

12-3

시범한옥 구조검토보고서



작성자 : 연구책임자 김영민

연락처 : 경기도 용인시 처인구 명지로 116 명지대학교 건축대학 12315호
Tel:(031)330-6490 Fax:(031)031-330-6487

〈 목 차 〉

1. 시범한옥 구조검토보고서	2
1.1 시범한옥(은평구) 개요	2
1) 공사개요	2
2) 공사관계자	2
3) 시범한옥의 도면	3
1.2 시범한옥 주요구조부재의 구조검토	5
1) 구조해석 개요	5
2) 구조해석 모델링	6
3) 구조검토 결과	9
1.3 시범한옥의 기초구조의 구조검토	31
1) 구조해석 개요	31
2) 시범한옥 벽기초 설계	31
3) 기본 상수의 정의	31
4) 하중의 산정	31
5) 기초 크기의 산정	32
6) 기초판의 1방향 전단검토	32
7) 기초판의 휨설계	32
8) 기초벽체 설계	33
9) 전면기초(바닥판 슬래브)의 설계	34
10) 최종 기초 설계안	34

1. 시범한옥 구조검토보고서

1.1 시범한옥(은평구) 개요

본 장에서는 현재 한옥기술개발사업을 통해 시공 중인 은평구 시범한옥에 대하여 구조해석프로그램(midas Gen Ver. 800)을 이용하여 구조안전성을 검토하였다. 시범한옥은 서울시 은평구 진관동 은평뉴타운 내에 위치하고 있다. 간략한 공사개요 및 기본정보는 다음과 같다.

1) 공사개요

공 사 기 간 : 2013년 3월 4일 ~ 2013년 7월 30일
 대 재 위 치 : 서울특별시 은평구 진관동 125-29
 대 지 면 적 : 361.68 m²
 건 축 면 적 : 71.10 m²
 층 수 : 2층
 주 관 기 관 : 명지대학교 산학협력단
 : 명지대학교 한옥기술개발 연구단
 사업수행주관부서 : 국토교통부
 사업대행전문기관 : 국토교통과학기술진흥원

2) 공사관계자

한옥기술개발연구단장 : 김왕직
 설 계 : 명지대학교 한옥기술개발 연구단
 : (주) 금성종합건축사사무소
 시 공 : 명지대학교 한옥기술개발 연구단
 현 장 총 괄 : 양현우
 현 장 소 장 : 류재선 (보수기술자, 건축사)

3) 시범한옥의 도면

아래 그림은 금성건축에서 설계하여 서울시 은평뉴타운 내에 지어지고 있는 시범한옥의 건축도면이다. 본 건물은 ㄱ자 형태의 평면을 가지고 있는 2층 건물이다. 여기에서는 전체 도면 중 일부만 제시하였으며, 전체도면은 해당 세세부 연구내용을 참조하면 된다.

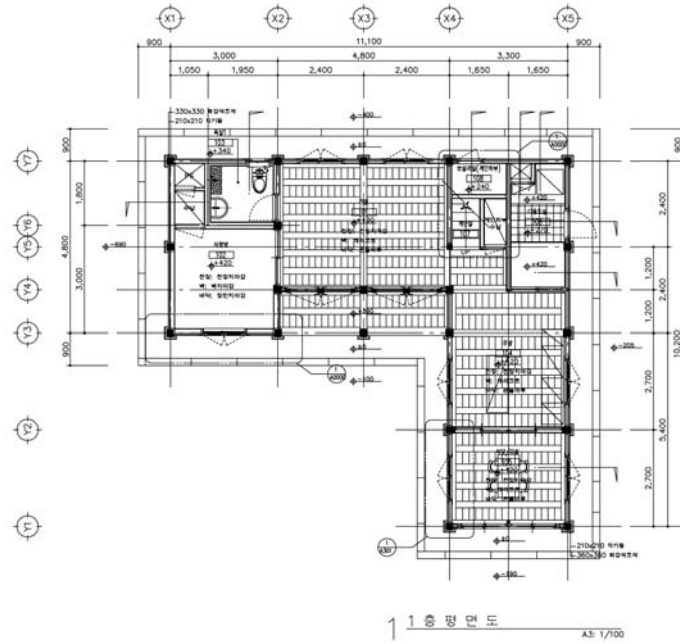


그림 1. 시범한옥 1층 평면도 (2-2 세세부 제공)

