 | = | 397.2 | mm² ( | 2.0 ea ) |
| 2cycle : | F 16 | @ 500 | = | 397.2 | mm² ( | 2.0 ea ) |
| | | | Σ = | 794.4 | mm² ( | 4.0 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 16 | @ 200 | = | 993.0 | mm² ( | 5.0 ea ) |
| 배면부 : | F 16 | @ 200 | = | 993.0 | mm² ( | 5.0 ea ) |
| | | | Σ = | 1986.0 | mm² ( | 10.0 ea ) |

– 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

• 최소철근량 검토

$$\rho_{f,ts} = \text{MAX}\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f}, 0.0014\right) = 0.0039 \quad \text{단, } 0.0036\text{이하}$$

$\therefore \rho_{f,ts} = \text{MIN}(0.0039, 0.0036) = 0.0036$

$A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 1440.0 mm²

배력보강근 $A_{rf}$ = 1986.0 mm² > $A_{ts}$ = 1440.0 mm² ∴ O.K

• 최소피복 검토

max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 62.0 mm ∴ O.K

• 배근간격 검토

s = 250 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_g$, 40mm) = 40 mm ∴ O.K

$s_{ts}$ = 100 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

**5.9.2 휨강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 1029.0$ MPa

$\varepsilon_{ff} = 1029.0 / 55000 = 0.01871$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ff} = 0.01871 \geq 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ➠ **GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ff} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f = \begin{cases} 0.55 & (\varepsilon_{ff} = \varepsilon_{fu}) \\ 1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 & (0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ff} < \varepsilon_{fu}) \\ 0.75 & (\varepsilon_{ff} < 0.80\,\varepsilon_{fu}) \end{cases}$

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \leq f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 175.927$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 27.259$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 175.927$

$= 96.760$ kN·m $\geq M_u = 18.419$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$6.605\ A_f^2 - 127050.0\ A_f + 18419000 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 146.1$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 168.13$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 62.948$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 168.13$

$= 92.472$ kN·m $\geq M_u = 18.419$ kN·m ← 적용 ∴ O.K

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\,f_{fu}\,d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1 E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{15932435000}{100689393.8} = 158.2 \quad mm^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4 / 3$ | = | 210.9 $mm^2$ |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | = | 900.7 $mm^2$ |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | = | 1023.0 $mm^2$ |
| | | = | 210.9 $mm^2$ |

$A_{s,use}$ = 794.4 $mm^2$ ≥ $A_{s,min}$ = 210.9 $mm^2$ [ 3.77 ] ∴ O.K

**5.9.3 전단강도 검토 (극한한계상태)** [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u$ = 87.248 kN

$V_c$ = (2/5) · $\sqrt{f_{ck}}$ · $b_w$ · ( k · d ) = 103.466 kN

$V_f$ = 144.184

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.940

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.092 [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.092 ) = 0.160 [ACI 440 11-22. 22.5.5.1]

$c = k \times d$ = 52.8 mm

∴ $\Phi V_n$ = 0.75 × 247.650 = 185.737 kN ≥ $V_u$ = 87.248 kN ∴ O.K

사용전단보강근

| $r_b$ (mm) | $d_b$ (mm) | $f_{fb}$ (MPa) | $f_{fv}$ (MPa) | s (mm) |
|---|---|---|---|---|
| 50 | 16 | 319.4 | 220.0 | 200.0 |

$A_{fv,req}$ = $(V_u - \Phi V_c) / (\Phi f_{fv} \times d) \times s$

= ( 87.248 − 0.75 × 103.466 ) / ( 0.75 × 220.0 × 330.0 ) × 200.0

= 35.440 $mm^2$

$A_{fv,min}$ = $0.35 \times b \times s / f_{fv}$ = 0.35 × 1000.0 × 200.0 / 220.0 [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.2]

= 318.182 $mm^2$

$A_{fv,use}$ = 397.2 $mm^2$ ( F 16 − 2.00 EA )

$A_{fv,use}$ = 397.2 $mm^2$ ≥ 318.182 $mm^2$ ∴ O.K

$V_f = A_{fv} \times f_{fv} \times d / s$ = 397.2 x 220.0 x 330.0 / 200.0 / 1000 = 144.184 kN

$V_{f,max}$ = 3 x Vc = 3 x 103.466 = 310.398 kN

$V_f$ = min( 144.184 , 310.398 ) = 144.184 kN

### 5.9.4 사용한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.5]

(1) 균열검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15 \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \le 0.92 \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

= 832.0 mm > 782.0 mm → 조건 불만족, 철근량 재산정

= 782.0 mm > $S_{used}$ = 250.0 mm ∴ O.K

여기서, $f_{fs} = n_f\, d\,(1-k)\, M_s / I_{cr}$ = 45.31 MPa

$M_s = M_{s1}$ = 11.512 kN·m (사용한계상태 하중조합- I )

$C_b$ = 1.00 (부착 감소계수, 리브형 보강근)

w = 0.70 mm (허용균열폭)

$C_c$ = 58.0 mm (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2(1-k)^2 = 147{,}699.974 \ mm^4$$

- 피복덮개($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs}\ \xi} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 45.31 \times 1.25} = 339.9 \ mm$$

여기서, $\xi = (h - kd) / (d - kd)$ = 1.25

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 70.0 mm < 339.9 mm ∴ O.K

### 5.9.5 크리프파괴 한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 11.512 kN·m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

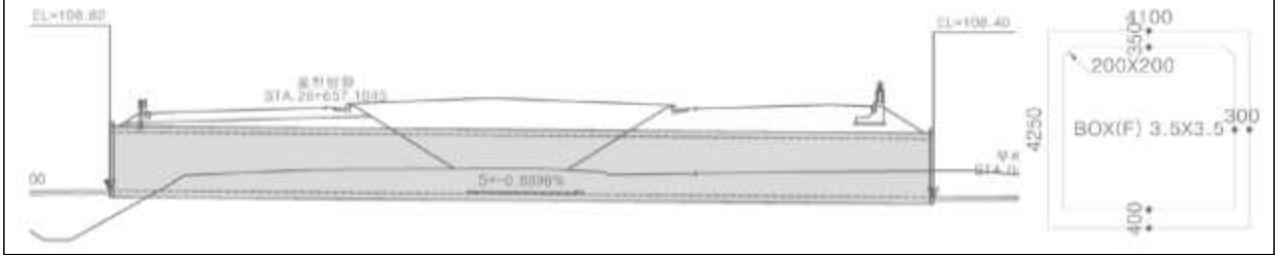
= 45.309 MPa ≤ = 210.000 MPa ∴ O.K

# 5. 암거

## 5.1 암거 적용 사례

### 5.1.1 통로암거

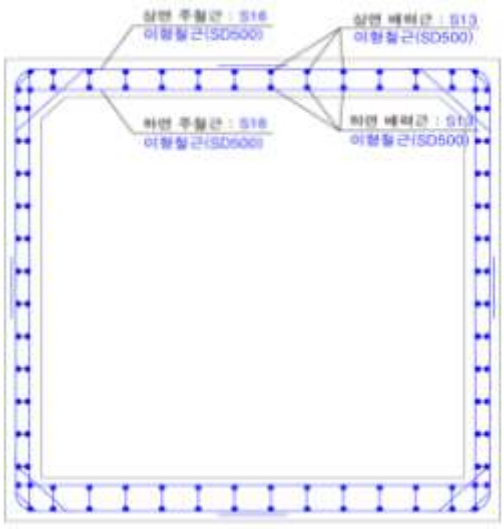
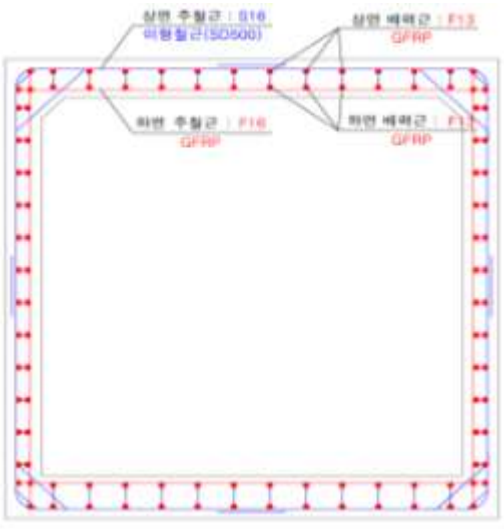
포천~화도 고속도로 민간투자사업 건설공사 4공구에서 시행한 통로암거로서 박스의 규격은 3.5m×3.5m, 길이 L=47.37m로서 토피는 약 2.0m이다.

| 시공 구조물 단면도 |
| --- |
|  |



<그림 5.1.1> GFRP 보강근 암거 적용 구조물 개요

GFRP 보강근 적용 암거는 설계 변경을 통해 기존의 철근 단면을 GFRP와 철근을 병용한 하이브리드 단면으로 적용하였다. 그림 5.1.2에서 볼 수 있듯이, 구조적 안전성이 요구되는 곡선부의 외측근과 전단근은 기존 설계와 동일하게 철근을 사용하였으며, 직선부인 박스 내측부 및 종방향의 온도·수축근에는 GFRP 보강근을 적용하였다.

| 원설계 (철근단면) | 설계변경 (철근+GFRP) |
| --- | --- |
|  |  |



<그림 5.1.2> GFRP 보강근 암거 표준 횡단면도

실 시공전경은 그림 5.1.3과 같으며 철근과 동시에 시공함으로써 경량의 GFRP 보강근이 철근에 비하여 상대적으로 취급이 용이하며 직선근은 겹이음을 감소할 수 있고 시공속도 측면에서 매우 효과적임을 확인하였다.

| GFRP 암거 단면도 | 암거 시공 전경 |
|---|---|
|  |  |

<그림 5.1.3> GFRP 보강근 암거 시공 전경

### 5.1.2 RC 소독 탱크

정수장 소독 탱크와 같은 콘크리트 구조물은 지속적인 화학적 공격과 수압을 견뎌야 하므로, 기존 RC 구조물과는 차별화된 재료 선택과 설계 접근이 필요하다. 특히, 염소(Chloride) 및 기타 화학물질로 인한 철근 부식을 방지하는 것이 중요한데, 이에 대한 해결책으로 철근 대신 GFRP 보강근을 적용하는 방안이 연구되고 있다. GFRP 보강근은 부식 저항성이 뛰어나고, 무게가 가벼우며, 높은 인장 강도를 갖고 있어 수처리 구조물의 내구성을 향상시키는데 유리하다. 하지만 철근과 비교했을 때 탄성계수(Modulus of Elasticity)가 낮아 변형률(Strain)이 크며, 휨 거동(Flexural Behavior)이 다르다는 점에서 설계 시 별도의 고려가 필요하다.

이를 고려하여 GFRP 보강근을 적용한 RC 소독 탱크의 설계는 CSA S806-12 및 ACI 440.1R-06 기준을 준수하며, 사용성(Serviceability) 한계를 만족하도록 균열 폭이 허용값을 초과하지 않도록 관리하는 것이 중요하다. 특히, 정수장과 같은 시설에서는 유해물질이 저장되므로 균열 폭 제한 기준을 발주자와 협의하여 조정할 필요가 있다. 또한, 콘크리트 타설 과정에서 발생하는 수축량 차이 및 온도 변화(Temperature Effects)로 인해 균열이 발생할 가능성이 높으므로, 이를 방지하기 위해 충분한 온도·수축 보강근(Temperature & Shrinkage Reinforcement)을 배치하는 것이 필수적이다.

GFRP 보강근은 부식 저항성이 뛰어나지만, 장기적으로 알칼리 환경(Alkaline

Environment)에서 성능 저하 가능성이 존재하므로, 적절한 콘크리트 보호층(Cover Thickness)을 확보하는 것이 필요하다. 이를 위해 CSA S806-12 및 ACI 350 기준에 따라 콘크리트 피복 두께를 최소 50mm 이상 유지하도록 설계하여 보강근을 보호하고 내구성을 극대화하였다. 또한, 균열 발생 시 콘크리트 내부로 화학물질이 침투하는 것을 방지하기 위해 혼화재(Mineral Admixtures) 및 고성능 콘크리트(High-Performance Concrete, HPC)를 사용하여 내구성을 더욱 향상시켰다.

이러한 설계적 고려사항을 바탕으로 GFRP 보강근을 적용한 RC 소독 탱크를 시공한 결과, 기존 철근을 사용한 구조물 대비 뛰어난 내구성을 보이며, 부식 문제를 효과적으로 해결할 수 있음을 확인하였다. 이를 통해 GFRP 보강근이 정수장과 같은 특수 환경에서 철근을 대체할 수 있는 적절한 보강재임을 검증할 수 있었다. 본 연구의 결과는 향후 수처리 시설 및 기타 특수 환경에서 GFRP 보강근을 활용한 콘크리트 구조물의 설계 및 시공에 중요한 참고 자료가 될 것으로 기대된다.



<그림 5.1.4> GFRP 기초 배근 현황



<그림 5.1.5> GFRP 벽체 배근 현황

## 5.2 설계 기준 분석

GFRP 보강근을 적용한 암거를 설계하기 위하여 KDS 44 90 00에서 제시하고 있는 주요 고려사항에 대하여 간략하게 요약하면 다음과 같다.

암거의 설계는 옹벽과는 달리 하중과 하중조합, 구조세목, 단면설계 등에 대하여 KDS 24 00 00 한계상태설계법을 따르며, 내진설계는 KDS 17 10 00과 KDS 11 44 00를 참조하여야 한다. 또한, 암거설계시 적용되는 주요 주의사항, 설계조건 및 주요 하중은 다음과 같이 명시하고 있다.

<표 5.2.1> 도로암거 설계시 주요 고려사항

(2) 암거 상부의 토피는 최소포장두께 ~ 10 m 사이이며 활하중은 4.2.3(4)에 따른다. 다만, 토피 두께가 0.6 m 미만인 경우 활하중의 영향은 4.2.3(3)에 따르며, 암거 상부가 포장층 내에 위치할 경우 접속슬래브를 설치하여 암거 경계에서 상대 처짐의 발생을 최소화해야 한다.

(3) 암거의 규격과 가설조건이 이 기준의 1.2.2에 제시된 것과 상이한 경우에는 가설현장의 조건을 따르며, 그 이외의 사항은 이 기준을 준용할 수 있다.

1.2.2 설계 조건

(1) 암거의 환경조건에 따라 노출등급을 산정하고 이에 따라 콘크리트의 설계 강도를 결정하여야 한다.

(2) 환경조건은 제빙화학제가 적용되지 않는 경우를 표준으로 하여 표1.2-1에 따르며, 제빙화학제의 사용이 예상되는 경우에는 KDS 24 14 21 (4.4.2)에 따라 검토하여야 한다.

**표 1.2-1 환경조건에 따른 표준 노출등급**

| 구 분 | 탄산화 | 동결/융해 |
|---|---|---|
| 노출등급 | EC4 | EF1 |
| 최소강도(MPa) | 30 | 24 |
| 최소설계강도(MPa) | 30 | |

(3) 내진등급 및 내진성능목표

- 내진등급 : II등급(위험도 계수 :1.0)
- 내진성능 목표 : 붕괴방지수준
- 기타 사항은 KDS 17 10 00 (4.2.1)에 따른다.

(4) 노면활하중 : KDS 24 12 21 (4.3.1.3)에 규정된 KL-510 적용

(5) 수압 : 쌓기 구간에서 고려하지 않음 (수압이 작용하는 경우에는 별도 고려)

(6) 하중조합 : KDS 24 12 11 (교량설계하중조합(한계상태설계법))

암거의 계획시 적용되는 표준단면의 내공규격은 다음을 따르도록 한다.

<표 5.2.2> 도로암거 표준단면

| 구 분 | 1련 암거(B×H) | 2련 암거(B×H) | 3련 암거(B×H) |
|---|---|---|---|
| 통로암거 | 3.0m×2.5m | 2@(3.0m×2.5m) | |
| | 3.0m×3.0m | 2@(3.0m×3.0m) | |
| | 3.5m×3.5m | 2@(3.5m×3.5m) | |
| | 4.0m×4.0m | 2@(4.0m×4.0m) | |
| | 4.5m×4.5m | 2@(4.0m×4.5m) | |
| | 5.0m×4.5m | 2@(4.5m×4.5m) | |
| | 6.0m×4.5m | 2@(5.0m×4.5m) | |
| 수로암거 | 2.0m×1.5m | 2@(2.0m×1.5m) | 3@(2.0m×1.5m) |
| | 2.0m×2.0m | 2@(2.0m×2.0m) | 3@(2.5m×2.0m) |
| | 2.5m×2.0m | 2@(2.5m×2.0m) | 3@(3.0m×2.5m) |
| | 2.5m×2.5m | 2@(2.5m×2.5m) | 3@(3.0m×3.0m) |
| | 3.0m×2.5m | 2@(3.0m×2.5m) | 3@(3.5m×3.0m) |
| | 3.0m×3.0m | 2@(3.0m×3.0m) | 3@(3.5m×3.5m) |
| | 3.5m×3.5m | 2@(3.5m×3.0m) | 3@(4.0m×4.0m) |
| | 4.0m×4.0m | 2@(3.5m×3.5m) | |
| | 4.5m×4.5m | 2@(4.0m×4.0m) | |
| | 5.0m×5.0m | | |

<표 5.2.3> 도로암거 하중조합

| 하 중 조 합 | | 하 중 계 수 | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 고정하중 | | 활하중 | 연직토압 | 수평토압 | 상재토압 | 지진하중 |
| | | DC | DW | LL+IM | EV | EH | LS | EQ |
| 극한한계상태 I | 최대측압+최대연직하중 (활하중 재하시) | 1.25 | 1.50 | 1.8 | 1.3 | 1.35 | 1.8 | - |
| | 최대측압+최소연직하중 (활하중 비재하시) | 0.9 | 0.65 | - | 0.9 | 1.35 | 1.8 | - |
| | 최소측압+최대연직하중 (활하중 재하시) | 1.25 | 1.50 | 1.8 | 1.3 | 0.9 | - | - |
| 사용한계상태 I | | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | - |
| 사용한계상태 V | | 1.0 | 1.0 | 0.2 | 1.0 | 1.0 | 0.2 | - |
| 극단상황 한계상태 I | | 1.0 | 1.0 | - | 1.0 | 1.0 | - | 1.0 |

암거의 계획시 적용되는 표준하중조합은 상기와 같으며 GFRP 보강근이 적용되므로

균열에 대한 검토는 사용조합 I을 적용하되 한계 균열폭은 0.7mm를 적용한다. GFRP 보강근의 크리프 한계상태에 대한 안전성 확보를 위하여 지속하중 조합인 사용 V에서 활하중 관련 항에 0.2의 하중계수를 적용하였다.

앞서 검토된 해외 예시에서는 전단검토와 사용성 검토시에 보강근의 응력산정시 축력의 효과를 고려토록 하고 있다. 암거의 경우 상재토피 및 활하중에 의하여 연직방향으로 압축력이 작용하므로 이를 합리적으로 반영할 수 있을 것으로 판단된다. 응답변위법을 적용한 내진설계시에는 다음의 사항을 따라야 한다.

<표 5.2.4> 도로암거 내진설계

(5) 설계지반운동의 특성 표현

① 설계지반운동의 세기 및 진동수성분은 기본적으로 응답스펙트럼으로 표현한다.

② 암반지반($S_1$지반) 설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼은 KDS 17 10 00 (4.2.1.4(2))을 따른다. 이때 유효수평지반가속도($S$)는 KDS 17 10 00 (4.2.1.4(4), (5))에 따라 결정한다.

③ 설계지반운동 시간이력은 KDS 17 10 00 (4.2.1.4(8), (9), (10))에 따라 결정한다. 단, 설계지반운동 시간이력은 암반지반($S_1$지반)에 대해 작성된 시간이력을 사용한다.

④ 지반운동의 공간적 변화 특성 고려방법은 KDS 17 10 00 (4.2.1.4(11))을 따른다.

⑤ 유효수평지반가속도($S$)를 행정구역에 따라 결정하는 경우 ③ 및 ④ 에 따라 구한 기반면에서의 설계속도응답스펙트럼 $S_v$를 도시하면 그림 4.8-1와 같다.

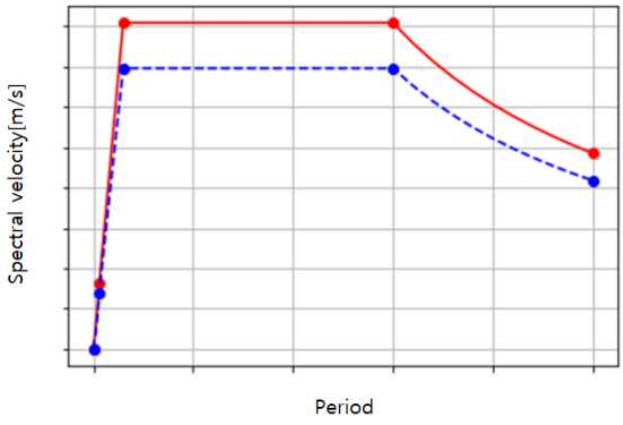



**그림 4.8-1 기반면에서의 설계속도응답스펙트럼(붕괴방지수준)**
**(실선은 지진구역 Ⅰ, 파선은 지진구역 Ⅱ)**

그간의 응답변위법에서는 구조물 위치에서의 지반등급을 기준으로 하였으나 이는 적용상의 오류로서 기반면 스펙트럼을 적용하여야 한다. 붕괴방지 수준에서 접합부의 응답수정계수 3을 적용하도록 하고 있으나, GFRP 재료의 특성상 연성이 부족하므로 탄성설계에 한하여 적용을 하며 저항계수도 강도한계상태와 동일하게 적용하여야 한다.

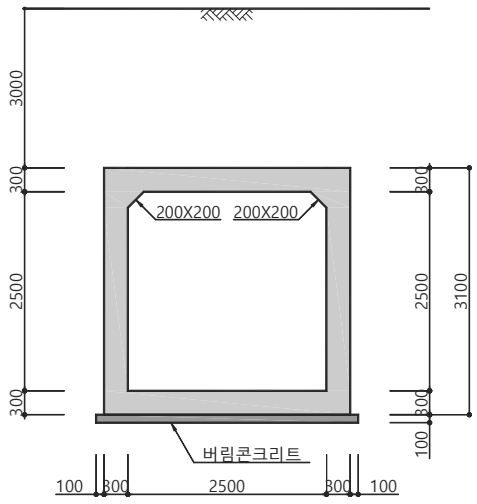
## 5.3 암거 설계 절차

| | | 관련규정 및 특이사항 |
|---|---|---|
| START | | |
| ⇩ | | |
| STEP 1 | 암거 단면 계획 | ● 암거설치위치의 지형 및 지질조사<br>● 설치 암거의 내공 등 표준단면 결정<br>KDS 44 90 00 2.3.2 |
| ⇩ | | |
| STEP 2 | 뒷채움, 토피 결정 | ● 토압산정을 위한 뒷채움 종류 결정(토사, 암 등)<br>● 지지지반의 스프링 정수 결정<br>● 횡단구성을 고려한 토피결정 |
| ⇩ | | |
| STEP 3 | 설계단면 가정 | ● 표준 단면으로부터 부재 두께 가정 |
| ⇩ | | |
| STEP 4 | 작용하중 결정 | ● 구조물 자중(DC, DW), 연직토압 (EV)<br>수평토압(EH), 성토암거가 아닌 경우 수압(WA)<br>활하중(LL), 상재활하중에 의한 토압(LS)<br>지진하중(EQ) 등 KDS 44 90 00 2.3.2 |
| ⇩ | | |
| STEP 5 | 암거 구조해석 | ● 상시 스프링계수 적용 및 단면력 산정<br>● 응답변위법을 적용한 지진시 스프링 및 단면력 산정 |
| ⇩ | | |
| STEP 6 | 단면검토<br>(GFRP 보강근 산출) | ● 휨, 전단강도 검토 (KDS 24 50 05)<br>- 강도검토(강도한계상태 및 극단상황한계상태)<br>● 벽체, 상하슬래브 - 온도/수축근 산정<br>● 절점부(우각부 검토)<br>- 우각부의 곡선 보강근을 감안한 강도감소 고려<br>● 사용성 검토<br>- 균열 및 크리프 한계상태 검토 |
| ⇩ | | |
| STEP 7 | 세부구조형식 결정 | ● 뒷채움부 배수시설, 연결부(신축,수축) 상세, 배근상세 |
| ⇩ | | |
| END | | |

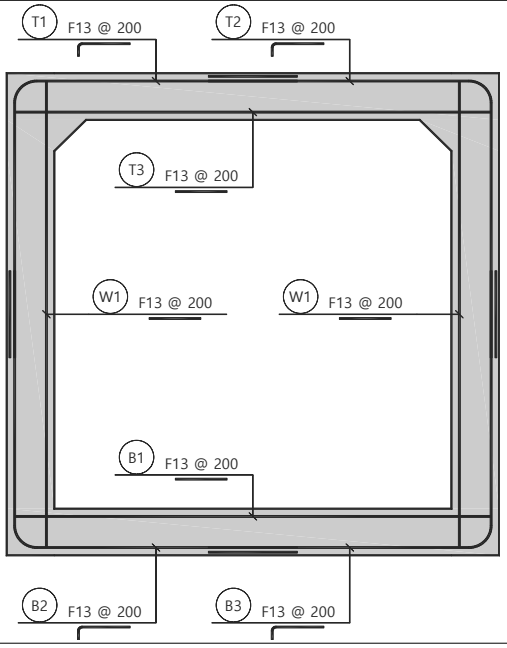
## 5.4 암거 설계 예제

### 5.4.1 대상구조물 개요

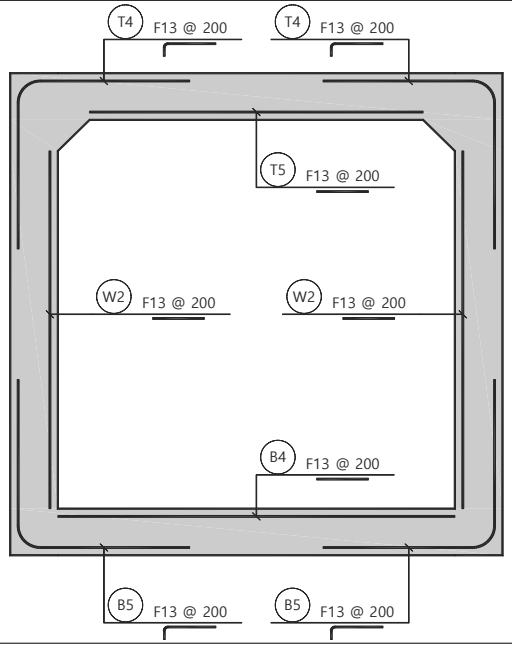
본 설계 예제에서는 KDS 44 90 00 도로암거 표준 단면 설계에서 제시하는 대표 규격을 선정하여 적용하였다. 주요 설계 검토 항목으로는 극한한계상태 및 사용한계상태 평가, 온도·수축 보강근 검토를 수행하였다. 또한, 우각부에는 굽힘 보강근이 설치되므로 곡선 반경에 따른 강도 감소를 반영하였으며, 감소된 강도 기준으로 크리프 한계를 검토하였다. 콘크리트 자체의 전단 강도로 저항이 부족한 경우 전단 보강근을 배치하였다.




| 암거설계조건 | |
|---|---|
| • 암거제원 | · 토피(FH) = 3.0m<br>· 내공폭(b) = 2.5m<br>· 내공높이(h) = 2.5m |
| • 기준압축강도 | · $f_{ck}$ : 35MPa |
| • 노출등급 | · 내측 : EC4<br>· 외측 : EC2 |
| • 뒷채움 물성치 | · $\gamma t$ = 19kN/m³<br>· Ø = 30° |
| • GFRP 보강근 적용등급 | · 직선근 : Grade-E<br>· 곡선근 : Grade-E |




CYCLE-1




CYCLE-2

<그림 5.4.1> 대상 암거 일반제원

# 1. 설 계 조 건

**1) 구조형식**

- 지중 1 련 수로암거 ( 내공 : 2.5M × 2.5M, 사각 : 90°)

**2) 지하수위**

- GL 에서 -1.000 m

**3) 재료 중량**

- 철근콘크리트 ($\omega_c$) = 23.00 kN/m³
- 포 장 ($\gamma_{asp}$) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 ($\gamma_w$) = 9.80 kN/m³

**4) 사용재료의 강도**

단위 : MPa

| 구분 | | 상부슬래브 | 하부슬래브 | 좌측벽체 | 우측벽체 |
|---|---|---|---|---|---|
| 콘크리트 | 기준압축강도(fck) | 35 | 35 | 35 | 35 |
| | 평균압축강도(fcm) | 39 | 39 | 39 | 39 |
| | 탄성계수(Ec) | 29,750 | 29,750 | 29,750 | 29,750 |
| | 평균인장강도(fctm) | 3.45 | 3.45 | 3.45 | 3.45 |
| | 기준인장강도(fctk) | 2.42 | 2.42 | 2.42 | 2.42 |
| 철 근 | 기준항복강도(fy) | 700 | 700 | 700 | 700 |
| | 기준항복강도(fvy) | 700 | 700 | 700 | 700 |
| | 평균 탄성계수(Es) | 55,000 | 55,000 | 55,000 | 55,000 |

여기서, fctm = 0.3(fcm)$^{2/3}$, fctk = 0.70 fctm

**5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량**

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 ($\gamma_t$) = 19.0 kN/m³
- 수 중 ($\gamma_{sub}$) = 10.0 kN/m³

**6) 지진계수**

- 내진등급 : II등급 (위험도 계수 : 붕괴 : 1.00)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : S1
- 붕괴방지수준

**7) 노면활하중 (1등교 적용)** = 11.000 kN/m² (∵ 토피 : 3.000 m )

**8) 토 사**

- 흙의 습윤 단위중량 ($\gamma_t$) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 ($\gamma_{sub}$) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 ($\varphi$) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

**9) 설계방법**

- 한계상태설계법

**10) 사용프로그램 :** SAP2000

**11) 참고문헌**


- 교량 설계 일반사항(한계상태설계법) : KDS 24 10 11 : 2019
- 도로교 설계예제집(한계상태설계법) : 한국도로교통협회 (2014)
- 도로암거구조설계기준 : KDS 44 90 00 : 2021
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications : AASHTO (2007)
- Eurocode 2 : Design of concrete structures : BSI (2004)
- 철도설계기준 : KDS 47 00 00 : 2018
- 내진설계 일반 : KDS 17 10 00 : 2018
- 건축물 내진설계기준 KDS 41 17 00 : 2022

## 2. 노 출 등 급

(1) 환경 조건에 따른 노출등급 [KDS 24 14 21 표4.4-2]

| 구 분 | 부 식 | | | 콘크리트 손상 | | 결정 노출등급 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 부 재 | 탄산화 | 염화물 | 해수 염화물 | 동결 /융해/침식 | 화학적 침투 | |
| 상부슬래브상면 | EC2 | - | - | - | - | EC2 |
| 상부슬래브하면 | EC4 | - | - | - | - | EC4 |
| 하부슬래브상면 | EC4 | - | - | - | - | EC4 |
| 하부슬래브하면 | EC2 | - | - | - | - | EC2 |
| 좌측벽체전면 | EC4 | - | - | - | - | EC4 |
| 좌측벽체배면 | EC2 | - | - | - | - | EC2 |
| 우측벽체전면 | EC4 | - | - | - | - | EC4 |
| 우측벽체배면 | EC2 | - | - | - | - | EC2 |

※ 노출등급은 각 노출등급 중 내구성에 대한 피복규정이 가장 두꺼운 등급으로 적용.

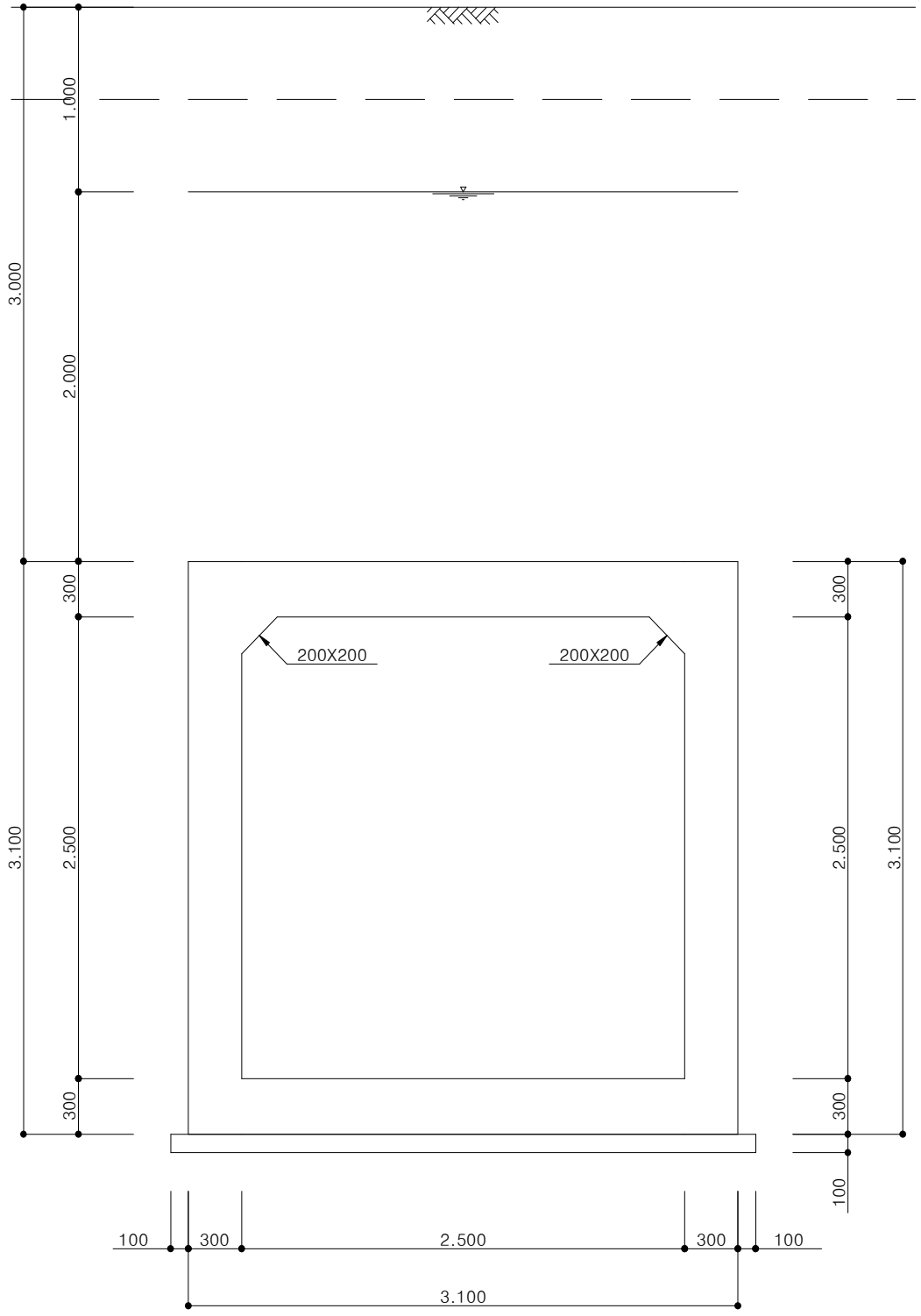
※ 주2, 규정에 따라 방수처리된 표면은 노출등급 EC3으로 간주했다.

(2) 노출등급에 따른 최소 콘크리트 강도 [KDS 24 14 21 표4.4-1]

| 구 분 | 최소 콘크리트 강도 | | 적용강도 (N/㎟) | 판 별 |
|---|---|---|---|---|
| 부 재 | 노출등급 | 강도(N/㎟) | | |
| 상부슬래브상면 | EC2 | 24 | 35 | O.K. |
| 상부슬래브하면 | EC4 | 30 | 35 | O.K. |
| 하부슬래브상면 | EC4 | 30 | 35 | O.K. |
| 하부슬래브하면 | EC2 | 24 | 35 | O.K. |
| 좌측벽체전면 | EC4 | 30 | 35 | O.K. |
| 좌측벽체배면 | EC2 | 24 | 35 | O.K. |
| 우측벽체전면 | EC4 | 30 | 35 | O.K. |
| 우측벽체배면 | EC2 | 24 | 35 | O.K. |

## 3. 단 면 가 정

### 1) 단 면 가 정


1.000
3.000
2.000
300
200X200
200X200
3.100
2.500
300
300
2.500
3.100
300
100
100
300
2.500
300
100
3.100

## 4. 부 력 검 토

: 부력에 대한 안전률 Fs = 1.05 (R/B) (극한 지하수위 시)
부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 상재하중만을 고려
(최소토피 H = 3.000 m 에 대하여 검토)

**1) 구체자중 (DC)**

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| - 상부슬래브 | : | 3.100 × 0.300 × 23.0 | | = | 21.390 | kN/m |
| - 하부슬래브 | : | 3.100 × 0.300 × 23.0 | | = | 21.390 | kN/m |
| - 좌측외벽 | : | 0.300 × 2.500 × 23.0 | | = | 17.250 | kN/m |
| - 우측외벽 | : | 0.300 × 2.500 × 23.0 | | = | 17.250 | kN/m |
| - 헌치 1 | : | 0.200 × 0.200 × 1/2 × 2EA × 23.0 | | = | 0.920 | kN/m |
| | | | ∴ Σ | = | 78.200 | kN/m |

**2) 포장 하중 (DW)**

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| - 콘크리트 포장하중 | : | 0.500 × 3.100 × 23.0 | | = | 35.650 | kN/m |
| | | | ∴ Σ | = | 35.650 | kN/m |

**3) 상재 하중 (EV)**

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| - 흙의 자중(지하수위 이상) | : | 0.500 × 3.100 × 19.0 | | = | 29.450 | kN/m |
| - 흙의 자중(지하수위 이하) | : | 2.000 × 3.100 × 10.0 | | = | 62.000 | kN/m |
| - 지하수 자중 | : | 2.000 × 3.100 × 9.8 | | = | 60.760 | kN/m |
| | | | ∴ Σ | = | 152.210 | kN/m |

**4) 측면마찰력**

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30.0 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times ( 2 \times 1.000 \times 2.000 \times 19.000 + 2.000^2 \times 10.000 ) \times \tan(30.0 \times 2/3)$

$= 20.965$ kN/m

$\therefore \sum = 3.458 + 20.965 = 24.423$ kN/m

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. [KDS 47 10 40 4.2.2 ㉮]

**5) 부력**

U = B × hs × γw (여기서,hs=구조물높이 + 토피고-지하수위)

= 3.100 × 5.100 × 9.800

= 154.938 kN/m

**6) 안정검토**

R = 78.200 + 35.650 + 152.210 + 24.423 = 290.483 kN/m

Fs = R / U

= 290.483 / 154.938

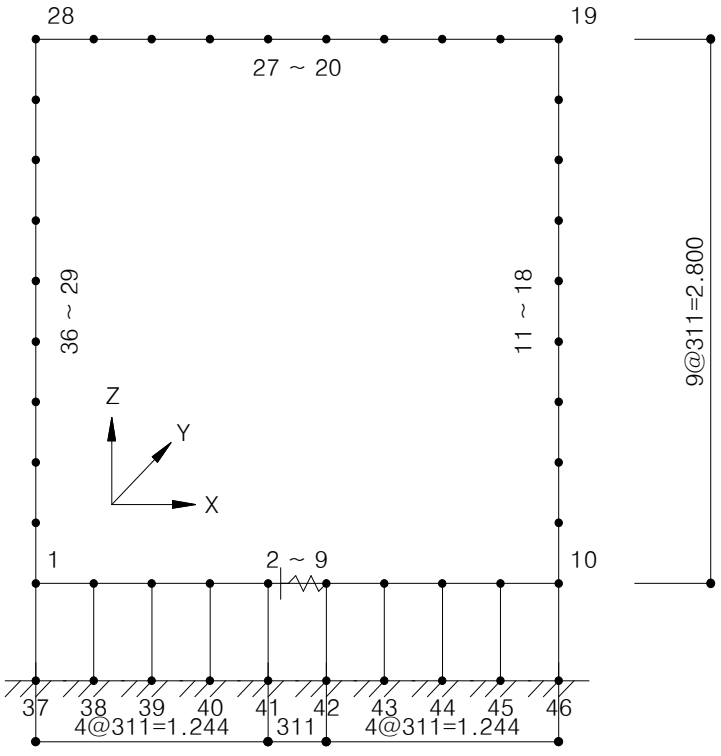
= 1.875 ≥ 1.050 ∴ **O.K**

## 5. 해석모델 및 단면제원 (상시)

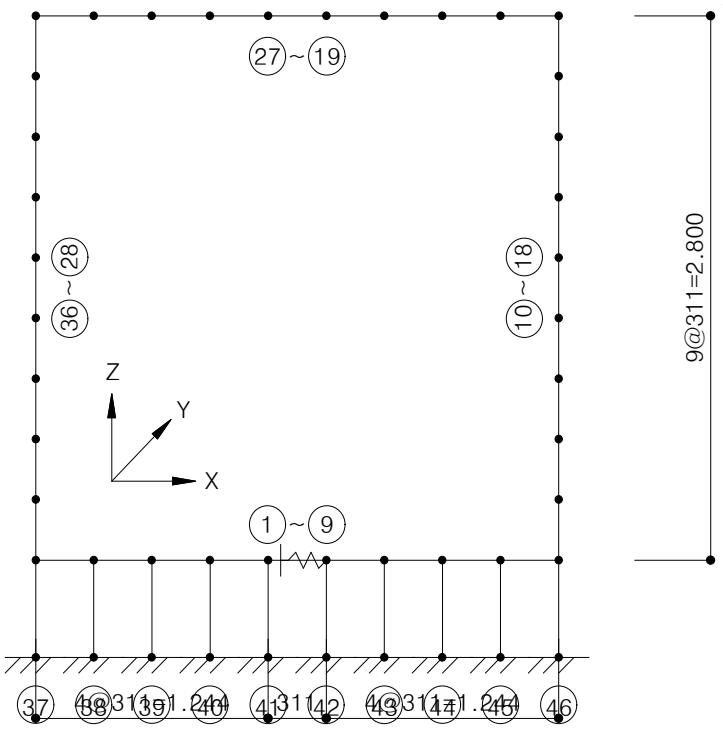
**1) Modeling**

본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.
이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도




**2) 단면제원**

| NO | A (m²) | | I (m⁴) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.300 × 1.000 | = 0.300 | 0.00225 | 1~36 |

**3) 단면좌표**

(단위 : m)

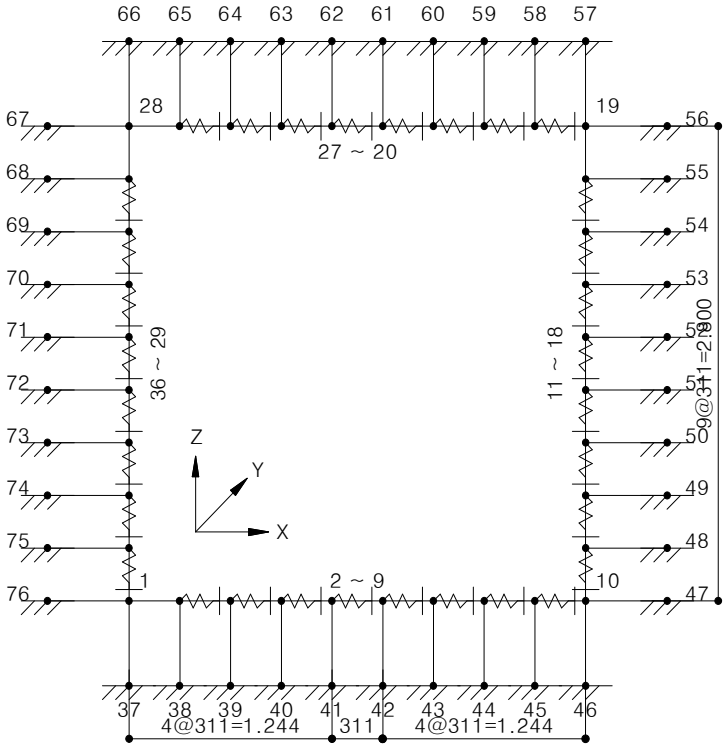
| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.500 | 24 | 1.244 | 3.300 |
| 2 | 0.311 | 0.500 | 25 | 0.933 | 3.300 |
| 3 | 0.622 | 0.500 | 26 | 0.622 | 3.300 |
| 4 | 0.933 | 0.500 | 27 | 0.311 | 3.300 |
| 5 | 1.244 | 0.500 | 28 | 0.000 | 3.300 |
| 6 | 1.556 | 0.500 | 29 | 0.000 | 2.989 |
| 7 | 1.867 | 0.500 | 30 | 0.000 | 2.678 |
| 8 | 2.178 | 0.500 | 31 | 0.000 | 2.367 |
| 9 | 2.489 | 0.500 | 32 | 0.000 | 2.056 |
| 10 | 2.800 | 0.500 | 33 | 0.000 | 1.744 |
| 11 | 2.800 | 0.811 | 34 | 0.000 | 1.433 |
| 12 | 2.800 | 1.122 | 35 | 0.000 | 1.122 |
| 13 | 2.800 | 1.433 | 36 | 0.000 | 0.811 |
| 14 | 2.800 | 1.744 | 37 | 0.000 | 0.000 |
| 15 | 2.800 | 2.056 | 38 | 0.311 | 0.000 |
| 16 | 2.800 | 2.367 | 39 | 0.622 | 0.000 |
| 17 | 2.800 | 2.678 | 40 | 0.933 | 0.000 |
| 18 | 2.800 | 2.989 | 41 | 1.244 | 0.000 |
| 19 | 2.800 | 3.300 | 42 | 1.556 | 0.000 |
| 20 | 2.489 | 3.300 | 43 | 1.867 | 0.000 |
| 21 | 2.178 | 3.300 | 44 | 2.178 | 0.000 |
| 22 | 1.867 | 3.300 | 45 | 2.489 | 0.000 |
| 23 | 1.556 | 3.300 | 46 | 2.800 | 0.000 |

## 6. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

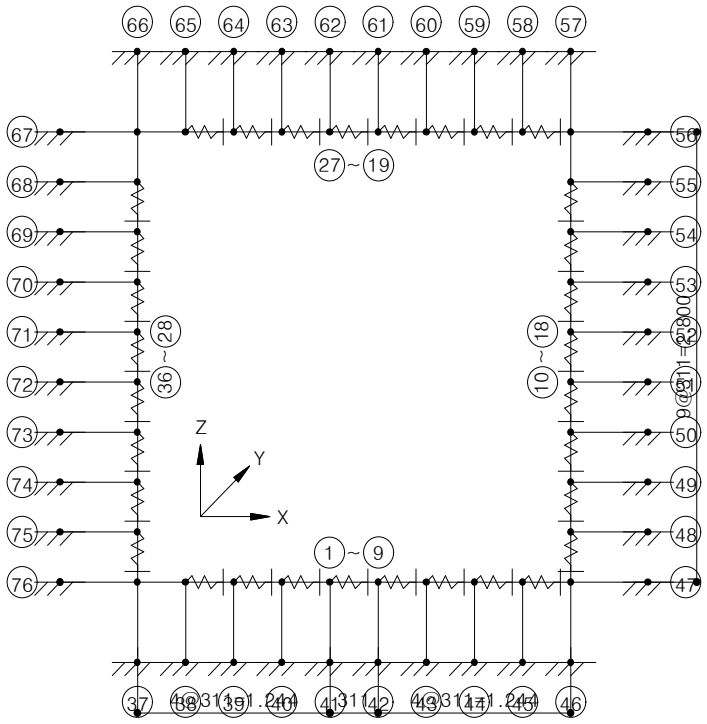
**1) Modeling**

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도




**2) 단면제원**

| NO | A (m²) | I (m⁴) | 부 재 |
|---|---|---|---|
| 1 | 0.300 × 1.000 = 0.300 | 0.00225 | 1~36 |

**3) 단면좌표**

(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.500 | 0.500 | 39 | 1.122 | 0.000 |
| 2 | 0.811 | 0.500 | 40 | 1.433 | 0.000 |
| 3 | 1.122 | 0.500 | 41 | 1.744 | 0.000 |
| 4 | 1.433 | 0.500 | 42 | 2.056 | 0.000 |
| 5 | 1.744 | 0.500 | 43 | 2.367 | 0.000 |
| 6 | 2.056 | 0.500 | 44 | 2.678 | 0.000 |
| 7 | 2.367 | 0.500 | 45 | 2.989 | 0.000 |
| 8 | 2.678 | 0.500 | 46 | 3.300 | 0.000 |
| 9 | 2.989 | 0.500 | 47 | 3.800 | 0.500 |
| 10 | 3.300 | 0.500 | 48 | 3.800 | 0.811 |
| 11 | 3.300 | 0.811 | 49 | 3.800 | 1.122 |
| 12 | 3.300 | 1.122 | 50 | 3.800 | 1.433 |
| 13 | 3.300 | 1.433 | 51 | 3.800 | 1.744 |
| 14 | 3.300 | 1.744 | 52 | 3.800 | 2.056 |
| 15 | 3.300 | 2.056 | 53 | 3.800 | 2.367 |
| 16 | 3.300 | 2.367 | 54 | 3.800 | 2.678 |
| 17 | 3.300 | 2.678 | 55 | 3.800 | 2.989 |
| 18 | 3.300 | 2.989 | 56 | 3.800 | 3.300 |
| 19 | 3.300 | 3.300 | 57 | 3.300 | 3.800 |
| 20 | 2.989 | 3.300 | 58 | 2.989 | 3.800 |
| 21 | 2.678 | 3.300 | 59 | 2.678 | 3.800 |
| 22 | 2.367 | 3.300 | 60 | 2.367 | 3.800 |
| 23 | 2.056 | 3.300 | 61 | 2.056 | 3.800 |
| 24 | 1.744 | 3.300 | 62 | 1.744 | 3.800 |
| 25 | 1.433 | 3.300 | 63 | 1.433 | 3.800 |
| 26 | 1.122 | 3.300 | 64 | 1.122 | 3.800 |
| 27 | 0.811 | 3.300 | 65 | 0.811 | 3.800 |
| 28 | 0.500 | 3.300 | 66 | 0.500 | 3.800 |
| 29 | 0.500 | 2.989 | 67 | 0.000 | 3.300 |
| 30 | 0.500 | 2.678 | 68 | 0.000 | 2.989 |
| 31 | 0.500 | 2.367 | 69 | 0.000 | 2.678 |
| 32 | 0.500 | 2.056 | 70 | 0.000 | 2.367 |
| 33 | 0.500 | 1.744 | 71 | 0.000 | 2.056 |
| 34 | 0.500 | 1.433 | 72 | 0.000 | 1.744 |
| 35 | 0.500 | 1.122 | 73 | 0.000 | 1.433 |
| 36 | 0.500 | 0.811 | 74 | 0.000 | 1.122 |
| 37 | 0.500 | 0.000 | 75 | 0.000 | 0.811 |
| 38 | 0.811 | 0.000 | 76 | 0.000 | 0.500 |

## 7. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

- 점성토층이 우세한 경우 $$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

**- 연직방향 지반반력계수 (Kv)**

$$\zeta_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $$\zeta_{vo} = \frac{1}{0.3}\times\alpha\times E_0$$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 1000 x N = 1000 x 15 = 15000.000 kN/m²

Bv = √( B × B ) = √( 3.100 × 3.100 ) = 3.10 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 15000 = 50000.00 kN/m³

Kv = 50000.000 × (3.100 / 0.3) $^{-3/4}$ = 8675.40 kN/m³

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.300/2 + 0.311/2) = 2651 kN/m | 1,10 |
| Kv2 | Kv x (0.311/2 + 0.311/2) = 2699 kN/m | 2~9 |
| Kh | 1E10 kN/m (무한강성) | 6 |

## 8. 지반반력계수 (지진시)

**1) 지반탄성계수의 산정**

(1) 퇴적토 (EL. : 5.800 ~ -14.200, N=15)

① 붕괴방지수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $15^{1/3}$ = 197.3 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 197.3 = 157.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × $Vs^2$ ( w : 흙의 단위중량, g : 중력계수 )
  = 20.0 / 9.810 × $157.8^2$ = 50766.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × ( 1 + ν ) × Gd ( ν : 흙의 포아슨 비 )
  = 2 × ( 1 + 0.45 ) × 50766.0 = 147221.4 kN/m²

**2) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)**

(1) 상부슬래브 : 제1토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Bv | = √( B × B ) | = √( 3.100 × 3.100 ) | = | 3.100 | m |
| Kvo | = 1 / 0.3 × α × Ed | = 1 / 0.3 × 1 × 147221.4 | = | 490738.00 | kN/m³ |
| Kv | = 490738.000 × ( 3.100 / 0.3 ) $^{-3/4}$ | | = | 85147.00 | kN/m³ |

② 전단 지반반력계수

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Ksb | = λ × Kv | = 1/3.0 × 85147.000 | = | 28382.33 | kN/m³ |

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Bv | = √( B × B ) | = √( 3.100 × 3.100 ) | = | 3.100 | m |
| Kvo | = 1 / 0.3 × α × Ed | = 1 / 0.3 × 1 × 147221.4 | = | 490738.00 | kN/m³ |
| Kv | = 490738.000 × ( 3.100 / 0.3 ) $^{-3/4}$ | | = | 85147.00 | kN/m³ |

② 전단 지반반력계수

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Ksb | = λ × Kv | = 1/3.0 × 85147.000 | = | 28382.33 | kN/m³ |

(3) 측벽 : 제1토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Bv | = √( H × H ) | = √( 3.100 × 3.100 ) | = | 3.100 | m |
| Kho | = 1 / 0.3 × α × Ed | = 1 / 0.3 × 1 × 147221.4 | = | 490738.00 | kN/m³ |
| Kh | = 490738.000 × ( 3.100 / 0.3 ) $^{-3/4}$ | | = | 85147.00 | kN/m³ |

② 전단 지반반력계수

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Kss | = λ × Kh | = 1/3.0 × 85147.000 | = | 28382.33 | kN/m³ |

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.311/2 + 0.311/2) = 26490.08 kN/m | 20~27 |
| Ksb1 | Ksb x (0.311/2 + 0.311/2) = 8830.03 kN/m | |

- 측벽

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kh1 | Kh x (0.311/2 + 0.311/2) = 26490.08 kN/m | 11~18,29~36 |
| Kss1 | Kss x (0.311/2 + 0.311/2) = 8830.03 kN/m | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.311/2 + 0.311/2) = 26490.08 kN/m | 2~9 |
| Ksb1 | Ksb x (0.311/2 + 0.311/2) = 8830.03 kN/m | |

- 우각부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.300/2 + 0.311/2) = 26017.09 kN/m | 1,10 |
| Kh1 | Kh x (0.311/2 + 0.300/2) = 26017.09 kN/m | |
| Kv2 | Kv x (0.311/2 + 0.300/2) = 26017.09 kN/m | 19,28 |
| Kh2 | Kh x (0.311/2 + 0.300/2) = 26017.09 kN/m | |

**3) 지반계수 산정**

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

| 설계지진 | 성능기준 / 재현주기 | 기 능 수 행 | 즉 시 복 구 | 장기복구 /인명보호 | 붕 괴 방 지 |
|---|---|---|---|---|---|
| | 50년 | II 등급 | | | |
| | 100년 | I 등급 | II 등급 | | |
| | 200년 | 특 등급 | I 등급 | II 등급 | |
| | 500년 | | 특 등급 | I 등급 | II 등급 |
| | 1000년 | | | 특 등급 | I 등급 |
| | 2400년 | | | | 특 등급 |
| | 4800년 | | | | 특 등급 |

- 위험도 계수

| 재현주기 (년) | 50 | 100 | 200 | 500 | 1000 | 2400 | 4800 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 위험도계수 (I) | 0.40 | 0.57 | 0.73 | 1.00 | 1.40 | 2.00 | 2.60 |

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

| 지진구역 | 행정구역 | | 구역계수, Z |
|---|---|---|---|
| I | 시 | 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시, 세종특별자치시 | 0.11 |
| | 도 | 경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 | |
| II | 도 | 강원도 북부, 제주도 | 0.07 |

③ 기반면에서의 지반종류

| 지반 분류 | 지반종류의 호칭 | 분류기준 | |
|---|---|---|---|
| | | 기반암 깊이, H (m) | 토층평균전단파속도, Vs,soil (m/s) |
| S1 | 암반지반 | 1 미만 | - |
| S2 | 얕고 단단한 지반 | 1~20 이하 | 260 이상 |
| S3 | 얕고 연약한 지반 | | 260 미만 |
| S4 | 깊고 단단한 지반 | 1~20 초과 | 180 이상 |
| S5 | 깊고 연약한 지반 | | 180 미만 |
| S6 | 부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반 | | |

④ 기반면에서의 지진계수 Fa, Fv

| 지반종류 | 단주기지반증폭계수, Fa | | | 장주기지반증폭계수, Fv | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | S ≤ 0.1 | S = 0.2 | S = 0.3 | S ≤ 0.1 | S = 0.2 | S = 0.3 |
| S1 | 1.12 | 1.12 | 1.12 | 0.84 | 0.84 | 0.84 |
| S2 | 1.4 | 1.4 | 1.3 | 1.5 | 1.4 | 1.3 |
| S3 | 1.7 | 1.5 | 1.3 | 1.7 | 1.6 | 1.5 |
| S4 | 1.6 | 1.4 | 1.2 | 2.2 | 2.0 | 1.8 |
| S5 | 1.8 | 1.3 | 1.3 | 3.0 | 2.7 | 2.4 |
| S6 | - | - | - | - | - | - |

⑤ 기반면에서의 유효 수평지반가속도(S)

- 붕괴방지수준 : S = Z x I = 0.11 × 1.00 = 0.110

Fa = 1.12 , Fv = 0.84 (붕괴방지수준) (단, 주기 0~To 때, Fa=1.00~1.12 직선보간)

⑥ 지표면에서의 지반종류

| 지반 분류 | 지반종류의 호칭 | 분류기준 | |
|---|---|---|---|
| | | 기반암 깊이, H (m) | 토층평균전단파속도, Vs,soil (m/s) |
| S1 | 암반지반 | 1 미만 | - |
| S2 | 얕고 단단한 지반 | 1~20 이하 | 260 이상 |
| S3 | 얕고 연약한 지반 | | 260 미만 |
| S4 | 깊고 단단한 지반 | 1~20 초과 | 180 이상 |
| S5 | 깊고 연약한 지반 | | 180 미만 |
| S6 | 부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반 | | |

⑦ 지표면에서의 지진계수 Fa, Fv

| 지반종류 | 단주기지반증폭계수, Fa | | | 장주기지반증폭계수, Fv | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | S ≤ 0.1 | S = 0.2 | S = 0.3 | S ≤ 0.1 | S = 0.2 | S = 0.3 |
| S1 | 1.12 | 1.12 | 1.12 | 0.84 | 0.84 | 0.84 |
| S2 | 1.4 | 1.4 | 1.3 | 1.5 | 1.4 | 1.3 |
| S3 | 1.7 | 1.5 | 1.3 | 1.7 | 1.6 | 1.5 |
| S4 | 1.6 | 1.4 | 1.2 | 2.2 | 2.0 | 1.8 |
| S5 | 1.8 | 1.3 | 1.3 | 3.0 | 2.7 | 2.4 |
| S6 | - | - | - | - | - | - |

⑧ 지표면에서의 유효 수평지반가속도(S)

- 붕괴방지수준 : S = Z x I = 0.11 × 1.00 = 0.110

Fa = 1.68 , Fv = 1.69 (붕괴방지수준)

⑨ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 붕괴방지수준 : KH = Z x I × Fa = 0.11 × 1.00 × 1.68 = 0.185

## 9. 하 중 계 산 (상시)

**1) 구체자중 (DC) - 프로그램내에서 자동계산**

**2) 고정하중 (DW)**

① 고정하중 ( 지하수가 없을 경우 )

- 콘크리트 포장하중 : 0.500 × 23.00 = 11.500 kN/m²

∴ Total Wd1 = 11.500 kN/m²

**3) 활하중 (LL)**

- 노면 활하중 (KL-510 적용)

D / Bo ≥ 0.5

| 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m²) | 토피고(D,m) | 도로면의 활하중 (kN/m²) |
|---|---|---|---|
| 1.0 | 39.0 | 1.5 | 25.0 |
| 2.0 | 18.0 | 2.5 | 14.0 |
| 3.0 | 11.0 | 3.5 이상 | 10.0 |

주) 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 3.0 m

- Wl1 = 11.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 11.000 × 0.500 = 5.500 kN/m² 『도로설계요령』 2권 p.608

**4) 토압 (EH) (지하수가 없을 경우)**

Wh1 = ( 0.500 × 23.000 + 2.650 × 19.000 ) × 0.500 = 30.925 kN/m²

Wh2 = 30.925 + 0.311 × 19.000 × 0.500 = 33.880 kN/m²

Wh3 = 33.880 + 0.311 × 19.000 × 0.500 = 36.836 kN/m²

Wh4 = 36.836 + 0.311 × 19.000 × 0.500 = 39.791 kN/m²

Wh5 = 39.791 + 0.311 × 19.000 × 0.500 = 42.747 kN/m²

Wh6 = 42.747 + 0.311 × 19.000 × 0.500 = 45.703 kN/m²

Wh7 = 45.703 + 0.311 × 19.000 × 0.500 = 48.659 kN/m²

Wh8 = 48.659 + 0.311 × 19.000 × 0.500 = 51.614 kN/m²

Wh9 = 51.614 + 0.311 × 19.000 × 0.500 = 54.570 kN/m²

Wh10 = 54.570 + 0.311 × 19.000 × 0.500 = 57.525 kN/m²

**5) 토압 (EH) (지하수가 있을 경우)**

Wh1 = ( 0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 2.150 × 10.000 ) × 0.5( = 21.250 kN/m²
Wh2 = 21.250 + 0.311 × 10.000 × 0.500 = 22.805 kN/m²
Wh3 = 22.805 + 0.311 × 10.000 × 0.500 = 24.361 kN/m²
Wh4 = 24.361 + 0.311 × 10.000 × 0.500 = 25.917 kN/m²
Wh5 = 25.917 + 0.311 × 10.000 × 0.500 = 27.472 kN/m²
Wh6 = 27.472 + 0.311 × 10.000 × 0.500 = 29.028 kN/m²
Wh7 = 29.028 + 0.311 × 10.000 × 0.500 = 30.584 kN/m²
Wh8 = 30.584 + 0.311 × 10.000 × 0.500 = 32.139 kN/m²
Wh9 = 32.139 + 0.311 × 10.000 × 0.500 = 33.695 kN/m²
Wh10 = 33.695 + 0.311 × 10.000 × 0.500 = 35.250 kN/m²

**6) 지하수압 (WA) ( 지하수위 : GL = -1.000 m )**

① 상부슬래브에 작용하는 하중 (WA)

Ww1 = 2.000 × 9.800 = 19.600 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

Ww2 = 2.150 × 9.800 = 21.070 kN/m²
Ww3 = 21.070 + 0.311 × 9.800 = 24.119 kN/m²
Ww4 = 24.119 + 0.311 × 9.800 = 27.168 kN/m²
Ww5 = 27.168 + 0.311 × 9.800 = 30.217 kN/m²
Ww6 = 30.217 + 0.311 × 9.800 = 33.266 kN/m²
Ww7 = 33.266 + 0.311 × 9.800 = 36.314 kN/m²
Ww8 = 36.314 + 0.311 × 9.800 = 39.363 kN/m²
Ww9 = 39.363 + 0.311 × 9.800 = 42.412 kN/m²
Ww10 = 42.412 + 0.311 × 9.800 = 45.461 kN/m²
Ww11 = 45.461 + 0.311 × 9.800 = 48.510 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중 (BP)

Ww12 = ( 3.000 + 3.100 - 1.000 ) × 9.800 = 49.980 kN/m²

**7) 연직토압 (EV)**

① 고정하중 ( 지하수가 없을 경우 )

- 토 사 : 2.500 × 19.00 = 47.500 kN/m²

∴ Total Wd1 = 47.500 kN/m²

② 고정하중 ( 지하수가 있을 경우 : GL = 1.000 m )

- 흙(지하수위 이상) : 0.500 × 19.00 = 9.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이하) : 2.000 × 10.00 = 20.000 kN/m²

∴ Total Wd1 = 29.500 kN/m²

**8) 상재활하중 (LS)**

① 토압계수

Ko = 0.5

② 상재활하중

- 차량하중에 대한 흙의 등가 높이

(1) 벽체 높이 : H = 6.100 m

(2) 흙의 등가 높이 : Heq = 1.150 m

참고문헌: 옹벽설계기준 KDS 18 80 05 표 1.7-3

| 벽체높이(m) | heq(m) |
|---|---|
| 1.5 | 1.85 |
| 3.0 | 1.50 |
| ≥6.0 | 1.15 |

- 작용토압

q = Ko x γ x Heq

q = 0.500 x 19.00 x 1.150 = 10.925 kN/$m^2$

## 10. 하 중 계 산 (지진시)

**1) 고유주기(T)**

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

| 지 반 | Hi(m) | Vsi(m/sec) | γ(kN/m³) | Tg'(sec) |
|---|---|---|---|---|
| 퇴적토 | 20.000 | 157.800 | 20.000 | 0.507 |
| 계 | | | | 0.507 |

T = 1.25 Tg' = 1.25 × 0.507 = 0.634 sec

**2) 통제주기(Ts)**

Ts = 0.30 sec

To = 0.06 sec

Tl = 3.0 sec

**3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)**

① 성능수준별 감쇠율(ξ)

- 붕괴방지수준 : ξ = 20%

② 보정계수

| 주기(T,sec) | T = 0 | 0 ≤ T ≤ TO | TO ≤ T |
|---|---|---|---|
| CD | 모든 감쇠비에 대해서 1.0 | T=0 일 때, 1.0<br>T=TO 일 때, $(\frac{6.42}{1.42+\xi})^{0.48}$<br>그 사이는 직선보간 | $(\frac{6.42}{1.42+\xi})^{0.48}$ |

- 붕괴방지수준

To ≤ T 일때

CD = {(6.42 / (1.42 + 20.0)}$^{0.48}$ = 0.561

**4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)**

- Ts ≤ T < TL 일때 : 붕괴방지수준(재현주기 500년적용)

Sa = 0.84 / T x S x Cd x g

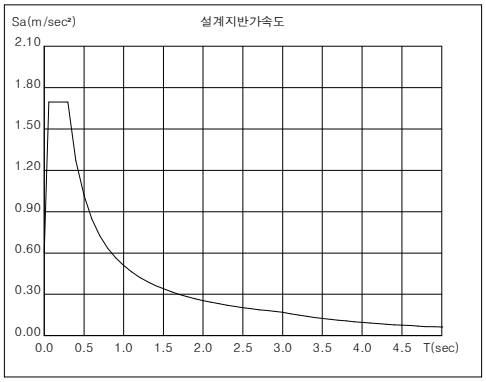
= 0.84 / 0.634 x 0.110 x 0.561 x 9.810

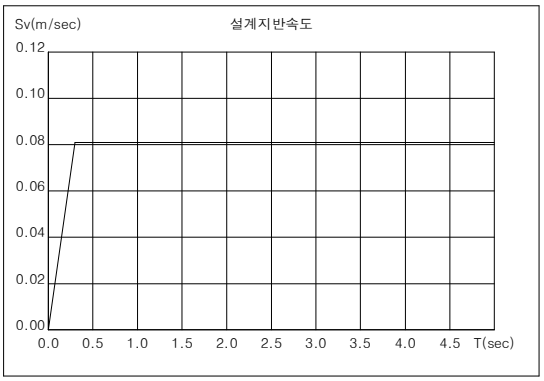
= 0.802 m/s²

**5) 속도 응답스펙트럼(Sv)**

Sv = T/2π × Sa = 0.634 / 2π × 0.802 = 0.081 m/s

**6) 설계응답 응답스펙트럼**




**7) 상부슬래브 지반변위 하중**

- 상부슬래브 심도 = 3.150 m
- 하부슬래브 심도 = 5.950 m
- 기반암 심도(H) = 20.000 m

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.081 \times 0.634 \times \cos(\pi \times 3.150 / (2 \times 20.000)) = 0.010090$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.081 \times 0.634 \times \cos(\pi \times 5.950 / (2 \times 20.000)) = 0.009291$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

$= 28382.330 \times (0.010090 - 0.009291)$

$= 22.677\ kN/m^2$

**8) 측벽 지반변위 하중**

- $P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

| z(m) | Kh (kN/m³) | U(Zh) (m) | U(Zh) - U(Zb) (m) | P(z) (kN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| 3.150 | 85147.000 | 0.010090 | 0.000799 | 68.032 |
| 3.461 | 85147.000 | 0.010024 | 0.000733 | 62.413 |
| 3.772 | 85147.000 | 0.009953 | 0.000662 | 56.367 |
| 4.083 | 85147.000 | 0.009876 | 0.000585 | 49.811 |
| 4.394 | 85147.000 | 0.009793 | 0.000502 | 42.744 |
| 4.706 | 85147.000 | 0.009704 | 0.000413 | 35.166 |
| 5.017 | 85147.000 | 0.009609 | 0.000318 | 27.077 |
| 5.328 | 85147.000 | 0.009509 | 0.000218 | 18.562 |
| 5.639 | 85147.000 | 0.009402 | 0.000111 | 9.451 |
| 5.950 | 85147.000 | 0.009291 | 0.000000 | 0.000 |

**9) 주면 전단력**

- $Vu = Gd \times Uh1$, $Vb = Gd \times Uh2$, $Vs = (Vu + Vb) / 2$
- $Uh1 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times T \times \sin(\pi \times Zu/(2 \times H))$
- $Uh2 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times T \times \sin(\pi \times Zb/(2 \times H))$

$Vu = 50766.000 \times 0.000200 = 10.150\ kN/m^2$

$Vb = 50766.000 \times 0.000368 = 18.680\ kN/m^2$

$Vs = (10.150 + 18.680) / 2 = 14.420\ kN/m^2$

**10) 구체 관성력**

- fi = Ai × rcon'c × KH × Cu , 여기서 Cu : 1- (Kh - S)/(Kh × H) × z

- 상부슬래브

fu = 0.300 × 23.000 × 0.185 × (1 - 0.020 × 3.150) = 1.194 kN/m²

- 하부슬래브

fb = 0.300 × 23.000 × 0.185 × (1 - 0.020 × 5.950) = 1.122 kN/m²

- 측벽

f1 = 0.300 × 23.000 × 0.185 × (1 - 0.020 × 5.950) = 1.122 kN/m²

f2 = 0.300 × 23.000 × 0.185 × (1 - 0.020 × 5.639) = 1.130 kN/m²

f3 = 0.300 × 23.000 × 0.185 × (1 - 0.020 × 5.328) = 1.138 kN/m²

f4 = 0.300 × 23.000 × 0.185 × (1 - 0.020 × 5.017) = 1.146 kN/m²

f5 = 0.300 × 23.000 × 0.185 × (1 - 0.020 × 4.706) = 1.154 kN/m²

f6 = 0.300 × 23.000 × 0.185 × (1 - 0.020 × 4.394) = 1.162 kN/m²

f7 = 0.300 × 23.000 × 0.185 × (1 - 0.020 × 4.083) = 1.170 kN/m²

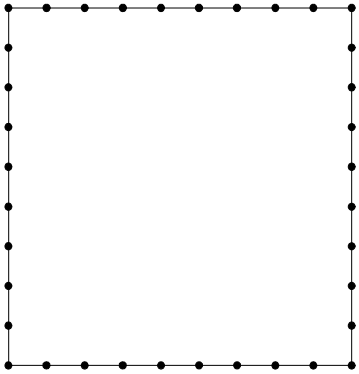
f8 = 0.300 × 23.000 × 0.185 × (1 - 0.020 × 3.772) = 1.178 kN/m²

f9 = 0.300 × 23.000 × 0.185 × (1 - 0.020 × 3.461) = 1.186 kN/m²

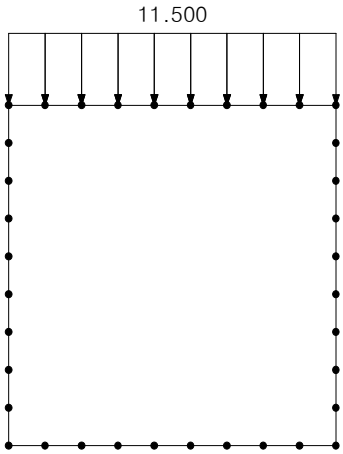
f10 = 0.300 × 23.000 × 0.185 × (1 - 0.020 × 3.150) = 1.194 kN/m²

## 11. 하 중 재 하 (상시)

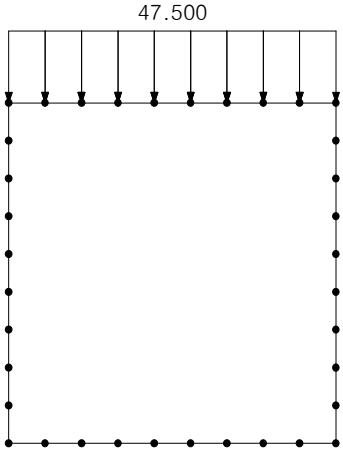
**1) CASE1 - 구체자중, [DC](SW)**



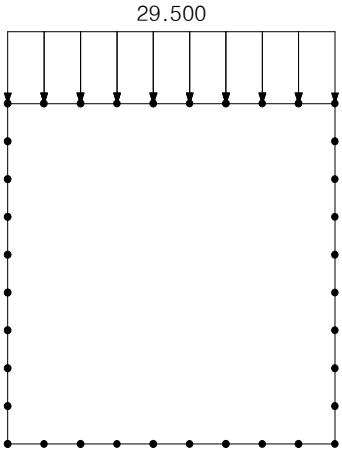
**2) CASE2 - 고정하중 DW, [DW](DEAD-DW)**



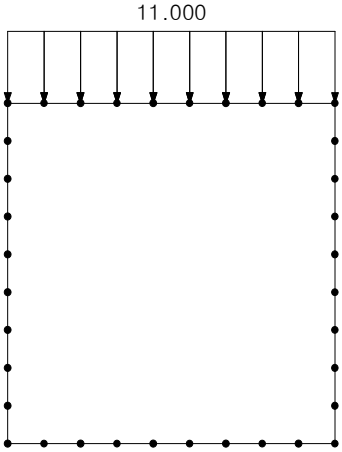

**3) CASE3 - 고정하중 EV, [EV](DEAD-EV)**



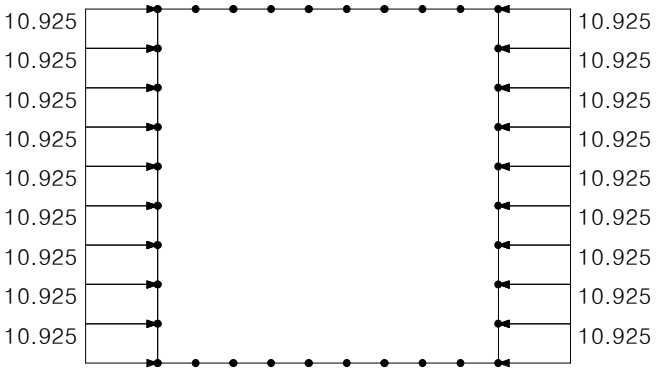
**4) CASE4 - 고정하중 EV : 지하수, [EVW](DEADW-EV)**



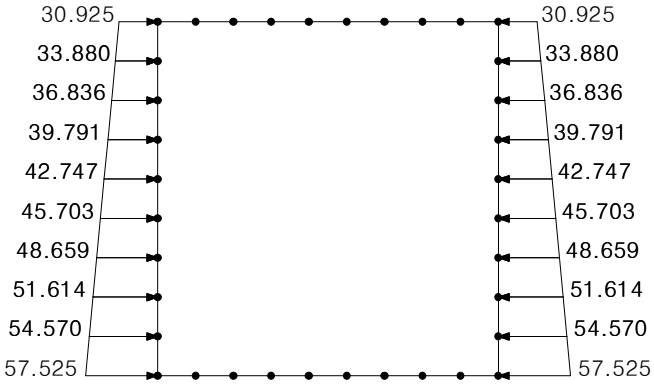

**5) CASE5 - 만재활하중, [LL](LIVEFU)**



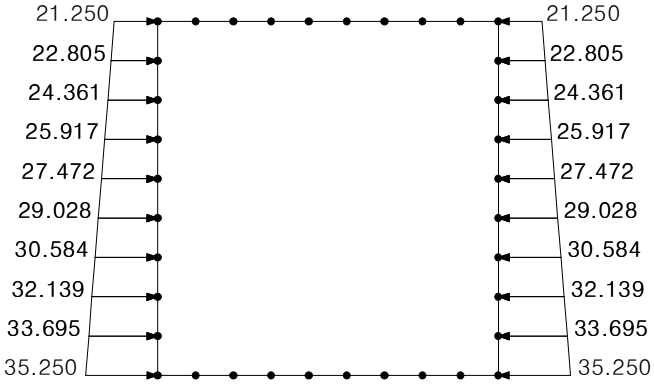

**6) CASE6 - 상재활하중, [LSB](LIVEA-B)**



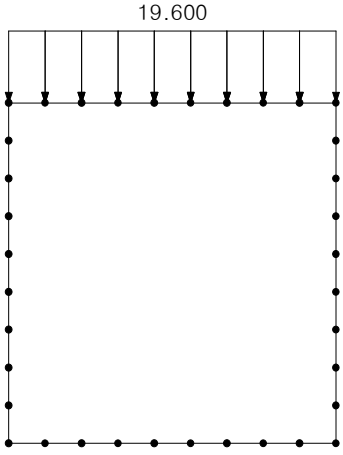
**7) CASE7 - 양토압 : 지하수無, [EHB](SOILB)**



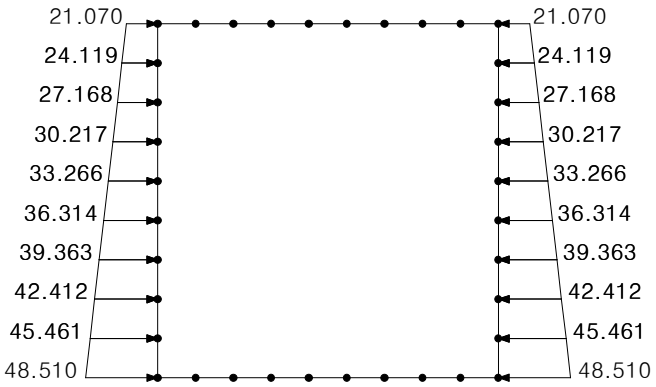

**8) CASE8 - 양토압 : 지하수有, [EHWB](SOILBW)**



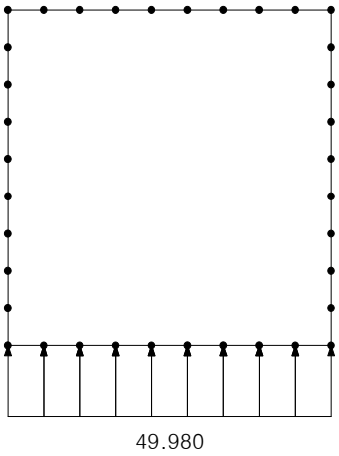

**9) CASE9 - 연직수압, [WA](WATERV)**



**10) CASE10 - 수평수압, [WA](WATERH)**

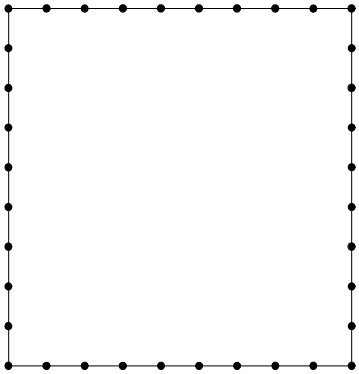



**11) CASE11 - 부력, [BP](BUOYANCY)**

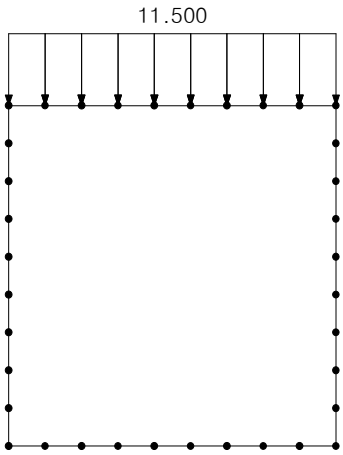


## 12. 하중 재하 (붕괴방지수준)

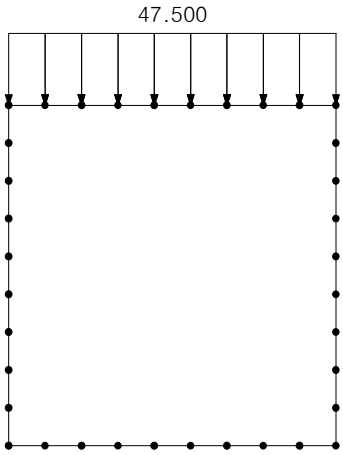
**1) CASE1 - 구체자중, [DC](SW)**



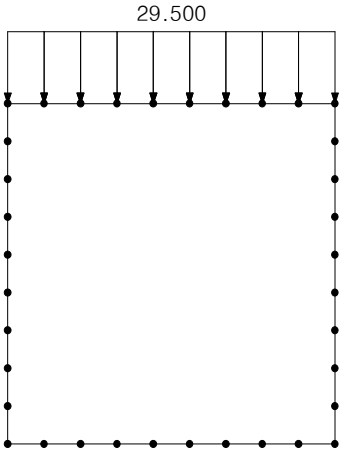
**2) CASE2 - 고정하중 DW, [DW](DEAD-DW)**



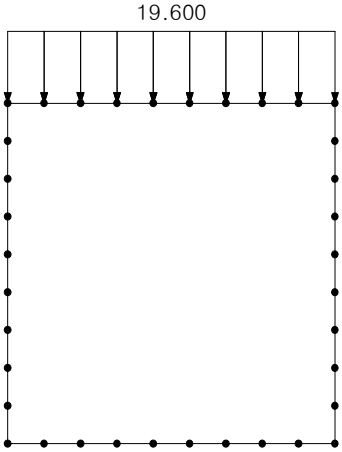

**3) CASE3 - 고정하중 EV, [EV](DEAD-EV)**



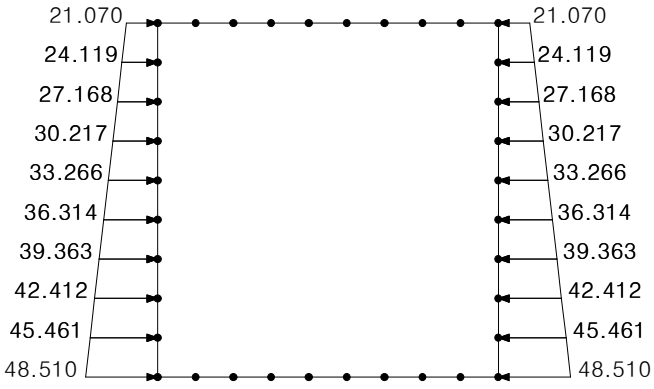
**4) CASE4 - 고정하중 EV : 지하수, [EVW](DEADW-EV)**



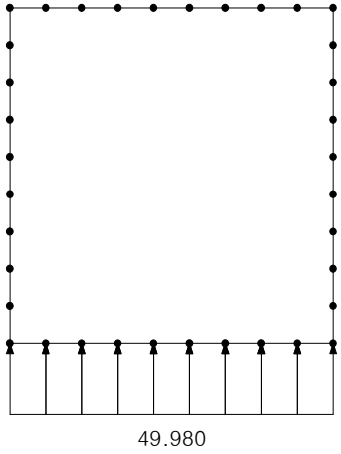

**5) CASE5 - 연직수압, [WA](WATERV)**




**6) CASE6 - 수평수압, [WA](WATERH)**

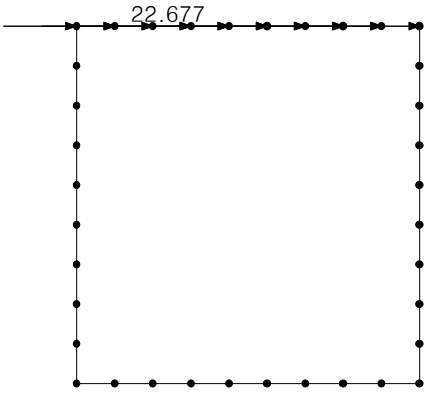


**7) CASE7 - 부력, [BP](BUOYANCY)**

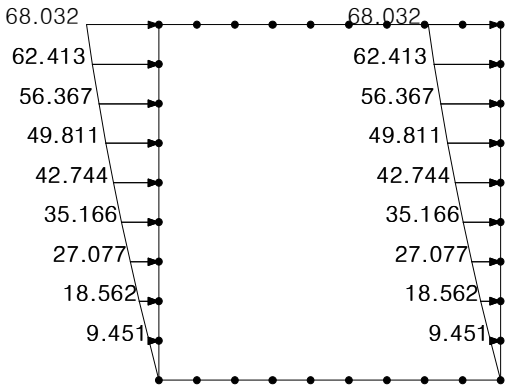



**- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)**

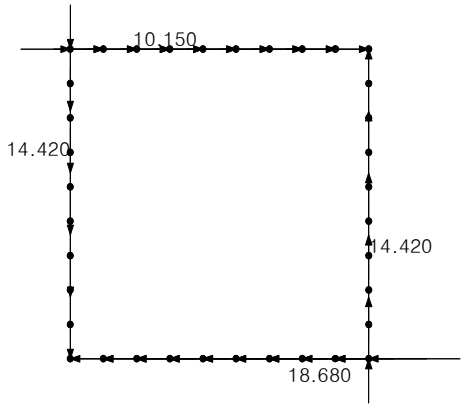
**8) CASE8 - 슬래브 지반변위(붕괴방지), [EQSWL](COLSLAB)**



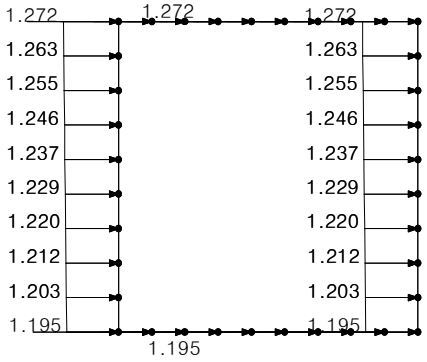

**9) CASE9 - 벽체 지반변위(붕괴방지), [EQSWL](COLWALL)**



**10) CASE10 - 주면전단력(붕괴방지), [EQSWL](COLMS)**




**11) CASE11 - 구체 관성력(붕괴방지), [EQSWL](COLINER)**



## 13. 하중계수 및 하중조합

**13.1 하중조합 : 극한한계상태**

| 구분 | DC | DW | EHB | EHW | EV | EVW | EVV | EVi | LL | LSB | WA | WAI | BP | BPI |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ST1NB01 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | | 1.30 | | | 1.30 | 1.80 | 1.80 | | 1.25 | | |
| ST1NB02 | 1.25 | 1.50 | 0.90 | | 1.30 | | | 1.30 | 1.80 | 1.80 | | 1.25 | | |
| ST1NB03 | 0.90 | 0.65 | 1.35 | | 0.90 | | | 0.90 | 1.80 | 1.80 | | 0.90 | | |
| ST1NB04 | 0.90 | 0.65 | 0.90 | | 0.90 | | | 0.90 | 1.80 | 1.80 | | 0.90 | | |
| ST1NB05 | 0.90 | 0.65 | 1.35 | | 0.90 | | | 0.90 | | 1.80 | | 0.90 | | |
| ST1NB06 | 1.25 | 1.50 | 0.90 | | 1.30 | | | 1.30 | 1.80 | | | 1.25 | | |
| ST1WB01 | 1.25 | 1.50 | | 1.35 | | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.80 | 1.80 | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.25 |
| ST1WB02 | 1.25 | 1.50 | | 0.90 | | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.80 | 1.80 | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.25 |
| ST1WB03 | 0.90 | 0.65 | | 1.35 | | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 1.80 | 1.80 | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| ST1WB04 | 0.90 | 0.65 | | 0.90 | | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 1.80 | 1.80 | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| ST1WB05 | 0.90 | 0.65 | | 1.35 | | 0.90 | 0.90 | 0.90 | | 1.80 | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| ST1WB06 | 1.25 | 1.50 | | 0.90 | | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.80 | | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.25 |

**13.2 하중조합 : 극단상황한계상태**

| 구분 | DC | DW | EHL | EHR | EHW | EHW | EV | EVW | EVV | EVi | WA | WAI | BP | BPI | QSW | QSW |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EX1NL01 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | | | 1.00 | | | 1.00 | | 1.00 | | | 1.00 | |
| EX1NR01 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | | | 1.00 | | | 1.00 | | 1.00 | | | | 1.00 |
| EX1WL01 | 1.00 | 1.00 | | | 1.00 | 1.00 | | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | |
| EX1WR01 | 1.00 | 1.00 | | | 1.00 | 1.00 | | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | | 1.00 |

**13.3 하중조합 : 사용한계상태**

| 구분 | DC | DW | EHB | EHW | EV | EVW | EVV | EVi | LL | LSB | WA | WAI | BP | BPI |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SE1NB01 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | | 1.00 | | | 1.00 | 1.00 | 1.00 | | 1.00 | | |
| SE1WB01 | 1.00 | 1.00 | | 1.00 | | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