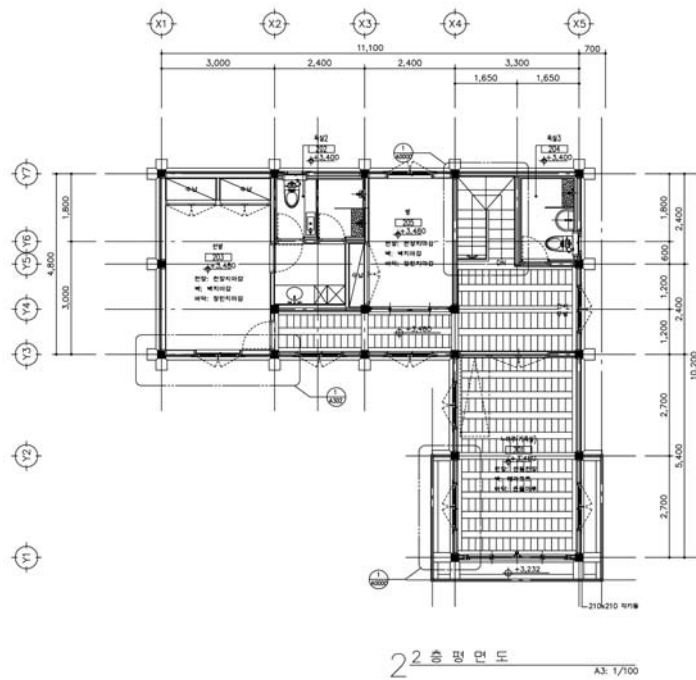
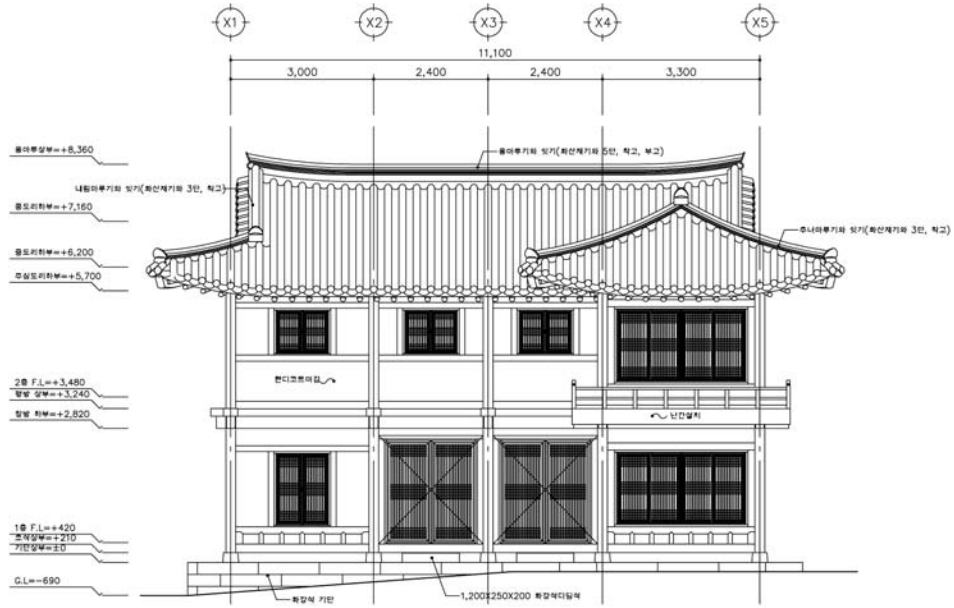
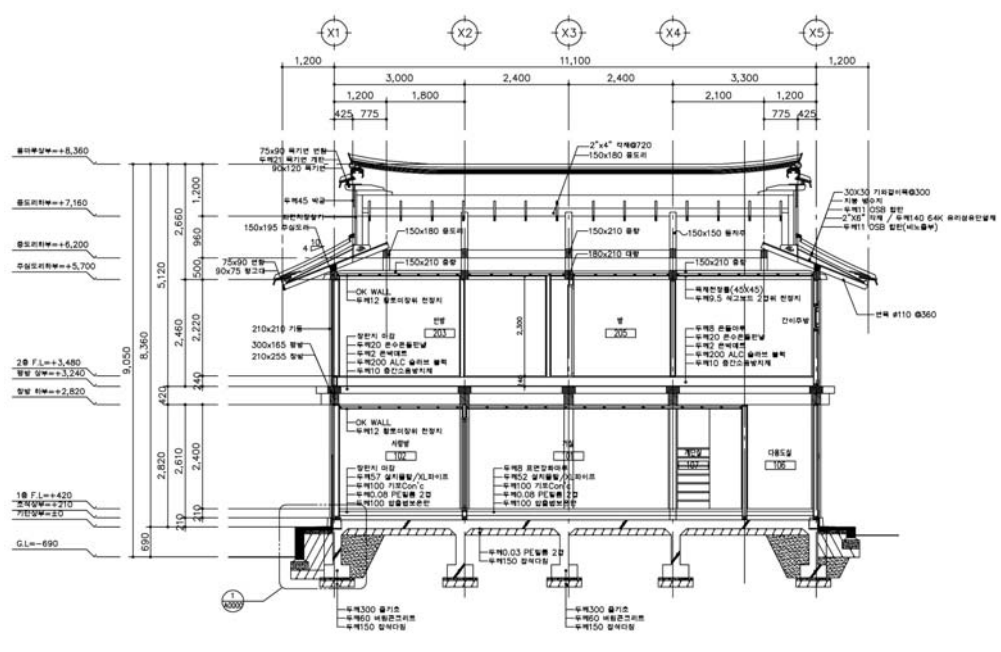