## 14. INPUT DATA (상시)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 평상시
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1   X=    0.000 Y=    0.000 Z=    0.500
  2   X=    0.311 Y=    0.000 Z=    0.500
  3   X=    0.622 Y=    0.000 Z=    0.500
  4   X=    0.933 Y=    0.000 Z=    0.500
  5   X=    1.244 Y=    0.000 Z=    0.500
  6   X=    1.556 Y=    0.000 Z=    0.500
  7   X=    1.867 Y=    0.000 Z=    0.500
  8   X=    2.178 Y=    0.000 Z=    0.500
  9   X=    2.489 Y=    0.000 Z=    0.500
  10  X=    2.800 Y=    0.000 Z=    0.500
  11  X=    2.800 Y=    0.000 Z=    0.811
  12  X=    2.800 Y=    0.000 Z=    1.122
  13  X=    2.800 Y=    0.000 Z=    1.433
  14  X=    2.800 Y=    0.000 Z=    1.744
  15  X=    2.800 Y=    0.000 Z=    2.056
  16  X=    2.800 Y=    0.000 Z=    2.367
  17  X=    2.800 Y=    0.000 Z=    2.678
  18  X=    2.800 Y=    0.000 Z=    2.989
  19  X=    2.800 Y=    0.000 Z=    3.300
  20  X=    2.489 Y=    0.000 Z=    3.300
  21  X=    2.178 Y=    0.000 Z=    3.300
  22  X=    1.867 Y=    0.000 Z=    3.300
  23  X=    1.556 Y=    0.000 Z=    3.300
  24  X=    1.244 Y=    0.000 Z=    3.300
  25  X=    0.933 Y=    0.000 Z=    3.300
  26  X=    0.622 Y=    0.000 Z=    3.300
  27  X=    0.311 Y=    0.000 Z=    3.300
  28  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    3.300
  29  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    2.989
  30  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    2.678
  31  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    2.367
  32  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    2.056
  33  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    1.744
  34  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    1.433
  35  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    1.122
  36  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    0.811
  37  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    0.000
  38  X=    0.311 Y=    0.000 Z=    0.000
  39  X=    0.622 Y=    0.000 Z=    0.000
  40  X=    0.933 Y=    0.000 Z=    0.000
  41  X=    1.244 Y=    0.000 Z=    0.000
  42  X=    1.556 Y=    0.000 Z=    0.000
  43  X=    1.867 Y=    0.000 Z=    0.000
  44  X=    2.178 Y=    0.000 Z=    0.000
  45  X=    2.489 Y=    0.000 Z=    0.000
  46  X=    2.800 Y=    0.000 Z=    0.000
RESTRAINT
  ADD=37 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=38 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=39 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=40 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=41 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=42 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=43 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=44 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=45 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=46 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=6 UX=1e+10
MATERIAL
  Name=1 M=2.3455 W=23
    E=2.975e+07 U=0.167 A=1e-05
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-05 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-0(
       DOF=U1 KE=2650.81 CE=0.99999 K=2650.81 OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-05 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-0(
       DOF=U1 KE=2699.01 CE=0.99999 K=2699.01 OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=0.3,1
FRAME
    1 J=  1,   2 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    2 J=  2,   3 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   10 J= 10,  11 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   11 J= 11,  12 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   12 J= 12,  13 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   13 J= 13,  14 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   14 J= 14,  15 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   15 J= 15,  16 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   16 J= 16,  17 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   17 J= 17,  18 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   18 J= 18,  19 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   19 J= 19,  20 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   20 J= 20,  21 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   21 J= 21,  22 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   22 J= 22,  23 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   23 J= 23,  24 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   24 J= 24,  25 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   25 J= 25,  26 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   26 J= 26,  27 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   27 J= 27,  28 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   28 J= 28,  29 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   29 J= 29,  30 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   30 J= 30,  31 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   31 J= 31,  32 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   32 J= 32,  33 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   33 J= 33,  34 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   34 J= 34,  35 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   35 J= 35,  36 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   36 J= 36,   1 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
NLLINK
    1 J= 1,37 NLP=1 ANG=0
    2 J= 2,38 NLP=2 ANG=0
    3 J= 3,39 NLP=2 ANG=0
    4 J= 4,40 NLP=2 ANG=0
    5 J= 5,41 NLP=2 ANG=0
    6 J= 6,42 NLP=2 ANG=0
    7 J= 7,43 NLP=2 ANG=0
    8 J= 8,44 NLP=2 ANG=0
    9 J= 9,45 NLP=2 ANG=0
   10 J=10,46 NLP=1 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중, [DC]
NAME=DEAD-DW  ; 고정하중 DW, [DW]
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=19 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
    ADD=20 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
    ADD=21 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
    ADD=22 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
    ADD=23 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
    ADD=24 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
    ADD=25 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
    ADD=26 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
    ADD=27 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
NAME=DEAD-EV  ; 고정하중 EV, [EV]
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=19 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
    ADD=20 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
    ADD=21 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
    ADD=22 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
    ADD=23 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
    ADD=24 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
    ADD=25 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
    ADD=26 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
    ADD=27 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
NAME=DEADW-EV  ; 고정하중 EV : 지하수, [EVW]
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=19 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
    ADD=20 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
    ADD=21 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
    ADD=22 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
    ADD=23 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
    ADD=24 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
    ADD=25 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
    ADD=26 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
    ADD=27 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
NAME=LIVEFU  ; 만재활하중, [LL]
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=19 RD=0,1 UZ=-11, -11
    ADD=20 RD=0,1 UZ=-11, -11
    ADD=21 RD=0,1 UZ=-11, -11
    ADD=22 RD=0,1 UZ=-11, -11
    ADD=23 RD=0,1 UZ=-11, -11
    ADD=24 RD=0,1 UZ=-11, -11
    ADD=25 RD=0,1 UZ=-11, -11
    ADD=26 RD=0,1 UZ=-11, -11
    ADD=27 RD=0,1 UZ=-11, -11
NAME=LIVEA-B  ; 상재활하중, [LSB]
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=28 RD=0,1 UX=10.925, 10.925
    ADD=29 RD=0,1 UX=10.925, 10.925
    ADD=30 RD=0,1 UX=10.925, 10.925
    ADD=31 RD=0,1 UX=10.925, 10.925
    ADD=32 RD=0,1 UX=10.925, 10.925
    ADD=33 RD=0,1 UX=10.925, 10.925
```

```
    ADD=34 RD=0,1 UX=10.925, 10.925
    ADD=35 RD=0,1 UX=10.925, 10.925
    ADD=36 RD=0,1 UX=10.925, 10.925
    ADD=10 RD=0,1 UX=-10.925, -10.925
    ADD=11 RD=0,1 UX=-10.925, -10.925
    ADD=12 RD=0,1 UX=-10.925, -10.925
    ADD=13 RD=0,1 UX=-10.925, -10.925
    ADD=14 RD=0,1 UX=-10.925, -10.925
    ADD=15 RD=0,1 UX=-10.925, -10.925
    ADD=16 RD=0,1 UX=-10.925, -10.925
    ADD=17 RD=0,1 UX=-10.925, -10.925
    ADD=18 RD=0,1 UX=-10.925, -10.925
  NAME=SOILB ; 양토압 : 지하수無, [EHB]
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=28 RD=0,1 UX=30.925, 33.88
    ADD=29 RD=0,1 UX=33.88, 36.836
    ADD=30 RD=0,1 UX=36.836, 39.791
    ADD=31 RD=0,1 UX=39.791, 42.747
    ADD=32 RD=0,1 UX=42.747, 45.703
    ADD=33 RD=0,1 UX=45.703, 48.659
    ADD=34 RD=0,1 UX=48.659, 51.614
    ADD=35 RD=0,1 UX=51.614, 54.57
    ADD=36 RD=0,1 UX=54.57, 57.525
    ADD=10 RD=0,1 UX=-57.525, -54.57
    ADD=11 RD=0,1 UX=-54.57, -51.614
    ADD=12 RD=0,1 UX=-51.614, -48.659
    ADD=13 RD=0,1 UX=-48.659, -45.703
    ADD=14 RD=0,1 UX=-45.703, -42.747
    ADD=15 RD=0,1 UX=-42.747, -39.791
    ADD=16 RD=0,1 UX=-39.791, -36.836
    ADD=17 RD=0,1 UX=-36.836, -33.88
    ADD=18 RD=0,1 UX=-33.88, -30.925
  NAME=SOILBW ; 양토압 : 지하수有, [EHWB]
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=28 RD=0,1 UX=21.25, 22.805
    ADD=29 RD=0,1 UX=22.805, 24.361
    ADD=30 RD=0,1 UX=24.361, 25.917
    ADD=31 RD=0,1 UX=25.917, 27.472
    ADD=32 RD=0,1 UX=27.472, 29.028
    ADD=33 RD=0,1 UX=29.028, 30.584
    ADD=34 RD=0,1 UX=30.584, 32.139
    ADD=35 RD=0,1 UX=32.139, 33.695
    ADD=36 RD=0,1 UX=33.695, 35.25
    ADD=10 RD=0,1 UX=-35.25, -33.695
    ADD=11 RD=0,1 UX=-33.695, -32.139
    ADD=12 RD=0,1 UX=-32.139, -30.584
    ADD=13 RD=0,1 UX=-30.584, -29.028
    ADD=14 RD=0,1 UX=-29.028, -27.472
    ADD=15 RD=0,1 UX=-27.472, -25.917
    ADD=16 RD=0,1 UX=-25.917, -24.361
    ADD=17 RD=0,1 UX=-24.361, -22.805
    ADD=18 RD=0,1 UX=-22.805, -21.25
  NAME=WATERV ; 연직수압, [WA]
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=19 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
    ADD=20 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
    ADD=21 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
    ADD=22 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
    ADD=23 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
    ADD=24 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
    ADD=25 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
    ADD=26 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
    ADD=27 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
  NAME=WATERH ; 수평수압, [WA]
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=28 RD=0,1 UX=21.07, 24.119
    ADD=29 RD=0,1 UX=24.119, 27.168
    ADD=30 RD=0,1 UX=27.168, 30.217
    ADD=31 RD=0,1 UX=30.217, 33.266
    ADD=32 RD=0,1 UX=33.266, 36.314
    ADD=33 RD=0,1 UX=36.314, 39.363
    ADD=34 RD=0,1 UX=39.363, 42.412
    ADD=35 RD=0,1 UX=42.412, 45.461
    ADD=36 RD=0,1 UX=45.461, 48.51
    ADD=10 RD=0,1 UX=-48.51, -45.461
    ADD=11 RD=0,1 UX=-45.461, -42.412
    ADD=12 RD=0,1 UX=-42.412, -39.363
    ADD=13 RD=0,1 UX=-39.363, -36.314
    ADD=14 RD=0,1 UX=-36.314, -33.266
    ADD=15 RD=0,1 UX=-33.266, -30.217
    ADD=16 RD=0,1 UX=-30.217, -27.168
    ADD=17 RD=0,1 UX=-27.168, -24.119
    ADD=18 RD=0,1 UX=-24.119, -21.07
  NAME=BUOYANCY ; 부력, [BP]
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=1 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
    ADD=2 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
    ADD=3 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
    ADD=4 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
    ADD=5 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
    ADD=6 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
    ADD=7 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
    ADD=8 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
    ADD=9 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
  MODE
    TYPE=RITZ  N=100  TOL=0.00001
    LOAD=SW
    LOAD=DEAD-DW
    LOAD=DEAD-EV
    LOAD=DEADW-EV
    LOAD=LIVEFU
    LOAD=LIVEA-B
    LOAD=SOILB
    LOAD=SOILBW
    LOAD=WATERV
    LOAD=WATERH
    LOAD=BUOYANCY
    NLLINK=*
  HISTORY
    NAME=ST1NB01  TYPE=NON  NSTEP=100  DT=1  DAMP=0.99  DTMAX=1  ENVE=Y
      LOAD= SW          SF=1.250  AT=1
      LOAD= DEAD-DW     SF=1.500  AT=1
      LOAD= SOILB       SF=1.350  AT=1
      LOAD= DEAD-EV     SF=1.300  AT=1
      LOAD= LIVEFU      SF=1.800  AT=1
      LOAD= LIVEA-B     SF=1.800  AT=1
    NAME=ST1NB02  TYPE=NON  NSTEP=100  DT=1  DAMP=0.99  DTMAX=1  ENVE=Y
      LOAD= SW          SF=1.250  AT=1
      LOAD= DEAD-DW     SF=1.500  AT=1
      LOAD= SOILB       SF=0.900  AT=1
      LOAD= DEAD-EV     SF=1.300  AT=1
      LOAD= LIVEFU      SF=1.800  AT=1
      LOAD= LIVEA-B     SF=1.800  AT=1
    NAME=ST1NB03  TYPE=NON  NSTEP=100  DT=1  DAMP=0.99  DTMAX=1  ENVE=Y
      LOAD= SW          SF=0.900  AT=1
      LOAD= DEAD-DW     SF=0.650  AT=1
      LOAD= SOILB       SF=1.350  AT=1
      LOAD= DEAD-EV     SF=0.900  AT=1
      LOAD= LIVEFU      SF=1.800  AT=1
      LOAD= LIVEA-B     SF=1.800  AT=1
    NAME=ST1NB04  TYPE=NON  NSTEP=100  DT=1  DAMP=0.99  DTMAX=1  ENVE=Y
      LOAD= SW          SF=0.900  AT=1
      LOAD= DEAD-DW     SF=0.650  AT=1
      LOAD= SOILB       SF=0.900  AT=1
      LOAD= DEAD-EV     SF=0.900  AT=1
      LOAD= LIVEFU      SF=1.800  AT=1
      LOAD= LIVEA-B     SF=1.800  AT=1
    NAME=ST1NB05  TYPE=NON  NSTEP=100  DT=1  DAMP=0.99  DTMAX=1  ENVE=Y
      LOAD= SW          SF=0.900  AT=1
      LOAD= DEAD-DW     SF=0.650  AT=1
      LOAD= SOILB       SF=1.350  AT=1
      LOAD= DEAD-EV     SF=0.900  AT=1
      LOAD= LIVEA-B     SF=1.800  AT=1
    NAME=ST1NB06  TYPE=NON  NSTEP=100  DT=1  DAMP=0.99  DTMAX=1  ENVE=Y
      LOAD= SW          SF=1.250  AT=1
      LOAD= DEAD-DW     SF=1.500  AT=1
      LOAD= SOILB       SF=0.900  AT=1
      LOAD= DEAD-EV     SF=1.300  AT=1
      LOAD= LIVEFU      SF=1.800  AT=1
    NAME=ST1WB01  TYPE=NON  NSTEP=100  DT=1  DAMP=0.99  DTMAX=1  ENVE=Y
      LOAD= SW          SF=1.250  AT=1
      LOAD= DEAD-DW     SF=1.500  AT=1
      LOAD= SOILBW      SF=1.350  AT=1
      LOAD= DEADW-EV    SF=1.300  AT=1
      LOAD= LIVEFU      SF=1.800  AT=1
      LOAD= LIVEA-B     SF=1.800  AT=1
      LOAD= WATERV      SF=1.250  AT=1
      LOAD= WATERH      SF=1.250  AT=1
      LOAD= BUOYANCY    SF=1.250  AT=1
    NAME=ST1WB02  TYPE=NON  NSTEP=100  DT=1  DAMP=0.99  DTMAX=1  ENVE=Y
      LOAD= SW          SF=1.250  AT=1
      LOAD= DEAD-DW     SF=1.500  AT=1
      LOAD= SOILBW      SF=0.900  AT=1
      LOAD= DEADW-EV    SF=1.300  AT=1
      LOAD= LIVEFU      SF=1.800  AT=1
      LOAD= LIVEA-B     SF=1.800  AT=1
      LOAD= WATERV      SF=1.250  AT=1
      LOAD= WATERH      SF=1.250  AT=1
      LOAD= BUOYANCY    SF=1.250  AT=1
    NAME=ST1WB03  TYPE=NON  NSTEP=100  DT=1  DAMP=0.99  DTMAX=1  ENVE=Y
      LOAD= SW          SF=0.900  AT=1
      LOAD= DEAD-DW     SF=0.650  AT=1
      LOAD= SOILBW      SF=1.350  AT=1
      LOAD= DEADW-EV    SF=0.900  AT=1
      LOAD= LIVEFU      SF=1.800  AT=1
      LOAD= LIVEA-B     SF=1.800  AT=1
      LOAD= WATERV      SF=0.900  AT=1
      LOAD= WATERH      SF=0.900  AT=1
      LOAD= BUOYANCY    SF=0.900  AT=1
    NAME=ST1WB04  TYPE=NON  NSTEP=100  DT=1  DAMP=0.99  DTMAX=1  ENVE=Y
```

```
      LOAD= SW            SF=0.900   AT=1
      LOAD= DEAD-DW       SF=0.650   AT=1
      LOAD= SOILBW        SF=0.900   AT=1
      LOAD= DEADW-EV      SF=0.900   AT=1
      LOAD= LIVEFU        SF=1.800   AT=1
      LOAD= LIVEA-B       SF=1.800   AT=1
      LOAD= WATERV        SF=0.900   AT=1
      LOAD= WATERH        SF=0.900   AT=1
      LOAD= BUOYANCY      SF=0.900   AT=1
    NAME=ST1WB05   TYPE=NON   NSTEP=100   DT=1   DAMP=0.99   DTMAX=1   ENVE=Y
      LOAD= SW            SF=0.900   AT=1
      LOAD= DEAD-DW       SF=0.650   AT=1
      LOAD= SOILBW        SF=1.350   AT=1
      LOAD= DEADW-EV      SF=0.900   AT=1
      LOAD= LIVEA-B       SF=1.800   AT=1
      LOAD= WATERV        SF=0.900   AT=1
      LOAD= WATERH        SF=0.900   AT=1
      LOAD= BUOYANCY      SF=0.900   AT=1
    NAME=ST1WB06   TYPE=NON   NSTEP=100   DT=1   DAMP=0.99   DTMAX=1   ENVE=Y
      LOAD= SW            SF=1.250   AT=1
      LOAD= DEAD-DW       SF=1.500   AT=1
      LOAD= SOILBW        SF=0.900   AT=1
      LOAD= DEADW-EV      SF=1.300   AT=1
      LOAD= LIVEFU        SF=1.800   AT=1
      LOAD= WATERV        SF=1.250   AT=1
      LOAD= WATERH        SF=1.250   AT=1
      LOAD= BUOYANCY      SF=1.250   AT=1
    NAME=SE1NB01   TYPE=NON   NSTEP=100   DT=1   DAMP=0.99   DTMAX=1   ENVE=Y
      LOAD= SW            SF=1.000   AT=1
      LOAD= DEAD-DW       SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILB         SF=1.000   AT=1
      LOAD= DEAD-EV       SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEFU        SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEA-B       SF=1.000   AT=1
    NAME=SE1WB01   TYPE=NON   NSTEP=100   DT=1   DAMP=0.99   DTMAX=1   ENVE=Y
      LOAD= SW            SF=1.000   AT=1
      LOAD= DEAD-DW       SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILBW        SF=1.000   AT=1
      LOAD= DEADW-EV      SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEFU        SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEA-B       SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERV        SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERH        SF=1.000   AT=1
      LOAD= BUOYANCY      SF=1.000   AT=1
COMBO
  NAME=STENV  TYPE=ENVE
    HIST=ST1NB01 SF=1
    HIST=ST1NB02 SF=1
    HIST=ST1NB03 SF=1
    HIST=ST1NB04 SF=1
    HIST=ST1NB05 SF=1
    HIST=ST1NB06 SF=1
    HIST=ST1WB01 SF=1
    HIST=ST1WB02 SF=1
    HIST=ST1WB03 SF=1
    HIST=ST1WB04 SF=1
    HIST=ST1WB05 SF=1
    HIST=ST1WB06 SF=1
  NAME=SE1ENV  TYPE=ENVE
    HIST=SE1NB01 SF=1
    HIST=SE1WB01 SF=1
  NAME=SEENV  TYPE=ENVE
    COMB=SE1ENV SF=1
OUTPUT
  ELEM=JOINT   TYPE=REAC,DISP,APP     LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
  ELEM=FRAME   TYPE=FORCE             LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
```

## 15. INPUT DATA (붕괴방지수준)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 내진(붕괴)
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1   X=    0.500 Y=    0.000 Z=    0.500
  2   X=    0.811 Y=    0.000 Z=    0.500
  3   X=    1.122 Y=    0.000 Z=    0.500
  4   X=    1.433 Y=    0.000 Z=    0.500
  5   X=    1.744 Y=    0.000 Z=    0.500
  6   X=    2.056 Y=    0.000 Z=    0.500
  7   X=    2.367 Y=    0.000 Z=    0.500
  8   X=    2.678 Y=    0.000 Z=    0.500
  9   X=    2.989 Y=    0.000 Z=    0.500
  10  X=    3.300 Y=    0.000 Z=    0.500
  11  X=    3.300 Y=    0.000 Z=    0.811
  12  X=    3.300 Y=    0.000 Z=    1.122
  13  X=    3.300 Y=    0.000 Z=    1.433
  14  X=    3.300 Y=    0.000 Z=    1.744
  15  X=    3.300 Y=    0.000 Z=    2.056
  16  X=    3.300 Y=    0.000 Z=    2.367
  17  X=    3.300 Y=    0.000 Z=    2.678
  18  X=    3.300 Y=    0.000 Z=    2.989
  19  X=    3.300 Y=    0.000 Z=    3.300
  20  X=    2.989 Y=    0.000 Z=    3.300
  21  X=    2.678 Y=    0.000 Z=    3.300
  22  X=    2.367 Y=    0.000 Z=    3.300
  23  X=    2.056 Y=    0.000 Z=    3.300
  24  X=    1.744 Y=    0.000 Z=    3.300
  25  X=    1.433 Y=    0.000 Z=    3.300
  26  X=    1.122 Y=    0.000 Z=    3.300
  27  X=    0.811 Y=    0.000 Z=    3.300
  28  X=    0.500 Y=    0.000 Z=    3.300
  29  X=    0.500 Y=    0.000 Z=    2.989
  30  X=    0.500 Y=    0.000 Z=    2.678
  31  X=    0.500 Y=    0.000 Z=    2.367
  32  X=    0.500 Y=    0.000 Z=    2.056
  33  X=    0.500 Y=    0.000 Z=    1.744
  34  X=    0.500 Y=    0.000 Z=    1.433
  35  X=    0.500 Y=    0.000 Z=    1.122
  36  X=    0.500 Y=    0.000 Z=    0.811
  37  X=    0.500 Y=    0.000 Z=    0.000
  38  X=    0.811 Y=    0.000 Z=    0.000
  39  X=    1.122 Y=    0.000 Z=    0.000
  40  X=    1.433 Y=    0.000 Z=    0.000
  41  X=    1.744 Y=    0.000 Z=    0.000
  42  X=    2.056 Y=    0.000 Z=    0.000
  43  X=    2.367 Y=    0.000 Z=    0.000
  44  X=    2.678 Y=    0.000 Z=    0.000
  45  X=    2.989 Y=    0.000 Z=    0.000
  46  X=    3.300 Y=    0.000 Z=    0.000
  47  X=    3.800 Y=    0.000 Z=    0.500
  48  X=    3.800 Y=    0.000 Z=    0.811
  49  X=    3.800 Y=    0.000 Z=    1.122
  50  X=    3.800 Y=    0.000 Z=    1.433
  51  X=    3.800 Y=    0.000 Z=    1.744
  52  X=    3.800 Y=    0.000 Z=    2.056
  53  X=    3.800 Y=    0.000 Z=    2.367
  54  X=    3.800 Y=    0.000 Z=    2.678
  55  X=    3.800 Y=    0.000 Z=    2.989
  56  X=    3.800 Y=    0.000 Z=    3.300
  57  X=    3.300 Y=    0.000 Z=    3.800
  58  X=    2.989 Y=    0.000 Z=    3.800
  59  X=    2.678 Y=    0.000 Z=    3.800
  60  X=    2.367 Y=    0.000 Z=    3.800
  61  X=    2.056 Y=    0.000 Z=    3.800
  62  X=    1.744 Y=    0.000 Z=    3.800
  63  X=    1.433 Y=    0.000 Z=    3.800
  64  X=    1.122 Y=    0.000 Z=    3.800
  65  X=    0.811 Y=    0.000 Z=    3.800
  66  X=    0.500 Y=    0.000 Z=    3.800
  67  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    3.300
  68  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    2.989
  69  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    2.678
  70  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    2.367
  71  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    2.056
  72  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    1.744
  73  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    1.433
  74  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    1.122
  75  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    0.811
  76  X=    0.000 Y=    0.000 Z=    0.500
RESTRAINT
  ADD=37 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=38 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=39 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=40 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=41 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=42 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=43 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=44 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=45 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=46 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=47 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=48 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=49 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=50 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=51 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=52 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=53 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=54 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=55 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=56 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=57 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=58 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=59 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=60 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=61 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=62 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=63 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=64 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=65 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=66 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=67 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=68 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=69 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=70 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=71 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=72 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=73 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=74 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=75 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=76 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=2 UX=8830.03
  ADD=3 UX=8830.03
  ADD=4 UX=8830.03
  ADD=5 UX=8830.03
  ADD=6 UX=8830.03
  ADD=7 UX=8830.03
  ADD=8 UX=8830.03
  ADD=9 UX=8830.03
  ADD=11 UZ=8830.03
  ADD=12 UZ=8830.03
  ADD=13 UZ=8830.03
  ADD=14 UZ=8830.03
  ADD=15 UZ=8830.03
  ADD=16 UZ=8830.03
  ADD=17 UZ=8830.03
  ADD=18 UZ=8830.03
  ADD=20 UX=8830.03
  ADD=21 UX=8830.03
  ADD=22 UX=8830.03
  ADD=23 UX=8830.03
  ADD=24 UX=8830.03
  ADD=25 UX=8830.03
  ADD=26 UX=8830.03
  ADD=27 UX=8830.03
  ADD=29 UZ=8830.03
  ADD=30 UZ=8830.03
  ADD=31 UZ=8830.03
  ADD=32 UZ=8830.03
  ADD=33 UZ=8830.03
  ADD=34 UZ=8830.03
  ADD=35 UZ=8830.03
  ADD=36 UZ=8830.03
MATERIAL
  Name=1 M=2.3455 W=23
    E=2.975e+07 U=0.167 A=1e-05
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-05 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=26017.1 CE=0.99999 K=26017.1 OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-05 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=26490.1 CE=0.99999 K=26490.1 OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=0.3,1
FRAME
     1 J=  1,   2 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     2 J=  2,   3 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    10 J= 10,  11 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
```

```
   11 J= 11,  12 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   12 J= 12,  13 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   13 J= 13,  14 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   14 J= 14,  15 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   15 J= 15,  16 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   16 J= 16,  17 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   17 J= 17,  18 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   18 J= 18,  19 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   19 J= 19,  20 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   20 J= 20,  21 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   21 J= 21,  22 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   22 J= 22,  23 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   23 J= 23,  24 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   24 J= 24,  25 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   25 J= 25,  26 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   26 J= 26,  27 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   27 J= 27,  28 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=0
   28 J= 28,  29 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   29 J= 29,  30 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   30 J= 30,  31 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   31 J= 31,  32 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   32 J= 32,  33 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   33 J= 33,  34 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   34 J= 34,  35 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   35 J= 35,  36 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
   36 J= 36,   1 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
NLLINK
    1 J= 1,37 NLP=1 ANG=0
    2 J= 2,38 NLP=2 ANG=0
    3 J= 3,39 NLP=2 ANG=0
    4 J= 4,40 NLP=2 ANG=0
    5 J= 5,41 NLP=2 ANG=0
    6 J= 6,42 NLP=2 ANG=0
    7 J= 7,43 NLP=2 ANG=0
    8 J= 8,44 NLP=2 ANG=0
    9 J= 9,45 NLP=2 ANG=0
   10 J=10,46 NLP=1 ANG=0
   11 J=10,47 NLP=1 ANG=0
   12 J=11,48 NLP=2 ANG=0
   13 J=12,49 NLP=2 ANG=0
   14 J=13,50 NLP=2 ANG=0
   15 J=14,51 NLP=2 ANG=0
   16 J=15,52 NLP=2 ANG=0
   17 J=16,53 NLP=2 ANG=0
   18 J=17,54 NLP=2 ANG=0
   19 J=18,55 NLP=2 ANG=0
   20 J=19,56 NLP=1 ANG=0
   21 J=19,57 NLP=1 ANG=0
   22 J=20,58 NLP=2 ANG=0
   23 J=21,59 NLP=2 ANG=0
   24 J=22,60 NLP=2 ANG=0
   25 J=23,61 NLP=2 ANG=0
   26 J=24,62 NLP=2 ANG=0
   27 J=25,63 NLP=2 ANG=0
   28 J=26,64 NLP=2 ANG=0
   29 J=27,65 NLP=2 ANG=0
   30 J=28,66 NLP=1 ANG=0
   31 J=28,67 NLP=1 ANG=0
   32 J=29,68 NLP=2 ANG=0
   33 J=30,69 NLP=2 ANG=0
   34 J=31,70 NLP=2 ANG=0
   35 J=32,71 NLP=2 ANG=0
   36 J=33,72 NLP=2 ANG=0
   37 J=34,73 NLP=2 ANG=0
   38 J=35,74 NLP=2 ANG=0
   39 J=36,75 NLP=2 ANG=0
   40 J= 1,76 NLP=1 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중, [DC]
NAME=DEAD-DW  ; 고정하중 DW, [DW]
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
     ADD=19 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
     ADD=20 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
     ADD=21 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
     ADD=22 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
     ADD=23 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
     ADD=24 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
     ADD=25 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
     ADD=26 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
     ADD=27 RD=0,1 UZ=-11.5, -11.5
NAME=DEAD-EV  ; 고정하중 EV, [EV]
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
     ADD=19 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
     ADD=20 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
     ADD=21 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
     ADD=22 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
     ADD=23 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
     ADD=24 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
     ADD=25 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
     ADD=26 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
     ADD=27 RD=0,1 UZ=-47.5, -47.5
NAME=DEADW-EV  ; 고정하중 EV : 지하수, [EVW]
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
     ADD=19 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
     ADD=20 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
     ADD=21 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
     ADD=22 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
     ADD=23 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
     ADD=24 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
     ADD=25 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
     ADD=26 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
     ADD=27 RD=0,1 UZ=-29.5, -29.5
NAME=WATERV  ; 연직수압, [WA]
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
     ADD=19 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
     ADD=20 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
     ADD=21 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
     ADD=22 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
     ADD=23 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
     ADD=24 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
     ADD=25 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
     ADD=26 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
     ADD=27 RD=0,1 UZ=-19.6, -19.6
NAME=WATERH  ; 수평수압, [WA]
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
     ADD=28 RD=0,1 UX=21.07, 24.119
     ADD=29 RD=0,1 UX=24.119, 27.168
     ADD=30 RD=0,1 UX=27.168, 30.217
     ADD=31 RD=0,1 UX=30.217, 33.266
     ADD=32 RD=0,1 UX=33.266, 36.314
     ADD=33 RD=0,1 UX=36.314, 39.363
     ADD=34 RD=0,1 UX=39.363, 42.412
     ADD=35 RD=0,1 UX=42.412, 45.461
     ADD=36 RD=0,1 UX=45.461, 48.51
     ADD=10 RD=0,1 UX=-48.51, -45.461
     ADD=11 RD=0,1 UX=-45.461, -42.412
     ADD=12 RD=0,1 UX=-42.412, -39.363
     ADD=13 RD=0,1 UX=-39.363, -36.314
     ADD=14 RD=0,1 UX=-36.314, -33.266
     ADD=15 RD=0,1 UX=-33.266, -30.217
     ADD=16 RD=0,1 UX=-30.217, -27.168
     ADD=17 RD=0,1 UX=-27.168, -24.119
     ADD=18 RD=0,1 UX=-24.119, -21.07
NAME=BUOYANCY  ; 부력, [BP]
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
     ADD=1 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
     ADD=2 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
     ADD=3 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
     ADD=4 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
     ADD=5 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
     ADD=6 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
     ADD=7 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
     ADD=8 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
     ADD=9 RD=0,1 UZ=49.98, 49.98
NAME=COLSLAB  ; 슬래브 지반변위(붕괴방지), [EQSWL]
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
     ADD=19 RD=0,1 UX=22.677, 22.677
     ADD=20 RD=0,1 UX=22.677, 22.677
     ADD=21 RD=0,1 UX=22.677, 22.677
     ADD=22 RD=0,1 UX=22.677, 22.677
     ADD=23 RD=0,1 UX=22.677, 22.677
     ADD=24 RD=0,1 UX=22.677, 22.677
     ADD=25 RD=0,1 UX=22.677, 22.677
     ADD=26 RD=0,1 UX=22.677, 22.677
     ADD=27 RD=0,1 UX=22.677, 22.677
NAME=COLWALL  ; 벽체 지반변위(붕괴방지), [EQSWL]
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
     ADD=28 RD=0,1 UX=68.032, 62.413
     ADD=29 RD=0,1 UX=62.413, 56.367
     ADD=30 RD=0,1 UX=56.367, 49.811
     ADD=31 RD=0,1 UX=49.811, 42.744
     ADD=32 RD=0,1 UX=42.744, 35.166
     ADD=33 RD=0,1 UX=35.166, 27.077
     ADD=34 RD=0,1 UX=27.077, 18.562
     ADD=35 RD=0,1 UX=18.562, 9.451
     ADD=36 RD=0,1 UX=9.451, 0
     ADD=10 RD=0,1 UX=0, 9.451
     ADD=11 RD=0,1 UX=9.451, 18.562
     ADD=12 RD=0,1 UX=18.562, 27.077
     ADD=13 RD=0,1 UX=27.077, 35.166
     ADD=14 RD=0,1 UX=35.166, 42.744
     ADD=15 RD=0,1 UX=42.744, 49.811
     ADD=16 RD=0,1 UX=49.811, 56.367
     ADD=17 RD=0,1 UX=56.367, 62.413
     ADD=18 RD=0,1 UX=62.413, 68.032
NAME=COLMS  ; 주면전단력(붕괴방지), [EQSWL]
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
     ADD=19 RD=0,1 UX=10.15, 10.15
     ADD=20 RD=0,1 UX=10.15, 10.15
     ADD=21 RD=0,1 UX=10.15, 10.15
```

```
    ADD=22 RD=0,1 UX=10.15, 10.15
    ADD=23 RD=0,1 UX=10.15, 10.15
    ADD=24 RD=0,1 UX=10.15, 10.15
    ADD=25 RD=0,1 UX=10.15, 10.15
    ADD=26 RD=0,1 UX=10.15, 10.15
    ADD=27 RD=0,1 UX=10.15, 10.15
    ADD=28 RD=0,1 UZ=-14.42, -14.42
    ADD=29 RD=0,1 UZ=-14.42, -14.42
    ADD=30 RD=0,1 UZ=-14.42, -14.42
    ADD=31 RD=0,1 UZ=-14.42, -14.42
    ADD=32 RD=0,1 UZ=-14.42, -14.42
    ADD=33 RD=0,1 UZ=-14.42, -14.42
    ADD=34 RD=0,1 UZ=-14.42, -14.42
    ADD=35 RD=0,1 UZ=-14.42, -14.42
    ADD=36 RD=0,1 UZ=-14.42, -14.42
    ADD=10 RD=0,1 UZ=14.42, 14.42
    ADD=11 RD=0,1 UZ=14.42, 14.42
    ADD=12 RD=0,1 UZ=14.42, 14.42
    ADD=13 RD=0,1 UZ=14.42, 14.42
    ADD=14 RD=0,1 UZ=14.42, 14.42
    ADD=15 RD=0,1 UZ=14.42, 14.42
    ADD=16 RD=0,1 UZ=14.42, 14.42
    ADD=17 RD=0,1 UZ=14.42, 14.42
    ADD=18 RD=0,1 UZ=14.42, 14.42
    ADD=1 RD=0,1 UX=-18.68, -18.68
    ADD=2 RD=0,1 UX=-18.68, -18.68
    ADD=3 RD=0,1 UX=-18.68, -18.68
    ADD=4 RD=0,1 UX=-18.68, -18.68
    ADD=5 RD=0,1 UX=-18.68, -18.68
    ADD=6 RD=0,1 UX=-18.68, -18.68
    ADD=7 RD=0,1 UX=-18.68, -18.68
    ADD=8 RD=0,1 UX=-18.68, -18.68
    ADD=9 RD=0,1 UX=-18.68, -18.68
NAME=COLINER ; 구체 관성력(붕괴방지), [EQSWL]
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=19 RD=0,1 UX=1.272, 1.272
    ADD=20 RD=0,1 UX=1.272, 1.272
    ADD=21 RD=0,1 UX=1.272, 1.272
    ADD=22 RD=0,1 UX=1.272, 1.272
    ADD=23 RD=0,1 UX=1.272, 1.272
    ADD=24 RD=0,1 UX=1.272, 1.272
    ADD=25 RD=0,1 UX=1.272, 1.272
    ADD=26 RD=0,1 UX=1.272, 1.272
    ADD=27 RD=0,1 UX=1.272, 1.272
    ADD=28 RD=0,1 UX=1.272, 1.263
    ADD=29 RD=0,1 UX=1.263, 1.255
    ADD=30 RD=0,1 UX=1.255, 1.246
    ADD=31 RD=0,1 UX=1.246, 1.237
    ADD=32 RD=0,1 UX=1.237, 1.229
    ADD=33 RD=0,1 UX=1.229, 1.22
    ADD=34 RD=0,1 UX=1.22, 1.212
    ADD=35 RD=0,1 UX=1.212, 1.203
    ADD=36 RD=0,1 UX=1.203, 1.195
    ADD=10 RD=0,1 UX=1.195, 1.203
    ADD=11 RD=0,1 UX=1.203, 1.212
    ADD=12 RD=0,1 UX=1.212, 1.22
    ADD=13 RD=0,1 UX=1.22, 1.229
    ADD=14 RD=0,1 UX=1.229, 1.237
    ADD=15 RD=0,1 UX=1.237, 1.246
    ADD=16 RD=0,1 UX=1.246, 1.255
    ADD=17 RD=0,1 UX=1.255, 1.263
    ADD=18 RD=0,1 UX=1.263, 1.272
    ADD=1 RD=0,1 UX=1.195, 1.195
    ADD=2 RD=0,1 UX=1.195, 1.195
    ADD=3 RD=0,1 UX=1.195, 1.195
    ADD=4 RD=0,1 UX=1.195, 1.195
    ADD=5 RD=0,1 UX=1.195, 1.195
    ADD=6 RD=0,1 UX=1.195, 1.195
    ADD=7 RD=0,1 UX=1.195, 1.195
    ADD=8 RD=0,1 UX=1.195, 1.195
    ADD=9 RD=0,1 UX=1.195, 1.195
MODE
  TYPE=RITZ  N=100  TOL=0.00001
    LOAD=SW
    LOAD=DEAD-DW
    LOAD=DEAD-EV
    LOAD=DEADW-EV
    LOAD=WATERV
    LOAD=WATERH
    LOAD=BUOYANCY
    LOAD=COLSLAB
    LOAD=COLWALL
    LOAD=COLMS
    LOAD=COLINER
    NLLINK=*
HISTORY
  NAME=EX1NL01  TYPE=NON  NSTEP=100  DT=1  DAMP=0.99  DTMAX=1  ENVE=Y
    LOAD= SW          SF=1.000  AT=1
    LOAD= DEAD-DW     SF=1.000  AT=1
    LOAD= DEAD-EV     SF=1.000  AT=1
    LOAD= COLSLAB     SF=1.000  AT=1
    LOAD= COLWALL     SF=1.000  AT=1
    LOAD= COLMS       SF=1.000  AT=1
    LOAD= COLINER     SF=1.000  AT=1
  NAME=EX1NR01  TYPE=NON  NSTEP=100  DT=1  DAMP=0.99  DTMAX=1  ENVE=Y
    LOAD= SW          SF=1.000  AT=1
    LOAD= DEAD-DW     SF=1.000  AT=1
    LOAD= DEAD-EV     SF=1.000  AT=1
  NAME=EX1WL01  TYPE=NON  NSTEP=100  DT=1  DAMP=0.99  DTMAX=1  ENVE=Y
    LOAD= SW          SF=1.000  AT=1
    LOAD= DEAD-DW     SF=1.000  AT=1
    LOAD= DEADW-EV    SF=1.000  AT=1
    LOAD= WATERV      SF=1.000  AT=1
    LOAD= WATERH      SF=1.000  AT=1
    LOAD= BUOYANCY    SF=1.000  AT=1
    LOAD= COLSLAB     SF=1.000  AT=1
    LOAD= COLWALL     SF=1.000  AT=1
    LOAD= COLMS       SF=1.000  AT=1
    LOAD= COLINER     SF=1.000  AT=1
  NAME=EX1WR01  TYPE=NON  NSTEP=100  DT=1  DAMP=0.99  DTMAX=1  ENVE=Y
    LOAD= SW          SF=1.000  AT=1
    LOAD= DEAD-DW     SF=1.000  AT=1
    LOAD= DEADW-EV    SF=1.000  AT=1
    LOAD= WATERV      SF=1.000  AT=1
    LOAD= WATERH      SF=1.000  AT=1
    LOAD= BUOYANCY    SF=1.000  AT=1
COMBO
  NAME=EX1ENV  TYPE=ENVE
    HIST=EX1NL01 SF=1
    HIST=EX1NR01 SF=1
    HIST=EX1WL01 SF=1
    HIST=EX1WR01 SF=1
OUTPUT
  ELEM=JOINT  TYPE=REAC,DISP,APP  LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
  ELEM=FRAME  TYPE=FORCE          LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
```

# 16. OUTPUT DATA (상시)

1) 계수하중

F R A M E  E L E M E N T  F O R C E S

| FRAME | LOAD | DIST | P | V2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 1 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 1 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 1 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 1 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 1 | STENV MIN | 0.00000 | -156.31843 | -155.73154 | -72.91744 |
| 1 | STENV MIN | 0.25000 | -156.31843 | -151.54471 | -60.97207 |
| 1 | STENV MIN | 0.50000 | -156.31843 | -147.35787 | -49.35224 |
| 1 | STENV MIN | 0.75000 | -156.31843 | -143.17103 | -38.05793 |
| 1 | STENV MIN | 1.00000 | -156.31843 | -139.83624 | -27.08914 |
| 2 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 2 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 1.75963 |
| 2 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 9.74152 |
| 2 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 17.77555 |
| 2 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 25.86172 |
| 2 | STENV MIN | 0.00000 | -156.31843 | -118.47652 | -27.08914 |
| 2 | STENV MIN | 0.25000 | -156.31843 | -114.28969 | -21.06075 |
| 2 | STENV MIN | 0.50000 | -156.31843 | -110.10285 | -16.10854 |
| 2 | STENV MIN | 0.75000 | -156.31843 | -105.91601 | -11.40938 |
| 2 | STENV MIN | 1.00000 | -156.31843 | -104.73810 | -6.94460 |
| 3 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 25.86172 |
| 3 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 31.09476 |
| 3 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 36.37993 |
| 3 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 41.71725 |
| 3 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 47.10671 |
| 3 | STENV MIN | 0.00000 | -156.31843 | -81.53905 | -6.94461 |
| 3 | STENV MIN | 0.25000 | -156.31843 | -77.35221 | -3.38738 |
| 3 | STENV MIN | 0.50000 | -156.31843 | -73.16537 | -0.06454 |
| 3 | STENV MIN | 0.75000 | -156.31843 | -69.33338 | 0.00000 |
| 3 | STENV MIN | 1.00000 | -156.31843 | -70.00397 | 0.00000 |
| 4 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 47.10671 |
| 4 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 49.67512 |
| 4 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 52.29568 |
| 4 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 54.96837 |
| 4 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 57.69320 |
| 4 | STENV MIN | 0.00000 | -156.31843 | -44.88726 | 0.00000 |
| 4 | STENV MIN | 0.25000 | -156.31843 | -40.70043 | 0.00000 |
| 4 | STENV MIN | 0.50000 | -156.31843 | -36.51359 | 0.00000 |
| 4 | STENV MIN | 0.75000 | -156.31843 | -34.91135 | 0.00000 |
| 4 | STENV MIN | 1.00000 | -156.31843 | -35.58195 | 0.00000 |
| 5 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 1.34624 | 57.69320 |
| 5 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.67349 | 57.61449 |
| 5 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00099 | 57.58826 |
| 5 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 4.20129 | 57.61449 |
| 5 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 8.40159 | 57.69320 |
| 5 | STENV MIN | 0.00000 | -156.31843 | -8.40060 | 0.00000 |
| 5 | STENV MIN | 0.25000 | -156.31843 | -4.20030 | 0.00000 |
| 5 | STENV MIN | 0.50000 | -156.31843 | 0.00000 | 0.00000 |
| 5 | STENV MIN | 0.75000 | -156.31843 | -0.67275 | 0.00000 |
| 5 | STENV MIN | 1.00000 | -156.31843 | -1.34550 | 0.00000 |
| 6 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 35.58195 | 57.69320 |
| 6 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 34.91135 | 54.96837 |
| 6 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 36.51359 | 52.29568 |
| 6 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 40.70043 | 49.67512 |
| 6 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 44.88726 | 47.10671 |
| 6 | STENV MIN | 0.00000 | -156.31843 | 0.00000 | 0.00000 |
| 6 | STENV MIN | 0.25000 | -156.31843 | 0.00000 | 0.00000 |
| 6 | STENV MIN | 0.50000 | -156.31843 | 0.00000 | 0.00000 |
| 6 | STENV MIN | 0.75000 | -156.31843 | 0.00000 | 0.00000 |
| 6 | STENV MIN | 1.00000 | -156.31843 | 0.00000 | 0.00000 |
| 7 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 70.00397 | 47.10671 |
| 7 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 69.33338 | 41.71725 |
| 7 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 73.16537 | 36.37993 |
| 7 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 77.35221 | 31.09476 |
| 7 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 81.53905 | 25.86172 |
| 7 | STENV MIN | 0.00000 | -156.31843 | 0.00000 | 0.00000 |
| 7 | STENV MIN | 0.25000 | -156.31843 | 0.00000 | 0.00000 |
| 7 | STENV MIN | 0.50000 | -156.31843 | 0.00000 | -0.06560 |
| 7 | STENV MIN | 0.75000 | -156.31843 | 0.00000 | -3.38856 |
| 7 | STENV MIN | 1.00000 | -156.31843 | 0.00000 | -6.94591 |
| 8 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 104.73810 | 25.86172 |
| 8 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 105.91601 | 17.77555 |
| 8 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 110.10285 | 9.74152 |
| 8 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 114.28969 | 1.75963 |
| 8 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 118.47652 | 0.00000 |
| 8 | STENV MIN | 0.00000 | -156.31843 | 0.00000 | -6.94591 |
| 8 | STENV MIN | 0.25000 | -156.31843 | 0.00000 | -11.41080 |
| 8 | STENV MIN | 0.50000 | -156.31843 | 0.00000 | -16.11008 |
| 8 | STENV MIN | 0.75000 | -156.31843 | 0.00000 | -21.06075 |
| 8 | STENV MIN | 1.00000 | -156.31843 | 0.00000 | -27.08914 |
| 9 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 139.83624 | 0.00000 |
| 9 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 143.17103 | 0.00000 |
| 9 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 147.35787 | 0.00000 |
| 9 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 151.54471 | 0.00000 |
| 9 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 155.73154 | 0.00000 |
| 9 | STENV MIN | 0.00000 | -156.31843 | 0.00000 | -27.08914 |
| 9 | STENV MIN | 0.25000 | -156.31843 | 0.00000 | -38.05793 |
| 9 | STENV MIN | 0.50000 | -156.31843 | 0.00000 | -49.35224 |
| 9 | STENV MIN | 0.75000 | -156.31843 | 0.00000 | -60.97207 |
| 9 | STENV MIN | 1.00000 | -156.31843 | 0.00000 | -72.91744 |
| 10 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 10 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 10 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 10 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 10 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 10 | STENV MIN | 0.00000 | -176.08500 | -156.31843 | -72.91744 |
| 10 | STENV MIN | 0.25000 | -175.41441 | -146.43242 | -61.14874 |
| 10 | STENV MIN | 0.50000 | -174.74381 | -136.66130 | -50.14422 |
| 10 | STENV MIN | 0.75000 | -174.07322 | -127.00507 | -39.89493 |
| 10 | STENV MIN | 1.00000 | -173.40263 | -117.46372 | -32.48807 |
| 11 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 11 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 11 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 11 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 6.39092 |
| 11 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 12.19014 |
| 11 | STENV MIN | 0.00000 | -173.40263 | -117.46372 | -32.48807 |
| 11 | STENV MIN | 0.25000 | -172.73203 | -108.03727 | -28.92798 |
| 11 | STENV MIN | 0.50000 | -172.06144 | -98.72573 | -25.77844 |
| 11 | STENV MIN | 0.75000 | -171.39084 | -89.52910 | -22.91776 |
| 11 | STENV MIN | 1.00000 | -170.72025 | -80.44739 | -20.34191 |
| 12 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 12.19014 |
| 12 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 17.38319 |
| 12 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 21.97166 |
| 12 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 25.96287 |
| 12 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 29.36413 |
| 12 | STENV MIN | 0.00000 | -170.72025 | -80.44739 | -20.34191 |
| 12 | STENV MIN | 0.25000 | -170.04966 | -71.48057 | -18.04686 |
| 12 | STENV MIN | 0.50000 | -169.37906 | -62.62864 | -16.02861 |
| 12 | STENV MIN | 0.75000 | -168.70847 | -53.89160 | -14.28313 |
| 12 | STENV MIN | 1.00000 | -168.03788 | -45.26943 | -12.80639 |
| 13 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 29.36413 |
| 13 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 32.19015 |
| 13 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 34.44088 |
| 13 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 36.12362 |
| 13 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 37.24570 |
| 13 | STENV MIN | 0.00000 | -168.03788 | -45.26944 | -12.80639 |
| 13 | STENV MIN | 0.25000 | -167.36728 | -36.76217 | -11.59439 |
| 13 | STENV MIN | 0.50000 | -166.69669 | -28.36982 | -10.64310 |
| 13 | STENV MIN | 0.75000 | -166.02609 | -20.09238 | -9.94850 |
| 13 | STENV MIN | 1.00000 | -165.35550 | -11.92985 | -9.50657 |
| 14 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 37.24570 |
| 14 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 37.82564 |
| 14 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 4.24973 | 37.85883 |
| 14 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 12.09272 | 37.34986 |
| 14 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 19.82045 | 36.30610 |
| 14 | STENV MIN | 0.00000 | -165.35550 | -11.92985 | -9.50657 |
| 14 | STENV MIN | 0.25000 | -164.68275 | -3.93250 | -9.31307 |
| 14 | STENV MIN | 0.50000 | -164.01000 | 0.00000 | -9.36578 |
| 14 | STENV MIN | 0.75000 | -163.33725 | 0.00000 | -9.66064 |
| 14 | STENV MIN | 1.00000 | -162.66450 | 0.00000 | -10.19361 |
| 15 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 19.72062 | 36.30609 |
| 15 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 27.30870 | 34.74077 |
| 15 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 34.78189 | 32.65870 |
| 15 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 42.14020 | 30.06722 |
| 15 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 49.38363 | 26.97365 |
| 15 | STENV MIN | 0.00000 | -162.66450 | 0.00000 | -10.19361 |
| 15 | STENV MIN | 0.25000 | -161.99391 | 0.00000 | -10.95782 |
| 15 | STENV MIN | 0.50000 | -161.32331 | 0.00000 | -11.95058 |
| 15 | STENV MIN | 0.75000 | -160.65272 | 0.00000 | -13.16786 |
| 15 | STENV MIN | 1.00000 | -159.98213 | 0.00000 | -14.60565 |
| 16 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 49.33564 | 26.97365 |
| 16 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 56.46416 | 23.39035 |
| 16 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 63.47778 | 19.32431 |
| 16 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 70.37648 | 14.77813 |
| 16 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 77.16027 | 9.75913 |
| 16 | STENV MIN | 0.00000 | -159.98213 | 0.00000 | -14.60565 |
| 16 | STENV MIN | 0.25000 | -159.31153 | 0.00000 | -16.25992 |
| 16 | STENV MIN | 0.50000 | -158.64094 | 0.00000 | -18.12666 |
| 16 | STENV MIN | 0.75000 | -157.97034 | 0.00000 | -20.20185 |
| 16 | STENV MIN | 1.00000 | -157.29975 | 0.00000 | -22.48146 |
| 17 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 77.16027 | 9.75913 |
| 17 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 83.82915 | 4.27955 |
| 17 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 90.38312 | 0.00000 |
| 17 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 96.82217 | 0.00000 |

| FRAME | LOAD | DIST | P | V2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|
| 17 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 103.14632 | 0.00000 |
| 17 | STENV MIN | 0.00000 | -157.29975 | 0.00000 | -22.48146 |
| 17 | STENV MIN | 0.25000 | -156.62916 | 0.00000 | -24.96148 |
| 17 | STENV MIN | 0.50000 | -155.95856 | 0.00000 | -27.63789 |
| 17 | STENV MIN | 0.75000 | -155.28797 | 0.00000 | -30.50667 |
| 17 | STENV MIN | 1.00000 | -154.61738 | 0.00000 | -33.56379 |
| 18 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 103.14632 | 0.00000 |
| 18 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 109.35556 | 0.00000 |
| 18 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 115.44992 | 0.00000 |
| 18 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 121.42940 | 0.00000 |
| 18 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 127.29399 | 0.00000 |
| 18 | STENV MIN | 0.00000 | -154.61738 | 0.00000 | -33.56379 |
| 18 | STENV MIN | 0.25000 | -153.94678 | 0.00000 | -39.41534 |
| 18 | STENV MIN | 0.50000 | -153.27619 | 0.00000 | -48.15540 |
| 18 | STENV MIN | 0.75000 | -152.60559 | 0.00000 | -57.36483 |
| 18 | STENV MIN | 1.00000 | -151.93500 | 0.00000 | -67.03470 |
| 19 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 19 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 19 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 19 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 19 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 19 | STENV MIN | 0.00000 | -127.29399 | -151.93500 | -67.03470 |
| 19 | STENV MIN | 0.25000 | -127.29399 | -143.49718 | -55.54977 |
| 19 | STENV MIN | 0.50000 | -127.29399 | -135.05936 | -44.72088 |
| 19 | STENV MIN | 0.75000 | -127.29399 | -126.62155 | -34.54804 |
| 19 | STENV MIN | 1.00000 | -127.29399 | -118.18373 | -25.06496 |
| 20 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 20 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 2.75332 |
| 20 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 10.87488 |
| 20 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 18.34705 |
| 20 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 25.16983 |
| 20 | STENV MIN | 0.00000 | -127.29399 | -118.18373 | -25.06496 |
| 20 | STENV MIN | 0.25000 | -127.29399 | -109.74591 | -19.52274 |
| 20 | STENV MIN | 0.50000 | -127.29399 | -101.30809 | -15.16190 |
| 20 | STENV MIN | 0.75000 | -127.29399 | -92.87027 | -11.16110 |
| 20 | STENV MIN | 1.00000 | -127.29399 | -84.43245 | -7.51016 |
| 21 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 25.16983 |
| 21 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 31.34322 |
| 21 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 36.86721 |
| 21 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 41.74182 |
| 21 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 45.96704 |
| 21 | STENV MIN | 0.00000 | -127.29399 | -84.43245 | -7.51016 |
| 21 | STENV MIN | 0.25000 | -127.29399 | -75.99463 | -4.20138 |
| 21 | STENV MIN | 0.50000 | -127.29399 | -67.55681 | -1.24245 |
| 21 | STENV MIN | 0.75000 | -127.29399 | -59.11900 | 0.00000 |
| 21 | STENV MIN | 1.00000 | -127.29399 | -50.68118 | 0.00000 |
| 22 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 45.96704 |
| 22 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 49.54286 |
| 22 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 52.46930 |
| 22 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 54.74634 |
| 22 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 56.37400 |
| 22 | STENV MIN | 0.00000 | -127.29399 | -50.68118 | 0.00000 |
| 22 | STENV MIN | 0.25000 | -127.29399 | -42.24336 | 0.00000 |
| 22 | STENV MIN | 0.50000 | -127.29399 | -33.80554 | 0.00000 |
| 22 | STENV MIN | 0.75000 | -127.29399 | -25.36772 | 0.00000 |
| 22 | STENV MIN | 1.00000 | -127.29399 | -16.92990 | 0.00000 |
| 23 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 56.37400 |
| 23 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 57.35436 |
| 23 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00045 | 57.68114 |
| 23 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 8.46540 | 57.35436 |
| 23 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 16.93035 | 56.37400 |
| 23 | STENV MIN | 0.00000 | -127.29399 | -16.92990 | 0.00000 |
| 23 | STENV MIN | 0.25000 | -127.29399 | -8.46495 | 0.00000 |
| 23 | STENV MIN | 0.50000 | -127.29399 | 0.00000 | 0.00000 |
| 23 | STENV MIN | 0.75000 | -127.29399 | 0.00000 | 0.00000 |
| 23 | STENV MIN | 1.00000 | -127.29399 | 0.00000 | 0.00000 |
| 24 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 16.92990 | 56.37400 |
| 24 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 25.36772 | 54.74634 |
| 24 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 33.80554 | 52.46930 |
| 24 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 42.24336 | 49.54286 |
| 24 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 50.68118 | 45.96704 |
| 24 | STENV MIN | 0.00000 | -127.29399 | 0.00000 | 0.00000 |
| 24 | STENV MIN | 0.25000 | -127.29399 | 0.00000 | 0.00000 |
| 24 | STENV MIN | 0.50000 | -127.29399 | 0.00000 | 0.00000 |
| 24 | STENV MIN | 0.75000 | -127.29399 | 0.00000 | 0.00000 |
| 24 | STENV MIN | 1.00000 | -127.29399 | 0.00000 | 0.00000 |
| 25 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 50.68117 | 45.96704 |
| 25 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 59.11899 | 41.74182 |
| 25 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 67.55681 | 36.86721 |
| 25 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 75.99463 | 31.34322 |
| 25 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 84.43245 | 25.16983 |
| 25 | STENV MIN | 0.00000 | -127.29399 | 0.00000 | 0.00000 |
| 25 | STENV MIN | 0.25000 | -127.29399 | 0.00000 | 0.00000 |
| 25 | STENV MIN | 0.50000 | -127.29399 | 0.00000 | -1.24293 |
| 25 | STENV MIN | 0.75000 | -127.29399 | 0.00000 | -4.20191 |
| 25 | STENV MIN | 1.00000 | -127.29399 | 0.00000 | -7.51075 |
| 26 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 84.43245 | 25.16983 |
| 26 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 92.87027 | 18.34705 |
| 26 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 101.30809 | 10.87488 |
| 26 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 109.74591 | 2.75332 |
| 26 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 118.18373 | 0.00000 |
| 26 | STENV MIN | 0.00000 | -127.29399 | 0.00000 | -7.51075 |
| 26 | STENV MIN | 0.25000 | -127.29399 | 0.00000 | -11.16175 |
| 26 | STENV MIN | 0.50000 | -127.29399 | 0.00000 | -15.16260 |
| 26 | STENV MIN | 0.75000 | -127.29399 | 0.00000 | -19.52274 |
| 26 | STENV MIN | 1.00000 | -127.29399 | 0.00000 | -25.06588 |
| 27 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 118.18373 | 0.00000 |
| 27 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 126.62154 | 0.00000 |
| 27 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 135.05936 | 0.00000 |
| 27 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 143.49718 | 0.00000 |
| 27 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 151.93500 | 0.00000 |
| 27 | STENV MIN | 0.00000 | -127.29399 | 0.00000 | -25.06588 |
| 27 | STENV MIN | 0.25000 | -127.29399 | 0.00000 | -34.54804 |
| 27 | STENV MIN | 0.50000 | -127.29399 | 0.00000 | -44.72088 |
| 27 | STENV MIN | 0.75000 | -127.29399 | 0.00000 | -55.54977 |
| 27 | STENV MIN | 1.00000 | -127.29399 | 0.00000 | -67.03470 |
| 28 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 28 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 28 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 28 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 28 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 28 | STENV MIN | 0.00000 | -151.93500 | -127.29399 | -67.03470 |
| 28 | STENV MIN | 0.25000 | -152.60559 | -121.42940 | -57.36483 |
| 28 | STENV MIN | 0.50000 | -153.27619 | -115.44992 | -48.15540 |
| 28 | STENV MIN | 0.75000 | -153.94678 | -109.35556 | -39.41534 |
| 28 | STENV MIN | 1.00000 | -154.61738 | -103.14631 | -33.56379 |
| 29 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 29 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 29 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 29 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 4.27865 |
| 29 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 9.75824 |
| 29 | STENV MIN | 0.00000 | -154.61738 | -103.14632 | -33.56379 |
| 29 | STENV MIN | 0.25000 | -155.28797 | -96.82217 | -30.50667 |
| 29 | STENV MIN | 0.50000 | -155.95856 | -90.38312 | -27.63789 |
| 29 | STENV MIN | 0.75000 | -156.62916 | -83.82915 | -24.96148 |
| 29 | STENV MIN | 1.00000 | -157.29975 | -77.16027 | -22.48146 |
| 30 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 9.75824 |
| 30 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 14.77726 |
| 30 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 19.32346 |
| 30 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 23.38953 |
| 30 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 26.97365 |
| 30 | STENV MIN | 0.00000 | -157.29975 | -77.16027 | -22.48146 |
| 30 | STENV MIN | 0.25000 | -157.97034 | -70.37648 | -20.20185 |
| 30 | STENV MIN | 0.50000 | -158.64094 | -63.47778 | -18.12666 |
| 30 | STENV MIN | 0.75000 | -159.31153 | -56.46417 | -16.25992 |
| 30 | STENV MIN | 1.00000 | -159.98213 | -49.33564 | -14.60565 |
| 31 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 26.97365 |
| 31 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 30.06722 |
| 31 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 32.65870 |
| 31 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 34.74077 |
| 31 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 36.30609 |
| 31 | STENV MIN | 0.00000 | -159.98213 | -49.38412 | -14.60565 |
| 31 | STENV MIN | 0.25000 | -160.65272 | -42.14070 | -13.16786 |
| 31 | STENV MIN | 0.50000 | -161.32331 | -34.78239 | -11.95058 |
| 31 | STENV MIN | 0.75000 | -161.99391 | -27.30919 | -10.95782 |
| 31 | STENV MIN | 1.00000 | -162.66450 | -19.72111 | -10.19361 |
| 32 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 36.30609 |
| 32 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 37.34986 |
| 32 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 37.85883 |
| 32 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 3.93250 | 37.82564 |
| 32 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 11.92985 | 37.24525 |
| 32 | STENV MIN | 0.00000 | -162.66450 | -19.82122 | -10.19361 |
| 32 | STENV MIN | 0.25000 | -163.33725 | -12.09349 | -9.66064 |
| 32 | STENV MIN | 0.50000 | -164.01000 | -4.25049 | -9.36578 |
| 32 | STENV MIN | 0.75000 | -164.68275 | 0.00000 | -9.31307 |
| 32 | STENV MIN | 1.00000 | -165.35550 | 0.00000 | -9.50657 |
| 33 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 11.92985 | 37.24525 |
| 33 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 20.09238 | 36.12324 |
| 33 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 28.36982 | 34.44058 |
| 33 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 36.76217 | 32.18994 |
| 33 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 45.26943 | 29.36399 |
| 33 | STENV MIN | 0.00000 | -165.35550 | 0.00000 | -9.50657 |
| 33 | STENV MIN | 0.25000 | -166.02609 | 0.00000 | -9.94850 |
| 33 | STENV MIN | 0.50000 | -166.69669 | 0.00000 | -10.64310 |
| 33 | STENV MIN | 0.75000 | -167.36728 | 0.00000 | -11.59439 |
| 33 | STENV MIN | 1.00000 | -168.03788 | 0.00000 | -12.80639 |
| 34 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 45.26944 | 29.36399 |
| 34 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 53.89160 | 25.96285 |
| 34 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 62.62864 | 21.97177 |
| 34 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 71.48057 | 17.38342 |
| 34 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 80.44739 | 12.19048 |
| 34 | STENV MIN | 0.00000 | -168.03788 | 0.00000 | -12.80639 |
| 34 | STENV MIN | 0.25000 | -168.70847 | 0.00000 | -14.28313 |
| 34 | STENV MIN | 0.50000 | -169.37906 | 0.00000 | -16.02861 |
| 34 | STENV MIN | 0.75000 | -170.04966 | 0.00000 | -18.04686 |
| 34 | STENV MIN | 1.00000 | -170.72025 | 0.00000 | -20.34191 |
| 35 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 80.44739 | 12.19048 |
| 35 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 89.52911 | 6.39145 |

| FRAME | LOAD | DIST | P | V2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|
| 35 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 98.72573 | 0.00000 |
| 35 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 108.03727 | 0.00000 |
| 35 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 117.46372 | 0.00000 |
| 35 | STENV MIN | 0.00000 | -170.72025 | 0.00000 | -20.34191 |
| 35 | STENV MIN | 0.25000 | -171.39084 | 0.00000 | -22.91776 |
| 35 | STENV MIN | 0.50000 | -172.06144 | 0.00000 | -25.77844 |
| 35 | STENV MIN | 0.75000 | -172.73203 | 0.00000 | -28.92798 |
| 35 | STENV MIN | 1.00000 | -173.40263 | 0.00000 | -32.48807 |
| 36 | STENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 117.46372 | 0.00000 |
| 36 | STENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 127.00507 | 0.00000 |
| 36 | STENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 136.66131 | 0.00000 |
| 36 | STENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 146.43243 | 0.00000 |
| 36 | STENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 156.31843 | 0.00000 |
| 36 | STENV MIN | 0.00000 | -173.40263 | 0.00000 | -32.48807 |
| 36 | STENV MIN | 0.25000 | -174.07322 | 0.00000 | -39.89493 |
| 36 | STENV MIN | 0.50000 | -174.74381 | 0.00000 | -50.14422 |
| 36 | STENV MIN | 0.75000 | -175.41441 | 0.00000 | -61.14874 |
| 36 | STENV MIN | 1.00000 | -176.08500 | 0.00000 | -72.91744 |

2) 사용하중

F R A M E  E L E M E N T  F O R C E S

| FRAME | LOAD | DIST | P | V2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 1 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 1 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 1 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 1 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 1 | SEENV MIN | 0.00000 | -115.05023 | -115.26350 | -53.67195 |
| 1 | SEENV MIN | 0.25000 | -115.05023 | -111.91403 | -44.84042 |
| 1 | SEENV MIN | 0.50000 | -115.05023 | -108.56456 | -36.26932 |
| 1 | SEENV MIN | 0.75000 | -115.05023 | -105.21509 | -27.95863 |
| 1 | SEENV MIN | 1.00000 | -115.05023 | -101.86562 | -19.90837 |
| 2 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 2 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 2 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 2 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 4.15142 |
| 2 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 10.05628 |
| 2 | SEENV MIN | 0.00000 | -115.05023 | -87.81558 | -19.90837 |
| 2 | SEENV MIN | 0.25000 | -115.05023 | -84.46611 | -13.26273 |
| 2 | SEENV MIN | 0.50000 | -115.05023 | -81.11664 | -6.91427 |
| 2 | SEENV MIN | 0.75000 | -115.05023 | -77.76717 | -0.82623 |
| 2 | SEENV MIN | 1.00000 | -115.05023 | -76.21497 | 0.00000 |
| 3 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 10.05628 |
| 3 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 13.87303 |
| 3 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 17.73149 |
| 3 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 21.63166 |
| 3 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 25.57354 |
| 3 | SEENV MIN | 0.00000 | -115.05023 | -60.60251 | 0.00000 |
| 3 | SEENV MIN | 0.25000 | -115.05023 | -57.25304 | 0.00000 |
| 3 | SEENV MIN | 0.50000 | -115.05023 | -53.90357 | 0.00000 |
| 3 | SEENV MIN | 0.75000 | -115.05023 | -50.55410 | 0.00000 |
| 3 | SEENV MIN | 1.00000 | -115.05023 | -50.96769 | 0.00000 |
| 4 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 25.57354 |
| 4 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 27.44539 |
| 4 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 29.35895 |
| 4 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 31.31422 |
| 4 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 33.31120 |
| 4 | SEENV MIN | 0.00000 | -115.05023 | -33.60052 | 0.00000 |
| 4 | SEENV MIN | 0.25000 | -115.05023 | -30.25105 | 0.00000 |
| 4 | SEENV MIN | 0.50000 | -115.05023 | -26.90158 | 0.00000 |
| 4 | SEENV MIN | 0.75000 | -115.05023 | -25.41641 | 0.00000 |
| 4 | SEENV MIN | 1.00000 | -115.05023 | -25.95288 | 0.00000 |
| 5 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 1.07691 | 33.31120 |
| 5 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.53871 | 33.24823 |
| 5 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00073 | 33.22724 |
| 5 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 3.36097 | 33.24823 |
| 5 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 6.72121 | 33.31120 |
| 5 | SEENV MIN | 0.00000 | -115.05023 | -6.72048 | 0.00000 |
| 5 | SEENV MIN | 0.25000 | -115.05023 | -3.36024 | 0.00000 |
| 5 | SEENV MIN | 0.50000 | -115.05023 | 0.00000 | 0.00000 |
| 5 | SEENV MIN | 0.75000 | -115.05023 | -0.53820 | 0.00000 |
| 5 | SEENV MIN | 1.00000 | -115.05023 | -1.07640 | 0.00000 |
| 6 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 25.95288 | 33.31120 |
| 6 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 25.41641 | 31.31422 |
| 6 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 26.90158 | 29.35895 |
| 6 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 30.25105 | 27.44539 |
| 6 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 33.60052 | 25.57354 |
| 6 | SEENV MIN | 0.00000 | -115.05023 | 0.00000 | 0.00000 |
| 6 | SEENV MIN | 0.25000 | -115.05023 | 0.00000 | 0.00000 |
| 6 | SEENV MIN | 0.50000 | -115.05023 | 0.00000 | 0.00000 |
| 6 | SEENV MIN | 0.75000 | -115.05023 | 0.00000 | 0.00000 |
| 6 | SEENV MIN | 1.00000 | -115.05023 | 0.00000 | 0.00000 |
| 7 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 50.96769 | 25.57354 |
| 7 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 50.55410 | 21.63166 |
| 7 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 53.90357 | 17.73149 |
| 7 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 57.25304 | 13.87303 |
| 7 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 60.60251 | 10.05628 |
| 7 | SEENV MIN | 0.00000 | -115.05023 | 0.00000 | 0.00000 |
| 7 | SEENV MIN | 0.25000 | -115.05023 | 0.00000 | 0.00000 |
| 7 | SEENV MIN | 0.50000 | -115.05023 | 0.00000 | 0.00000 |
| 7 | SEENV MIN | 0.75000 | -115.05023 | 0.00000 | 0.00000 |
| 7 | SEENV MIN | 1.00000 | -115.05023 | 0.00000 | 0.00000 |
| 8 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 76.21497 | 10.05628 |
| 8 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 77.76717 | 4.15142 |
| 8 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 81.11664 | 0.00000 |
| 8 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 84.46611 | 0.00000 |
| 8 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 87.81558 | 0.00000 |
| 8 | SEENV MIN | 0.00000 | -115.05023 | 0.00000 | 0.00000 |
| 8 | SEENV MIN | 0.25000 | -115.05023 | 0.00000 | -0.82743 |
| 8 | SEENV MIN | 0.50000 | -115.05023 | 0.00000 | -6.91557 |
| 8 | SEENV MIN | 0.75000 | -115.05023 | 0.00000 | -13.26413 |
| 8 | SEENV MIN | 1.00000 | -115.05023 | 0.00000 | -19.90837 |
| 9 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 101.86562 | 0.00000 |
| 9 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 105.21509 | 0.00000 |
| 9 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 108.56456 | 0.00000 |
| 9 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 111.91403 | 0.00000 |
| 9 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 115.26350 | 0.00000 |
| 9 | SEENV MIN | 0.00000 | -115.05023 | 0.00000 | -19.90837 |
| 9 | SEENV MIN | 0.25000 | -115.05023 | 0.00000 | -27.95863 |
| 9 | SEENV MIN | 0.50000 | -115.05023 | 0.00000 | -36.26932 |
| 9 | SEENV MIN | 0.75000 | -115.05023 | 0.00000 | -44.84042 |
| 9 | SEENV MIN | 1.00000 | -115.05023 | 0.00000 | -53.67195 |
| 10 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 10 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 10 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 10 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 10 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 10 | SEENV MIN | 0.00000 | -129.22000 | -115.05023 | -53.67195 |
| 10 | SEENV MIN | 0.25000 | -128.68353 | -107.73321 | -45.01182 |
| 10 | SEENV MIN | 0.50000 | -128.14705 | -100.50569 | -36.91711 |
| 10 | SEENV MIN | 0.75000 | -127.61058 | -93.36766 | -29.38087 |
| 10 | SEENV MIN | 1.00000 | -127.07410 | -86.31911 | -22.39612 |
| 11 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 11 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 11 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 11 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 11 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.47394 |
| 11 | SEENV MIN | 0.00000 | -127.07410 | -86.31911 | -22.39612 |
| 11 | SEENV MIN | 0.25000 | -126.53763 | -79.36007 | -16.97905 |
| 11 | SEENV MIN | 0.50000 | -126.00115 | -72.49054 | -12.64331 |
| 11 | SEENV MIN | 0.75000 | -125.46468 | -65.71051 | -8.69456 |
| 11 | SEENV MIN | 1.00000 | -124.92820 | -59.02000 | -5.12832 |
| 12 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.47394 |
| 12 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 4.78640 |
| 12 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 8.58912 |
| 12 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 11.88904 |
| 12 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 14.69313 |
| 12 | SEENV MIN | 0.00000 | -124.92820 | -59.02000 | -5.12832 |
| 12 | SEENV MIN | 0.25000 | -124.39173 | -52.41899 | -1.94015 |
| 12 | SEENV MIN | 0.50000 | -123.85525 | -45.90746 | 0.00000 |
| 12 | SEENV MIN | 0.75000 | -123.31878 | -39.48543 | 0.00000 |
| 12 | SEENV MIN | 1.00000 | -122.78230 | -33.15289 | 0.00000 |
| 13 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 14.69313 |
| 13 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 17.01372 |
| 13 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 18.85239 |
| 13 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 20.21611 |
| 13 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 21.11182 |
| 13 | SEENV MIN | 0.00000 | -122.78230 | -33.15289 | 0.00000 |
| 13 | SEENV MIN | 0.25000 | -122.24583 | -26.90984 | 0.00000 |
| 13 | SEENV MIN | 0.50000 | -121.70935 | -20.75631 | 0.00000 |
| 13 | SEENV MIN | 0.75000 | -121.17288 | -14.69229 | 0.00000 |
| 13 | SEENV MIN | 1.00000 | -120.63640 | -8.71777 | 0.00000 |
| 14 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 21.11182 |
| 14 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 21.55305 |
| 14 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 3.10184 | 21.53728 |
| 14 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 8.82622 | 21.07150 |
| 14 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 14.46082 | 20.16272 |
| 14 | SEENV MIN | 0.00000 | -120.63640 | -8.71777 | 0.00000 |
| 14 | SEENV MIN | 0.25000 | -120.09820 | -2.81384 | 0.00000 |
| 14 | SEENV MIN | 0.50000 | -119.56000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 14 | SEENV MIN | 0.75000 | -119.02180 | 0.00000 | 0.00000 |
| 14 | SEENV MIN | 1.00000 | -118.48360 | 0.00000 | 0.00000 |
| 15 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 14.38854 | 20.16272 |
| 15 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 19.91560 | 18.82857 |
| 15 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 25.35316 | 17.06817 |
| 15 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 30.70123 | 14.88847 |
| 15 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 35.95981 | 12.29645 |
| 15 | SEENV MIN | 0.00000 | -118.48360 | 0.00000 | 0.00000 |
| 15 | SEENV MIN | 0.25000 | -117.94713 | 0.00000 | 0.00000 |
| 15 | SEENV MIN | 0.50000 | -117.41065 | 0.00000 | 0.00000 |
| 15 | SEENV MIN | 0.75000 | -116.87418 | 0.00000 | 0.00000 |
| 15 | SEENV MIN | 1.00000 | -116.33770 | 0.00000 | 0.00000 |
| 16 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 35.93058 | 12.29645 |
| 16 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 41.09966 | 9.30372 |
| 16 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 46.17924 | 5.91259 |
| 16 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 51.16930 | 2.12999 |
| 16 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 56.06985 | 0.00000 |
| 16 | SEENV MIN | 0.00000 | -116.33770 | 0.00000 | 0.00000 |
| 16 | SEENV MIN | 0.25000 | -115.80123 | 0.00000 | 0.00000 |
| 16 | SEENV MIN | 0.50000 | -115.26475 | 0.00000 | -1.29173 |
| 16 | SEENV MIN | 0.75000 | -114.72828 | 0.00000 | -4.14898 |
| 16 | SEENV MIN | 1.00000 | -114.19180 | 0.00000 | -7.29940 |
| 17 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 56.06985 | 0.00000 |
| 17 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 60.88089 | 0.00000 |
| 17 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 65.60243 | 0.00000 |
| 17 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 70.23445 | 0.00000 |
| 17 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 74.77697 | 0.00000 |
| 17 | SEENV MIN | 0.00000 | -114.19180 | 0.00000 | -7.29940 |

| FRAME | LOAD | DIST | P | V2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|
| 17 | SEENV MIN | 0.25000 | -113.65533 | 0.00000 | -10.73855 |
| 17 | SEENV MIN | 0.50000 | -113.11885 | 0.00000 | -14.46194 |
| 17 | SEENV MIN | 0.75000 | -112.58238 | 0.00000 | -18.46512 |
| 17 | SEENV MIN | 1.00000 | -112.04590 | 0.00000 | -22.74362 |
| 18 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 74.77697 | 0.00000 |
| 18 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 79.22998 | 0.00000 |
| 18 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 83.59351 | 0.00000 |
| 18 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 87.86754 | 0.00000 |
| 18 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 92.05208 | 0.00000 |
| 18 | SEENV MIN | 0.00000 | -112.04590 | 0.00000 | -22.74362 |
| 18 | SEENV MIN | 0.25000 | -111.50943 | 0.00000 | -28.55265 |
| 18 | SEENV MIN | 0.50000 | -110.97295 | 0.00000 | -34.88300 |
| 18 | SEENV MIN | 0.75000 | -110.43648 | 0.00000 | -41.54913 |
| 18 | SEENV MIN | 1.00000 | -109.90000 | 0.00000 | -48.54408 |
| 19 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 19 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 19 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 19 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 19 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 19 | SEENV MIN | 0.00000 | -92.05208 | -109.90000 | -48.54408 |
| 19 | SEENV MIN | 0.25000 | -92.05208 | -103.79663 | -40.23662 |
| 19 | SEENV MIN | 0.50000 | -92.05208 | -97.69325 | -32.40370 |
| 19 | SEENV MIN | 0.75000 | -92.05208 | -91.58988 | -25.04532 |
| 19 | SEENV MIN | 1.00000 | -92.05208 | -85.48650 | -18.18210 |
| 20 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 20 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 20 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 20 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 4.68332 |
| 20 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 9.56739 |
| 20 | SEENV MIN | 0.00000 | -92.05208 | -85.48650 | -18.18210 |
| 20 | SEENV MIN | 0.25000 | -92.05208 | -79.38313 | -11.81525 |
| 20 | SEENV MIN | 0.50000 | -92.05208 | -73.27975 | -5.92294 |
| 20 | SEENV MIN | 0.75000 | -92.05208 | -67.17638 | -0.50517 |
| 20 | SEENV MIN | 1.00000 | -92.05208 | -61.07300 | 0.00000 |
| 21 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 9.56739 |
| 21 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 13.98660 |
| 21 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 17.94095 |
| 21 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 21.43043 |
| 21 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 24.45504 |
| 21 | SEENV MIN | 0.00000 | -92.05208 | -61.07300 | 0.00000 |
| 21 | SEENV MIN | 0.25000 | -92.05208 | -54.96963 | 0.00000 |
| 21 | SEENV MIN | 0.50000 | -92.05208 | -48.86625 | 0.00000 |
| 21 | SEENV MIN | 0.75000 | -92.05208 | -42.76288 | 0.00000 |
| 21 | SEENV MIN | 1.00000 | -92.05208 | -36.65950 | 0.00000 |
| 22 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 24.45504 |
| 22 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 27.01479 |
| 22 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 29.10967 |
| 22 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 30.73969 |
| 22 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 31.90484 |
| 22 | SEENV MIN | 0.00000 | -92.05208 | -36.65950 | 0.00000 |
| 22 | SEENV MIN | 0.25000 | -92.05208 | -30.55613 | 0.00000 |
| 22 | SEENV MIN | 0.50000 | -92.05208 | -24.45275 | 0.00000 |
| 22 | SEENV MIN | 0.75000 | -92.05208 | -18.34938 | 0.00000 |
| 22 | SEENV MIN | 1.00000 | -92.05208 | -12.24600 | 0.00000 |
| 23 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 31.90484 |
| 23 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 32.60663 |
| 23 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00033 | 32.84056 |
| 23 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 6.12333 | 32.60663 |
| 23 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 12.24633 | 31.90484 |
| 23 | SEENV MIN | 0.00000 | -92.05208 | -12.24600 | 0.00000 |
| 23 | SEENV MIN | 0.25000 | -92.05208 | -6.12300 | 0.00000 |
| 23 | SEENV MIN | 0.50000 | -92.05208 | 0.00000 | 0.00000 |
| 23 | SEENV MIN | 0.75000 | -92.05208 | 0.00000 | 0.00000 |
| 23 | SEENV MIN | 1.00000 | -92.05208 | 0.00000 | 0.00000 |
| 24 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 12.24600 | 31.90484 |
| 24 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 18.34938 | 30.73969 |
| 24 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 24.45275 | 29.10967 |
| 24 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 30.55613 | 27.01479 |
| 24 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 36.65950 | 24.45504 |
| 24 | SEENV MIN | 0.00000 | -92.05208 | 0.00000 | 0.00000 |
| 24 | SEENV MIN | 0.25000 | -92.05208 | 0.00000 | 0.00000 |
| 24 | SEENV MIN | 0.50000 | -92.05208 | 0.00000 | 0.00000 |
| 24 | SEENV MIN | 0.75000 | -92.05208 | 0.00000 | 0.00000 |
| 24 | SEENV MIN | 1.00000 | -92.05208 | 0.00000 | 0.00000 |
| 25 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 36.65950 | 24.45504 |
| 25 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 42.76287 | 21.43043 |
| 25 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 48.86625 | 17.94095 |
| 25 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 54.96962 | 13.98660 |
| 25 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 61.07300 | 9.56739 |
| 25 | SEENV MIN | 0.00000 | -92.05208 | 0.00000 | 0.00000 |
| 25 | SEENV MIN | 0.25000 | -92.05208 | 0.00000 | 0.00000 |
| 25 | SEENV MIN | 0.50000 | -92.05208 | 0.00000 | 0.00000 |
| 25 | SEENV MIN | 0.75000 | -92.05208 | 0.00000 | 0.00000 |
| 25 | SEENV MIN | 1.00000 | -92.05208 | 0.00000 | 0.00000 |
| 26 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 61.07300 | 9.56739 |
| 26 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 67.17638 | 4.68332 |
| 26 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 73.27975 | 0.00000 |
| 26 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 79.38313 | 0.00000 |
| 26 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 85.48650 | 0.00000 |

| FRAME | LOAD | DIST | P | V2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|
| 26 | SEENV MIN | 0.00000 | -92.05208 | 0.00000 | 0.00000 |
| 26 | SEENV MIN | 0.25000 | -92.05208 | 0.00000 | -0.50571 |
| 26 | SEENV MIN | 0.50000 | -92.05208 | 0.00000 | -5.92353 |
| 26 | SEENV MIN | 0.75000 | -92.05208 | 0.00000 | -11.81588 |
| 26 | SEENV MIN | 1.00000 | -92.05208 | 0.00000 | -18.18277 |
| 27 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 85.48650 | 0.00000 |
| 27 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 91.58988 | 0.00000 |
| 27 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 97.69325 | 0.00000 |
| 27 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 103.79663 | 0.00000 |
| 27 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 109.90000 | 0.00000 |
| 27 | SEENV MIN | 0.00000 | -92.05208 | 0.00000 | -18.18277 |
| 27 | SEENV MIN | 0.25000 | -92.05208 | 0.00000 | -25.04532 |
| 27 | SEENV MIN | 0.50000 | -92.05208 | 0.00000 | -32.40370 |
| 27 | SEENV MIN | 0.75000 | -92.05208 | 0.00000 | -40.23662 |
| 27 | SEENV MIN | 1.00000 | -92.05208 | 0.00000 | -48.54408 |
| 28 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 28 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 28 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 28 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 28 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 28 | SEENV MIN | 0.00000 | -109.90000 | -92.05208 | -48.54408 |
| 28 | SEENV MIN | 0.25000 | -110.43648 | -87.86754 | -41.54913 |
| 28 | SEENV MIN | 0.50000 | -110.97295 | -83.59350 | -34.88300 |
| 28 | SEENV MIN | 0.75000 | -111.50943 | -79.22998 | -28.55265 |
| 28 | SEENV MIN | 1.00000 | -112.04590 | -74.77696 | -22.74362 |
| 29 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 29 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 29 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 29 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 29 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 29 | SEENV MIN | 0.00000 | -112.04590 | -74.77697 | -22.74362 |
| 29 | SEENV MIN | 0.25000 | -112.58238 | -70.23445 | -18.46512 |
| 29 | SEENV MIN | 0.50000 | -113.11885 | -65.60243 | -14.46194 |
| 29 | SEENV MIN | 0.75000 | -113.65533 | -60.88089 | -10.73855 |
| 29 | SEENV MIN | 1.00000 | -114.19180 | -56.06985 | -7.29940 |
| 30 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 30 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 2.12926 |
| 30 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 5.91187 |
| 30 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 9.30303 |
| 30 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 12.29577 |
| 30 | SEENV MIN | 0.00000 | -114.19180 | -56.06985 | -7.29940 |
| 30 | SEENV MIN | 0.25000 | -114.72828 | -51.16930 | -4.14898 |
| 30 | SEENV MIN | 0.50000 | -115.26475 | -46.17924 | -1.29173 |
| 30 | SEENV MIN | 0.75000 | -115.80123 | -41.09966 | 0.00000 |
| 30 | SEENV MIN | 1.00000 | -116.33770 | -35.93058 | 0.00000 |
| 31 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 12.29577 |
| 31 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 14.88782 |
| 31 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 17.06755 |
| 31 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 18.82798 |
| 31 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 20.16216 |
| 31 | SEENV MIN | 0.00000 | -116.33770 | -35.96018 | 0.00000 |
| 31 | SEENV MIN | 0.25000 | -116.87418 | -30.70159 | 0.00000 |
| 31 | SEENV MIN | 0.50000 | -117.41065 | -25.35352 | 0.00000 |
| 31 | SEENV MIN | 0.75000 | -117.94713 | -19.91596 | 0.00000 |
| 31 | SEENV MIN | 1.00000 | -118.48360 | -14.38891 | 0.00000 |
| 32 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 20.16216 |
| 32 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 21.07098 |
| 32 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 21.53680 |
| 32 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 2.81384 | 21.55262 |
| 32 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 8.71777 | 21.11143 |
| 32 | SEENV MIN | 0.00000 | -118.48360 | -14.46138 | 0.00000 |
| 32 | SEENV MIN | 0.25000 | -119.02180 | -8.82678 | 0.00000 |
| 32 | SEENV MIN | 0.50000 | -119.56000 | -3.10240 | 0.00000 |
| 32 | SEENV MIN | 0.75000 | -120.09820 | 0.00000 | 0.00000 |
| 32 | SEENV MIN | 1.00000 | -120.63640 | 0.00000 | 0.00000 |
| 33 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 8.71777 | 21.11143 |
| 33 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 14.69229 | 20.21578 |
| 33 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 20.75631 | 18.85213 |
| 33 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 26.90984 | 17.01353 |
| 33 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 33.15289 | 14.69301 |
| 33 | SEENV MIN | 0.00000 | -120.63640 | 0.00000 | 0.00000 |
| 33 | SEENV MIN | 0.25000 | -121.17288 | 0.00000 | 0.00000 |
| 33 | SEENV MIN | 0.50000 | -121.70935 | 0.00000 | 0.00000 |
| 33 | SEENV MIN | 0.75000 | -122.24583 | 0.00000 | 0.00000 |
| 33 | SEENV MIN | 1.00000 | -122.78230 | 0.00000 | 0.00000 |
| 34 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 33.15289 | 14.69301 |
| 34 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 39.48543 | 11.88902 |
| 34 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 45.90746 | 8.58920 |
| 34 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 52.41899 | 4.78659 |
| 34 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 59.02000 | 0.47423 |
| 34 | SEENV MIN | 0.00000 | -122.78230 | 0.00000 | 0.00000 |
| 34 | SEENV MIN | 0.25000 | -123.31878 | 0.00000 | 0.00000 |
| 34 | SEENV MIN | 0.50000 | -123.85525 | 0.00000 | 0.00000 |
| 34 | SEENV MIN | 0.75000 | -124.39173 | 0.00000 | -1.94015 |
| 34 | SEENV MIN | 1.00000 | -124.92820 | 0.00000 | -5.12832 |
| 35 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 59.02000 | 0.47423 |
| 35 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 65.71052 | 0.00000 |
| 35 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 72.49054 | 0.00000 |
| 35 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 79.36007 | 0.00000 |

| FRAME | LOAD | DIST | P | V2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|
| 35 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 86.31912 | 0.00000 |
| 35 | SEENV MIN | 0.00000 | -124.92820 | 0.00000 | -5.12832 |
| 35 | SEENV MIN | 0.25000 | -125.46468 | 0.00000 | -8.69456 |
| 35 | SEENV MIN | 0.50000 | -126.00115 | 0.00000 | -12.64331 |
| 35 | SEENV MIN | 0.75000 | -126.53763 | 0.00000 | -16.97905 |
| 35 | SEENV MIN | 1.00000 | -127.07410 | 0.00000 | -22.39612 |
| 36 | SEENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 86.31912 | 0.00000 |
| 36 | SEENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 93.36766 | 0.00000 |
| 36 | SEENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 100.50569 | 0.00000 |
| 36 | SEENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 107.73321 | 0.00000 |
| 36 | SEENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 115.05023 | 0.00000 |
| 36 | SEENV MIN | 0.00000 | -127.07410 | 0.00000 | -22.39612 |
| 36 | SEENV MIN | 0.25000 | -127.61058 | 0.00000 | -29.38087 |
| 36 | SEENV MIN | 0.50000 | -128.14705 | 0.00000 | -36.91711 |
| 36 | SEENV MIN | 0.75000 | -128.68353 | 0.00000 | -45.01182 |
| 36 | SEENV MIN | 1.00000 | -129.22000 | 0.00000 | -53.67195 |