그림 2. 시범한옥 2층 평면도 (2-2 세세부 제공)



1 정면도 A3: 1/100

그림 3. 시범한옥 정면도 (2-2 세세부 제공)



2 횡단면도 1 A3: 1/100

그림 4. 시범한옥 단면도 (2-2 세세부 제공)

1.2 시범한옥 주요구조부재의 구조검토

1) 구조해석 개요

은평구 시범한옥에 대해 구조해석을 수행하고 이로부터 안전성을 검토하였다. 구조해석 프로그램으로는 midas Gen Ver.800을 이용하였다. 구조해석 모델링은 지점조건과 부재의 맞춤 및 이음을 실제와 최대한 유사하게 반영하였다. 이 과정에서 부재 단부의 모멘트 해제와 탄성연결요소를 적절히 사용하였다. 안전측으로 검토하기 위해 수평부재에 대한 구조검토시에는 접합부의 모멘트 저항능력이 없다고 가정하였으며, 수직부재 및 수평력에 대한 구조검토시에는 20%의 모멘트 저항능력을 가지는 것으로 가정하였다. 20%의 모멘트 저항능력은 1/4 시험체의 정적가력시험으로부터 도출된 값으로 신한옥 접합부에 대한 적정수준의 접합조건으로 판단되는 값이다. 하중으로는 수직 및 수평하중을 고려하였다. 지붕은 부재의 자중, 지붕하중 1.5kN/m²(기와 및 마감재 1kN/m², 기타 0.5kN/m²), 적설하중 0.5kN/m²을 고려하였으며, 2층 바닥은 활하중 2kN/m², 고정하중 3kN/m²을 고려하였다. 수평하중으로는 건축구조기준 KBC2009에 따른 풍하중과 지진하중을 고려하였다.

(1) 구조재료

사용된 목재의 종류는 소나무류 1등급(제재목)과 10S-30B(집성목)을 사용하였다. 소나무류 1등급의 경우 기준허용휨응력은 7.5MPa이고, 10S-30B 집성목의 경우 기준허용휨응력은 10MPa이다. 각각의 기준허용응력은 다음의 표와 같다.

표 1. 침엽수 육안등급 구조재의 기준허용응력 (단위:MPa)

수종군	등급	기준 허용응력					
		F_b	F_t	F_c	$F_{c\perp}$	F_v	E
소나무류	1등급	7.5	5.0	7.5	3.0	0.5	10,000

표 2. 대칭다른등급구성 집성재의 기준허용응력 (단위:MPa)

등급	기준 허용응력						
	X-X축 휨 ¹⁾		Y-Y축 휨 ¹⁾		축하중		
	F_{bx-x}	E_{x-x}	F_{by-y}	E_{y-y}	F_t	F_c	E
10S-30B	10	9,000	7	8,000	6.5	7.5	8,000

1) x-x 축은 하중 또는 처짐의 방향이 적층면과 직교하게 작용하는 경우이고, y-y 축은 하중 또는 처짐의 방향이 적층면과 평행하게 작용하는 경우이다.

(2) 설계하중 적용기준 : 건축구조기준 (KBC 2009)

(3) 구조해석 소프트웨어 : midas Gen Ver.800

(4) 보부재 단부 모멘트 해제 및 압축전담 탄성연결 요소 적용

(5) 설계하중

가)고정하중 : 자중+ 기와+ 지붕마감에 의한 하중 : 3kN/m^2

나)적설하중 : 적설하중 0.5kN/m^2

다)풍하중 : 노풍도 B. 설계기본풍속 30m/s , 중요도계수 1

라)지진하중 : 지진구역 1. 지반종류 Sc, 중요도계수 1

(6) 하중조합

하중조합은 규준에 따라 다음과 같이 7가지 유형을 모두 고려하였다.

(D : 고정하중, L : 활하중, S : 적설하중, W : 풍하중, E : 지진하중)

가) D

나) D+L

다) D+L+S

라) D+L+WX+S

마) D+L+WY+S

바) D+L+0.7EX+S

사) D+L+0.7EY+S

2) 구조해석 모델링

아래의 그림은 시범한옥의 Sketch up에 의한 3차원 형상모델링 결과이다.



그림 5. Sketch up에 의한 3차원 형상모델링 (1-2-3 세세부 제공)

다음 그림은 시범한옥의 구조해석 소프트웨어 midas Gen에서의 구조모델링 과정이다. 실제 한옥의 시공순서와 같은 순서로 구조모델링을 수행하였다.