# 17. OUTPUT DATA (붕괴방지수준)

1) 계수하중

F R A M E  E L E M E N T  F O R C E S

| FRAME | LOAD | DIST | P | V2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 1 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 1 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 1 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 1 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 1.89284 |
| 1 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -110.07960 | -108.23817 | -70.85598 |
| 1 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -108.72014 | -104.88870 | -62.57070 |
| 1 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -107.36068 | -101.53923 | -54.54584 |
| 1 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -106.00122 | -98.18976 | -46.78140 |
| 1 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -104.64176 | -94.84029 | -39.27738 |
| 2 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 1.89284 |
| 2 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 4.31620 |
| 2 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 6.78126 |
| 2 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 9.28804 |
| 2 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 11.83653 |
| 2 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -103.17614 | -86.02533 | -39.27738 |
| 2 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -101.81669 | -82.67586 | -32.71913 |
| 2 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -100.45723 | -79.32639 | -26.42130 |
| 2 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -99.09777 | -75.97692 | -20.38389 |
| 2 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -97.73831 | -72.62745 | -14.60691 |
| 3 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 11.83653 |
| 3 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 13.33203 |
| 3 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 14.86925 |
| 3 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 16.93625 |
| 3 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 19.11867 |
| 3 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -96.30360 | -64.96649 | -14.60691 |
| 3 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -94.94414 | -61.61702 | -9.68597 |
| 3 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -93.58468 | -58.26755 | -5.02546 |
| 3 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -92.22523 | -54.91808 | -0.62537 |
| 3 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -90.86577 | -51.56861 | 0.00000 |
| 4 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 19.11867 |
| 4 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 20.75983 |
| 4 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 22.14055 |
| 4 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 23.26086 |
| 4 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 24.12075 |
| 4 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -89.45985 | -45.59483 | 0.00000 |
| 4 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -88.10040 | -42.24536 | 0.00000 |
| 4 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -86.74094 | -38.89589 | 0.00000 |
| 4 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -85.38148 | -35.54642 | 0.00000 |
| 4 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -84.02202 | -32.19695 | 0.00000 |
| 5 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 1.07640 | 24.12075 |
| 5 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.53820 | 24.51390 |
| 5 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 24.64495 |
| 5 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 3.36024 | 24.51390 |
| 5 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 6.72048 | 24.12075 |
| 5 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -82.64280 | -27.75078 | 0.00000 |
| 5 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -81.27897 | -24.39054 | 0.00000 |
| 5 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -79.91514 | -21.03030 | 0.00000 |
| 5 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -78.55131 | -20.63923 | 0.00000 |
| 5 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -77.18748 | -21.17743 | 0.00000 |
| 6 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 10.68550 | 24.12075 |
| 6 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 12.73437 | 23.26086 |
| 6 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 16.08384 | 23.32702 |
| 6 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 19.43331 | 23.51341 |
| 6 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 22.78278 | 23.54093 |
| 6 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -75.83292 | -10.77130 | 0.00000 |
| 6 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -74.47346 | -9.43579 | 0.00000 |
| 6 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -73.11400 | -9.97226 | 0.00000 |
| 6 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -71.75455 | -10.50874 | 0.00000 |
| 6 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -70.39509 | -11.04521 | 0.00000 |
| 7 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 26.39498 | 23.54093 |
| 7 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 29.74445 | 23.47248 |
| 7 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 33.09392 | 23.44573 |
| 7 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 36.44339 | 23.46070 |
| 7 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 39.79286 | 23.51738 |
| 7 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -69.06303 | 0.00000 | 0.00000 |
| 7 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -67.70357 | 0.00000 | 0.00000 |
| 7 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -66.34411 | -0.04488 | 0.00000 |
| 7 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -64.98465 | -0.58136 | 0.00000 |
| 7 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -63.62519 | -1.11783 | 0.00000 |
| 8 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 45.10815 | 23.51738 |
| 8 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 48.45762 | 22.60394 |
| 8 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 51.80709 | 21.73221 |
| 8 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 55.15656 | 20.90219 |
| 8 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 58.50603 | 20.11388 |
| 8 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -62.31355 | 0.00000 | 0.00000 |
| 8 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -60.95409 | 0.00000 | 0.00000 |
| 8 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -59.59463 | 0.00000 | 0.00000 |
| 8 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -58.23517 | 0.00000 | -2.88311 |
| 8 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -56.87571 | 0.00000 | -7.28556 |
| 9 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 65.88681 | 20.11388 |
| 9 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.65547 | 69.23628 | 18.22136 |
| 9 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 2.01493 | 72.58575 | 16.37058 |
| 9 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 3.37439 | 75.93522 | 14.57314 |
| 9 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 4.73385 | 79.28469 | 12.84074 |
| 9 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -55.58240 | 0.00000 | -7.28556 |
| 9 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -55.34216 | 0.00000 | -12.53845 |
| 9 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -55.34216 | 0.00000 | -18.05178 |
| 9 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -55.34216 | 0.00000 | -23.82554 |
| 9 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -55.34216 | 0.00000 | -29.85971 |
| 10 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 7.03967 | 12.84074 |
| 10 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 6.85483 | 12.29940 |
| 10 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 6.48613 | 11.77958 |
| 10 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 5.93357 | 11.29558 |
| 10 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 5.19715 | 10.87575 |
| 10 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -88.31372 | -55.34216 | -29.85971 |
| 10 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -87.77725 | -51.60014 | -25.70271 |
| 10 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -87.24077 | -47.91738 | -21.83435 |
| 10 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -86.70430 | -44.29389 | -18.25002 |
| 10 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -86.16782 | -40.72967 | -14.94512 |
| 11 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 10.51606 | 10.87575 |
| 11 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 9.59908 | 10.10250 |
| 11 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 8.50482 | 10.64065 |
| 11 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 7.23330 | 12.34796 |
| 11 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 5.78451 | 13.90003 |
| 11 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -89.25906 | -40.34840 | -14.94512 |
| 11 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -88.72259 | -36.84344 | -11.94467 |
| 11 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -88.18611 | -33.39775 | -9.50492 |
| 11 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -87.64964 | -30.01132 | -9.10511 |
| 11 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -87.11316 | -26.68415 | -8.70530 |
| 12 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 14.49036 | 13.90003 |
| 12 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 12.87010 | 14.71503 |
| 12 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 11.08417 | 15.41066 |
| 12 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 9.13258 | 16.00443 |
| 12 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 7.01532 | 16.51381 |
| 12 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -90.23153 | -26.24129 | -8.70530 |
| 12 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -89.69506 | -22.97339 | -8.51179 |
| 12 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -89.15858 | -19.76475 | -8.31828 |
| 12 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -88.62211 | -16.61538 | -8.12478 |
| 12 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -88.08563 | -13.52527 | -7.93127 |
| 13 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 19.44487 | 16.51381 |
| 13 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 17.16607 | 16.15164 |
| 13 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 14.72987 | 15.73943 |
| 13 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 12.13627 | 15.29402 |
| 13 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 9.38526 | 14.83224 |
| 13 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -91.23144 | -13.17356 | -7.93127 |
| 13 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -90.69496 | -10.14272 | -8.00721 |
| 13 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -90.15849 | -7.17114 | -8.08315 |
| 13 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -89.62201 | -4.25883 | -8.15909 |
| 13 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -89.08554 | -1.40578 | -8.23503 |
| 14 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 25.75584 | 14.83224 |
| 14 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 22.84306 | 13.30689 |
| 14 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 19.78236 | 11.79820 |
| 14 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 18.64161 | 10.32235 |
| 14 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 17.90953 | 8.89552 |
| 14 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -92.25908 | -1.08367 | -8.23503 |
| 14 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -91.72088 | 0.00000 | -8.62136 |
| 14 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -91.18268 | 0.00000 | -9.00769 |
| 14 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -90.64448 | 0.00000 | -9.39402 |
| 14 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -90.10628 | 0.00000 | -9.78035 |
| 15 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 35.39339 | 8.89552 |
| 15 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 34.46189 | 6.17862 |
| 15 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 33.33359 | 3.54180 |
| 15 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 32.00849 | 1.00035 |
| 15 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 30.48658 | 0.00000 |
| 15 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -93.30797 | 0.00000 | -9.78035 |
| 15 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -92.77150 | 0.00000 | -10.48998 |
| 15 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -92.23502 | 0.00000 | -11.19960 |
| 15 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -92.06832 | 0.00000 | -12.34657 |
| 15 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -92.65300 | 0.00000 | -13.95413 |
| 16 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 52.16729 | 0.00000 |
| 16 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 50.45355 | 0.00000 |
| 16 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 48.55293 | 0.00000 |
| 16 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 46.46544 | 0.00000 |
| 16 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 44.19108 | 0.00000 |
| 16 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -95.50384 | 0.00000 | -13.95413 |
| 16 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -96.08852 | 0.00000 | -17.11425 |
| 16 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -96.67320 | 0.00000 | -19.95580 |
| 16 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -97.25788 | 0.00000 | -22.46887 |
| 16 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -97.84256 | 0.00000 | -24.64353 |
| 17 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 70.01652 | 0.00000 |
| 17 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 67.56025 | 0.00000 |
| 17 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 64.92704 | 0.00000 |
| 17 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 62.11689 | 0.00000 |

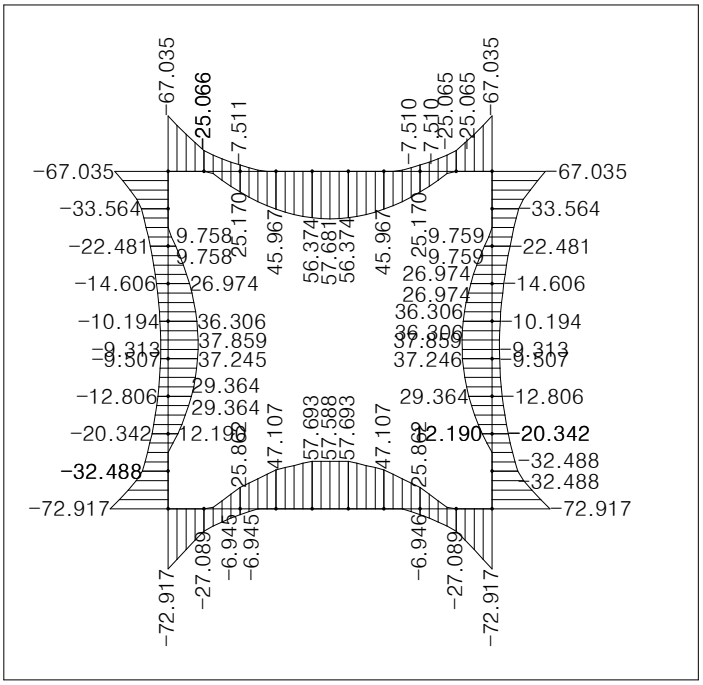
| FRAME | LOAD | DIST | P | V2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|
| 17 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 59.12980 | 0.00000 |
| 17 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -100.72314 | 0.00000 | -24.64353 |
| 17 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -101.30782 | 0.00000 | -28.57336 |
| 17 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -101.89250 | 0.00000 | -32.14571 |
| 17 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -102.47718 | 0.00000 | -35.35143 |
| 17 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -103.06186 | 0.00000 | -38.18137 |
| 18 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 88.46922 | 0.00000 |
| 18 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 85.30933 | 0.00000 |
| 18 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 81.98079 | 0.00000 |
| 18 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 78.48358 | 0.00000 |
| 18 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 74.81772 | 0.00000 |
| 18 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -105.97379 | 0.00000 | -38.18137 |
| 18 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -106.55847 | 0.00000 | -43.40447 |
| 18 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -107.14315 | 0.00000 | -49.90892 |
| 18 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -107.72783 | 0.00000 | -56.14801 |
| 18 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -108.31251 | 0.00000 | -62.10864 |
| 19 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 19 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 19 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 19 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 19 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 19 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -105.70492 | -108.31251 | -62.10864 |
| 19 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -103.05372 | -103.06438 | -53.89137 |
| 19 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -100.40252 | -97.81626 | -46.08213 |
| 19 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -97.75132 | -92.56813 | -38.68097 |
| 19 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -95.10013 | -87.32001 | -31.68793 |
| 20 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 20 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 3.30448 |
| 20 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 8.28675 |
| 20 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 12.87065 |
| 20 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 17.05618 |
| 20 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -105.61393 | -87.32001 | -31.68793 |
| 20 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -102.96273 | -82.07188 | -25.10292 |
| 20 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -100.31153 | -76.82376 | -18.92595 |
| 20 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -97.66034 | -71.57563 | -13.15702 |
| 20 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -95.00914 | -66.32751 | -7.79613 |
| 21 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 17.05618 |
| 21 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 20.84331 |
| 21 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 24.23208 |
| 21 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 27.22247 |
| 21 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 29.81450 |
| 21 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -105.55381 | -66.32751 | -7.79613 |
| 21 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -102.90261 | -61.07938 | -2.84326 |
| 21 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -100.25141 | -55.84231 | 0.00000 |
| 21 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -97.60021 | -50.71858 | 0.00000 |
| 21 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -94.94902 | -45.59486 | 0.00000 |
| 22 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 29.81450 |
| 22 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 32.00813 |
| 22 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 33.80338 |
| 22 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 35.20027 |
| 22 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 36.19879 |
| 22 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -105.52453 | -45.59426 | 0.00000 |
| 22 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -102.87333 | -40.47054 | 0.00000 |
| 22 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -100.22214 | -35.34681 | 0.00000 |
| 22 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -97.57094 | -30.22309 | 0.00000 |
| 22 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -94.91974 | -25.09936 | 0.00000 |
| 23 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 36.19879 |
| 23 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 36.80019 |
| 23 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 37.00066 |
| 23 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 5.26500 | 36.80019 |
| 23 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 10.53000 | 36.19879 |
| 23 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -105.52609 | -25.09873 | 0.00000 |
| 23 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -102.86637 | -19.95853 | 0.00000 |
| 23 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -100.20665 | -14.81833 | 0.00000 |
| 23 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -97.54693 | -9.67813 | 0.00000 |
| 23 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -94.88720 | -4.53793 | 0.00000 |
| 24 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 10.53026 | 36.19879 |
| 24 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 15.77839 | 35.20027 |
| 24 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 21.02651 | 33.80338 |
| 24 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 26.27464 | 32.00813 |
| 24 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 31.52276 | 30.41064 |
| 24 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -105.52449 | -4.59173 | 0.00000 |
| 24 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -102.87329 | 0.00000 | 0.00000 |
| 24 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -100.22209 | 0.00000 | 0.00000 |
| 24 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -97.57089 | 0.00000 | 0.00000 |
| 24 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -94.91970 | 0.00000 | 0.00000 |
| 25 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 31.52301 | 30.41064 |
| 25 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 36.77114 | 28.97071 |
| 25 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 42.01926 | 27.13240 |
| 25 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 47.26739 | 24.89573 |
| 25 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 52.51551 | 22.26068 |
| 25 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -105.58782 | 0.00000 | 0.00000 |
| 25 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -102.93662 | 0.00000 | 0.00000 |
| 25 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -100.28542 | 0.00000 | 0.00000 |
| 25 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -97.63422 | 0.00000 | 0.00000 |
| 25 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -94.98303 | 0.00000 | 0.00000 |
| 26 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 52.51573 | 22.26068 |
| 26 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 57.76386 | 19.22723 |
| 26 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 63.01198 | 15.79540 |
| 26 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 68.26011 | 11.96521 |
| 26 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 73.50823 | 7.73665 |
| 26 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -105.68200 | 0.00000 | 0.00000 |
| 26 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -103.03081 | 0.00000 | 0.00000 |
| 26 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -100.37961 | 0.00000 | 0.00000 |
| 26 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -97.72841 | 0.00000 | -2.85392 |
| 26 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -95.07722 | 0.00000 | -8.35733 |
| 27 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 73.50842 | 7.73665 |
| 27 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 78.75654 | 3.10977 |
| 27 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 84.00467 | 0.00000 |
| 27 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 89.25279 | 0.00000 |
| 27 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 94.50092 | 0.00000 |
| 27 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -105.80708 | 0.00000 | -8.35733 |
| 27 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -103.15588 | 0.00000 | -14.27663 |
| 27 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -100.50468 | 0.00000 | -20.60397 |
| 27 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -97.85349 | 0.00000 | -27.33935 |
| 27 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -95.20229 | 0.00000 | -34.48278 |
| 28 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 28 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 28 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 28 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 28 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 1.84510 |
| 28 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -94.50107 | -95.20201 | -34.48278 |
| 28 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -95.03754 | -88.20049 | -30.92427 |
| 28 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -95.57402 | -81.24911 | -27.49775 |
| 28 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -96.11049 | -74.34785 | -24.20781 |
| 28 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -96.64697 | -67.49673 | -21.82296 |
| 29 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 1.84510 |
| 29 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 6.82833 |
| 29 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 11.28538 |
| 29 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 15.22079 |
| 29 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 18.63909 |
| 29 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -93.35913 | -67.49635 | -21.82296 |
| 29 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -93.89560 | -60.69949 | -20.54248 |
| 29 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -94.43208 | -53.96105 | -19.26200 |
| 29 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -94.96855 | -47.28101 | -17.98152 |
| 29 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -95.50503 | -40.65938 | -16.70104 |
| 30 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 18.63909 |
| 30 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 0.00000 | 21.54493 |
| 30 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 0.00000 | 23.94352 |
| 30 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 0.00000 | 25.84017 |
| 30 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 27.24021 |
| 30 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -92.24624 | -40.65893 | -16.70104 |
| 30 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -92.78272 | -34.10067 | -15.68049 |
| 30 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -93.31919 | -27.61077 | -14.65995 |
| 30 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -93.85567 | -23.24790 | -13.63940 |
| 30 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -94.45054 | -20.92816 | -12.61886 |
| 31 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 27.24021 |
| 31 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 3.52150 | 28.14903 |
| 31 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 7.28487 | 28.57263 |
| 31 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 10.91071 | 28.51709 |
| 31 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 14.39900 | 27.98850 |
| 31 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -91.42779 | -20.16132 | -12.61886 |
| 31 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -93.08542 | -17.78231 | -11.90923 |
| 31 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -94.74305 | -15.34404 | -11.19960 |
| 31 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -96.40068 | -12.84651 | -10.48998 |
| 31 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -98.05831 | -10.28971 | -9.78035 |
| 32 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 14.39892 | 27.98850 |
| 32 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 17.75547 | 26.98909 |
| 32 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 21.68865 | 25.52661 |
| 32 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 27.49269 | 23.60796 |
| 32 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 33.20824 | 21.24005 |
| 32 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -95.06471 | -9.79079 | -9.78035 |
| 32 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -96.72767 | -7.16632 | -9.39402 |
| 32 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -98.39063 | -4.95294 | -9.00769 |
| 32 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -100.05359 | -4.95294 | -8.62136 |
| 32 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -101.71655 | -4.95294 | -8.23503 |
| 33 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 33.20878 | 21.24005 |
| 33 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 38.81283 | 18.43957 |
| 33 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 44.31875 | 15.20720 |
| 33 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 49.72652 | 11.55055 |
| 33 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 55.03616 | 7.47727 |
| 33 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -98.75333 | -0.97673 | -8.23503 |
| 33 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -100.41096 | -0.97673 | -8.15909 |
| 33 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -102.06859 | -0.97673 | -8.08315 |
| 33 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -103.72622 | -0.97673 | -8.00721 |
| 33 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -105.38385 | -0.97673 | -7.93127 |
| 34 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 55.03666 | 7.47727 |
| 34 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 60.24403 | 2.99504 |
| 34 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 65.34499 | 0.00000 |
| 34 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 70.33955 | 0.00000 |
| 34 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 75.22771 | 0.00000 |
| 34 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -102.45203 | 0.00000 | -7.93127 |
| 34 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -104.10966 | 0.00000 | -9.51464 |
| 34 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -105.76729 | 0.00000 | -12.63269 |
| 34 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -107.42492 | 0.00000 | -15.89604 |
| 34 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -109.08255 | 0.00000 | -19.29180 |
| 35 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 75.22815 | 0.00000 |
| 35 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 80.00411 | 0.00000 |

| FRAME | LOAD | DIST | P | V2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|
| 35 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 84.66207 | 0.00000 |
| 35 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 89.20201 | 0.00000 |
| 35 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 93.62396 | 0.00000 |
| 35 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -106.18328 | 0.00000 | -19.29180 |
| 35 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -107.84091 | 0.00000 | -22.80693 |
| 35 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -109.49854 | 0.00000 | -26.42782 |
| 35 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -111.15617 | 0.00000 | -32.02049 |
| 35 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -112.81380 | 0.00000 | -39.12849 |
| 36 | EX1ENV MAX | 0.00000 | 0.00000 | 93.62432 | 0.00000 |
| 36 | EX1ENV MAX | 0.25000 | 0.00000 | 97.92496 | 0.00000 |
| 36 | EX1ENV MAX | 0.50000 | 0.00000 | 102.10101 | 0.00000 |
| 36 | EX1ENV MAX | 0.75000 | 0.00000 | 106.15247 | 0.00000 |
| 36 | EX1ENV MAX | 1.00000 | 0.00000 | 110.07933 | 0.00000 |
| 36 | EX1ENV MIN | 0.00000 | -109.94821 | 0.00000 | -39.12849 |
| 36 | EX1ENV MIN | 0.25000 | -111.60584 | 0.00000 | -46.57569 |
| 36 | EX1ENV MIN | 0.50000 | -113.26347 | 0.00000 | -54.35250 |
| 36 | EX1ENV MIN | 0.75000 | -114.92110 | 0.00000 | -62.44917 |
| 36 | EX1ENV MIN | 1.00000 | -116.57873 | 0.00000 | -70.85598 |

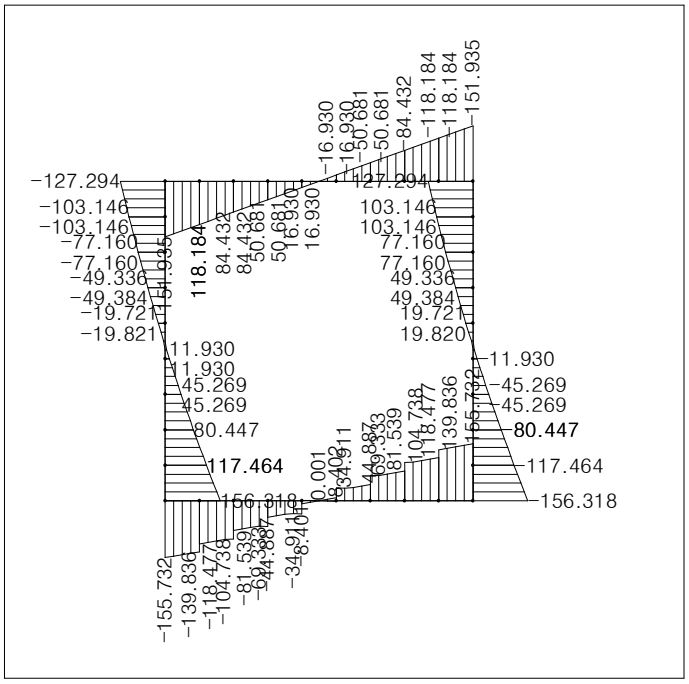
# 18. 단면력정리

## 18.1 극한한계상태

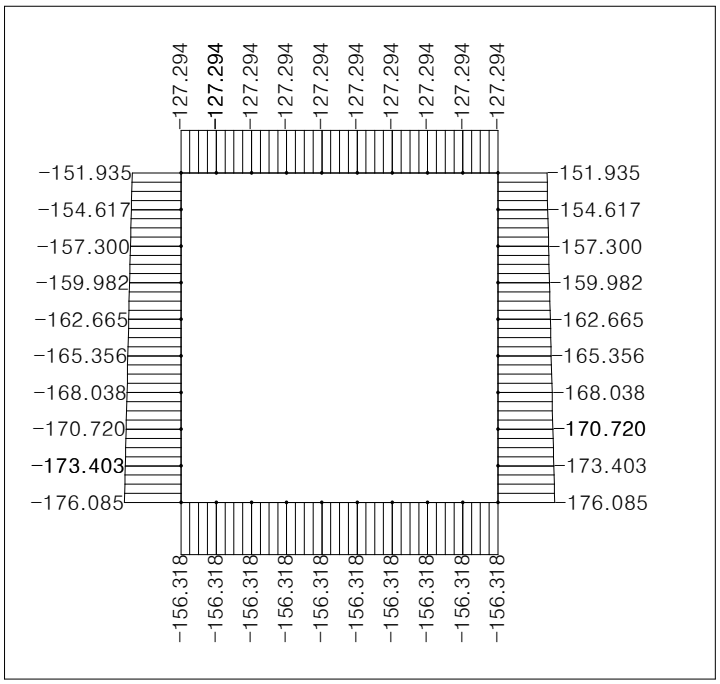
**1) 최대 휨 모멘트도(B.M.D - 단위 : kN.m)**




**2) 최대 전단력도(S.F.D - 단위 : kN)**



**3) 최대 축력도(A.F.D) - 단위 : kN**

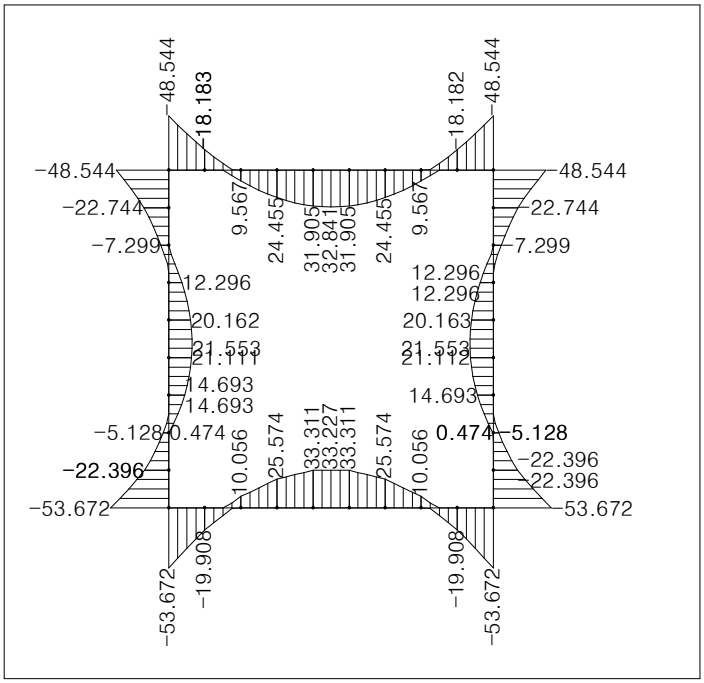



**4) 단면력 정리**

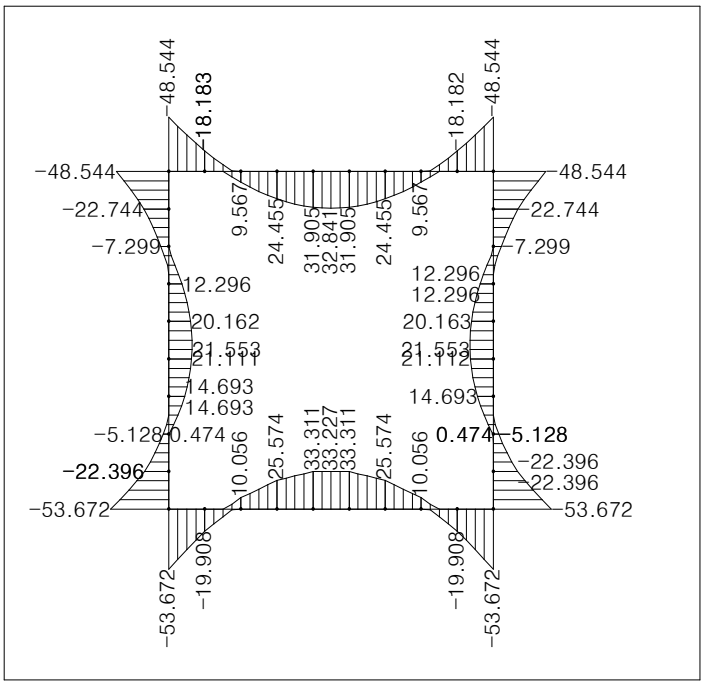
| 구분 | 위 치 | 모멘트 | 전단력 | 축력 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 좌측 | 67.03 | 109.63 | 127.29 | 1000.0 | 366.7 | |
| | 중앙부 | 57.68 | 0.00 | 127.29 | 1000.0 | 300.0 | |
| 하부 슬래브 | 좌측 | 72.92 | 114.23 | 156.32 | 1000.0 | 300.0 | |
| | 중앙부 | 57.69 | 35.58 | 156.32 | 1000.0 | 300.0 | |
| 좌측 벽체 | 상부 | 67.03 | 96.73 | 151.94 | 1000.0 | 366.7 | |
| | 중앙부 | 37.86 | 4.25 | 164.01 | 1000.0 | 300.0 | |
| | 하부 | 72.92 | 107.90 | 176.09 | 1000.0 | 300.0 | |

## 18.2 사용한계상태

**1) 균열 판정 - SEENV(B.M.D - 단위 : kN.m)**




**2) 균열 검토 - SE1ENV(B.M.D - 단위 : kN.m)**

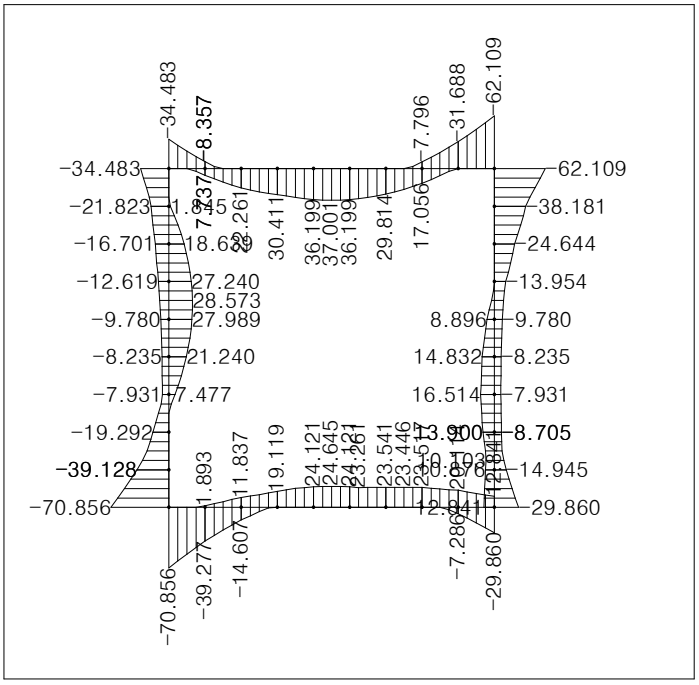


**4) 단면력 정리**

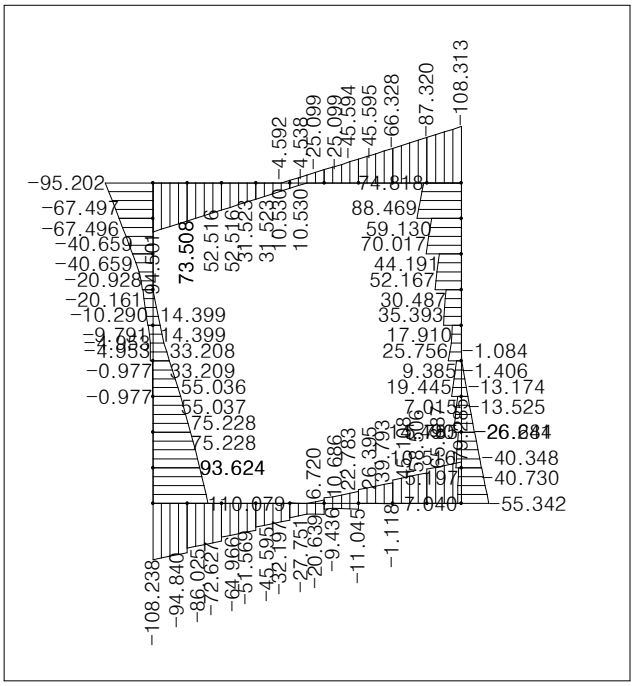
| 구분 | 위 치 | 균열판정 | 균열검토 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | kN.m | kN.m | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 좌측 | 48.54 | 48.54 | 1000.0 | 366.7 | |
| | 중앙부 | 32.84 | 32.84 | 1000.0 | 300.0 | |
| 하부 슬래브 | 좌측 | 53.67 | 53.67 | 1000.0 | 300.0 | |
| | 중앙부 | 33.31 | 33.31 | 1000.0 | 300.0 | |
| 좌측 벽체 | 상부 | 48.54 | 48.54 | 1000.0 | 366.7 | |
| | 중앙부 | 21.54 | 21.54 | 1000.0 | 300.0 | |
| | 하부 | 53.67 | 53.67 | 1000.0 | 300.0 | |

## 18.3 지진시(붕괴방지수준)

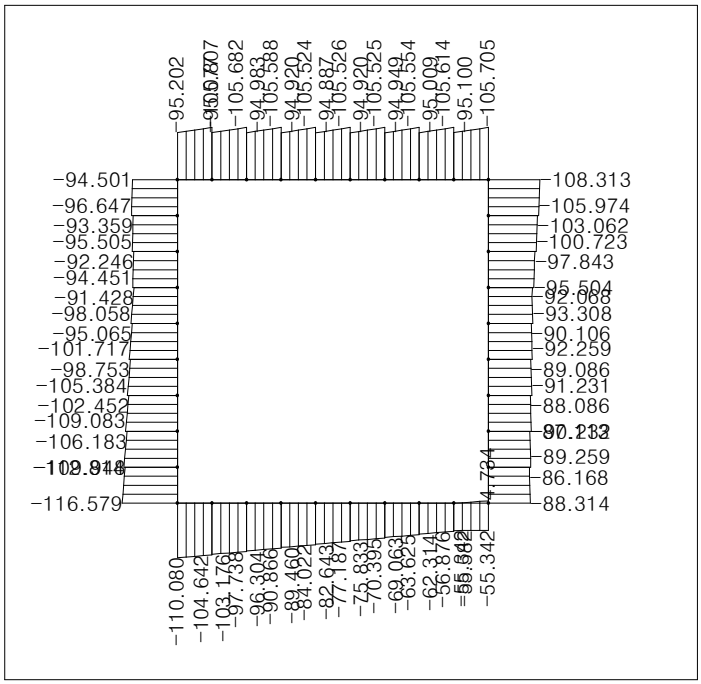
**1) 최대 휨 모멘트도(B.M.D - 단위 : kN.m)**




**2) 최대 전단력도(S.F.D - 단위 : kN)**



**3) 최대 축력도(A.F.D) - 단위 : kN**




**4) 단면력 정리**

| 구분 | 위 치 | 모멘트 | 전단력 | 축력 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | kN.m | kN | kN | mm | mm | |
| 상부 슬래브 | 좌측 | 34.48 | 68.19 | 95.20 | 1000.0 | 366.7 | |
| | 중앙부 | 37.00 | 14.82 | 100.21 | 1000.0 | 300.0 | |
| 하부 슬래브 | 좌측 | 70.86 | 82.63 | 110.08 | 1000.0 | 300.0 | |
| | 중앙부 | 24.12 | 32.20 | 84.02 | 1000.0 | 300.0 | |
| 좌측 벽체 | 상부 | 34.48 | 60.60 | 94.50 | 1000.0 | 366.7 | |
| | 중앙부 | 25.53 | 21.69 | 98.39 | 1000.0 | 300.0 | |
| | 하부 | 70.86 | 89.14 | 116.58 | 1000.0 | 300.0 | |

## 18.4 단면력 비교

**1) 하중수정 계수 ηi집계표**

| 하중조합 | ηD | ηR | ηI | 하중수정계수 ηi | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 최대 | 표준 | 최소 |
| 극한한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| 극단상황한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| 사용한계상태 I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |

**2) 극한한계상태**

| 구분 | 위 치 | | 모멘트 | | 전단력 | | 적용 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 2D | 3D | 2D | 3D | 모멘트 | 전단력 |
| 상부 슬래브 | 1경간 | 좌측 | -67.04 | - | 109.63 | - | -67.04 | 109.63 |
| | | 중앙부 | 57.68 | - | 0.00 | - | 57.68 | 0.00 |
| 하부 슬래브 | 1경간 | 좌측 | -72.92 | - | 114.23 | - | -72.92 | 114.23 |
| | | 중앙부 | 57.69 | - | 35.58 | - | 57.69 | 35.58 |
| 좌측 벽체 | 1층 | 상부 | -67.04 | - | 96.73 | - | -67.04 | 96.73 |
| | | 중앙부 | 37.86 | - | 4.25 | - | 37.86 | 4.25 |
| | | 하부 | -72.92 | - | 107.90 | - | -72.92 | 107.90 |

**3) 극단상황한계상태**

| 구분 | 위 치 | | 모멘트 | 전단력 | 적용 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 붕괴 | 붕괴 | 모멘트 | 전단력 |
| 상부 슬래브 | 1경간 | 좌측 | -34.48 | 68.19 | -34.48 | 68.19 |
| | | 중앙부 | 37.00 | 14.82 | 37.00 | 14.82 |
| 하부 슬래브 | 1경간 | 좌측 | -70.86 | 82.63 | -70.86 | 82.63 |
| | | 중앙부 | 24.12 | 32.20 | 24.12 | 32.20 |
| 좌측 벽체 | 1층 | 상부 | -34.48 | 60.60 | -34.48 | 60.60 |
| | | 중앙부 | 25.53 | 21.69 | 25.53 | 21.69 |
| | | 하부 | -70.86 | 89.14 | -70.86 | 89.14 |

**4) 사용한계상태**

| 구분 | 위 치 | | 모멘트(균열판정) | | 모멘트(균열검토) | | 적용 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 2D | 3D | 2D | 3D | 균열판정 | 균열검토 |
| 상부 슬래브 | 1경간 | 좌측 | -48.54 | - | -48.54 | - | -48.54 | -48.54 |
| | | 중앙부 | 32.84 | - | 32.84 | - | 32.84 | 32.84 |
| 하부 슬래브 | 1경간 | 좌측 | -53.67 | - | -53.67 | - | -53.67 | -53.67 |
| | | 중앙부 | 33.31 | - | 33.31 | - | 33.31 | 33.31 |
| 좌측 벽체 | 1층 | 상부 | -48.54 | - | -48.54 | - | -48.54 | -48.54 |
| | | 중앙부 | 21.54 | - | 21.54 | - | 21.54 | 21.54 |
| | | 하부 | -53.67 | - | -53.67 | - | -53.67 | -53.67 |

## 19. 단면검토 및 GFRP보근량 산정

### 19.1 GFRP보근량 검토

#### 19.1.1 상부슬래브 단부(극한한계상태)

##### 19.1.1.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 366.7 | 60.0 | 306.7 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 29,750 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fb}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 661.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.004132 | 0.007192 |

| $\rho_f$ 전단검토시 |
|---|
| 0.005279 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 67.035 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 48.544 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 48.544 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 109.625 |

$f_{fb} = (0.05\, r_b / d_a + 0.3)\, f_{fu} = ( 0.05 \times 164 / 12.7 + 0.3 ) \times 700.0 = 661.0$ Mpa

- 수축 온도 보강근 변수

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 850.0 | 0.70 | 595.0 | 50.0 | 50,000 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ 200 | = | 633.5 mm² ( 5.0 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ 200 | = | 633.5 mm² ( 5.0 ea ) |
| | | | Σ = | 1267.0 mm² ( 10.0 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 10 | @ 120 | = | 594.4 mm² ( 8.3 ea ) |
| 배면부 : | F 10 | @ 120 | = | 594.4 mm² ( 8.3 ea ) |
| | | Σ | = | 1188.8 mm² ( 16.7 ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

  $\rho_{f,ts} = \text{MAX} ( 0.0018 \times \frac{414\ E_s}{f_{fu}\ E_f} , 0.0014 ) = 0.0050$ 단, 0.0036이하

  $\therefore \rho_{f,ts} = \text{MIN} ( 0.0050 , 0.0036 ) = 0.0036$

  $A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H = 1080.0$ mm²

  배력보강근 $A_{fs}$ = 1188.8 mm² > $A_{ts}$ = 1080.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

  max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 53.5 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

  $s$ = 100 mm > $s_{min}$ = max(db, 4da/3, 25mm) = 33.3 mm ∴ O.K

  $s_{fs}$ = 120 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

**19.1.1.2 휨강도 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 895.9$ MPa

$\varepsilon_{fb} = 895.9 / 55000 = 0.01629$

$\varepsilon_{fu} = 661.0 / 55000 = 0.01202$

$\varepsilon_{fb} = 0.01629 \geq 0.01202 \ (\varepsilon_{fu})$ ≒ **GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{fb} = 661.0 / 55000 = 0.01202$

$\varepsilon_{fu} = 661.0 / 55000 = 0.01202$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01202 = 0.00961$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ($\varepsilon_{fb} = \varepsilon_{fu}$)

1.55 - 0.01202 / 0.01202 = 0.55 ($0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{fb} < \varepsilon_{fu}$)

0.75 ($\varepsilon_{fb} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$)

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left[\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \leq f_{fu}$$

$= 661.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 245.043$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 28.151$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 245.043$

$= 134.774$ kN·m ≥ $M_u = 67.035$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$4.039\ A_f^2 - 111489.3\ A_f + 67035000 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 615.0$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 661.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 236.309$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 61.259$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 236.309$

$= 129.970$ kN·m ≥ $M_u = 67.035$ kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1 E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{55371178140}{84732345.37} = 653.5 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

$A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4/3 = 871.3$ mm²

$A_{f,min2} = 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e = 1070.4$ mm²

$A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu} = 1006.8$ mm²

$= 871.3$ mm²

**$A_{s,use} = 1{,}267.0$ mm² ≥ $A_{s,min} = 871.3$ mm² [ 1.45 ] ∴ O.K**

**19.1.1.3 전단강도 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u$ = 109.625 kN * 전단에 대한 검토 (d = 240.0 mm)

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 90.871 kN

$\Phi_{(전단)}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.849

$k_{(전단)} = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.130 [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.130 ) = 0.160 [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

c = k × d = 38.4 mm

∴ $\Phi V_c$ = 0.75 × 90.871 = 68.153 kN < $V_u$ = 109.625 kN **∴ 전단보강 필요**

$f_{fb} = (0.05\, r_b / d_b + 0.3)\, f_{fu}$ ( 0.05 × 39 / 12.7 + 0.3 ) × 700.0 = 317.5 Mpa

$f_{fv} = 0.004\, E_f$ = 0.004 × 55,000 = 220.0 MPa ≤ $f_{fb}$

$A_{vf,use}$ = 316.750 mm² ( F 13 - 2.5 EA ) ∴ O.K

s = 120.000 mm ≤ 120.000 mm (d/2, 600mm) ∴ O.K [KDS 24 50 05 : 2024. 6.3]

$V_f$ = 316.750 × 220.0 × 240.000 / 120.0 = 139.370 kN

$A_{fv,min} = 0.35\, b_w\, s / f_{fv}$ = 0.35 × 1000.0 × 120.0 / 220.0 = 190.909 mm²

$\Phi V_n$ = 0.75 × ( 90.871 + 139.370 ) = 172.681 kN ≥ 109.625 kN **∴ O.K**

**19.1.1.4 사용한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15 \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \le 0.92 \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

= 207.0 mm ≤ 272.0 mm → 조건 만족

= 206.8 mm > $S_{used}$ = 100.0 mm **∴ O.K**

여기서, $f_{fs} = n_f\, d\, (1-k)\, M_s / I_{cr}$ = 130.00 MPa

$M_s = M_{s1}$ = 49 kN-m (사용한계상태 하중조합-I)

$C_b$ = 1.00 (부착 감소계수)

w = 0.70 mm (허용균열폭)

$C_c$ = 53.5 mm (피복두께, mm)

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.116 [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

c = k × d = 35.6 mm

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3} k^3 + n_f \cdot A_s \cdot d^2 (1-k)^2 = 187{,}148{,}822 \text{ mm}^4$$

- 피복두께($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \beta} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 130.00 \times 1.22} = 121.4 \text{ mm}$$

여기서, $\beta = (h - kd) / (d - kd)$ = 1.22

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 60.0 mm < 121.4 mm **∴ O.K**

**19.1.1.5 크리프파괴 한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 48.544 kN-m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{f,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d\,(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

$= 130.000$ MPa $\le$ $= 198.301$ MPa ∴ **O.K**

**19.1.1.6 GFRP보강근의 정착길이 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 8]

(1) 직선보강근의 정착길이 산정 [KDS 24 50 05 : 2024. 8.1.2]

- 인장 정착길이 산정

$$\ell_d = \max\left[\frac{\alpha \dfrac{f_{fr}}{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}} - 340}{13.6 + C/d_b} d_b,\ 20d_b\right] = 300.0 \text{ mm}$$

여기서, 위치수정계수 $\alpha$ = 1.0

보강근의 공칭직경 $d_b$ = 12.70 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 50.0 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fr}$ = MIN ( $f_f$ , $f_{fe}$ ) = 365.3 MPa

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$$f_{fe} = \frac{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\alpha}\left(13.6\frac{\ell_e}{d_b} + \frac{C}{d_b}\frac{\ell_e}{d_b} + 340\right) \le f_{fu}$$

$= 365.3$ MPa

- 정착길이 보정계수 [KDS 24 50 05 : 2024. 8.1.4.4]

$$\text{보정계수 (r)} = \frac{\text{소요 } A_f}{\text{배근 } A_f} = \frac{653.5}{1{,}267.0} = 0.516$$

- GFRP 보강근의 정착길이 검토

$\ell_{d,req}$ = 300.0 × 0.516 = 154.7 mm < $\ell_{d,Used}$ = 300.0 mm ∴ **O.K**

(2) 온도 · 수축 보강근의 이음길이 산정

- 정착길이 산정

$$\ell_d = \max\left[\frac{\alpha \dfrac{f_{fr}}{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}} - 340}{13.6 + C/d_b} d_b,\ 20d_b\right] = 190.6 \text{ mm}$$

여기서, 위치수정계수 $\alpha$ = 1.0

$d_b$ = 9.53 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 60.000 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fr}$ = $0.006E_f$ = 330.0 MPa

- 온도 수축 보강근의 작용응력은 0.006 $E_f$의 인장응력을 분담하도록 정착 및 이음길이를 산정하여야 한다. (ACI 440. 11-22 24.4.3.4 규정을 준수하여 적용)

- 이음길이의 산정

$\ell_o$ = MAX ( 300mm, 1.3 $\ell_d$ ) = 300.0 mm < $\ell_{o,Used}$ = 300.0 mm ∴ **O.K**

### 19.1.2 상부슬래브 단부(극단상황한계상태)

#### 19.1.2.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 366.7 | 60.0 | 306.7 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 29,750 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fb}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 661.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.004132 | 0.007192 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극단 | 34.483 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극단전단 | 68.185 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 | mm² ( | 5.0 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 | mm² ( | 5.0 ea ) |
| | | | | Σ = | 1267.0 | mm² ( | 10.0 ea ) |

#### 19.1.2.2 휨강도 검토

[KDS 24 50 05 : 2024, 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 895.9$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 895.9 / 55000 = 0.01629$

$\varepsilon_{fu} = 661.0 / 55000 = 0.01202$

$\varepsilon_{ft} = 0.01629 \ge 0.01202 \ (\varepsilon_{fu})$ ☜ **GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 661.0 / 55000 = 0.01202$

$\varepsilon_{fu} = 661.0 / 55000 = 0.01202$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01202 = 0.00961$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 - 0.01202 / 0.01202 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 661.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 245.043$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 28.151$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 245.043$

$= 134.774$ kN·m ≥ $M_u = 34.483$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$$4.039\ A_f^2 - 111489.3\ A_f + 34483000 = 0$$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req}$ = 312.8 mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(3)]

$f_f = f_{fu}$ = 661.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2)$ = 236.309 kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d$ = 61.259 mm

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 236.309

= 129.970 kN·m ≥ $M_u$ = 34.483 kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\ f_{fu}\ d\,(E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\ \beta_1\ E_f\ \varepsilon_{cu})} = \frac{28483095932}{84732345.37} = 336.2 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.4]

| | | |
|---|---|---|
| $A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4 / 3$ | = | 448.3 mm² |
| $A_{f,min2} = 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | = | 1070.4 mm² |
| $A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | = | 1006.8 mm² |
| | = | 448.3 mm² |

**$A_{s,use}$ = 1,267.0 mm² ≥ $A_{s,min}$ = 448.3 mm² [ 2.83 ] ∴ O.K**

**19.1.2.3 전단강도 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 6.2.1]

$V_u$ = 68.185 kN * 전단에 대한 검토 (d = 240.0 mm)

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 90.871 kN

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.849

$k_{(전단)} = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.000 [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.000 ) = 0.160 [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

c = k × d = 38.4 mm

∴ $\Phi V_c$ = 0.75 × 90.871 = 68.153 kN < $V_u$ = 68.185 kN **전단보강 필요**

$f_{fb} = (0.05\ r_b / d_a + 0.3)\ f_{fu}$ ( 0.05 × 39 / 12.7 + 0.3 ) × 700.0 = 317.5 Mpa

$f_{fv} = 0.004\ E_f$ = 0.004 × 55,000 = 220.0 MPa ≤ $f_{fb}$

$A_{vf_use}$ = 316.750 mm² ( F 13 - 2.5 EA ) ∴ O.K

s = 120.000 mm ≤ 120.000 mm (d/2, 600mm) ∴ O.K [KDS 24 50 05 : 2024, 6.3]

$V_f$ = 316.750 × 220.0 × 240.000 / 120.0 = 139.370 kN

$A_{fv_min} = 0.35\ b_w\ s / f_{fv}$ = 0.35 × 1000.0 × 120.0 / 220.0 = 190.909 mm²

$\Phi V_n$ = 0.75 × ( 90.871 + 139.370 ) = 172.681 kN ≥ 68.185 kN ∴ **O.K**

### 19.1.3 상부슬래브 중앙부(극한한계상태)

#### 19.1.3.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 300.0 | 60.0 | 240.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 29,750 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.005279 | 0.006486 |

| $\rho_f$ 전단검토시 |
|---|
| 0.005279 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 57.681 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 32.841 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 32.841 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 0.000 |

- 수축 온도 보강근 변수

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 850.0 | 0.70 | 595.0 | 50.0 | 50,000 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 mm² ( | 5.0 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 mm² ( | 5.0 ea ) |
| | | | Σ | = | 1267.0 mm² ( | 10.0 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 10 | @ | 120 | = | 594.4 mm² ( | 8.3 ea ) |
| 배면부 : | F 10 | @ | 120 | = | 594.4 mm² ( | 8.3 ea ) |
| | | | Σ | = | 1188.8 mm² ( | 16.7 ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

$$\rho_{f,ts} = \text{MAX}\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \times \frac{E_s}{E_f},\ 0.0014\right) = 0.0050 \quad \text{단, 0.0036이하}$$

$$\therefore\ \rho_{f,ts} = \text{MIN}(0.0050,\ 0.0036) = 0.0036$$

$A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 1080.0 mm²

배력보강근 $A_{fs}$ = 1188.8 mm² > $A_{ts}$ = 1080.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

max ( 1.5$d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 53.5 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

$s$ = 100 mm > $s_{min}$ = max(db, 4da/3, 25mm) = 33.3 mm ∴ O.K

$s_{fs}$ = 120 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

#### 19.1.3.2 휨강도 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left(\frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{4}\right)^2 + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}}\right] - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}$$

$$= 783.9 \text{ MPa}$$

$\varepsilon_{fs}$ = 783.9 / 55000 = 0.01425

$\varepsilon_{fu}$ = 700.0 / 55000 = 0.01273

$\varepsilon_{fs}$ = 0.01425 ≥ 0.01273 ( $\varepsilon_{fu}$ ) ← GFRP 보강근 인장파열 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft}$ = 700.0 / 55000 = 0.01273

$\varepsilon_{fu}$ = 700.0 / 55000 = 0.01273

0.80 $\varepsilon_{fu}$ = 0.80 × 0.01273 = 0.01018

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ft} < 0.80\ \varepsilon_{fu}$ )

∴ $\Phi_f$ = 0.55 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

= 700.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2)$ = 199.636 kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85f_{ck} \cdot b)$ = 29.812

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 199.636

= 109.800 kN·m ≥ $M_u$ = 57.681 kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

4.529 $A_f^2$ - 92400.0 $A_f$ + 57681000 = 0

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req}$ = 644.6 mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(3)]

$f_f = f_{fu}$ = 700.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2)$ = 196.615 kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d$ = 45.78 mm

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 196.615

= 108.138 kN·m ≥ $M_u$ = 57.681 kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\ f_{fu}\ d\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\ \beta_1\ E_f\ \varepsilon_{cu})} = \frac{49894065000}{73827600} = 675.8 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.4]

$A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4 / 3$ = 901.1 mm²

$A_{f,min2} = 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ = 791.1 mm²

$A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ = 744.0 mm²

= 791.1 mm²

**$A_{s,use}$ = 1,267.0 mm² ≥ $A_{s,min}$ = 791.1 mm² [ 1.60 ] ∴ O.K**

**19.1.3.3 전단강도 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 6.2.1]

$V_u$ = 0.000 kN * 전단에 대한 검토 생략

**19.1.3.4 사용한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 5.5]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \le 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

$= 258.0$ mm $\le 314.0$ mm → 조건 만족

$= 258.3$ mm $> S_{used} = 100.0$ mm ∴ **O.K**

여기서, $f_{fs} = n_f\, d\,(1-k)\, M_s / I_{cr} = 112.94$ MPa

$M_s = M_{s1} = 33$ kN·m (사용한계상태 하중조합-Ⅰ)

$C_b = 1.00$ (부착 감소계수)

$w = 0.70$ mm (허용균열폭)

$C_c = 53.5$ mm (피복두께, mm)

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.130$ [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

$c = k \times d = 31.2$ mm

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2(1-k)^2 = 112{,}244{,}368 \text{ mm}^4$$

- 피복두께($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \beta} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 112.94 \times 1.29} = 132.1 \text{ mm}$$

여기서, $\beta = (h - kd) / (d - kd) = 1.29$

∴ 최외측 적용 $d_c = 60.0$ mm $< 132.1$ mm ∴ **O.K**

(2) 처짐검토

- 활하중에 의한 단기처짐 검토

$\Delta_L = 3.408$ mm $< \Delta_{L,lim} = 9.333$ mm ∴ **O.K**

( 2800 / 300 )

$$M_{cr} = \frac{0.63 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot I_g}{y_t} = 55.907 \text{ kN·m} \ge 32.841 \text{ kN·m}$$

∴ **비균열단면이므로 해석결과 바로 적용**

$I_g = bh^3 / 12 = 2{,}250{,}000{,}000$ mm$^4$

$\lambda = 1.00$ (경량 콘크리트 계수)

$y_t = h / 2 = 150$ mm

**19.1.3.5 크리프파괴 한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 32.841 kN·m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d\,(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

$= 112.943$ MPa $\le = 210.000$ MPa ∴ **O.K**

**19.1.3.6 GFRP보강근의 정착길이 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 8]

(1) 직선보강근의 정착길이 산정 [KDS 24 50 05 : 2024, 8.1.2]

- 인장 정착길이 산정

$$\ell_d = \max\left[\frac{\alpha \dfrac{f_{fr}}{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}} - 340}{13.6 + C/d_b} d_b \, , \, 20d_b\right] = 300.0 \text{ mm}$$

여기서, 위치수정계수 $\alpha$ = 1.0

보강근의 공칭직경 $d_b$ = 12.70 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 50.0 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fr}$ = MIN ( $f_f$ , $f_{fe}$ ) = 365.3 MPa

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$$= 700.0 \text{ MPa}$$

$$f_{fe} = \frac{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\alpha}\left(13.6 \frac{\ell_e}{d_b} + \frac{C}{d_b}\frac{\ell_e}{d_b} + 340\right) \le f_{fu}$$

$$= 365.3 \text{ MPa}$$

- 정착길이 보정계수 [KDS 24 50 05 : 2024, 8.1.4.4]

$$\text{보정계수 ( r )} = \frac{\text{소요 } A_f}{\text{배근 } A_f} = \frac{675.8}{1{,}267.0} = 0.533$$

- GFRP 보강근의 정착길이 검토

$\ell_{d.req}$ = 300.0 × 0.533 = 160.0 mm < $\ell_{d.\,Used}$ = 300.0 mm ∴ **O.K**

(2) 온도?수축 보강근의 이음길이 산정

- 정착길이 산정

$$\ell_d = \max\left[\frac{\alpha \dfrac{f_{fr}}{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}} - 340}{13.6 + C/d_b} d_b \, , \, 20d_b\right] = 190.6 \text{ mm}$$

여기서, 위치수정계수 $\alpha$ = 1.0

$d_b$ = 9.53 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 60.000 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fr}$ = $0.006E_f$ = 330.0 MPa

- 온도 수축 보강근의 작용응력은 0.006 $E_f$의 인장응력을 분담하도록 정착 및 이음길이를 산정하여야 한다 (ACI 440. 11-22 24.4.3.4 규정을 준수하여 적용)

- 이음길이의 산정

$\ell_o$ = MAX ( 300mm, 1.3 $\ell_d$ ) = 300.0 mm < $\ell_{o,Used}$ = 300.0 mm ∴ **O.K**

### 19.1.4 상부슬래브 중앙부(극단상황한계상태)

#### 19.1.4.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 300.0 | 60.0 | 240.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 29,750 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.005279 | 0.006486 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극단 | 37.001 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극단전단 | 14.818 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

1cycle : F 13 @ 200 = 633.5 mm² ( 5.0 ea )
2cycle : F 13 @ 200 = 633.5 mm² ( 5.0 ea )
Σ = 1267.0 mm² ( 10.0 ea )

#### 19.1.4.2 휨강도 검토

[KDS 24 50 05 : 2024, 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 783.9$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 783.9 / 55000 = 0.01425$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.01425 \ge 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ☜ **GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ )
1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ )
0.75 ( $\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 199.636$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 29.812$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 199.636$

$= 109.800$ kN·m ≥ $M_u = 37.001$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$$4.529\ A_f^2 - 92400.0\ A_f + 37001000 = 0$$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req}$ = 408.6 mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(3)]

$f_f = f_{fu}$ = 700.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2)$ = 196.615 kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d$ = 45.78 mm

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 196.615

= 108.138 kN·m ≥ $M_u$ = 37.001 kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\ f_{fu}\ d\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\ \beta_1\ E_f\ \varepsilon_{cu})} = \frac{32005865000}{73827600} = 433.5 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.4]

| | | |
|---|---|---|
| $A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4 / 3$ | = | 578.0 mm² |
| $A_{f,min2} = 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | = | 791.1 mm² |
| $A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | = | 744.0 mm² |
| | = | 578.0 mm² |

**$A_{s,use}$ = 1,267.0 mm² ≥ $A_{s,min}$ = 578.0 mm² [ 2.19 ] ∴ O.K**

**19.1.4.3 전단강도 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 6.2.1]

$V_u$ = 14.818 kN * 전단에 대한 검토 (d = 240.0 mm)

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 90.871 kN

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.849

$k_{(전단)} = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.000 [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.000 ) = 0.160 [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

c = k × d = 38.4 mm

∴ $\Phi V_c$ = 0.75 × 90.871 = 68.153 kN ≥ $V_u$ = 14.818 kN **전단보강 불필요**

### 19.1.5 하부슬래브 단부(극한한계상태)

#### 19.1.5.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 300.0 | 60.0 | 240.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 29,750 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fb}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 661.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.005279 | 0.007192 |

| $\rho_f$ 전단검토시 |
|---|
| 0.005279 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 72.917 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 53.672 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 53.672 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 114.230 |

$f_{fb} = (0.05\, r_b / d_a + 0.3)\, f_{fu} = ( 0.05 \times 164 / 12.7 + 0.3 ) \times 700.0 = 661.0$ Mpa

- 수축 온도 보강근 변수

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 850.0 | 0.70 | 595.0 | 50.0 | 50,000 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 mm² | ( 5.0 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 mm² | ( 5.0 ea ) |
| | | | Σ | = | 1267.0 mm² | ( 10.0 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 10 | @ | 120 | = | 594.4 mm² | ( 8.3 ea ) |
| 배면부 : | F 10 | @ | 120 | = | 594.4 mm² | ( 8.3 ea ) |
| | | | Σ | = | 1188.8 mm² | ( 16.7 ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

$$\rho_{t,ts} = \text{MAX}\left( 0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f},\ 0.0014 \right) = 0.0050 \quad \text{단, } 0.0036\text{이하}$$

$\therefore\ \rho_{t,ts} = \text{MIN}( 0.0050,\ 0.0036 ) = 0.0036$

$A_{ts} = \rho_{t,ts} \cdot b \cdot H = 1080.0$ mm²

배력보강근 $A_{ts} = 1188.8$ mm² > $A_{ts} = 1080.0$ mm² ∴ **O.K**

  • 최소피복 검토

max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 53.5 mm ∴ **O.K**

  • 배근간격 검토

$s = 100$ mm > $s_{min}$ = max(db, 4da/3, 25mm) = 33.3 mm ∴ **O.K**

$s_{ts} = 120$ mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ **O.K**

#### 19.1.5.2 휨강도 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[ \sqrt{ \left( \frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{4} \right)^2 + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu} } - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu} \right]$$

$= 783.9$ MPa

$\varepsilon_{fu} = 783.9 / 55000 = 0.01425$

$\varepsilon_{fu}$ = 661.0 / 55000 = 0.01202

$\varepsilon_{ft}$ = 0.01425 ≥ 0.01202 ( $\varepsilon_{fu}$ ) ← GFRP 보강근 인장파열 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft}$ = 661.0 / 55000 = 0.01202

$\varepsilon_{fu}$ = 661.0 / 55000 = 0.01202

0.80 $\varepsilon_{fu}$ = 0.80 × 0.01202 = 0.00961

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 - 0.01202 / 0.01202 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

∴ $\Phi_f$ = 0.55 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

= 661.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2)$ = 189.210 kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b)$ = 28.151

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 189.210

= 104.066 kN·m ≥ $M_u$ = 72.917 kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$$4.039\, A_f^2 - 87252.5\, A_f + 72917000 = 0$$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req}$ = 870.8 mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu}$ = 661.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2)$ = 184.938 kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d$ = 47.942 mm

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 184.938

= 101.716 kN·m ≥ $M_u$ = 72.917 kN·m ← 적용 ∴ O.K

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1 E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{60229733668}{66312270.29} = 908.3 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

$A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4/3$ = 1211.1 mm²

$A_{f,min2} = 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ = 837.7 mm²

$A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ = 787.9 mm²

= 837.7 mm²

**$A_{s,use}$ = 1,267.0 mm² ≥ $A_{s,min}$ = 837.7 mm² [ 1.51 ] ∴ O.K**

**19.1.5.3 전단강도 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u$ = 114.230 kN * 전단에 대한 검토 (d = 240.0 mm)

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 90.871 kN

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c = 1.849$

$k_{(반단)} = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.130$ [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

$= MAX ( 0.160 , 0.130 ) = 0.160$ [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

$c = k \times d = 38.4$ mm

$\therefore \Phi V_c = 0.75 \times 90.871 = 68.153$ kN $< V_u = 114.230$ kN **∴ 전단보강 필요**

$f_{fb} = (0.05 r_b / d_b + 0.3) f_{fu} ( 0.05 \times 39 / 12.7 + 0.3 ) \times 700.0 = 317.5$ Mpa

$f_{fv} = 0.004 E_f = 0.004 \times 55,000 = 220.0$ MPa $\le f_{fb}$

$A_{vf,use} = 316.750$ mm² ( F 13 - 2.5 EA ) ∴ O.K

$s = 120.000$ mm $\le$ 120.000 mm (d/2, 600mm) ∴ O.K [KDS 24 50 05 : 2024, 6.3]

$V_f = 316.750 \times 220.0 \times 240.000 / 120.0 = 139.370$ kN

$A_{fv,min} = 0.35 b_w s / f_{fv} = 0.35 \times 1000.0 \times 120.0 / 220.0 = 190.909$ mm²

$\Phi V_n = 0.75 \times ( 90.871 + 139.370 ) = 172.681$ kN $\ge 114.230$ kN **∴ O.K**

### 19.1.5.4 사용한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024, 5.5]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15 \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \le 0.92 \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

$= 106.0$ mm $\le 192.0$ mm → 조건 만족

$= 106.1$ mm $> S_{used} = 100.0$ mm ∴ **O.K**

여기서, $f_{fs} = n_f d (1-k) M_s / I_{cr} = 184.58$ MPa

$M_s = M_{s1} = 54$ kN-m (사용한계상태 하중조합-I)

$C_b = 1.00$ (부착 감소계수)

$w = 0.70$ mm (허용균열폭)

$C_c = 53.5$ mm (피복두께, mm)

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.130$ [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

$c = k \times d = 31.2$ mm

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3} k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2 (1-k)^2 = 112,244,368 \text{ mm}^4$$

- 피복두께($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \beta} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 184.58 \times 1.29} = 80.8 \text{ mm}$$

여기서, $\beta = ( h - kd ) / ( d - kd ) = 1.29$

∴ 최외측 적용 $d_c = 60.0$ mm $< 80.8$ mm ∴ **O.K**

### 19.1.5.5 크리프파괴 한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 53.672 kN-m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d (1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

$= 184.582$ MPa $\le = 198.301$ MPa ∴ **O.K**

**19.1.5.6 GFRP보강근의 정착길이 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 8]

(1) 직선보강근의 정착길이 산정 [KDS 24 50 05 : 2024. 8.1.2]

- 인장 정착길이 산정

$$\ell_d = \frac{\alpha \dfrac{f_{fr}}{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}} - 340}{\max\left[\dfrac{}{13.6 + C/d_b} d_b \, , 20d_b\right]} = 300.0 \text{ mm}$$

여기서, 위치수정계수 $\alpha$ = 1.0

보강근의 공칭직경 $d_b$ = 12.70 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 50.0 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fr}$ = MIN ( $f_f$ , $f_{fe}$ ) = 365.3 MPa

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$$= 700.0 \text{ MPa}$$

$$f_{fe} = \frac{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\alpha}\left(13.6 \frac{\ell_d}{d_b} + \frac{C}{d_b}\frac{\ell_d}{d_b} + 340\right) \le f_{fu}$$

$$= 365.3 \text{ MPa}$$

- 정착길이 보정계수 [KDS 24 50 05 : 2024. 8.1.4.4]

$$\text{보정계수 (r)} = \frac{\text{소요 } A_f}{\text{배근 } A_f} = \frac{908.3}{1{,}267.0} = 0.717$$

- GFRP 보강근의 정착길이 검토

$\ell_{d,req}$ = 300.0 × 0.717 = 215.1 mm < $\ell_{d,Used}$ = 300.0 mm ∴ **O.K**

(2) 온도 · 수축 보강근의 이음길이 산정

- 정착길이 산정

$$\ell_d = \frac{\alpha \dfrac{f_{fr}}{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}} - 340}{\max\left[\dfrac{}{13.6 + C/d_b} d_b \, , 20d_b\right]} = 190.6 \text{ mm}$$

여기서, 위치수정계수 $\alpha$ = 1.0

$d_b$ = 9.53 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 60.000 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fr}$ = $0.006E_f$ = 330.0 MPa

- 온도 수축 보강근의 작용응력은 0.006 $E_f$의 인장응력을 분담하도록 정착 및 이음길이를 산정하여야 한다. (ACI 440. 11-22 24.4.3.4 규정을 준수하여 적용)
- 이음길이의 산정

$\ell_o$ = MAX ( 300mm, 1.3 $\ell_d$ ) = 300.0 mm < $\ell_{o,Used}$ = 300.0 mm ∴ **O.K**

### 19.1.6 하부슬래브 단부(극단상황한계상태)

#### 19.1.6.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 300.0 | 60.0 | 240.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 29,750 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fb}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 661.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.005279 | 0.007192 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극단 | 70.856 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극단전단 | 82.628 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 | mm² ( | 5.0 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 | mm² ( | 5.0 ea ) |
| | | | | Σ = | 1267.0 | mm² ( | 10.0 ea ) |

#### 19.1.6.2 휨강도 검토

[KDS 24 50 05 : 2024, 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 783.9$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 783.9 / 55000 = 0.01425$

$\varepsilon_{fu} = 661.0 / 55000 = 0.01202$

$\varepsilon_{ft} = 0.01425 \ge 0.01202 \ (\varepsilon_{fu})$ ☜ **GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 661.0 / 55000 = 0.01202$

$\varepsilon_{fu} = 661.0 / 55000 = 0.01202$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01202 = 0.00961$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 - 0.01202 / 0.01202 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 661.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 189.210$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 28.151$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 189.210$

$= 104.066$ kN·m ≥ $M_u = 70.856$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$$4.039\ A_f^2 - 87252.5\ A_f + 70856000 = 0$$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req}$ = 845.1 mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(3)]

$f_f = f_{fu}$ = 661.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2)$ = 184.938 kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d$ = 47.942 mm

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 184.938

= 101.716 kN·m ≥ $M_u$ = 70.856 kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\ f_{fu}\ d\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\ \beta_1\ E_f\ \varepsilon_{cu})} = \frac{58527339424}{66312270.29} = 882.6 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.4]

| | | |
|---|---|---|
| $A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4 / 3$ | = | 1176.8 mm² |
| $A_{f,min2} = 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | = | 837.7 mm² |
| $A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | = | 787.9 mm² |
| | = | 837.7 mm² |

**$A_{s,use}$ = 1,267.0 mm² ≥ $A_{s,min}$ = 837.7 mm² [ 1.51 ] ∴ O.K**

**19.1.6.3 전단강도 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 6.2.1]

$V_u$ = 82.628 kN * 전단에 대한 검토 (d = 240.0 mm)

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 90.871 kN

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.849

$k_{(전단)} = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.000 [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.000 ) = 0.160 [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

c = k × d = 38.4 mm

∴ $\Phi V_c$ = 0.75 × 90.871 = 68.153 kN < $V_u$ = 82.628 kN **전단보강 필요**

$f_{fb} = (0.05\ r_b / d_a + 0.3)\ f_{fu}$ ( 0.05 × 39 / 12.7 + 0.3 ) × 700.0 = 317.5 Mpa

$f_{fv} = 0.004\ E_f$ = 0.004 × 55,000 = 220.0 MPa ≤ $f_{fb}$

$A_{vf_use}$ = 316.750 mm² ( F 13 - 2.5 EA ) ∴ O.K

s = 120.000 mm ≤ 120.000 mm (d/2, 600mm) ∴ O.K [KDS 24 50 05 : 2024, 6.3]

$V_f$ = 316.750 × 220.0 × 240.000 / 120.0 = 139.370 kN

$A_{fv_min} = 0.35\ b_w\ s / f_{fv}$ = 0.35 × 1000.0 × 120.0 / 220.0 = 190.909 mm²

$\Phi V_n$ = 0.75 × ( 90.871 + 139.370 ) = 172.681 kN ≥ 82.628 kN ∴ **O.K**

### 19.1.7 하부슬래브 중앙부(극한한계상태)

#### 19.1.7.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 300.0 | 60.0 | 240.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 29,750 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.005279 | 0.006486 |

| $\rho_f$ 전단검토시 |
|---|
| 0.005279 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 57.693 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 33.311 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 33.311 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 35.582 |

- 수축 온도 보강근 변수

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 850.0 | 0.70 | 595.0 | 50.0 | 50,000 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ 200 | = | 633.5 mm² ( | 5.0 | ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ 200 | = | 633.5 mm² ( | 5.0 | ea ) |
| | | | Σ = | 1267.0 mm² ( | 10.0 | ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 10 | @ 120 | = | 594.4 mm² ( | 8.3 | ea ) |
| 배면부 : | F 10 | @ 120 | = | 594.4 mm² ( | 8.3 | ea ) |
| | | | Σ = | 1188.8 mm² ( | 16.7 | ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

$$\rho_{f,ts} = \text{MAX}\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \times \frac{E_s}{E_f},\ 0.0014\right) = 0.0050 \quad \text{단, } 0.0036\text{이하}$$

$$\therefore\ \rho_{f,ts} = \text{MIN}(0.0050,\ 0.0036) = 0.0036$$

$A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 1080.0 mm²

배력보강근 $A_{fs}$ = 1188.8 mm² > $A_{ts}$ = 1080.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 53.5 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

$s$ = 100 mm > $s_{min}$ = max(db, 4da/3, 25mm) = 33.3 mm ∴ O.K

$s_{fs}$ = 120 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

#### 19.1.7.2 휨강도 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left(\frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{4}\right)^2 + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}}\right] - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}$$

$= 783.9$ MPa

$\varepsilon_{fs} = 783.9 / 55000 = 0.01425$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fs} = 0.01425 \ge 0.01273\ (\varepsilon_{fu})$ ← GFRP 보강근 인장파열 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft}$ = 700.0 / 55000 = 0.01273

$\varepsilon_{fu}$ = 700.0 / 55000 = 0.01273

0.80 $\varepsilon_{fu}$ = 0.80 × 0.01273 = 0.01018

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ft} < 0.80\ \varepsilon_{fu}$ )

∴ $\Phi_f$ = 0.55 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

= 700.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2)$ = 199.636 kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85f_{ck} \cdot b)$ = 29.812

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 199.636

= 109.800 kN·m ≥ $M_u$ = 57.693 kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

4.529 $A_f^2$ - 92400.0 $A_f$ + 57693000 = 0

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req}$ = 644.8 mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(3)]

$f_f = f_{fu}$ = 700.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2)$ = 196.615 kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d$ = 45.78 mm

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 196.615

= 108.138 kN·m ≥ $M_u$ = 57.693 kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\ f_{fu}\ d\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\ \beta_1\ E_f\ \varepsilon_{cu})} = \frac{49904445000}{73827600} = 676.0 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.4]

| | | |
|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ = $A_{s,req}$ × 4 / 3 | = | 901.3 mm² |
| $A_{f,min2}$ = 0.39 $\sqrt{f_{ck}}$ / $f_{fu}$ × $b_w$ × $d_e$ | = | 791.1 mm² |
| $A_{f,min3}$ = 2.17 × $b_w$ × $d_e$ / $f_{fu}$ | = | 744.0 mm² |
| | = | 791.1 mm² |

**$A_{s,use}$ = 1,267.0 mm² ≥ $A_{s,min}$ = 791.1 mm² [ 1.60 ] ∴ O.K**

**19.1.7.3 전단강도 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 6.2.1]

$V_u$ = 35.582 kN * 전단에 대한 검토 (d = 240.0 mm)

$V_c$ = (2/5) · √$f_{ck}$ · $b_w$ · ( k · d ) = 90.871 kN

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f$ = $E_f$ / $E_c$ = 1.849

$k_{(전단)}$ = √[2$\rho_f$ · $n_f$ + ($\rho_f$ · $n_f$)$^2$] - $\rho_f$ · $n_f$ = 0.130 [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.130 ) = 0.160 [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

c = k × d = 38.4 mm

∴ $\Phi V_c$ = 0.75 × 90.871 = 68.153 kN ≥ $V_u$ = 35.582 kN **∴ 전단보강 불필요**

**19.1.7.4 사용한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 5.5]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \le 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

= 253.0 mm ≤ 309.0 mm → 조건 만족

= 252.7 mm > $S_{used}$ = 100.0 mm ∴ **O.K**

여기서, $f_{fs}$ = $n_f$ d (1-k) $M_s$ / $I_{cr}$ = 114.56 MPa

$M_s$ = $M_{s1}$ = 33 kN·m (사용한계상태 하중조합-Ⅰ)

$C_b$ = 1.00 (부착 감소계수)

w = 0.70 mm (허용균열폭)

$C_c$ = 53.5 mm (피복두께, mm)

k = √[2$\rho_f$ · $n_f$ + ($\rho_f$ · $n_f$)$^2$] - $\rho_f$ · $n_f$ = 0.130 [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

c = k × d = 31.2 mm

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2 ( 1 - k )^2 = 112,244,368 \text{ mm}^4$$

- 피복두께($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \beta} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 114.56 \times 1.29} = 130.3 \text{ mm}$$

여기서, β = ( h - kd ) / ( d - kd ) = 1.29

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 60.0 mm < 130.3 mm ∴ **O.K**

**19.1.7.5 크리프파괴 한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 33.311 kN·m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d ( 1 - k )}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

= 114.559 MPa ≤ = 210.000 MPa ∴ **O.K**

**19.1.7.6 GFRP보강근의 정착길이 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 8]

(1) 직선보강근의 정착길이 산정 [KDS 24 50 05 : 2024, 8.1.2]

- 인장 정착길이 산정

$$\ell_d = \max\left[\frac{\alpha \dfrac{f_{fr}}{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}} - 340}{13.6 + C/d_b} d_b \, , \, 20d_b\right] = 300.0 \text{ mm}$$

여기서, 위치수정계수 $\alpha$ = 1.0

보강근의 공칭직경 $d_b$ = 12.70 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 50.0 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fr}$ = MIN ( $f_f$ , $f_{fe}$ ) = 365.3 MPa

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$$= 700.0 \text{ MPa}$$

$$f_{fe} = \frac{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\alpha}\left(13.6 \frac{\ell_e}{d_b} + \frac{C}{d_b}\frac{\ell_e}{d_b} + 340\right) \le f_{fu}$$

$$= 365.3 \text{ MPa}$$

- 정착길이 보정계수 [KDS 24 50 05 : 2024, 8.1.4.4]

$$\text{보정계수 ( r )} = \frac{\text{소요 } A_f}{\text{배근 } A_f} = \frac{676.0}{1{,}267.0} = 0.534$$

- GFRP 보강근의 정착길이 검토

$\ell_{d.req}$ = 300.0 × 0.534 = 160.1 mm < $\ell_{d.\,Used}$ = 300.0 mm ∴ **O.K**

(2) 온도?수축 보강근의 이음길이 산정

- 정착길이 산정

$$\ell_d = \max\left[\frac{\alpha \dfrac{f_{fr}}{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}} - 340}{13.6 + C/d_b} d_b \, , \, 20d_b\right] = 190.6 \text{ mm}$$

여기서, 위치수정계수 $\alpha$ = 1.0

$d_b$ = 9.53 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 60.000 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fr}$ = $0.006E_f$ = 330.0 MPa

- 온도 수축 보강근의 작용응력은 0.006 $E_f$의 인장응력을 분담하도록 정착 및 이음길이를 산정하여야 한다 (ACI 440. 11-22 24.4.3.4 규정을 준수하여 적용)

- 이음길이의 산정

$\ell_o$ = MAX ( 300mm, 1.3 $\ell_d$ ) = 300.0 mm < $\ell_{o,Used}$ = 300.0 mm ∴ **O.K**

### 19.1.8 하부슬래브 중앙부(극단상황한계상태)

#### 19.1.8.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 300.0 | 60.0 | 240.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 29,750 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.005279 | 0.006486 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극단 | 24.121 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극단전단 | 32.197 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 | mm² ( | 5.0 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 | mm² ( | 5.0 ea ) |
| | | | | Σ = | 1267.0 | mm² ( | 10.0 ea ) |

#### 19.1.8.2 휨강도 검토

[KDS 24 50 05 : 2024, 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024, 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 783.9$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 783.9 / 55000 = 0.01425$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.01425 \ge 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ☜ **GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용

[KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 199.636$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 29.812$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 199.636$

$= 109.800$ kN·m ≥ $M_u = 24.121$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$$4.529\ A_f^2 - 92400.0\ A_f + 24121000 = 0$$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req}$ = 264.5 mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(3)]

$f_f = f_{fu}$ = 700.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2)$ = 196.615 kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d$ = 45.78 mm

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 196.615

= 108.138 kN·m ≥ $M_u$ = 24.121 kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\ f_{fu}\ d\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\ \beta_1\ E_f\ \varepsilon_{cu})} = \frac{20864665000}{73827600} = 282.6 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4 / 3$ | = | 376.8 mm² |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | = | 791.1 mm² |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | = | 744.0 mm² |
| | | = | 376.8 mm² |

**$A_{s,use}$ = 1,267.0 mm² ≥ $A_{s,min}$ = 376.8 mm² [ 3.36 ] ∴ O.K**

**19.1.8.3 전단강도 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 6.2.1]

$V_u$ = 32.197 kN * 전단에 대한 검토 (d = 240.0 mm)

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 90.871 kN

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.849

$k_{(전단)} = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.000 [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.000 ) = 0.160 [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

c = k × d = 38.4 mm

∴ $\Phi V_c$ = 0.75 × 90.871 = 68.153 kN ≥ $V_u$ = 32.197 kN **전단보강 불필요**

### 19.1.9 벽체 상부(극한한계상태)

#### 19.1.9.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 366.7 | 60.0 | 306.7 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 29,750 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fb}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 661.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.004132 | 0.007192 |

| $\rho_f$ 전단검토시 |
|---|
| 0.005279 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 67.035 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 48.544 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 48.544 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 96.730 |

$f_{fb} = (0.05\, r_b / d_a + 0.3)\, f_{fu} = ( 0.05 \times 164 / 12.7 + 0.3 ) \times 700.0 = 661.0$ Mpa

- 수축 온도 보강근 변수

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 850.0 | 0.70 | 595.0 | 50.0 | 50,000 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ 200 | = | 633.5 mm² | ( 5.0 | ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ 200 | = | 633.5 mm² | ( 5.0 | ea ) |
| | | Σ | = | 1267.0 mm² | ( 10.0 | ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 10 | @ 120 | = | 594.4 mm² | ( 8.3 | ea ) |
| 배면부 : | F 10 | @ 120 | = | 594.4 mm² | ( 8.3 | ea ) |
| | | Σ | = | 1188.8 mm² | ( 16.7 | ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

  $\rho_{f,ts} = MAX\left( 0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \frac{E_s}{E_f}, 0.0014 \right) = 0.0050$ 단, 0.0036이하

  $\therefore \rho_{f,ts} = MIN ( 0.0050 , 0.0036 ) = 0.0036$

  $A_{fs} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H = 1080.0$ mm²

  배력보강근 $A_{fr}$ = 1188.8 mm² > $A_{fs}$ = 1080.0 mm² ∴ **O.K**

  • 최소피복 검토

  max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 53.5 mm ∴ **O.K**

  • 배근간격 검토

  s = 100 mm > $s_{min}$ = max(db, 4da/3, 25mm) = 33.3 mm ∴ **O.K**

  $s_{fs}$ = 120 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ **O.K**

#### 19.1.9.2 휨강도 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[ \sqrt{ \left( \frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{4} \right)^2 + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu} } - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu} \right]$$

$= 895.9$ MPa

$\varepsilon_{fb} = 895.9 / 55000 = 0.01629$

$\varepsilon_{fu}$ = 661.0 / 55000 = 0.01202

$\varepsilon_{ft}$ = 0.01629 ≥ 0.01202 ( $\varepsilon_{fu}$ ) ← GFRP 보강근 인장파열 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft}$ = 661.0 / 55000 = 0.01202

$\varepsilon_{fu}$ = 661.0 / 55000 = 0.01202

0.80 $\varepsilon_{fu}$ = 0.80 × 0.01202 = 0.00961

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ )
1.55 - 0.01202 / 0.01202 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ )
0.75 ( $\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

∴ $\Phi_f$ = 0.55 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

= 661.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2)$ = 245.043 kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b)$ = 28.151

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 245.043

= 134.774 kN·m ≥ $M_u$ = 67.035 kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$$4.039\, A_f^2 - 111489.3\, A_f + 67035000 = 0$$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req}$ = 615.0 mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu}$ = 661.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2)$ = 236.309 kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d$ = 61.259 mm

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 236.309

= 129.970 kN·m ≥ $M_u$ = 67.035 kN·m ← 적용 ∴ O.K

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1 E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{55371178140}{84732345.37} = 653.5 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

$A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4/3$ = 871.3 mm²

$A_{f,min2} = 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ = 1070.4 mm²

$A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ = 1006.8 mm²

= 871.3 mm²

**$A_{s,use}$ = 1,267.0 mm² ≥ $A_{s,min}$ = 871.3 mm² [ 1.45 ] ∴ O.K**

**19.1.9.3 전단강도 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u$ = 96.730 kN * 전단에 대한 검토 (d = 240.0 mm)

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 90.871 kN

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c = 1.849$

$k_{(반단)} = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.130$ [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

$= MAX ( 0.160 , 0.130 ) = 0.160$ [ACI 440 11-22. 22.5.5.1]

$c = k \times d = 38.4$ mm

∴ $\Phi V_c = 0.75 \times 90.871 = 68.153$ kN < $V_u = 96.730$ kN ∴ **전단보강 필요**

$f_{fb} = (0.05\, r_b / d_b + 0.3)\, f_{fu} = ( 0.05 \times 39 / 12.7 + 0.3 ) \times 700.0 = 317.5$ Mpa

$f_{fv} = 0.004\, E_f = 0.004 \times 55{,}000 = 220.0$ MPa ≤ $f_{fb}$

$A_{vf,use} = 316.750$ mm² ( F 13 - 2.5 EA ) ∴ O.K

$s = 120.000$ mm ≤ 120.000 mm (d/2, 600mm) ∴ O.K [KDS 24 50 05 : 2024. 6.3]

$V_f = 316.750 \times 220.0 \times 240.000 / 120.0 = 139.370$ kN

$A_{fv,min} = 0.35\, b_w\, s / f_{fv} = 0.35 \times 1000.0 \times 120.0 / 220.0 = 190.909$ mm²

$\Phi V_n = 0.75 \times ( 90.871 + 139.370 ) = 172.681$ kN ≥ 96.730 kN ∴ **O.K**

**19.1.9.4 사용한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15 \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \le 0.92 \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

$= 207.0$ mm ≤ 272.0 mm → 조건 만족

$= 206.8$ mm > $S_{used} = 100.0$ mm ∴ **O.K**

여기서, $f_{fs} = n_f\, d\, (1\text{-}k)\, M_s / I_{cr} = 130.00$ MPa

$M_s = M_{s1} = 49$ kN-m (사용한계상태 하중조합-I)

$C_b = 1.00$ (부착 감소계수)

$w = 0.70$ mm (허용균열폭)

$C_c = 53.5$ mm (피복두께, mm)

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.116$ [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

$c = k \times d = 35.6$ mm

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3} k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2 (1 - k)^2 = 187{,}148{,}822 \text{ mm}^4$$

- 피복두께($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \beta} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 130.00 \times 1.22} = 121.4 \text{ mm}$$

여기서, $\beta = ( h - kd ) / ( d - kd ) = 1.22$

∴ 최외측 적용 $d_c = 60.0$ mm < 121.4 mm ∴ **O.K**

**19.1.9.5 크리프파괴 한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 48.544 kN-m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d\,(1 - k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

$= 130.000$ MPa ≤ $= 198.301$ MPa ∴ **O.K**

**19.1.9.6 GFRP보강근의 정착길이 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 8]

(1) 직선보강근의 정착길이 산정 [KDS 24 50 05 : 2024. 8.1.2]

- 인장 정착길이 산정

$$\ell_d = \frac{\alpha \dfrac{f_{fr}}{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}} - 340}{\max\left[\dfrac{}{13.6 + C/d_b} d_b,\ 20d_b\right]} = 300.0 \text{ mm}$$

여기서, 위치수정계수 $\alpha$ = 1.0

보강근의 공칭직경 $d_b$ = 12.70 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 50.0 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fr}$ = MIN ( $f_f$ , $f_{fe}$ ) = 365.3 MPa

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$$= 700.0 \text{ MPa}$$

$$f_{fe} = \frac{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\alpha}\left(13.6 \frac{\ell_a}{d_b} + \frac{C}{d_b}\frac{\ell_a}{d_b} + 340\right) \le f_{fu}$$

$$= 365.3 \text{ MPa}$$

- 정착길이 보정계수 [KDS 24 50 05 : 2024. 8.1.4.4]

$$\text{보정계수 ( r )} = \frac{\text{소요 } A_f}{\text{배근 } A_f} = \frac{653.5}{1,267.0} = 0.516$$

- GFRP 보강근의 정착길이 검토

$\ell_{d,req}$ = 300.0 × 0.516 = 154.7 mm < $\ell_{d,Used}$ = 300.0 mm ∴ **O.K**

(2) 온도 · 수축 보강근의 이음길이 산정

- 정착길이 산정

$$\ell_d = \frac{\alpha \dfrac{f_{fr}}{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}} - 340}{\max\left[\dfrac{}{13.6 + C/d_b} d_b,\ 20d_b\right]} = 190.6 \text{ mm}$$

여기서, 위치수정계수 $\alpha$ = 1.0

$d_b$ = 9.53 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 60.000 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fr}$ = $0.006E_f$ = 330.0 MPa

- 온도 수축 보강근의 작용응력은 0.006 $E_f$의 인장응력을 분담하도록 정착 및 이음길이를 산정하여야 한다. (ACI 440. 11-22 24.4.3.4 규정을 준수하여 적용)
- 이음길이의 산정

$\ell_o$ = MAX ( 300mm, 1.3 $\ell_d$ ) = 300.0 mm < $\ell_{o,Used}$ = 300.0 mm ∴ **O.K**

### 19.1.10 벽체 상부(극단상황한계상태)

#### 19.1.10.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 366.7 | 60.0 | 306.7 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 29,750 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fb}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 661.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.004132 | 0.007192 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극단 | 34.483 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극단전단 | 60.603 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 | mm² ( | 5.0 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 | mm² ( | 5.0 ea ) |
| | | | | Σ = | 1267.0 | mm² ( | 10.0 ea ) |

#### 19.1.10.2 휨강도 검토

[KDS 24 50 05 : 2024, 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024, 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 895.9$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 895.9 / 55000 = 0.01629$

$\varepsilon_{fu} = 661.0 / 55000 = 0.01202$

$\varepsilon_{ft} = 0.01629 \ge 0.01202$ ( $\varepsilon_{fu}$ ) ☜ **GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 661.0 / 55000 = 0.01202$

$\varepsilon_{fu} = 661.0 / 55000 = 0.01202$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01202 = 0.00961$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 - 0.01202 / 0.01202 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용

[KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 661.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 245.043$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 28.151$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 245.043$

$= 134.774$ kN·m ≥ $M_u = 34.483$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$$4.039\ A_f^2 - 111489.3\ A_f + 34483000 = 0$$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req}$ = 312.8 mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(3)]

$f_f = f_{fu}$ = 661.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2)$ = 236.309 kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d$ = 61.259 mm

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 236.309

= 129.970 kN·m ≥ $M_u$ = 34.483 kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\ f_{fu}\ d\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\ \beta_1\ E_f\ \varepsilon_{cu})} = \frac{28483095932}{84732345.37} = 336.2 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | = $A_{s,req}$ × 4 / 3 | = | 448.3 mm² |
| $A_{f,min2}$ | = 0.39 √$f_{ck}$ / $f_{fu}$ × $b_w$ × $d_e$ | = | 1070.4 mm² |
| $A_{f,min3}$ | = 2.17 × $b_w$ × $d_e$ / $f_{fu}$ | = | 1006.8 mm² |
| | | = | 448.3 mm² |

**$A_{s,use}$ = 1,267.0 mm² ≥ $A_{s,min}$ = 448.3 mm² [ 2.83 ] ∴ O.K**

**19.1.10.3 전단강도 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 6.2.1]

$V_u$ = 60.603 kN * 전단에 대한 검토 (d = 240.0 mm)

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 90.871 kN

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.849

$k_{(전단)} = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.000 [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.000 ) = 0.160 [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

c = k × d = 38.4 mm

∴ $\Phi V_c$ = 0.75 × 90.871 = 68.153 kN ≥ $V_u$ = 60.603 kN **전단보강 불필요**

### 19.1.11 벽체 중앙부(극한한계상태)

#### 19.1.11.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 300.0 | 60.0 | 240.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 29,750 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.005279 | 0.006486 |

| $\rho_f$ 전단검토시 |
|---|
| 0.005279 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 37.859 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 21.537 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 21.537 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 4.250 |

- 수축 온도 보강근 변수

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 850.0 | 0.70 | 595.0 | 50.0 | 50,000 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 mm² ( | 5.0 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 mm² ( | 5.0 ea ) |
| | | | Σ | = | 1267.0 mm² ( | 10.0 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 10 | @ | 120 | = | 594.4 mm² ( | 8.3 ea ) |
| 배면부 : | F 10 | @ | 120 | = | 594.4 mm² ( | 8.3 ea ) |
| | | | Σ | = | 1188.8 mm² ( | 16.7 ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

$$\rho_{f,ts} = \text{MAX}\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \times \frac{E_s}{E_f},\ 0.0014\right) = 0.0050 \quad \text{단, } 0.0036\text{이하}$$

$$\therefore\ \rho_{f,ts} = \text{MIN}(0.0050,\ 0.0036) = 0.0036$$

$A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 1080.0 mm²

배력보강근 $A_{fs}$ = 1188.8 mm² > $A_{ts}$ = 1080.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 53.5 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

$s$ = 100 mm > $s_{min}$ = max(db, 4da/3, 25mm) = 33.3 mm ∴ O.K

$s_{fs}$ = 120 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

#### 19.1.11.2 휨강도 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left(\frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{4}\right)^2 + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}}\right] - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}$$

$$= 783.9 \text{ MPa}$$

$\varepsilon_{fs}$ = 783.9 / 55000 = 0.01425

$\varepsilon_{fu}$ = 700.0 / 55000 = 0.01273

$\varepsilon_{fs}$ = 0.01425 ≥ 0.01273 ( $\varepsilon_{fu}$ ) ← GFRP 보강근 인장파열 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft}$ = 700.0 / 55000 = 0.01273

$\varepsilon_{fu}$ = 700.0 / 55000 = 0.01273

0.80 $\varepsilon_{fu}$ = 0.80 × 0.01273 = 0.01018

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ft} < 0.80\ \varepsilon_{fu}$ )

∴ $\Phi_f$ = 0.55 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

= 700.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2)$ = 199.636 kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85f_{ck} \cdot b)$ = 29.812

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 199.636

= 109.800 kN·m ≥ $M_u$ = 37.859 kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$$4.529\ A_f^2 - 92400.0\ A_f + 37859000 = 0$$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req}$ = 418.3 mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(3)]

$f_f = f_{fu}$ = 700.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2)$ = 196.615 kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d$ = 45.78 mm

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 196.615

= 108.138 kN·m ≥ $M_u$ = 37.859 kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\ f_{fu}\ d\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\ \beta_1\ E_f\ \varepsilon_{cu})} = \frac{32748035000}{73827600} = 443.6 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.4]

$A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4 / 3$ = 591.5 mm²

$A_{f,min2} = 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ = 791.1 mm²

$A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ = 744.0 mm²

= 591.5 mm²

**$A_{s,use}$ = 1,267.0 mm² ≥ $A_{s,min}$ = 591.5 mm² [ 2.14 ] ∴ O.K**

**19.1.11.3 전단강도 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 6.2.1]

$V_u$ = 4.250 kN * 전단에 대한 검토 (d = 240.0 mm)

$V_c$ = (2/5) · $\sqrt{f_{ck}}$ · $b_w$ · ( k · d ) = 90.871 kN

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f$ = $E_f$ / $E_c$ = 1.849

$k_{(전단)}$ = $\sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.130 [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.130 ) = 0.160 [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

c = k × d = 38.4 mm

∴ $\Phi V_c$ = 0.75 × 90.871 = 68.153 kN ≥ $V_u$ = 4.250 kN **∴ 전단보강 불필요**

**19.1.11.4 사용한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 5.5]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15 \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \le 0.92 \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

= 464.0 mm ≤ 478.0 mm → 조건 만족

= 464.0 mm > $S_{used}$ = 100.0 mm ∴ **O.K**

여기서, $f_{fs}$ = $n_f$ d (1-k) $M_s$ / $I_{cr}$ = 74.07 MPa

$M_s$ = $M_{s1}$ = 22 kN·m (사용한계상태 하중조합-Ⅰ)

$C_b$ = 1.00 (부착 감소계수)

w = 0.70 mm (허용균열폭)

$C_c$ = 53.5 mm (피복두께, mm)

k = $\sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.130 [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

c = k × d = 31.2 mm

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2 ( 1 - k )^2 = 112,244,368 \text{ mm}^4$$

- 피복두께($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \beta} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 74.07 \times 1.29} = 201.5 \text{ mm}$$

여기서, β = ( h - kd ) / ( d - kd ) = 1.29

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 60.0 mm < 201.5 mm ∴ **O.K**

**19.1.11.5 크리프파괴 한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 21.537 kN·m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d ( 1 - k )}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