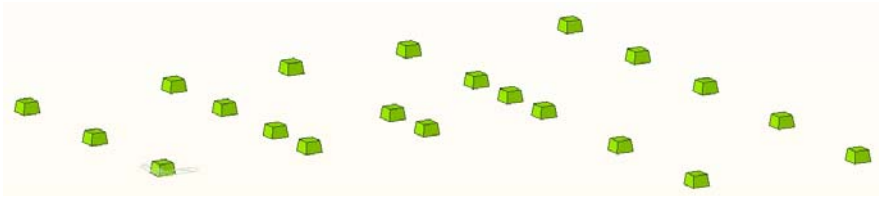


그림 6. 시범한옥의 구조모델링 과정 (기초)

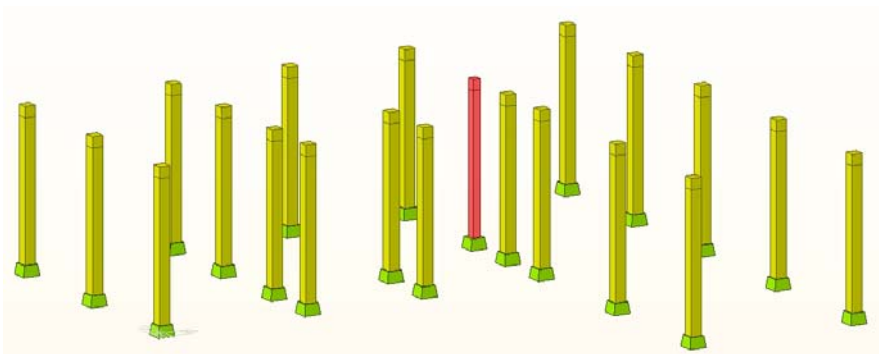


그림 7. 시범한옥의 구조모델링 과정 (기둥)

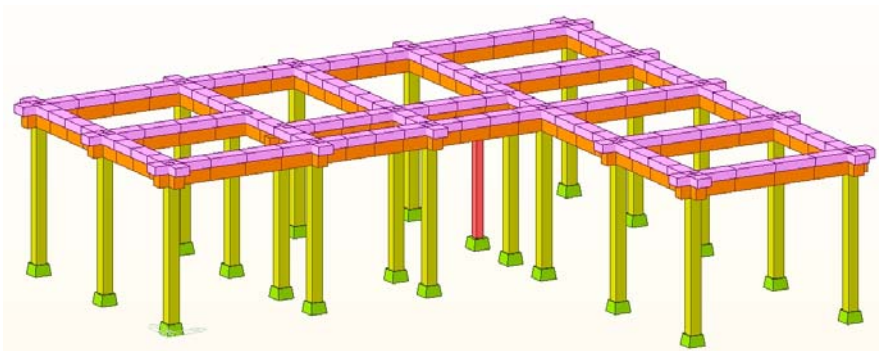


그림 8. 시범한옥의 구조모델링 과정 (평방, 창방)

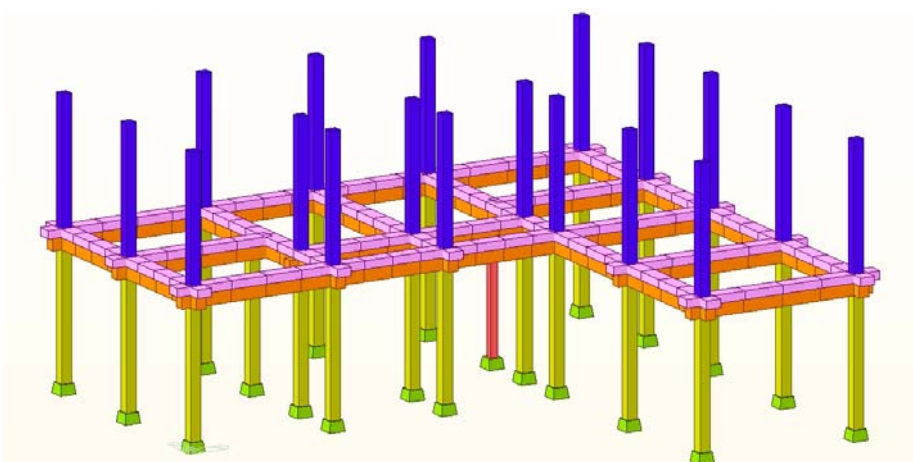


그림 9. 시범한옥의 구조모델링 과정 (기둥)