= 74.067 MPa ≤ = 210.000 MPa ∴ **O.K**

**19.1.11.6 GFRP보강근의 정착길이 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 8]

(1) 직선보강근의 정착길이 산정 [KDS 24 50 05 : 2024, 8.1.2]

- 인장 정착길이 산정

$$\ell_d = \max\left[\frac{\alpha}{\frac{0.083\cdot\sqrt{f_{ck}}}{f_{fr}} - 340}{13.6 + C/d_b} d_b,\ 20d_b\right] = 300.0 \text{ mm}$$

여기서, 위치수정계수 α = 1.0

보강근의 공칭직경 $d_b$ = 12.70 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 50.0 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fr}$ = MIN ( $f_f$ , $f_{fe}$ ) = 365.3 MPa

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f\cdot\varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1\cdot f_{ck}}{\rho_f}E_f\cdot\varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f\cdot\varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

= 700.0 MPa

$$f_{fe} = \frac{0.083\cdot\sqrt{f_{ck}}}{\alpha}\left(13.6\frac{\ell_e}{d_b} + \frac{C}{d_b}\frac{\ell_e}{d_b} + 340\right) \le f_{fu}$$

= 365.3 MPa

- 정착길이 보정계수 [KDS 24 50 05 : 2024, 8.1.4.4]

보정계수 ( r ) = 소요 $A_f$ / 배근 $A_f$ = 443.6 / 1,267.0 = 0.350

- GFRP 보강근의 정착길이 검토

$\ell_{d.req}$ = 300.0 × 0.350 = 105.0 mm < $\ell_{d.\,Used}$ = 300.0 mm ∴ **O.K**

(2) 온도?수축 보강근의 이음길이 산정

- 정착길이 산정

$$\ell_d = \max\left[\frac{\alpha}{\frac{0.083\cdot\sqrt{f_{ck}}}{f_{fr}} - 340}{13.6 + C/d_b} d_b,\ 20d_b\right] = 190.6 \text{ mm}$$

여기서, 위치수정계수 α = 1.0

$d_b$ = 9.53 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 60.000 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fr}$ = $0.006E_f$ = 330.0 MPa

- 온도 수축 보강근의 작용응력은 0.006 $E_f$의 인장응력을 분담하도록 정착 및 이음길이를 산정하여야 한다 (ACI 440. 11-22 24.4.3.4 규정을 준수하여 적용)

- 이음길이의 산정

$\ell_o$ = MAX ( 300mm, 1.3 $\ell_d$ ) = 300.0 mm < $\ell_{o,Used}$ = 300.0 mm ∴ **O.K**

### 19.1.12 벽체 중앙부(극단상황한계상태)

#### 19.1.12.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 300.0 | 60.0 | 240.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 29,750 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.005279 | 0.006486 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극단 | 25.527 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극단전단 | 21.689 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 | mm² ( | 5.0 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 | mm² ( | 5.0 ea ) |
| | | | | Σ = | 1267.0 | mm² ( | 10.0 ea ) |

#### 19.1.12.2 휨강도 검토

[KDS 24 50 05 : 2024, 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024, 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 783.9$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 783.9 / 55000 = 0.01425$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{ft} = 0.01425 \ge 0.01273 \ (\varepsilon_{fu})$ ☜ **GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$\varepsilon_{fu} = 700.0 / 55000 = 0.01273$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01273 = 0.01018$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용

[KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 700.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 199.636$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 29.812$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 199.636$

$= 109.800$ kN·m ≥ $M_u = 25.527$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$$4.529\ A_f^2 - 92400.0\ A_f + 25527000 = 0$$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req}$ = 280.1 mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(3)]

$f_f = f_{fu}$ = 700.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2)$ = 196.615 kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d$ = 45.78 mm

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 196.615

= 108.138 kN·m ≥ $M_u$ = 25.527 kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\ f_{fu}\ d\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\ \beta_1\ E_f\ \varepsilon_{cu})} = \frac{22080855000}{73827600} = 299.1 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.4]

| | | |
|---|---|---|
| $A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4 / 3$ | = | 398.8 mm² |
| $A_{f,min2} = 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | = | 791.1 mm² |
| $A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | = | 744.0 mm² |
| | = | 398.8 mm² |

**$A_{s,use}$ = 1,267.0 mm² ≥ $A_{s,min}$ = 398.8 mm² [ 3.18 ] ∴ O.K**

**19.1.12.3 전단강도 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 6.2.1]

$V_u$ = 21.689 kN * 전단에 대한 검토 (d = 240.0 mm)

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 90.871 kN

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.849

$k_{(전단)} = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.000 [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.000 ) = 0.160 [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

c = k × d = 38.4 mm

∴ $\Phi V_c$ = 0.75 × 90.871 = 68.153 kN ≥ $V_u$ = 21.689 kN **전단보강 불필요**

### 19.1.11 벽체 중앙부(극한한계상태)

#### 19.1.11.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 300.0 | 60.0 | 240.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 29,750 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 700.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.005279 | 0.006486 |

| $\rho_f$ 전단검토시 |
|---|
| 0.005279 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 37.859 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 21.537 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 21.537 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 4.250 |

- 수축 온도 보강근 변수

| $f_{fu}^*$ (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 850.0 | 0.70 | 595.0 | 50.0 | 50,000 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 mm² ( | 5.0 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 mm² ( | 5.0 ea ) |
| | | | Σ | = | 1267.0 mm² ( | 10.0 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 10 | @ | 120 | = | 594.4 mm² ( | 8.3 ea ) |
| 배면부 : | F 10 | @ | 120 | = | 594.4 mm² ( | 8.3 ea ) |
| | | | Σ | = | 1188.8 mm² ( | 16.7 ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  • 최소철근량 검토

$$\rho_{f,ts} = \text{MAX}\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \times \frac{E_s}{E_f},\ 0.0014\right) = 0.0050 \quad \text{단, } 0.0036\text{이하}$$

$$\therefore\ \rho_{f,ts} = \text{MIN}(0.0050,\ 0.0036) = 0.0036$$

$A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 1080.0 mm²

배력보강근 $A_{fs}$ = 1188.8 mm² > $A_{ts}$ = 1080.0 mm² ∴ O.K

  • 최소피복 검토

max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 53.5 mm ∴ O.K

  • 배근간격 검토

$s$ = 100 mm > $s_{min}$ = max(db, 4da/3, 25mm) = 33.3 mm ∴ O.K

$s_{fs}$ = 120 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

#### 19.1.11.2 휨강도 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left(\frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{4}\right)^2 + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}}\right] - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}$$

$$= 783.9 \text{ MPa}$$

$\varepsilon_{fs}$ = 783.9 / 55000 = 0.01425

$\varepsilon_{fu}$ = 700.0 / 55000 = 0.01273

$\varepsilon_{fs}$ = 0.01425 ≥ 0.01273 ( $\varepsilon_{fu}$ ) ← GFRP 보강근 인장파열 조건

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{fy}$ = 700.0 / 55000 = 0.01273

$\varepsilon_{fu}$ = 700.0 / 55000 = 0.01273

0.80 $\varepsilon_{fu}$ = 0.80 × 0.01273 = 0.01018

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{fy} = \varepsilon_{fu}$ )
1.55 - 0.01273 / 0.01273 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{fy} < \varepsilon_{fu}$ )
0.75 ( $\varepsilon_{fy} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

∴ $\Phi_f$ = 0.55 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

= 700.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2)$ = 199.636 kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b)$ = 29.812

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 199.636

= 109.800 kN·m ≥ $M_u$ = 37.859 kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

4.529 $A_f^2$ - 92400.0 $A_f$ + 37859000 = 0

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req}$ = 418.3 mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.2(3)]

$f_f = f_{fu}$ = 700.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2)$ = 196.615 kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d$ = 45.78 mm

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 196.615

= 108.138 kN·m ≥ $M_u$ = 37.859 kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1 E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{32748035000}{73827600} = 443.6 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024. 5.4]

$A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4/3$ = 591.5 mm²

$A_{f,min2} = 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ = 791.1 mm²

$A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ = 744.0 mm²

= 591.5 mm²

**$A_{s,use}$ = 1,267.0 mm² ≥ $A_{s,min}$ = 591.5 mm² [ 2.14 ] ∴ O.K**

**19.1.11.3 전단강도 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2.1]

$V_u$ = 4.250 kN * 전단에 대한 검토 (d = 240.0 mm)

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 90.871 kN

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.849

$k_{전단} = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.130 [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

$= MAX\ (\ 0.160\ ,\ 0.130\ ) = 0.160$ [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

$c = k \times d = 38.4\ mm$

$\therefore\ \Phi V_c = 0.75 \times 90.871 = 68.153\ kN \geq V_u = 4.250\ kN$ **∴ 전단보강 불필요**

**19.1.11.4 사용한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 5.5]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.5.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \leq 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

$= 464.0\ mm \leq 478.0\ mm$ → 조건 만족

$= 464.0\ mm > S_{used} = 100.0\ mm$ **∴ O.K**

여기서, $f_{fs} = n_f\, d\,(1-k)\, M_s / I_{cr} = 74.07\ MPa$

$M_s = M_{s1} = 22\ kN\text{-}m$ (사용한계상태 하중조합-Ⅰ)

$C_b = 1.00$ (부착 감소계수)

$w = 0.70\ mm$ (허용균열폭)

$C_c = 53.5\ mm$ (피복두께, mm)

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.130$ [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

$c = k \times d = 31.2\ mm$

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2(1-k)^2 = 112{,}244{,}368\ mm^4$$

- 피복두께($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \leq \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \beta} = \frac{1.00 \times 55000 \times 0.70}{2 \times 74.07 \times 1.29} = 201.5\ mm$$

여기서, $\beta = (h - kd) / (d - kd) = 1.29$

∴ 최외측 적용 $d_c = 60.0\ mm < 201.5\ mm$ **∴ O.K**

**19.1.11.5 크리프파괴 한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

(1) 단면력 산정

$Ms = 21.537\ kN\text{-}m$

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{f,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d\,(1-k)}{I_{cr}} \leq 0.30 \cdot f_{fu}$$

$= 74.067\ MPa \leq = 210.000\ MPa$ **∴ O.K**

**19.1.11.6 GFRP보강근의 정착길이 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 8]

(1) 직선보강근의 정착길이 산정 [KDS 24 50 05 : 2024, 8.1.2]

- 인장 정착길이 산정

$$\ell_d = \max\left[\frac{\alpha\,\frac{f_{fu}}{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}} - 340}{13.6 + C/d_b} d_b,\ 20d_b\right] = 300.0\ mm$$

여기서, 위치수정계수 $\alpha = 1.0$

보강근의 공칭직경 $d_b = 12.70\ mm$

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 50.0 mm

$C / d_b = 3.500$ ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fu} = MIN(f_f, f_{fe}) = 365.3\ MPa$

$$\begin{cases} f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5 E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu} \\ \quad = 700.0 \ \text{MPa} \\ f_{fe} = \frac{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\alpha}\left(13.6\frac{\ell_e}{d_b} + \frac{C}{d_b}\frac{\ell_e}{d_b} + 340\right) \le f_{fu} \\ \quad = 365.3 \ \text{MPa} \end{cases}$$

- 정착길이 보정계수 [KDS 24 50 05 : 2024. 8.1.4.4]

$$\text{보정계수 (r)} = \frac{\text{소요 } A_f}{\text{배근 } A_f} = \frac{443.6}{1{,}267.0} = 0.350$$

- GFRP 보강근의 정착길이 검토

$\ell_{d,req}$ = 300.0 × 0.350 = 105.0 mm < $\ell_{d,Used}$ = 300.0 mm ∴ **O.K**

(2) 온도 · 수축 보강근의 이음길이 산정

- 정착길이 산정

$$\ell_d = \max\left[\frac{\alpha \dfrac{f_{fs}}{0.083 \cdot \sqrt{f_{ck}}} - 340}{13.6 + C/d_b} d_b,\ 20d_b\right] = 190.6 \ \text{mm}$$

여기서, 위치수정계수 $\alpha$ = 1.0

$d_b$ = 9.53 mm

C = min(보강근 중심까지 피복두께, 보강근 간격/2) = 60.000 mm

$C / d_b$ = 3.500 ( ≤ 3.5 )

소요 응력 $f_{fs}$ = $0.006E_f$ = 330.0 MPa

- 온도 수축 보강근의 작용응력은 0.006 $E_f$의 인장응력을 분담하도록 정착 및 이음길이를 산정하여야 한다. (ACI 440. 11-22 24.4.3.4 규정을 준수하여 적용)
- 이음길이의 산정

$\ell_s$ = MAX ( 300mm, 1.3 $\ell_d$ ) = 300.0 mm < $\ell_{s,Used}$ = 300.0 mm ∴ **O.K**

### 19.1.14 벽체 하부(극단상황한계상태)

#### 19.1.14.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 300.0 | 60.0 | 240.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 35.0 | 39.0 | 29,750 | 0.0030 | 0.800 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fb}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1000.0 | 0.70 | 661.0 | 55.0 | 55,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.005279 | 0.007192 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극단 | 70.856 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극단전단 | 89.137 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 | mm² ( | 5.0 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 200 | = | 633.5 | mm² ( | 5.0 ea ) |
| | | | Σ | = | 1267.0 | mm² ( | 10.0 ea ) |

#### 19.1.14.2 휨강도 검토

[KDS 24 50 05 : 2024, 5]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024, 5.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 783.9$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 783.9 / 55000 = 0.01425$

$\varepsilon_{fu} = 661.0 / 55000 = 0.01202$

$\varepsilon_{ft} = 0.01425 \ge 0.01202 \ (\varepsilon_{fu})$ ☜ **GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 661.0 / 55000 = 0.01202$

$\varepsilon_{fu} = 661.0 / 55000 = 0.01202$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01202 = 0.00961$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 - 0.01202 / 0.01202 = 0.55 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$ )

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용

[KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 \cdot f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 661.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 189.210$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 28.151$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 189.210$

$= 104.066$ kN·m ≥ $M_u = 70.856$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$$4.039\ A_f^2 - 87252.5\ A_f + 70856000 = 0$$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req}$ = 845.1 mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.2(3)]

$f_f = f_{fu}$ = 661.0 MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2)$ = 184.938 kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d$ = 47.942 mm

∴ $\Phi M_n$ = 0.550 × 184.938

= 101.716 kN·m ≥ $M_u$ = 70.856 kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\ f_{fu}\ d\ (E_f\ \varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\ \beta_1\ E_f\ \varepsilon_{cu})} = \frac{58527339424}{66312270.29} = 882.6 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024, 5.4]

| | | |
|---|---|---|
| $A_{f,min1} = A_{s,req} \times 4 / 3$ | = | 1176.8 mm² |
| $A_{f,min2} = 0.39 \sqrt{f_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_e$ | = | 837.7 mm² |
| $A_{f,min3} = 2.17 \times b_w \times d_e / f_{fu}$ | = | 787.9 mm² |
| | = | 837.7 mm² |

**$A_{s,use}$ = 1,267.0 mm² ≥ $A_{s,min}$ = 837.7 mm² [ 1.51 ] ∴ O.K**

**19.1.14.3 전단강도 검토** [KDS 24 50 05 : 2024, 6.2.1]

$V_u$ = 89.137 kN * 전단에 대한 검토 (d = 240.0 mm)

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 90.871 kN

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.849

$k_{(전단)} = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.000 [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.000 ) = 0.160 [ACI 440 11-22, 22.5.5.1]

c = k × d = 38.4 mm

∴ $\Phi V_c$ = 0.75 × 90.871 = 68.153 kN < $V_u$ = 89.137 kN **전단보강 필요**

$f_{fb} = (0.05\ r_b / d_a + 0.3)\ f_{fu}$ ( 0.05 × 39 / 12.7 + 0.3 ) × 700.0 = 317.5 Mpa

$f_{fv} = 0.004\ E_f$ = 0.004 × 55,000 = 220.0 MPa ≤ $f_{fb}$

$A_{vf_use}$ = 316.750 mm² ( F 13 - 2.5 EA ) ∴ O.K

s = 120.000 mm ≤ 120.000 mm (d/2, 600mm) ∴ O.K [KDS 24 50 05 : 2024, 6.3]

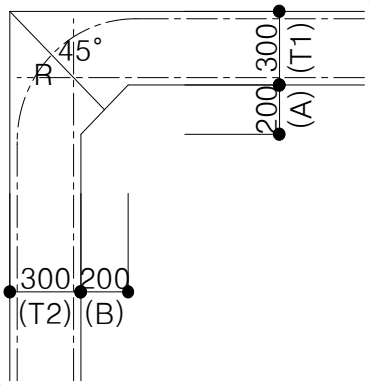
$V_f$ = 316.750 × 220.0 × 240.000 / 120.0 = 139.370 kN

$A_{fv_min} = 0.35\ b_w\ s / f_{fv}$ = 0.35 × 1000.0 × 120.0 / 220.0 = 190.909 mm²

$\Phi V_n$ = 0.75 × ( 90.871 + 139.370 ) = 172.681 kN ≥ 89.137 kN ∴ **O.K**

## 20. 절점부 검토

1) 상단




- CON'C 설계기준강도: fck = 35 MPa
- 절점부 휨모멘트 : Ms = 48.544 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

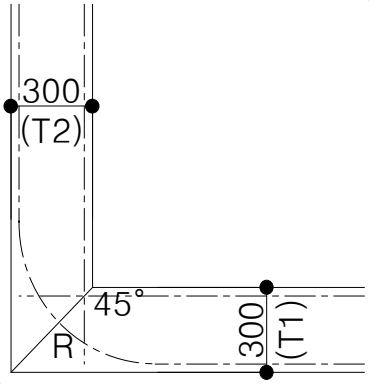
$$= 565.685 \text{ mm}$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Ms}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 48.54 \times 10^6}{565.685^2 \times 1000} = 0.759 \text{ MPa} < fctk\ (=2.415)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음

2) 하단




- CON'C 설계기준강도: fck = 35 MPa
- 절점부 휨모멘트 : Ms = 53.672 kN.m

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 424.264 \text{ mm}$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Ms}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 53.67 \times 10^6}{424.264^2 \times 1000} = 1.491 \text{ MPa} < fctk\ (=2.415)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음

## 21. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중(DC) = 78.200 / 3.100 = 25.226 kN/m²
- 포장하중(DW) = 11.500 x 1.000 = 11.500 kN/m²
- 상재하중(EV) = 47.500 x 1.000 = 47.500 kN/m² (지하수위 미고려시)

2) 활하중 (LL)

- 도로 노면 활하중 = 11.000 kN/m²

3) 내부 수압 (WA)

- 암거내부수압 = 2.000 x 9.800 = 19.600 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

- 극한한계상태

Qmax = 1.25 x 25.226 + 1.50 x 11.500 + 1.80 x 11.000
+ 1.30 x 47.500 + 1.25 x 19.600
= 154.832 kN/m²

- 극단상황한계상태

Qmax = 1.00 x 25.226 + 1.00 x 11.500
+ 1.00 x 47.500 + 1.00 x 19.600
= 103.826 kN/m²

- 사용한계상태

Qmax = 1.00 x 25.226 + 1.00 x 11.500 + 1.00 x 11.000
+ 1.00 x 47.500 + 1.00 x 19.600
= 114.826 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

- 표준관입시험(SPT)을 이용한 방법 [KDS 24 14 51 3.2.3.1 ② 식3.2-35]

$$Q_u = 3.2 \times 10^{-5} \overline{N_{corr}} B \left(C_{w1} + C_{w2} \times D_f/B\right) R_i$$

= 3.2 x $10^{-5}$ x 15 x 3100 x (0.50 + 0.50 x 1000 / 3100) x 1.00
= 0.98400 N/mm² = 984.000 kN/m²

$N_{corr}$ : 기초저면과 그 아래 1.5B의 깊이사이의 보정된 SPT 타격수의 평균값 (타/300mm)
B : 기초 폭 (mm)
CW1,CW : 지하수 영향보정계수
Df : 기초의 근입 깊이 (mm)
Ri : 하중경사 보정계수

- 허용연직지지력(Qa) = Φb x Qu

  저항계수(Φb) : 극한한계상태(0.45), 극단상황한계상태(1.00), 사용한계상태(1.00)

  Qu : 지반의 연직 지지력

- 극한한계상태

  Qa = 984.000 x 0.45 = 442.800 kN/m² ≥ Qmax = 154.832 kN/m² ∴ O.K

- 극단상황한계상태

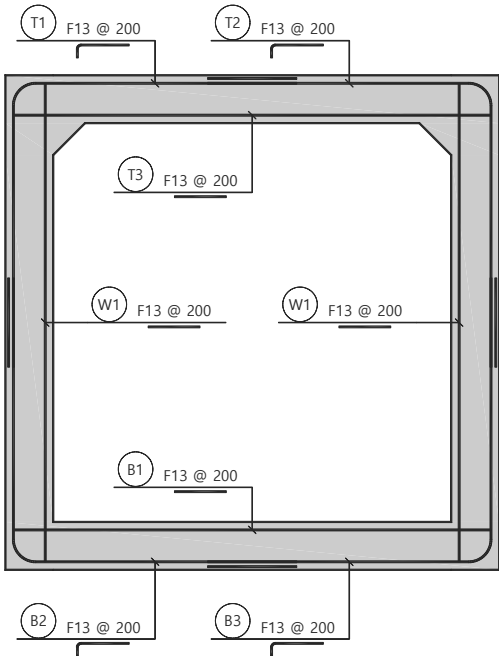
  Qa = 984.000 x 1.00 = 984.000 kN/m² ≥ Qmax = 103.826 kN/m² ∴ O.K

- 사용한계상태

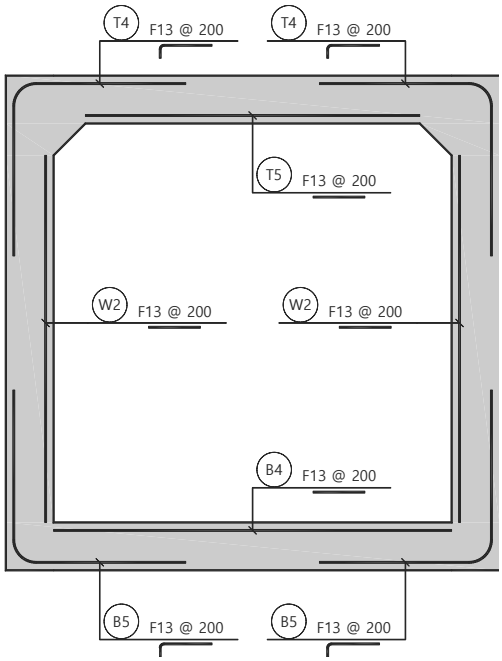
  Qa = 984.000 x 1.00 = 984.000 kN/m² ≥ Qmax = 114.826 kN/m² ∴ O.K

## 2.2 GFRP 보강근 배치도

CYCLE-1(@200)




CYCLE-2(@200)



# 6. U형 개거

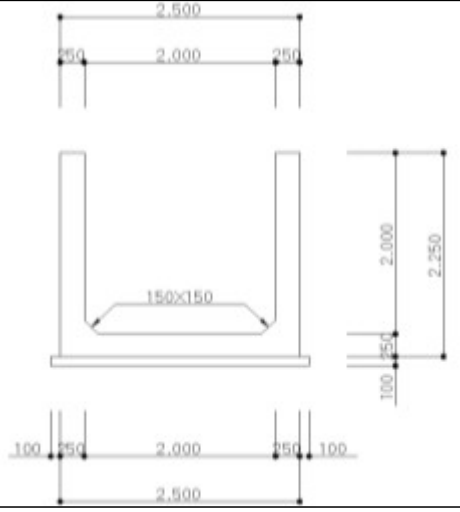
## 6.1 U형 개거 설계 절차

| STEP | | 설계내용 |
|---|---|---|
| 1 | 작용하중 산정 | ● 구조물 자중(DC, DW), 수평토압(EH), 성토부가 아닌 경우 수압(WA) , 상재활하중에 의한 토압(LS) |
| ⇩ | | |
| 2 | 단면설계 | ● 극한한계상태의 강도 검토<br>- 휨 강도, 전단강도 검토<br>● 절점부(우각부) 검토 (굽힘 보강근 강도감소 고려)<br>● 사용성한계상태의 사용성 검토<br>- 균열검토, 크리프한계상태 검토 |

## 6.2 U형 개거 설계 예제

대상 U형 개거는 고속국도 제30호선 대산~당진 고속도로 제5공구에 적용된 구조물을 선정하였다. U형 개거의 일반도, 제원 및 주요 특기사항은 다음과 같다.

설계 예제에서는 극한한계상태(휨 및 전단)와 사용한계상태(균열, 크리프 및 피로)에 대한 검토를 수행하였다. 또한, 구조물의 규모와 중요도를 종합적으로 고려하여 Grade-B를 적용하였다. 내진설계의 필요여부는 개거의 규모 등을 종합적으로 판단하여 결정하여야 하며, 본 예제에서는 원 철근콘크리트 해석결과를 준용하였다.




| U형개거 설계제원 | |
|---|---|
| • 단면규격 | 폭원(B) = 2.500m<br>높이(H) = 2.250m<br>벽체(h) = 250mm<br>슬래브(h) = 250mm |
| • 설계압축강도 | 24MPa |
| • GFRP 보강근 적용등급 | 직선근 : Grade-B<br>곡선근 : Grade-B |

<그림 6.1.1> 대상 U형개거 일반제원

| 01 | GFRP 보강근 U형 개거 예제 (KDS 24 50 05) |
|---|---|

# 1. 설 계 조 건

**1) 구조형식**

- 2.0x2.0 ( 내공 : 2M × 2M, 사각 : 90°)

**2) 지하수위**

- GL 에서 -1.000 m

**3) 재료 중량**

- 콘크리트 $(\omega_c)$ = 22.90 kN/m³
- 지 하 수 $(\gamma_w)$ = 10.00 kN/m³

**4) 사용재료의 강도**

- 콘크리트 강도 (fck) = 24 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26637 MPa
- GFRP 보강근 (ffu*) = 850 MPa

**5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량**

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 수 중 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³

**6) 노면활하중 (DB-24 적용)**

**7) 토 사**

- 흙의 습윤 단위중량 $(\gamma_t)$ = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 $(\gamma_{sub})$ = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 $(\phi)$ = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

**8) 사용프로그램 :** SAP2000

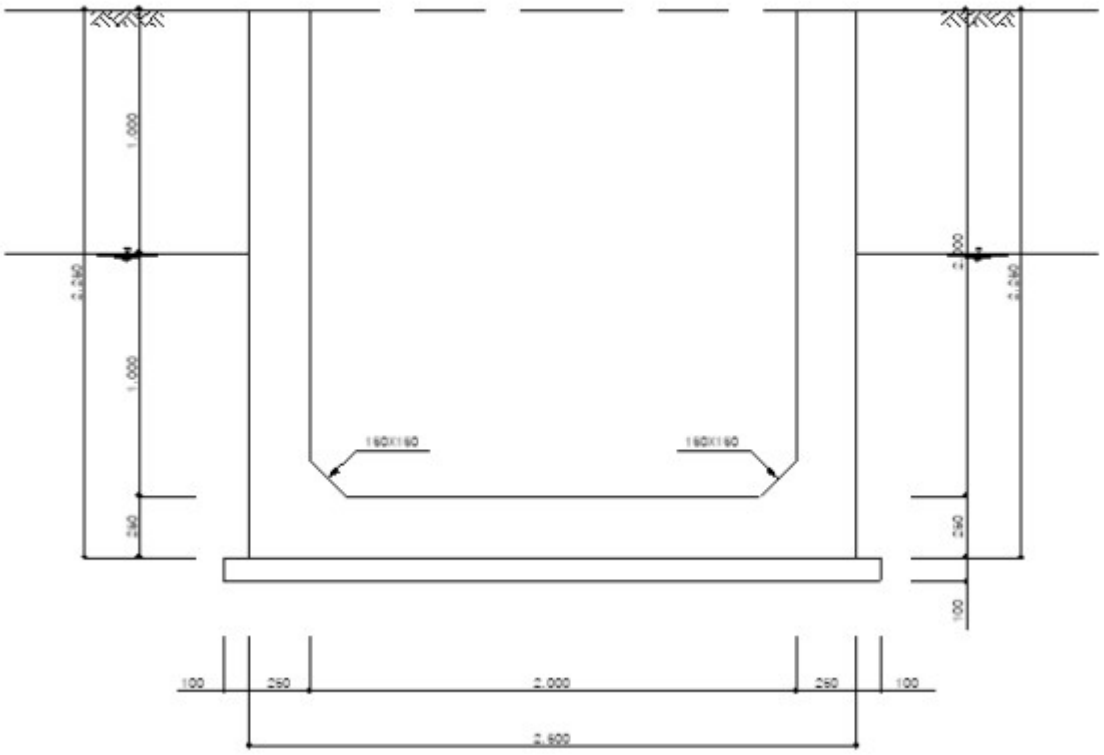
**9) 참고문헌**

- 콘크리트 구조기준,해설 : 한국콘크리트학회(2012)
- 도로교 설계기준 : 국토해양부(2010)
- 구조물기초설계기준 : 한국지반공학회,2008
- KDS 24 50 05 : GFRP 보강근용 콘크리트교 설계기준
- ACI CODE - 440. 11-22 Building Code for Structural Concrete Reinforced with Polmer(GFRP) Bars - Code and Commentary

| 02 | GFRP 보강근 개거 예제 (KDS 24 50 05) |
|---|---|

## 2. 단 면 가 정

### 1) 단 면 가 정



## 3. 부 력 검 토

: 부력에 대한 안전률 Fs = 1.2 (R/B)
부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 부상방지턱 작용하중만을 고려

**1) 구체자중**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| - 하부슬래브 | : | 2.500 × 0.250 × 22.9 | = | 14.313 | kN/m |
| - 벽체1 | : | 0.250 × 2.000 × 25.0 | = | 11.450 | kN/m |
| - 벽체2 | : | 0.250 × 2.000 × 25.0 | = | 11.450 | kN/m |
| - 헌치 1 | : | 0.150 × 0.150 × 1/2 × 2EA × 25.0 | = | 0.515 | kN/m |
| | | ∴ Σ | = | 37.728 | kN/m |

**2) 부력**

U = B × hs × γw (여기서,hs=구조물높이+토피고-지하수위)
= 2.500 × 1.250 × 10.000
= 31.250 kN/m

**3) 안정검토**

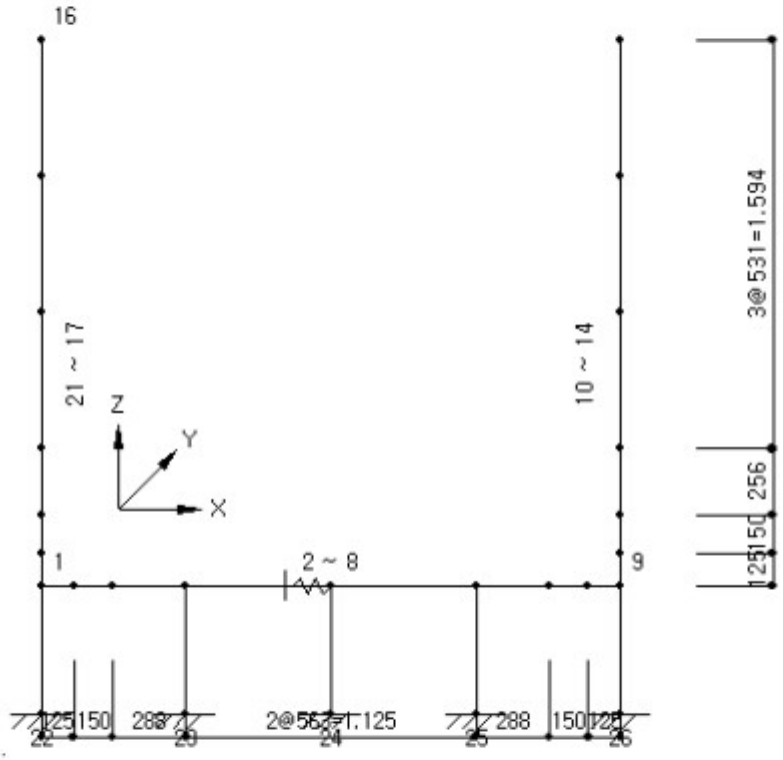
R = 41.188 kN/m
Fs = R / U
= 37.728 / 31.250
= 1.207 ≥ 1.200 **∴O.K**

## 4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

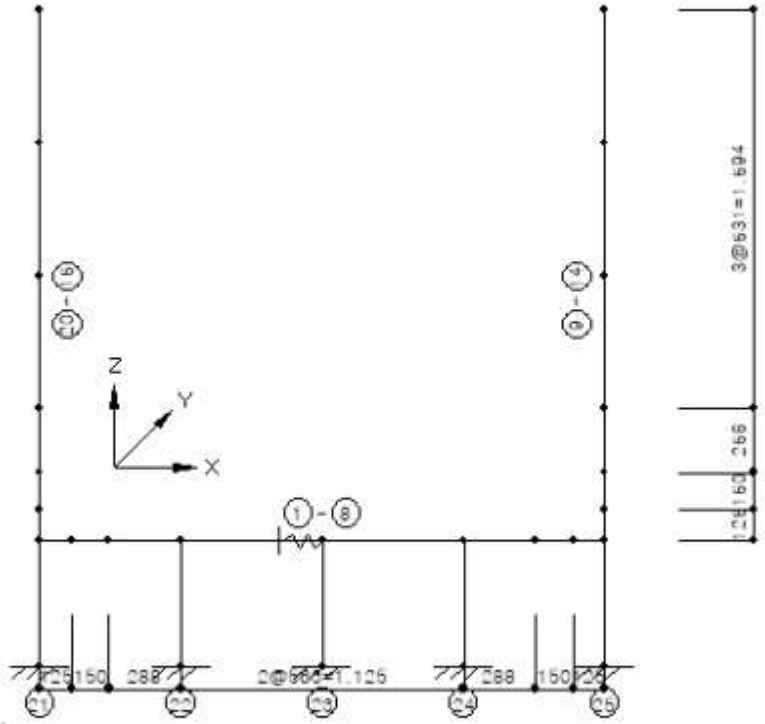
**1) Modeling**

본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링를 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.
이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도




**2) 단면제원**

| NO | A (m²) | | I (m⁴ ) | 부 재 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.400 × 1.000 | = 0.400 | 0.00533 | 1,8~9,20 |
| 2 | 0.250 × 1.000 | = 0.250 | 0.00130 | 3~6,11~18 |

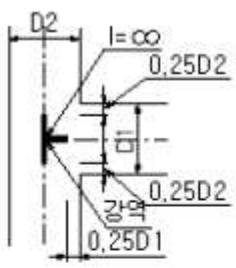
| NO | Section(Tapper) | 부 재 |
|---|---|---|
| 3 | SEC 1 ~ 2 | 2,10 |
| 4 | SEC 2 ~ 1 | 7,19 |

### 3) 단면좌표

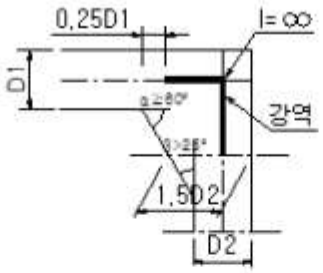
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.500 | 14 | 2.250 | 2.094 |
| 2 | 0.125 | 0.500 | 15 | 2.250 | 2.625 |
| 3 | 0.275 | 0.500 | 16 | 0.000 | 2.625 |
| 4 | 0.563 | 0.500 | 17 | 0.000 | 2.094 |
| 5 | 1.125 | 0.500 | 18 | 0.000 | 1.563 |
| 6 | 1.688 | 0.500 | 19 | 0.000 | 1.031 |
| 7 | 1.975 | 0.500 | 20 | 0.000 | 0.775 |
| 8 | 2.125 | 0.500 | 21 | 0.000 | 0.625 |
| 9 | 2.250 | 0.500 | 22 | 0.000 | 0.000 |
| 10 | 2.250 | 0.625 | 23 | 0.563 | 0.000 |
| 11 | 2.250 | 0.775 | 24 | 1.125 | 0.000 |
| 12 | 2.250 | 1.031 | 25 | 1.688 | 0.000 |
| 13 | 2.250 | 1.563 | 26 | 2.250 | 0.000 |

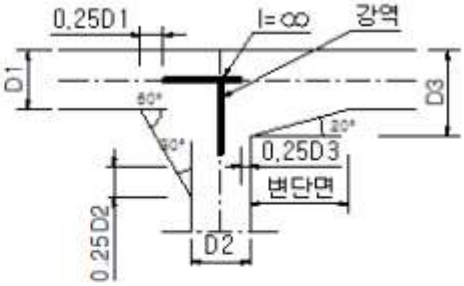
### 4) 강역설정




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 250 / 2 + 150 - (250 × 150) / (2 × 150) = 150 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 250 / 2 + 150 - (250 × 150) / (2 × 150) = 150 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 250 / 2 + 150 - (250 × 150) / (2 × 150) = 150 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

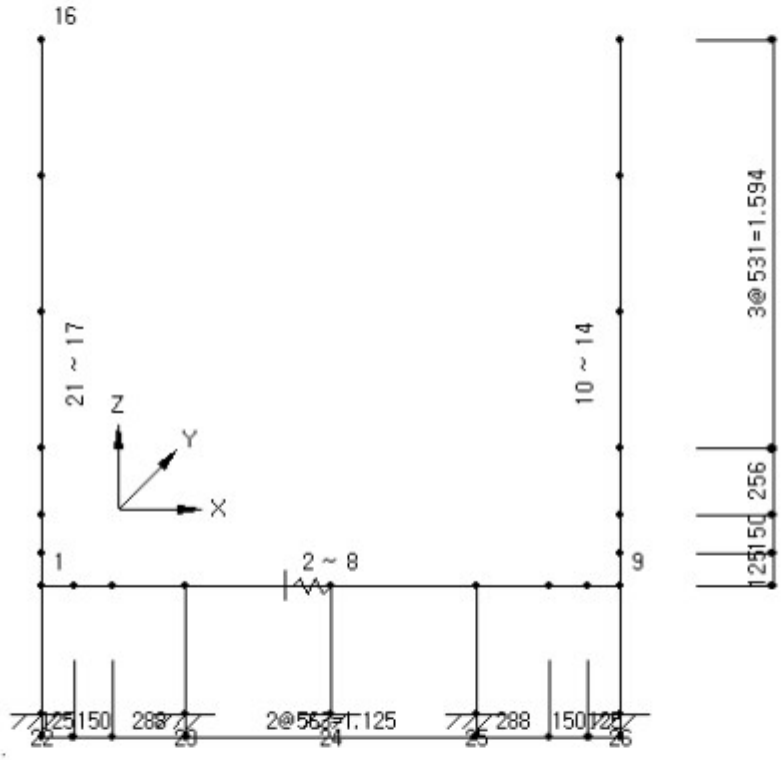
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 250 / 2 + 150 - (250 × 150) / (2 × 150) = 150 mm

## 5. 해석모델 및 단면제원 (상시)

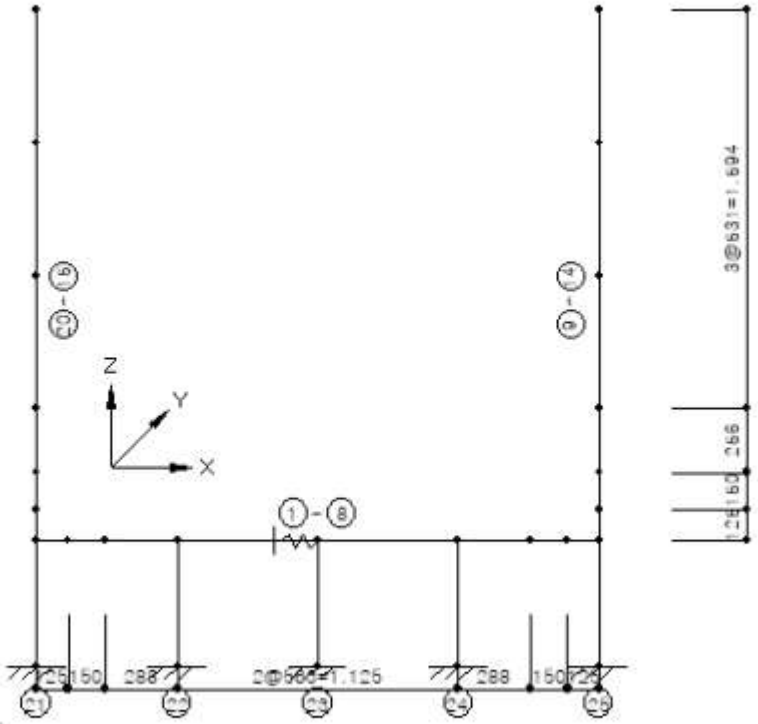
### 1) Modeling

본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.
이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도




**2) 단면제원**

| NO | A (m² ) | I (m⁴ ) | 부 재 |
|---|---|---|---|
| 1 | 0.400 × 1.000 = 0.400 | 0.00533 | 1,8~9,20 |
| 2 | 0.250 × 1.000 = 0.250 | 0.00130 | 3~6,11~18 |

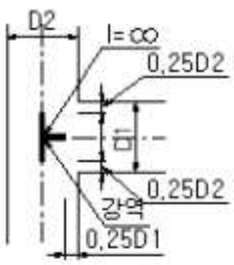
| NO | Section(Tapper) | 부 재 |
|---|---|---|
| 3 | SEC 1 ~ 2 | 2,10 |
| 4 | SEC 2 ~ 1 | 7,19 |

**3) 단면좌표**

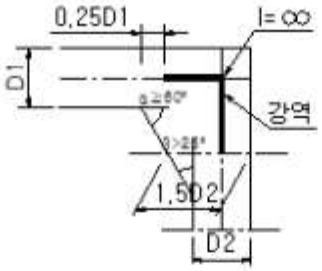
(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.500 | 14 | 2.250 | 2.094 |
| 2 | 0.125 | 0.500 | 15 | 2.250 | 2.625 |
| 3 | 0.275 | 0.500 | 16 | 0.000 | 2.625 |
| 4 | 0.563 | 0.500 | 17 | 0.000 | 2.094 |
| 5 | 1.125 | 0.500 | 18 | 0.000 | 1.563 |
| 6 | 1.688 | 0.500 | 19 | 0.000 | 1.031 |
| 7 | 1.975 | 0.500 | 20 | 0.000 | 0.775 |
| 8 | 2.125 | 0.500 | 21 | 0.000 | 0.625 |
| 9 | 2.250 | 0.500 | 22 | 0.000 | 0.000 |
| 10 | 2.250 | 0.625 | 23 | 0.563 | 0.000 |
| 11 | 2.250 | 0.775 | 24 | 1.125 | 0.000 |
| 12 | 2.250 | 1.031 | 25 | 1.688 | 0.000 |
| 13 | 2.250 | 1.563 | 26 | 2.250 | 0.000 |

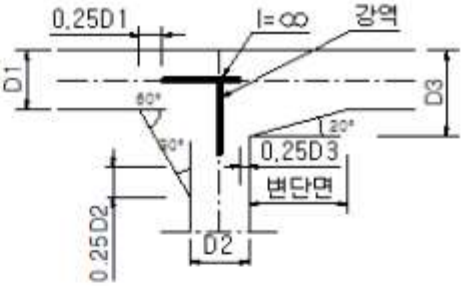
**4) 강역설정**




(가) 등단면의 경우




(나) 변단면의 경우(1)




(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 250 / 2 + 150 - (250 × 150) / (2 × 150) = 150 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 250 / 2 + 150 - (250 × 150) / (2 × 150) = 150 ㎜

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 250 / 2 + 150 - (250 × 150) / (2 × 150) = 150 ㎜

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 250 / 2 + 150 - (250 × 150) / (2 × 150) = 150 ㎜

## 6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_T = K_{T0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_T = K_{T0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_T = K_{T0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수
Eo = 지반의 탄성계수

**- 연직방향 지반반력계수 (Kv)**

$$K_T = K_{T0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m² )

α = 1
Eo = 2800 x N = 2800 x 15 = 42000.000 kN/m²

Bv = √( B × B ) = √( 2.500 × 2.500 ) = 2.50 m (L > B)
Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 42000 = 140000.00 kN/m³
Kv = 140000.000 × (2.500 / 0.3) $^{-3/4}$ = 28543.94 kN/m³

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|---|---|---|
| Kv1 | Kv x (0.250/2 + 0.563/2) = 11596 kN/m | 1,9 |
| Kv2 | Kv x (0.563/2 + 0.563/2) = 16056 kN/m | 4~6 |
| Kh | 1E10 kN/m (무한강성) | 5 |

## 7. 하 중 계 산 (상시)

### 1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

### 2) 활하중

- 적용하지 않음

### 3) 토압 (지하수가 없을 경우)

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Wh1 | = 0.531 × 19.000 × 0.500 | = | 5.047 | kN/m² |
| Wh2 | = 5.047 + 0.531 × 19.000 × 0.500 | = | 10.095 | kN/m² |
| Wh3 | = 10.095 + 0.531 × 19.000 × 0.500 | = | 15.142 | kN/m² |
| Wh4 | = 15.142 + 0.256 × 19.000 × 0.500 | = | 17.576 | kN/m² |
| Wh5 | = 17.576 + 0.150 × 19.000 × 0.500 | = | 19.001 | kN/m² |
| Wh6 | = 19.001 + 0.125 × 19.000 × 0.500 | = | 20.188 | kN/m² |

### 4) 토압 (지하수가 있을 경우)

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Wh1 | = 0.531 × 19.000 × 0.500 | = | 5.047 | kN/m² |
| Wh2 | = 5.047 + 0.469 × 19.000 × 0.500 | = | 9.501 | kN/m² |
| Wh3 | = 9.501 + 0.063 × 10.000 × 0.500 | = | 9.813 | kN/m² |
| Wh4 | = 9.813 + 0.531 × 10.000 × 0.500 | = | 12.470 | kN/m² |
| Wh5 | = 12.470 + 0.256 × 10.000 × 0.500 | = | 13.751 | kN/m² |
| Wh6 | = 13.751 + 0.150 × 10.000 × 0.500 | = | 14.501 | kN/m² |
| Wh7 | = 14.501 + 0.125 × 10.000 × 0.500 | = | 15.126 | kN/m² |

### 5) 지하수압 ( 지하수위 : GL = -1.000 m )

① 측벽에 작용하는 하중

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ww1 | = 0.063 × 10.000 | = | 0.625 | kN/m² |
| Ww2 | = 0.625 + 0.531 × 10.000 | = | 5.938 | kN/m² |
| Ww3 | = 5.938 + 0.256 × 10.000 | = | 8.500 | kN/m² |
| Ww4 | = 8.500 + 0.150 × 10.000 | = | 10.000 | kN/m² |
| Ww5 | = 10.000 + 0.125 × 10.000 | = | 11.250 | kN/m² |

② 하부슬래브에 작용하는 하중

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Ww6 | = ( 0.000 + 2.250 - 1.000 ) × 10.000 | = | 12.500 | kN/m² |

### 6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10°C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

### 7) 건조수축

- 15°C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15.00 \times 10^{5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.00 \times 10^{5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15°C

## 8. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = 0.000 m

**1) 계수하중**

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.400 | | | | | | |
| LC2 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | | |
| LC3 | 1.200 | | 1.000 | | | | |
| LC4 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | | |
| LC5 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | | | |
| LC6 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | | |
| LC7 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | 1.200 | ○ |
| LC8 | 1.200 | 1.600 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | 1.200 | ○ |
| LC9 | 0.900 | 0.900 | | 1.600 | | | ○ |
| LC10 | 0.900 | 0.900 | | 0.800 | | | ○ |

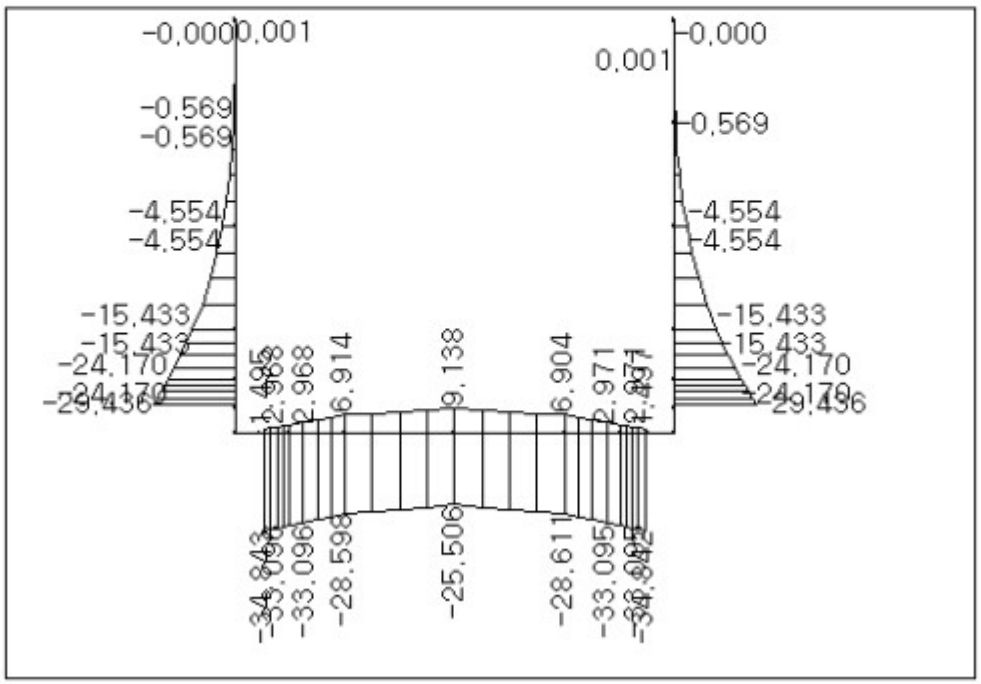
**2) 사용하중**

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LC1 | 1.000 | | | | | | |
| LC2 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | | |
| LC3 | 1.000 | | 1.000 | | | | |
| LC4 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | | |
| LC5 | 1.000 | 1.000 | | 1.000 | | | |
| LC6 | 1.000 | 1.000 | | 0.500 | | | |
| LC7 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | ○ |
| LC8 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | 1.000 | ○ |
| LC9 | 1.000 | 1.000 | | 1.000 | | | ○ |
| LC10 | 1.000 | 1.000 | | 0.500 | | | ○ |

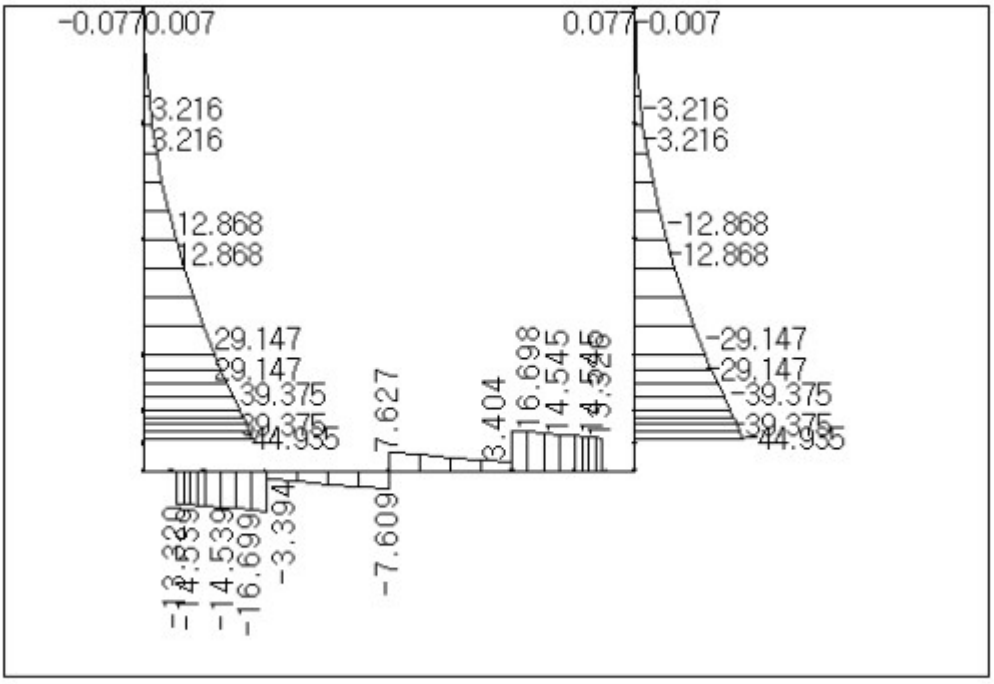
## 9. 단면력정리

### 9.1 상시

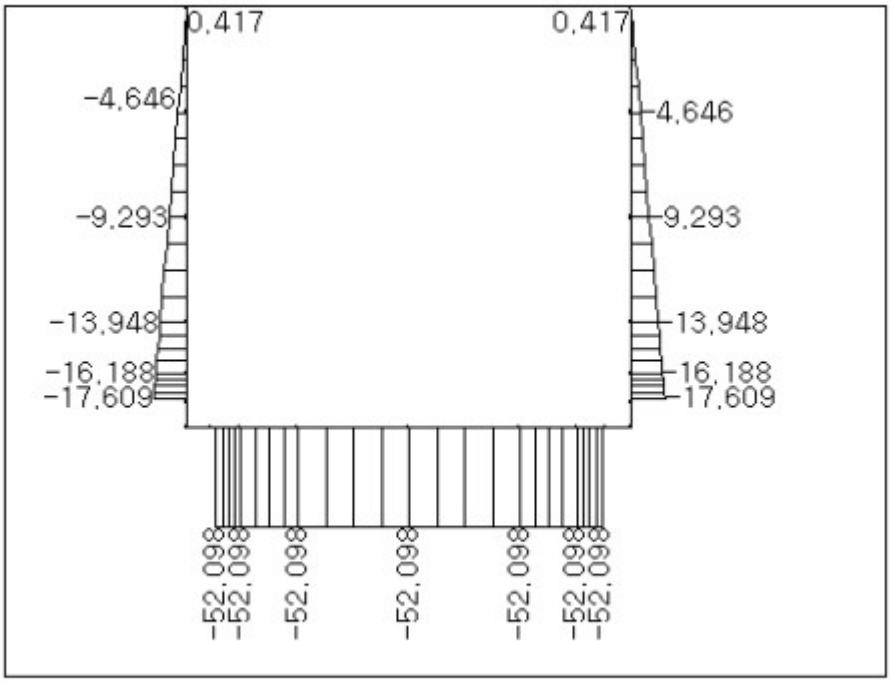
**1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - 단위 : kN.m)**



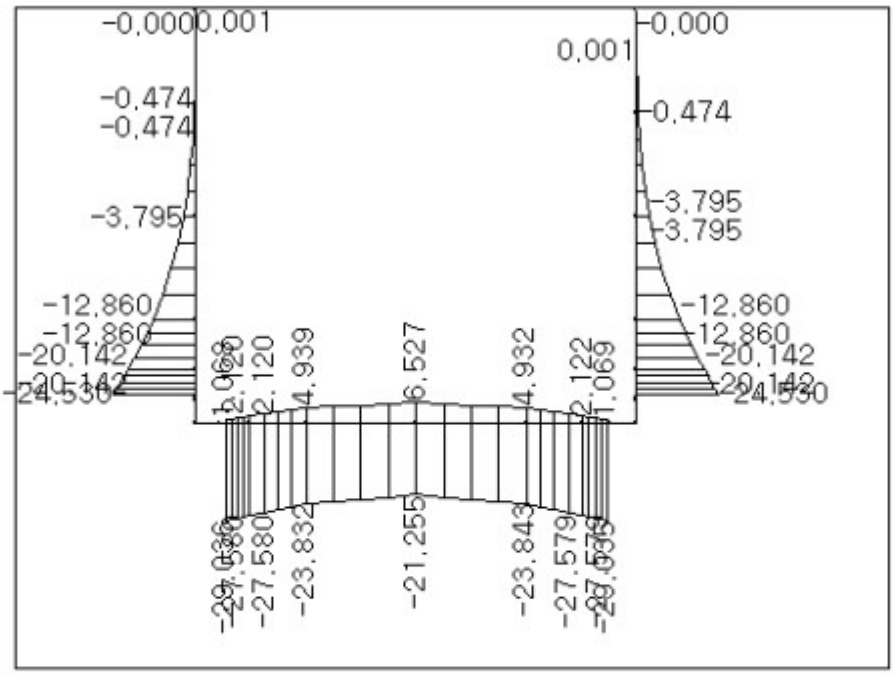

**2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - 단위 : kN)**



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - 단위 : kN




4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - 단위 : kN.m)



**5) 단면력 정리**

| 구분 | 위 치 | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | |
| | | | kN.m | kN | kN | kN.m | mm | mm | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 34.84 | 14.84 | 52.10 | 29.04 | 1000.0 | 291.7 | |
| | | 중앙부 | 25.51 | 7.63 | 52.10 | 21.26 | 1000.0 | 250.0 | |
| | | 우측 | 34.84 | 14.84 | 52.10 | 29.04 | 1000.0 | 291.7 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 15.43 | 29.15 | 13.95 | 12.86 | 1000.0 | 250.0 | |
| | | 하부 | 29.44 | 37.69 | 17.61 | 24.53 | 1000.0 | 291.7 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 15.43 | 29.15 | 13.95 | 12.86 | 1000.0 | 250.0 | |
| | | 하부 | 29.44 | 37.69 | 17.61 | 24.53 | 1000.0 | 291.7 | |

## 9.2 단면력 비교

**1) 극한모멘트** (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | 상시 2D | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | -34.84 | -34.84 | |
| | | 중앙부 | -25.51 | -25.51 | |
| | | 우측 | -34.84 | -34.84 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | -15.43 | -15.43 | |
| | | 하부 | -29.44 | -29.44 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | -15.43 | -15.43 | |
| | | 하부 | -29.44 | -29.44 | |

**2) 전단력** (kN)

| 구분 | 위 치 | | 상시 2D | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 14.84 | 14.84 | |
| | | 중앙부 | 7.63 | 7.63 | |
| | | 우측 | 14.85 | 14.85 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 29.15 | 29.15 | |
| | | 하부 | 37.69 | 37.69 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 29.15 | 29.15 | |
| | | 하부 | 37.69 | 37.69 | |

**3) 축력** (kN)

| 구분 | 위 치 | | 상시 2D | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 52.10 | 52.10 | |
| | | 중앙부 | 52.10 | 52.10 | |
| | | 우측 | 52.10 | 52.10 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 13.95 | 13.95 | |
| | | 하부 | 17.61 | 17.61 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 13.95 | 13.95 | |
| | | 하부 | 17.61 | 17.61 | |

**4) 사용모멘트** (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | 상시 2D | 적용값 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | -29.04 | -29.04 | |
| | | 중앙부 | -21.26 | -21.26 | |
| | | 우측 | -29.04 | -29.04 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | -12.86 | -12.86 | |
| | | 하부 | -24.53 | -24.53 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | -12.86 | -12.86 | |
| | | 하부 | -24.53 | -24.53 | |

## 10. 단면검토

### 10.1 하부슬래브 단부

#### 10.1.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 291.7 | 60.0 | 231.7 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 24.0 | 28.0 | 28,350 | 0.0030 | 0.879 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 850.0 | 0.70 | 595.0 | 50.0 | 50,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.005945 | 0.006065 |

| $M_u$ (kN-m) | |
|---|---|
| 극한 | 34.843 |

| Ms (kN-m) | |
|---|---|
| 사용 | 29.036 |

| Ms (kN-m) | |
|---|---|
| 크리프 | 29.036 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 14.839 |

- 곡선 철근 변수

| $r_b$ (mm) | $f_{fb}$ (MPa) | $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|---|---|
| | | ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 140.0 | 396.6 | 0.005945 | 0.012404 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 19 | @ | 300 | = | 955.0 mm²/m ( | 3.3 ea/m ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 300 | = | 422.3 mm²/m ( | 3.3 ea/m ) |
| | | | | Σ = | 1377.3 mm²/m ( | 6.7 ea/m ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 상면부 : | F 16 | @ | 300 | = | 662.0 mm²/m ( | 3.3 ea/m ) |
| 허면부 : | F 16 | @ | 300 | = | 662.0 mm²/m ( | 3.3 ea/m ) |
| | | | | Σ = | 1324.0 mm²/m ( | 6.7 ea/m ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

· 최소철근량 검토

$$\rho_{f,ts} = MAX\left(0.0018 \times \frac{414}{f_{fu}} \times \frac{E_s}{E_f},\ 0.0014\right) = 0.0050 \quad \text{단, 0.0036이하}$$

$\therefore\ \rho_{f,ts} = MIN\ (\ 0.0050\ ,\ 0.0036\ ) = 0.0036$

$A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H = 1050.0\ mm^2$

배력보강근 $A_{fr}$ = 1324.0 mm² > $A_{ts}$ = 1050.0 mm² ∴ O.K

· 최소피복 검토

max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 50.5 mm ∴ O.K

· 배근간격 검토

$s$ = 150 mm > $s_{min}$ = max(1.5$d_b$, 1.5$d_a$, 40mm) = 40 mm ∴ O.K

$s_{cs}$ = 150 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

### 10.1.2 휨강도 검토 (극한한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024, 6]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024, 6.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

= 601.6 MPa

$\varepsilon_{fb}$ = 601.6 / 50000 = 0.01203

$\varepsilon_{fu}$ = 595.0 / 50000 = 0.01190

$\varepsilon_{fb}$ = 0.01203 ≥ 0.01190 ( $\varepsilon_{fu}$ ) **∴ GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{fb}$ = 396.6 / 50000 = 0.00793

$\varepsilon_{fu}$ = 595.0 / 50000 = 0.01190

0.80 $\varepsilon_{fu}$ = 0.80 × 0.01190 = 0.00952

여기서, $\phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{fb} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 − 0.00793 / 0.01190 = 0.88 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{fb} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{fb} < 0.80\varepsilon_{fu}$ )

∴ $\phi_f$ = 0.75 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용

[KDS 24 50 05 : 2024, 6.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fb}$$

= 396.6 MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2)$ = 119.226 kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b)$ = 26.774

∴ $\phi M_n$ = 0.750 × 119.226

= 89.420 kN·m ≥ $M_u$ = 34.843 kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\phi_f \cdot f_{fb}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \phi_f \cdot f_{fb} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$$2.891\ A_f^2 - 68903.8\ A_f + 34843000 = 0$$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req}$ = 516.9 mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨

[KDS 24 50 05 : 2024, 6.2(3)]

$f_f = f_{fb}$ = 396.6 MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fb} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2)$ = 111.283 kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 63.58$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 111.283$

$= 61.206$ kN·m $\geq M_u = 34.843$ kN·m ← 적용 $\therefore$ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fb})}{\Phi_f\, f_{fb}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fb} - 0.5\,\beta_1\,E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{19043888589}{33119979.14} = 575.0 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024, 6.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4/3$ | = | 766.7 mm² |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fb} \times b_w \times d_s$ | = | 1116.2 mm² |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_s / f_{fb}$ | = | 1267.7 mm² |
| | | = | 766.7 mm² |

**$A_{s,use} = 1,377.3$ mm² $\geq A_{s,min} = 766.7$ mm² [ 1.80 ] $\therefore$ O.K**

### 10.1.3 전단강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024, 6.2.1]

$V_u = 14.839$ kN

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d) = 72.701$ kN

$V_f = 0.000$ (GFRP 전단보강근 미사용)

$\Phi_{전단} = 0.75$

여기서, $n_f = E_f / E_c = 1.764$

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.135$ [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

$= MAX\,(\ 0.160\ ,\ 0.135\ ) = 0.160$ [ACI 440.11-22, 22.5.6.1]

$c = k \times d = 37.1$ mm

$\therefore \Phi V_n = 0.75 \times 72.701 = 54.526$ kN $\geq V_u = 14.839$ kN $\therefore$ **O.K**

### 10.1.4 사용한계상태 검토 [KDS 24 50 05 : 2024, 6.6]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024, 6.6.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \leq 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

$= 296.0$ mm $\leq 338.0$ mm → 조건 만족

$= 296.0$ mm $> S_{used} = 150.0$ mm $\therefore$ **O.K**

여기서, $f_{fs} = n_f\, d\,(1-k)\, M_s / I_{cr} = 95.24$ MPa

$M_s = M_{s1} = 29.036$ kN·m (사용한계상태 하중조합-Ⅰ)

$C_b = 1.00$ (부착 감소계수, 리브형 보강근)

$w = 0.70$ mm (허용균열폭)

$C_c$ = 50.5 mm (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2(1-k)^2 = 107,747,521 \ mm^4$$

- 피복덮개($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \xi} = \frac{1.00 \times 50000 \times 0.70}{2 \times 95.24 \times 1.31} = 140.3 \ mm$$

여기서, $\xi = (h-kd)/(d-kd) =$ 1.31

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 60.0 mm < 140.3 mm ∴ **O.K**

### 10.1.5 크리프파괴 한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 29.036 kN·m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fb}$$

= 95.243 MPa ≤ = 118.969 MPa ∴ **O.K**

### 10.2 하부슬래브 중앙

#### 10.2.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 250.0 | 60.0 | 190.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 24.0 | 28.0 | 28,350 | 0.0030 | 0.879 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 850.0 | 0.70 | 595.0 | 50.0 | 50,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f > \rho fb$) | |
| 0.007249 | 0.006065 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 25.506 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 21.255 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 21.255 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 7.627 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 19 | @ | 300 | = | 955.0 mm² ( | 3.3 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 300 | = | 422.3 mm² ( | 3.3 ea ) |
| | | | Σ | = | 1377.3 mm² ( | 6.7 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 상면부 : | F 16 | @ | 300 | = | 662.0 mm² ( | 3.3 ea ) |
| 허면부 : | F 16 | @ | 300 | = | 662.0 mm² ( | 3.3 ea ) |
| | | | Σ | = | 1324.0 mm² ( | 6.7 ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  · 최소철근량 검토

$$\rho_{f,ts} = MAX\left(0.0018 \times \frac{414\ E_s}{f_{fu}\ E_f},\ 0.0014\right) = 0.0050 \quad \text{단, 0.0036이하}$$

$$\therefore\ \rho_{f,ts} = MIN\ (\ 0.0050\ ,\ 0.0036\ ) = 0.0036$$

$A_{fs} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 900.0 mm²

배력보강근 $A_{fs}$ = 1324.0 mm² > $A_{fs}$ = 900.0 mm² ∴ O.K

  · 최소피복 검토

max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 50.5 mm ∴ O.K

  · 배근간격 검토

s = 150 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_s$, 40mm) = 40 mm ∴ O.K

$s_{fs}$ = 150 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

### 10.2.2 휨강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024. 6]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 538.6$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 538.6 / 50000 = 0.01077$

$\varepsilon_{fu} = 595.0 / 50000 = 0.01190$

$\varepsilon_{ft} = 0.01077 < 0.01190 \ (\varepsilon_{fu})$ **콘크리트 압축파괴 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 538.6 / 50000 = 0.01077$

$\varepsilon_{fu} = 595.0 / 50000 = 0.01190$

$0.80\,\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01190 = 0.00952$

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ($\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$)

1.55 − 0.01077 / 0.01190 = 0.64 ($0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$)

0.75 ($\varepsilon_{ft} < 0.80\,\varepsilon_{fu}$)

$\therefore \Phi_f = 0.644805$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fu}$$

$= 538.6$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 127.458$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 36.364$

$\therefore \Phi M_n = 0.645 \times 127.458$

$= 82.186$ kN·m ≥ $M_u = 25.506$ kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$5.595\ A_f^2 - 72895.2\ A_f + 25506000 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 359.8$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 595.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 141.936$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 38.255$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 141.936$

$= 78.065$ kN·m ≥ $M_u = 25.506$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1\,E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{19001970000}{49503657.79} = 383.8 \ mm^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024, 6.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4 / 3$ | = | 479.7 $mm^2$ |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39\sqrt{f'_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_s$ | = | 610.1 $mm^2$ |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_s / f_{fu}$ | = | 692.9 $mm^2$ |
| | | = | 479.7 $mm^2$ |

**$A_{s,use}$ = 1,377.3 $mm^2$ ≥ $A_{s,min}$ = 479.7 $mm^2$ [ 2.87 ] ∴ O.K**

### 10.2.3 전단강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024, 6.2.1]

$V_u$ = 7.627 kN

$V_c$ = $(2/5) \cdot \sqrt{f'_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 59.572 kN

$V_f$ = 0.000 (GFRP 전단보강근 미사용)

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.764

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.148 [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.148 ) = 0.160 [ACI 440.11-22, 22.5.5.1]

$c = k \times d$ = 30.4 mm

∴ $\Phi V_n$ = 0.75 × 59.572 = 44.679 kN ≥ $V_u$ = 7.627 kN ∴ **O.K**

### 10.2.4 사용한계상태 검토 [KDS 24 50 05 : 2024, 6.6]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024, 6.6.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \le 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

= 345.0 mm ≤ 377.0 mm → 조건 만족

= 345.0 mm > $S_{use}$ = 150.0 mm ∴ **O.K**

여기서, $f_{fs} = n_f\, d\,(1-k)\, M_s / I_{cr}$ = 85.39 MPa

$M_s = M_{s1}$ = 21.255 kN·m (사용한계상태 하중조합-Ⅰ)

$C_b$ = 1.00 (부착 감소계수, 리브형 보강근)

$w$ = 0.70 mm (허용균열폭)

$C_c$ = 50.5 mm (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2(1-k)^2 = 71,068,264 \ mm^4$$

### 10.3 하부슬래브 단부

#### 10.3.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 291.7 | 60.0 | 231.7 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 24.0 | 28.0 | 28,350 | 0.0030 | 0.879 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 850.0 | 0.70 | 595.0 | 50.0 | 50,000 |

| $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 0.005945 | 0.006065 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 29.436 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 24.530 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 24.530 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 37.687 |

- 곡선 철근 변수

| $r_b$ (mm) | $f_{fb}$ (MPa) | $\rho_f$ | $\rho_{fb}$ |
|---|---|---|---|
| | | ($\rho f \le \rho fb$) | |
| 140.0 | 396.6 | 0.005945 | 0.012404 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 19 | @ | 300 | = | 955.0 mm² ( | 3.3 ea ) |
| 2cycle : | F 13 | @ | 300 | = | 422.3 mm² ( | 3.3 ea ) |
| | | | Σ | = | 1377.3 mm² ( | 6.7 ea ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 16 | @ | 300 | = | 662.0 mm² ( | 3.3 ea ) |
| 배면부 : | F 16 | @ | 300 | = | 662.0 mm² ( | 3.3 ea ) |
| | | | Σ | = | 1324.0 mm² ( | 6.7 ea ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

· 최소철근량 검토

$$\rho_{f,ts} = MAX\left(0.0018 \times \frac{414\ E_s}{f_{fu}\ E_f},\ 0.0014\right) = 0.0050 \quad \text{단, 0.0036이하}$$

$\therefore\ \rho_{f,ts} = MIN\ (\ 0.0050\ ,\ 0.0036\ ) = 0.0036$

$A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 1050.0 mm²

배력보강근 $A_{f1}$ = 1324.0 mm² > $A_{ts}$ = 1050.0 mm² ∴ **O.K**

· 최소피복 검토

max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 50.5 mm ∴ **O.K**

· 배근간격 검토

$s$ = 150 mm > $s_{min}$ = max(1.5$d_b$, 1.5$d_a$, 40mm) = 40 mm ∴ O.K

$s_{ts}$ = 150 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ O.K

### 10.3.2 휨강도 검토 (극한한계상태)

[KDS 24 50 05 : 2024, 6]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토

[KDS 24 50 05 : 2024, 6.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

= 601.6 MPa

$\varepsilon_{ft}$ = 601.6 / 50000 = 0.01203

$\varepsilon_{fu}$ = 595.0 / 50000 = 0.01190

$\varepsilon_{ft}$ = 0.01203 ≥ 0.01190 ( $\varepsilon_{fu}$ ) **⇒ GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft}$ = 396.6 / 50000 = 0.00793

$\varepsilon_{fu}$ = 595.0 / 50000 = 0.01190

0.80 $\varepsilon_{fu}$ = 0.80 × 0.01190 = 0.00952

여기서, $\Phi_f$ = 0.55 ( $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}$ )

1.55 − 0.00793 / 0.01190 = 0.88 ( $0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}$ )

0.75 ( $\varepsilon_{ft} < 0.80\varepsilon_{fu}$ )

∴ $\Phi_f$ = 0.75 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용

[KDS 24 50 05 : 2024, 6.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \le f_{fb}$$

= 396.6 MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2)$ = 119.226 kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b)$ = 26.774

∴ $\Phi M_n$ = 0.750 × 119.226

= 89.420 kN·m ≥ $M_u$ = 29.436 kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fb}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fb} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$$2.891\ A_f^2 - 68903.8\ A_f + 29436000 = 0$$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req}$ = 435.1 mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨

[KDS 24 50 05 : 2024, 6.2(3)]

$f_f = f_{fb}$ = 396.6 MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fb} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2)$ = 111.283 kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 63.58$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 111.283$

$= 61.206$ kN·m $\geq M_u = 29.436$ kN·m ← 적용 $\therefore$ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{f,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fb})}{\Phi_f\, f_{fb}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fb} - 0.5\,\beta_1\,E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{16088623382}{33119979.14} = 485.8 \text{ mm}^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024, 6.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4/3$ | $=$ | 647.7 mm² |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39\sqrt{f_{ck}} / f_{fb} \times b_w \times d_s$ | $=$ | 1116.2 mm² |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_s / f_{fb}$ | $=$ | 1267.7 mm² |
| | | $=$ | 647.7 mm² |

**$A_{s,use} = 1,377.3$ mm² $\geq A_{s,min} = 647.7$ mm² [ 2.13 ] $\therefore$ O.K**

### 10.3.3 전단강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024, 6.2.1]

$V_u = 37.687$ kN

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d) = 72.701$ kN

$V_f = 0.000$ (GFRP 전단보강근 미사용)

$\Phi_{전단} = 0.75$

여기서, $n_f = E_f / E_c = 1.764$

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f = 0.135$ [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

$= \text{MAX}(0.160, 0.135) = 0.160$ [ACI 440.11-22, 22.5.5.1]

$c = k \times d = 37.1$ mm

$\therefore \Phi V_n = 0.75 \times 72.701 = 54.526$ kN $\geq V_u = 37.687$ kN $\therefore$ **O.K**

### 10.3.4 사용한계상태 검토 [KDS 24 50 05 : 2024, 6.6]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024, 6.6.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \leq 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

$= 374.0$ mm $\leq 400.0$ mm → 조건 만족

$= 374.0$ mm $> S_{used} = 150.0$ mm $\therefore$ **O.K**

여기서, $f_{fs} = n_f\, d\,(1-k)\, M_s / I_{cr} = 80.46$ MPa

$M_s = M_{s1} = 24.530$ kN·m (사용한계상태 하중조합-Ⅰ)

$C_b = 1.00$ (부착 감소계수, 리브형 보강근)

$w = 0.70$ mm (허용균열폭)

$C_c$ = 50.5 mm (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2(1-k)^2 = 107,747,521 \ mm^4$$

- 피복덮개($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fb} \cdot \xi} = \frac{1.00 \times 50000 \times 0.70}{2 \times 80.46 \times 1.31} = 166.0 \ mm$$

여기서, $\xi = (h-kd)/(d-kd) = 1.31$

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 60.0 mm < 166.0 mm ∴ **O.K**

**10.3.5 크리프파괴 한계상태 검토** [KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 24.530 kN·m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fb}$$

= 80.462 MPa ≤ = 118.969 MPa ∴ **O.K**

### 10.4 벽체 중앙

#### 10.4.1 설계변수 및 보강근 배치

(1) 설계변수

| B (mm) | H (mm) | 피복 (mm) | d (mm) |
|---|---|---|---|
| 1000 | 250.0 | 60.0 | 190.0 |

| $f_{ck}$ (MPa) | $f_{cm}$ (MPa) | $E_c$ (MPa) | $\varepsilon_{cu}$ - | $\beta_1$ - | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 24.0 | 28.0 | 28,350 | 0.0030 | 0.879 | 200,000 |

| $f_{fu}$* (MPa) | CE - | $f_{fu}$ (MPa) | $E_f$ (GPa) | $E_f$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 850.0 | 0.70 | 595.0 | 50.0 | 50,000 |

| $\rho_f$ ($\rho f \le \rho fb$) | $\rho_{fb}$ |
|---|---|
| 0.005026 | 0.006065 |

| $M_u$ (kN·m) | |
|---|---|
| 극한 | 15.433 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 사용 | 12.860 |

| Ms (kN·m) | |
|---|---|
| 크리프 | 12.860 |

| Vu (kN) | |
|---|---|
| 극한전단 | 12.860 |

(2) GFRP 보강근 배치

① 주보강근

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1cycle : | F 19 | @ | 600 | = | 477.5 mm²/m ( 1.7 ea/m ) |
| 2cycle : | F 19 | @ | 600 | = | 477.5 mm²/m ( 1.7 ea/m ) |
| | | | Σ | = | 955.0 mm²/m ( 3.3 ea/m ) |

② 수축 온도 보강근

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 전면부 : | F 16 | @ | 300 | = | 662.0 mm²/m ( 3.3 ea/m ) |
| 배면부 : | F 16 | @ | 300 | = | 662.0 mm²/m ( 3.3 ea/m ) |
| | | | Σ | = | 1324.0 mm²/m ( 6.7 ea/m ) |

- 수축 및 온도보강근 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 7]

  · 최소철근량 검토

  $\rho_{f,ts} = MAX\left(0.0018 \times \frac{414\ E_s}{f_{fu}\ E_f},\ 0.0014\right) = 0.0050$ 단, 0.0036이하

  $\therefore\ \rho_{f,ts} = MIN(0.0050,\ 0.0036) = 0.0036$

  $A_{ts} = \rho_{f,ts} \cdot b \cdot H =$ 900.0 mm²/m

  배력보강근 $A_{fr}$ = 1324.0 mm²/m > $A_{ts}$ = 900.0 mm²/m ∴ **O.K**

  · 최소피복 검토

  max ( $1.5d_b$ , 30mm ) = 30.0 mm ≤ 적용피복($C_c$) = 50.5 mm ∴ **O.K**

  · 배근간격 검토

  s = 300 mm > $s_{min}$ = max($1.5d_b$, $1.5d_a$, 40mm) = 40 mm ∴ **O.K**

  $s_{ts}$ = 150 mm < $s_{max}$ = min(3.0H, 300mm) = 300 mm ∴ **O.K**

### 10.4.2 휨강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024. 6]

(1) 콘크리트 압축파괴, GFRP 보강근 인장파열 조건 검토 [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right]$$

$= 660.2$ MPa

$\varepsilon_{ft} = 660.2 / 50000 = 0.01320$

$\varepsilon_{fu} = 595.0 / 50000 = 0.01190$

$\varepsilon_{ft} = 0.01320 \geq 0.01190 \ (\varepsilon_{fu})$ **☑ GFRP 보강근 인장파열 조건**

(2) 저항계수 산정

$\varepsilon_{ft} = 595.0 / 50000 = 0.01190$

$\varepsilon_{fu} = 595.0 / 50000 = 0.01190$

$0.80\varepsilon_{fu} = 0.80 \times 0.01190 = 0.00952$

여기서, $\Phi_f = \begin{cases} 0.55 & (\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{fu}) \\ 1.55 - 0.01190 / 0.01190 = 0.55 & (0.80\varepsilon_{fu} < \varepsilon_{ft} < \varepsilon_{fu}) \\ 0.75 & (\varepsilon_{ft} < 0.80\varepsilon_{fu}) \end{cases}$

$\therefore \Phi_f = 0.55$ 적용

(3) 콘크리트 압축파괴 조건의 휨강도 검토 ← 미적용 [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2(2)]

$$f_f = \left[\sqrt{\left\{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right\}} - 0.5E_f \cdot \varepsilon_{cu}\right] \leq f_{fu}$$

$= 595.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_f \cdot (d - a/2) = 100.049$ kN·m

여기서, $a = A_f \cdot f_f / (0.85 f_{ck} \cdot b) = 27.854$

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 100.049$

$= 55.027$ kN·m $\geq M_u = 15.433$ kN·m ← 미적용

- 필요철근량 산정

$$\frac{\Phi_f \cdot f_{fu}^2}{1.7 f_{ck} \cdot b} A_f^2 - \Phi_f \cdot f_{fu} \cdot d \cdot A_f + M_u = 0$$

$4.772 A_f^2 - 62177.5 A_f + 15433000 = 0$

여기서, 2차방정식을 풀면, $A_{f,req} = 253.1$ mm²

(4) GFRP보강근 인장파열 조건의 휨강도 검토 ← 본 조건으로 적용됨 [KDS 24 50 05 : 2024. 6.2(3)]

$f_f = f_{fu} = 595.0$ MPa

$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot (d - \beta_1 \cdot c_b/2) = 98.414$ kN·m

여기서, $c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{fu}/E_f}\right) d = 38.255$ mm

$\therefore \Phi M_n = 0.550 \times 98.414$

$= 54.128$ kN·m $\geq M_u = 15.433$ kN·m ← 적용 ∴ **O.K**

- 필요철근량 산정

$$A_{s,req} = \frac{Mu\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu})}{\Phi_f\, f_{fu}\, d\,(E_f\,\varepsilon_{cu} + f_{fu} - 0.5\,\beta_1\,E_f\,\varepsilon_{cu})} = \frac{11497585000}{42225184.38} = 272.3 \ mm^2$$

(5) GFRP보강근 최소보강근량 [KDS 24 50 05 : 2024, 6.4]

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_{f,min1}$ | $= A_{s,req} \times 4 / 3$ | = | 363.1 $mm^2$ |
| $A_{f,min2}$ | $= 0.39\sqrt{f'_{ck}} / f_{fu} \times b_w \times d_s$ | = | 610.1 $mm^2$ |
| $A_{f,min3}$ | $= 2.17 \times b_w \times d_s / f_{fu}$ | = | 692.9 $mm^2$ |
| | | = | 363.1 $mm^2$ |

**$A_{s,use}$ = 955.0 $mm^2$ ≥ $A_{s,min}$ = 363.1 $mm^2$ [ 2.63 ] ∴ O.K**

### 10.4.3 전단강도 검토 (극한한계상태) [KDS 24 50 05 : 2024, 6.2.1]

$V_u$ = 12.860 kN

$V_c = (2/5) \cdot \sqrt{f'_{ck}} \cdot b_w \cdot (k \cdot d)$ = 59.572 kN

$V_f$ = 0.000 (GFRP 전단보강근 미사용)

$\Phi_{전단}$ = 0.75

여기서, $n_f = E_f / E_c$ = 1.764

$k = \sqrt{[2\rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2]} - \rho_f \cdot n_f$ = 0.125 [KDS 24 50 05 : 2024, 4.3]

= MAX ( 0.160 , 0.125 ) = 0.160 [ACI 440.11-22, 22.5.5.1]

$c = k \times d$ = 30.4 mm

∴ $\Phi V_n$ = 0.75 × 59.572 = 44.679 kN ≥ $V_u$ = 12.860 kN ∴ **O.K**

### 10.4.4 사용한계상태 검토 [KDS 24 50 05 : 2024, 6.6]

(1) 균열검토 [KDS 24 50 05 : 2024, 6.6.2]

- 균열제어를 위한 FRP 보강근 간격검토

$$S_{max} = 1.15\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}} - 2.5C_c \le 0.92\frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{f_{fs}}$$

= 418.0 mm ≤ 436.0 mm → 조건 만족

= 418.0 mm > $S_{use}$ = 300.0 mm ∴ **O.K**

여기서, $f_{fs}$ = $n_f\, d\,(1-k)\, M_s / I_{cr}$ = 73.91 MPa

$M_s$ = $M_{s1}$ = 12.860 kN·m (사용한계상태 하중조합-Ⅰ)

$C_b$ = 1.00 (부착 감소계수, 리브형 보강근)

$w$ = 0.70 mm (허용균열폭)

$C_c$ = 50.5 mm (피복두께, mm)

$I_{cr}$ : 균열 단면이차모멘트

$$= \frac{bd^3}{3}k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2(1-k)^2 = 51,018,060 \ mm^4$$

- 피복덮개($d_c$) 적정성 검토

$$d_c \le \frac{C_b \cdot E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \xi} = \frac{1.00 \times 50000 \times 0.70}{2 \times 73.91 \times 1.38} = 171.6 \text{ mm}$$

여기서, $\xi = (h - kd) / (d - kd) = 1.38$

∴ 최외측 적용 $d_c$ = 60.0 mm < 171.6 mm ∴ **O.K**

### 10.4.5 크리프파괴 한계상태 검토

[KDS 24 50 05 : 2024. 4.3]

(1) 단면력 산정

Ms = 12.860 kN·m

(2) 크리프 파괴에 대한 응력 제한

$$f_{fs,sus} = M_{s,sus} \cdot \frac{n_f \cdot d(1-k)}{I_{cr}} \le 0.30 \cdot f_{fu}$$

= 73.909 MPa ≤ = 178.500 MPa ∴ **O.K**

# 7. 결론

건설 분야에서 FRP 보강근이 도입된 것은 1970년대 후반으로, 북미 지역을 중심으로 ASLAN, IsoRod(이후 V-Rod로 변경) 등 다양한 제조사가 등장하면서 교량 바닥판을 포함한 여러 구조물에 약 300개 이상의 사례에 적용되었다. 우리나라에서는 2000년대 초 대학 및 중소기업을 중심으로 콘크리트 구조물 보강을 위한 FRP 보강근 개발이 본격적으로 시작되었으며, 이후 한국건설기술연구원의 연구를 통해 신설 구조물에 적용 가능한 FRP 보강근의 개발과 설계기준 정립이 이루어졌다.

특히, 2013년부터 2019년까지 진행된 "ICT 기반 교량 수명 연장을 위한 부분교체 및 저탄소 소재 활용 기술 개발" 연구를 통해 국내 FRP 보강근의 시험규격 및 구조설계 기준이 정비되었으며, 이를 바탕으로 국내외 연구자료를 종합적으로 검토하고 GFRP 바닥판 설계기준 및 시험규격을 마련하는 작업이 진행되었다. 또한, 도로공사에서 적용 예정인 교량에 대한 시험설계를 수행하고 경제성 분석을 실시함으로써 실용적인 적용 가능성을 평가하였다.

최근 국내에서도 2020년을 기점으로 GFRP 보강근 도입이 건설업계의 주요 이슈로 떠오르면서 국가건설기준인 KDS/KCS 24 50 05 제정을 통해 적용 근거를 마련하는 단계에 접어들었다. 그러나 공공부문(도로, 철도 등) 중심으로 산발적으로 적용되는 현 상황에서는 시장 확대에 한계가 있으며, 안정적인 시장 형성을 위해 건축 분야 등 타 산업으로의 확장이 필수적이다.

GFRP 보강근은 무부식성, 절연성 등 철근이 가지지 못한 우수한 특성을 보유하고 있음에도 불구하고, 낮은 탄성계수 등의 고유한 물리적 특성으로 인해 경제성과 시공성을 향상하는 데 일부 어려움이 존재한다. 특히, 철근을 완전히 대체하기 위해서는 탄성계수 60GPa 이상의 고성능 GFRP 보강근 개발이 시급하며, 내진 및 내화 성능에 대한 검증도 반드시 이루어져야 한다.

또한, 품질 관리 수준을 북미 기준에 준하는 수준으로 향상시켜 균일한 제품 생산이 가능하도록 업계의 노력이 필요하며, 이를 위한 공공기관의 지속적인 연구개발(R&D) 투자와 정책적 지원이 요구된다. 범 국가적 차원에서는 최신의 연구성과와 최신 해외 기준을 분석한 후 관련 기준을 정비하여 GFRP 보강근이 건설 현장에 안정적으로 정착될 수 있도록 정책적 지원이 필요하다.

본 예제집은 GFRP 보강근의 확대 적용을 위한 기초 자료로 활용될 수 있으며, 향후 적용 범위를 넓히기 위한 밑거름이 될 것이다. 그러나, GFRP 보강근이 지닌 낮은 탄성계수, 전단 저항 성능, 곡선근의 품질 문제 등 해결해야 할 기술적 과제도 분명히

존재한다. 이러한 문제를 극복하기 위해 최근 내식성 중공철근을 이용한 곡선 커플러, 헤디드 바 적용 등 다양한 연구가 진행되고 있으며, 이를 바탕으로 기술적 완성도를 더욱 높여야 한다.

본 예제집은 현재까지의 연구 성과를 종합하고 GFRP 보강근의 확대 적용 가능성을 제시하는 데 목적이 있으나, 모든 현황을 포괄적으로 반영하기에는 한계가 있다. 따라서, 추가적인 연구와 기술적 논의가 지속적으로 이루어져야 하며, 산업계, 학계, 연구기관 간의 협력을 통해 GFRP 보강근이 철근을 대체할 수 있는 실질적인 대안으로 자리 잡을 수 있도록 공론화 과정이 필요하다. 이를 통해 경제성, 시공성, 내구성이 확보된 GFRP 보강근의 실용화를 촉진하고, 건설산업의 지속 가능성과 구조물의 장수명화를 달성하는 데 기여할 수 있을 것이다.

# [참고문헌]


- GFRP 보강근용 콘크리트교 설계기준(KDS 24 50 05, 2024)
- GFRP 보강근용 콘크리트교 공사(KCS 24 50 05, 2024)
- 도로교설계기준 한계상태설계법(2015) 및 관련 국가건설기준
- 국토교통과학기술진흥원(2019) ICT 기반 교량 수명 연장을 위한 부분교체 및 저탄소 소재 활용 기술개발 최종보고서, R&D/13SCIPA01.
- 국토교통부(2016) 철근공사(KCS 14 20 11), 표준시방서.
- 산업표준심의회(2015) 콘크리트용 섬유강화폴리머(FRP) 보강재 시험방법-제1부:FRP 보강근 및 격자, KS F ISO 10406-1.
- 한국건설기술연구원(2006) 장수명 합리화 바닥판 개발-복합재료 바닥판, 건기연 2006
- 한국콘크리트학회(2019) FRP 보강근 구조설계지침, 기문당.
- 한국도로공사(2019) 고속도로 건설공사 현장 품질시험기준.
- 한국도로공사(2020) 콘크리트 보강재로서의 철근 대체를 위한 FRP 적용성 검토 기술자문 보고서, 한국도로공사 설계처.
- ACI Committee 440(2004) ACI 440.3R-04 : Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers(FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures.
- ACI Committee 440(2008) ACI 440.5-08 : Specification for Construction with fiber-Reinforced Polymer Reinforcing Bars.
- ACI 440.11-22 Building Code Requirements for Structural Concrete Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer(GFRP) Bars
- American Association of State and Highway Transportation Officials(2020) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Washington, D.C.

- AASHTO LRFD Bridge Design Guide Specifications for GFRP Reinforced Concrete(2nd, 2018)

- CSA S806:12 Design and Construction of Building structures with Fibre-Reinforced polymers (2021)

- Brahim Benmokrane, Ehab El-Salakawy, Amr El-Ragaby, Thomas Lackey(2006) Designing and Testing of Concrete Bridge Decks Reinforced with Glass FRP Bars, ASCE, Journal of Bridge Engineering, Vol.11, No.2, pp.217-229.

- ISIS Canada Research Network(2007) Reinforcing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers, Design Manual No.3.

- Victoria Jane Worner(2015) Use of Glass Fibre Reinforced Polymer (GFRP) reinforcing bars for concrete bridge decks, University of Canterbury, New Zealand, Degree of Master.

- Design and Performance of Reinforced Concrete Water Chlorination Tank Totally Reinforced with GFRP Bars: Case Study. J (2013). ASCE.

- Design and Detailing of Cast-in-Place and Precast Concrete Approach Slabs Nebraska Department of Transportation (NDOT), Project No. M108, Final Report, 2021

- Shear Strength of One-Way Concrete Slabs Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Composite Bars (2005), ASCE, J. Compos. Constr. 2005.9:147-157.

- INVESTIGATION OF LIVE LOAD MOMENT AND SHEAR FOR THE DESIGN OF BRIDGE DECK SLAB CANTILEVERS WITH UNSTIFFENED EDGE OR BUILT WITH TL-5 BARRIER WALL(2016), RESILIENT INFRASTRUCTURE

- Design and Field Testing of a First Continuous Slab-on-Girder Bridge with a Hybrid GFRP – Steel-Reinforced Bridge Deck in Canada(2020), ASCE