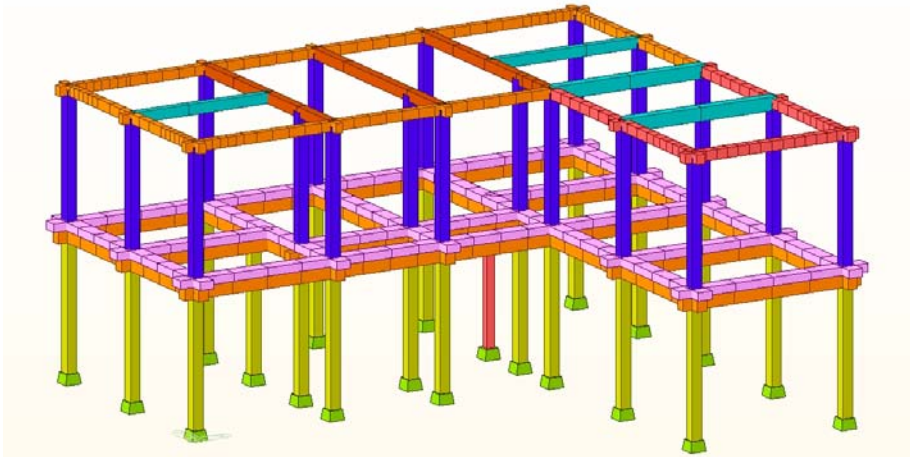


그림 10. 시범한옥의 구조모델링 과정 (대들보, 주심도리, 우미량, 충량)

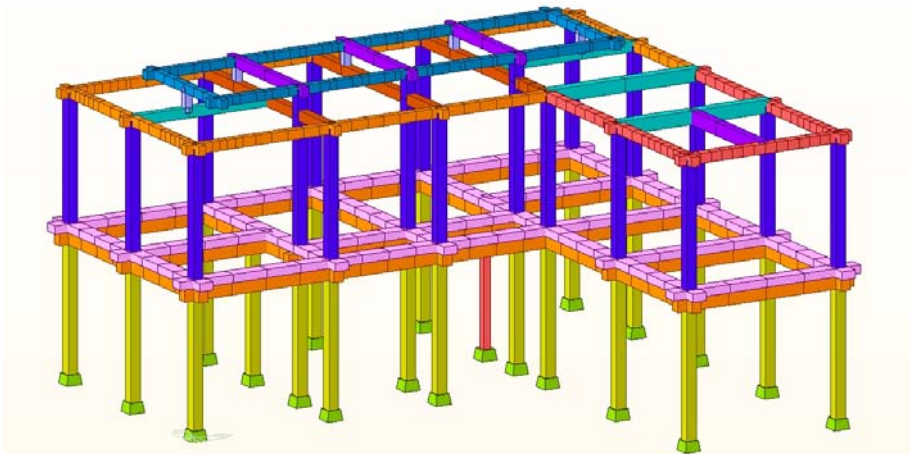


그림 11. 시범한옥의 구조모델링 과정 (동자기둥, 중도리)



그림 12. 시범한옥의 구조모델링 과정 (동자기둥, 종도리)

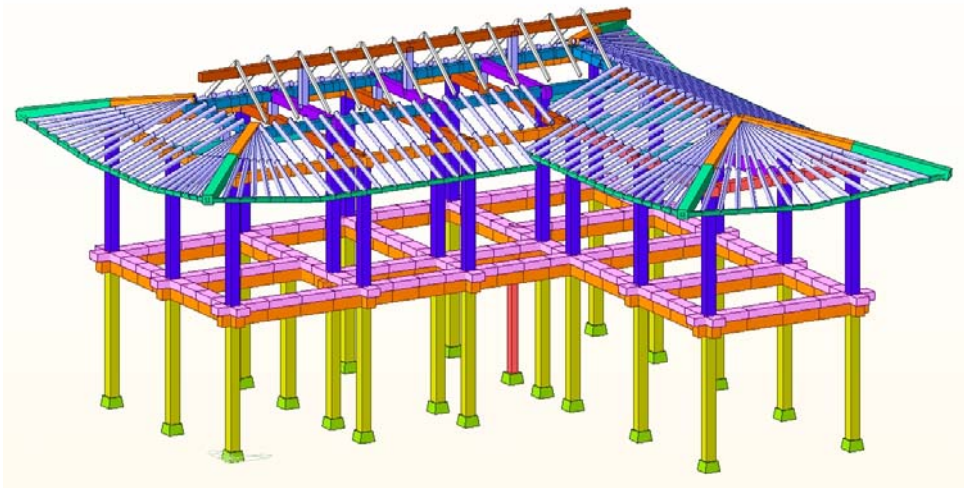


그림 13. 시범한옥의 구조모델링 과정 (서까래, 단연, 추녀, 평고대)

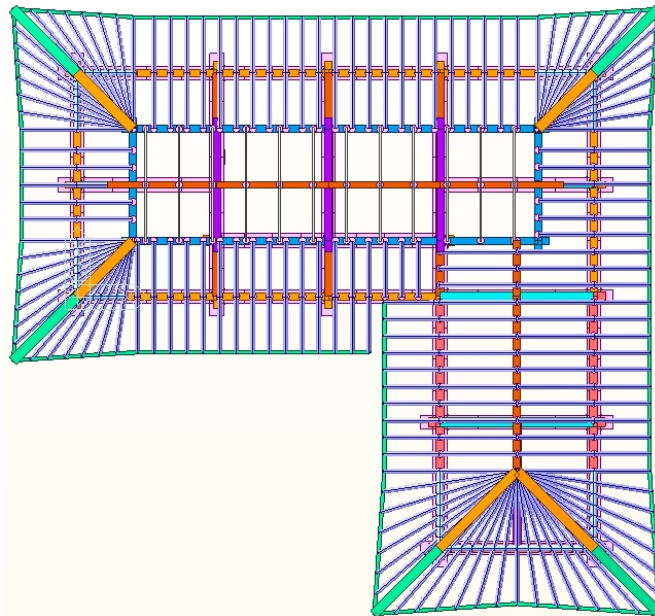


그림 14. 구조해석 모델의 Top View

3) 구조검토 결과

부재의 초기 사이즈는 관련 세세부와 협의하여 결정하였으며, 이 과정에서 본 세세부의 연구성과물인 단면조건표와 부재설계자동화 소프트웨어를 최대한 활용하였다. 최종 선정된 부재에 대한 구조검토 결과는 다음과 같다. 모든 구조부재는 보수적으로 구조검토를 실시하였으며, 수평부재는 단순보 형태로 가정하여 구조검토를 실시하였다.

(1) 대들보 (210*270)

대들보(210*270)의 길이는 3,300mm이고, 기둥간 간격은 2,400mm이다.

대들보 (210*270)

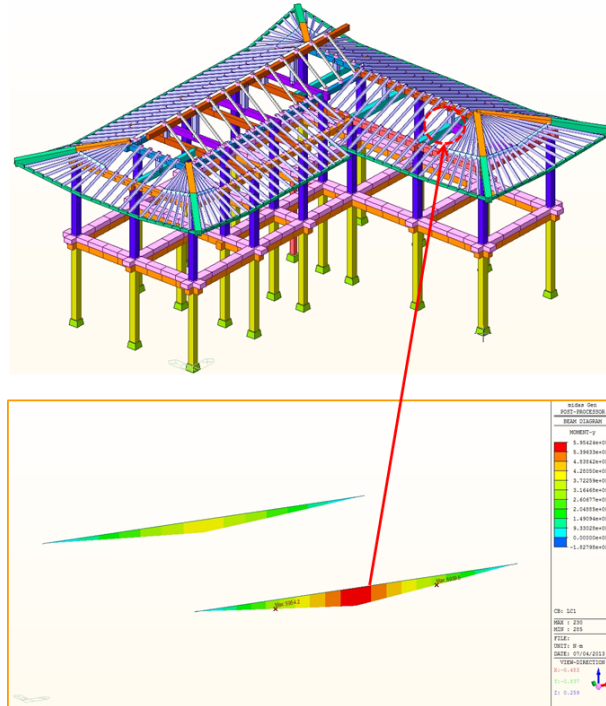


그림 15. 대들보(210*270)의 휨모멘트도

표 3. 대들보의 응력검토

	응력 검토
최대휨모멘트	5,954 Nm
최대휨응력	2.33 MPa
허용휨응력	8.63 MPa
응력비	27.1 %

대들보(210*270)의 응력검토는 다음과 같이 수행되었다.

대들보(210*270)의 설계허용휨응력은 기준허용휨응력에 보정계수를 적용하여 구하였다. 적용한 보정계수는 하중기간계수 C_D 는 1.15, 습윤계수 C_M 는 1.0, 온도계수 C_t 는 1.0 그리고 보안정계수 C_L 는 1.0 그리고 원목 제재목이므로 기준허용휨응력 F_b 7.5MPa를 적용하였다. 대들보의 설계허용휨응력은 다음과 같다.

$$F'_b = F_b(C_D)(C_M)(C_t)(C_L) = 7.5 \times 1.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 8.63MPa$$

대들보에 작용하는 최대휨응력은 $f = \frac{M}{Z}$ 로 단면계수와 휨모멘트로 계산할 수 있다.

대들보에 작용하는 최대휨모멘트 M는 5,954.2Nm이고 단면계수 Z는 2,551,500mm³ 이

므로 작용하는 최대휨응력은 $f = \frac{5954.2}{2,551,500} \times 1000 = 2.33\text{MPa}$ 이다. 허용휨응력에 대한 최대휨응력은 27.1%로 안전한 것으로 나타났다.

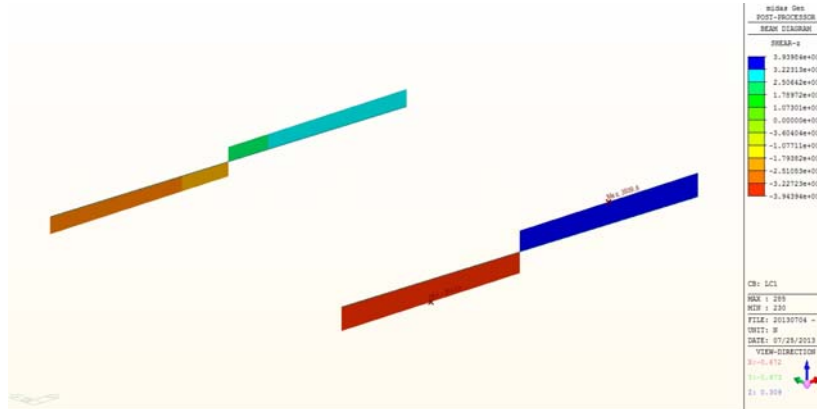


그림 16. 대들보(210*270)의 전단력도

표 4. 대들보의 전단응력검토

	응력 검토
최대전단력	3,943 N
최대전단응력	0.10 MPa
허용전단응력	1.15 MPa
응력비	9.1 %

대들보(210*270)의 전단응력검토는 다음과 같이 수행되었다.

대들보(210*270)의 설계허용전단응력은 기준허용전단응력에 보정계수를 적용하여 구하였다. 적용한 보정계수는 하중기간계수 C_D 는 1.15, 습윤계수 C_M 는 1.0, 온도계수 C_t 는 1.0 그리고 전단응력계수 C_H 는 1.0(제재목) 그리고 제재목이므로 기준허용전단응력 F_v 0.5MPa을 적용하였다. 주심도리의 설계허용전단응력은 다음과 같다.

$$F'_v = F_b(C_D)(C_M)(C_t)(C_H) = 0.5 \times 1.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 2 = 1.15\text{MPa}$$

주심도리에 작용하는 최대전단응력은 $f = \frac{1.5V}{A}$ 로 단면적과 전단력으로 계산할 수 있다. 주심도리에 작용하는 최대전단력 V 는 3,943N이고, 단면적 A 는 56,700mm²이므로 최대전단응력은 $f = \frac{1.5 \times 3,943}{56,700} = 0.10\text{MPa}$ 로서, 응력비가 9.1%로 안전한 것으로 나타났다.

(2) 대들보 (180*210)

대들보(180*210)의 길이는 3,600mm이고, 기둥간 간격은 2,400mm과 3,300mm 이다.

대들보 (180*210)

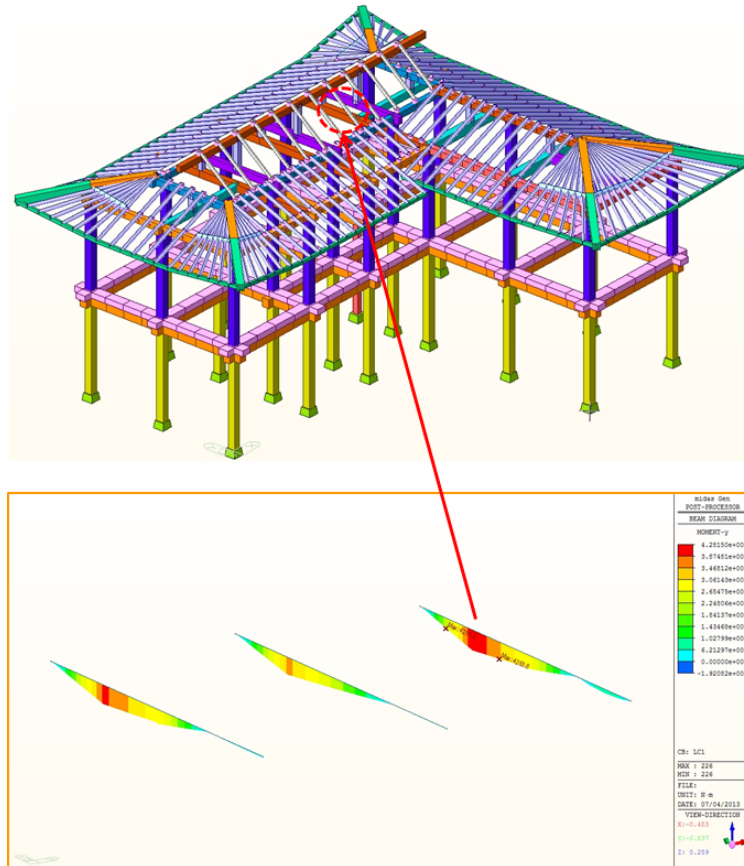


그림 17. 대들보(180*210)의 휨모멘트도

표 5. 대들보의 휨응력검토

	응력 검토
최대휨모멘트	4,281 Nm
최대휨응력	3.23 MPa
허용휨응력	8.63 MPa
응력비	37.5 %

대들보(180*210)의 휨응력검토는 (1) 대들보(210*270)의 방법과 같다.

대들보(210*180)의 설계허용휨응력은 9MPa, 최대휨모멘트 M은 4,281Nm이고, 단면 계수 Z는 1,323,000mm³, 작용하는 최대휨응력은 3.23MPa 이며, 응력비는 37.3%로 안전한 것으로 나타났다.

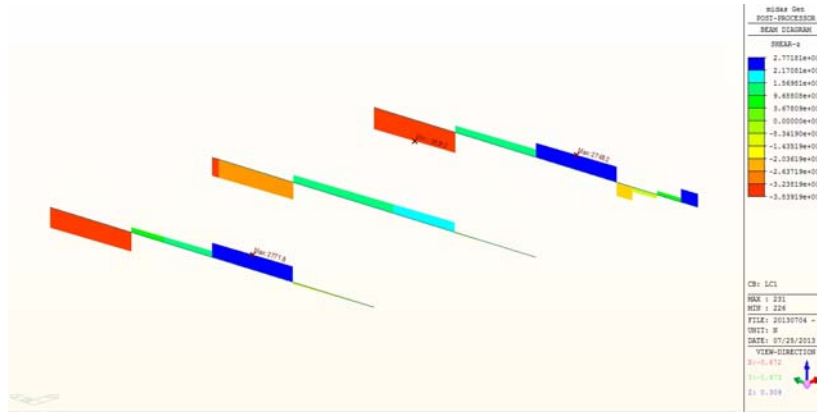


그림 18. 대들보(180*210)의 전단력도

표 6. 대들보의 전단응력검토

	응력 검토
최대전단력	3,839 N
최대전단응력	0.15 MPa
허용전단응력	1.15 MPa
응력비	13.2 %

대들보(180*210)의 전단응력검토는 (1) 대들보 (210*270)와 동일하게 수행되었다.
 대들보(180*210)에 작용하는 최대전단력 V는 3,839N, 단면적 A는 37,800mm²이므로
 작용하는 최대전단응력은 0.15MPa로서, 응력비 13.2%로 안전한 것으로 나타났다.

(3) 주심도리(180*195)

주심도리(180*195)의 길이는 2,700mm이다.

주심도리 (180*195)

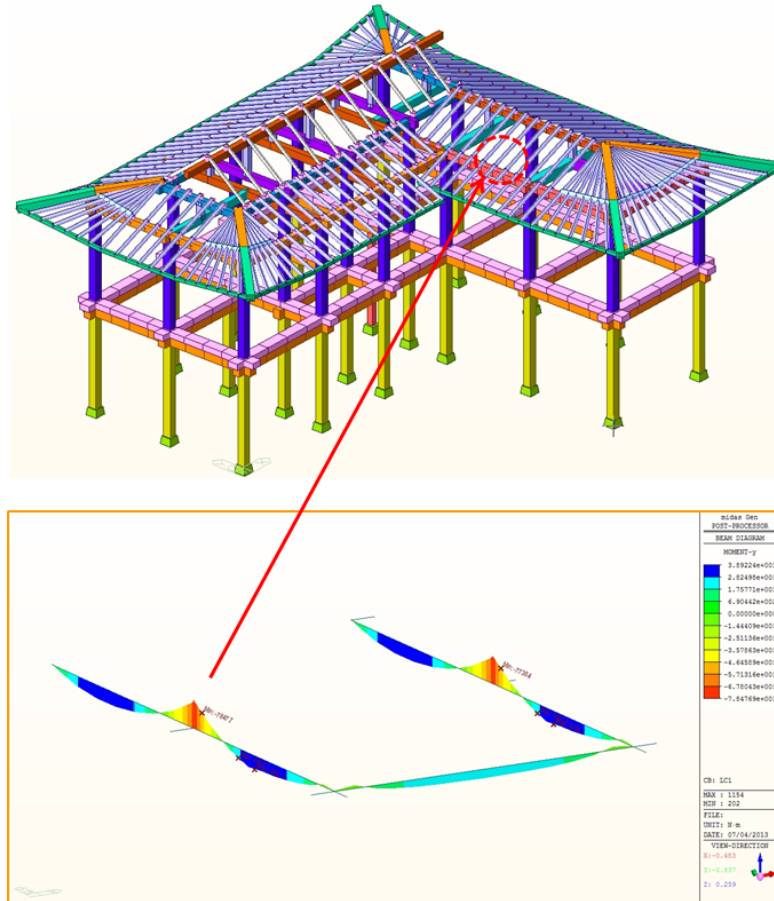


그림 19. 주심도리(180*195)의 휨모멘트도

표 7. 주심도리의 휨응력검토

	응력 검토
최대휨모멘트	7,847 Nm
최대휨응력	6.87 MPa
허용휨응력	11.5 MPa
응력비	59.8 %

주심도리(180*195)의 휨응력검토는 (1) 대들보(210*270)의 방법과 같다.

목재의 경우 원목이 아닌 집성목(10s-30b)으로 기준허용휨응력 F_b 10MPa를 적용하였다. 대들보의 설계허용휨응력은 다음과 같다.

$$F'_b = F_b(C_D)(C_M)(C_t)(C_L) = 10 \times 1.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 11.5MPa$$

주심도리(180*195)의 설계허용휨응력은 10MPa, 최대휨모멘트 M은 7,847Nm이고, 단면계수 Z는 1,140,750mm³, 작용하는 최대휨응력은 6.87MPa 이며 응력비는 59.83%로 안전한 것으로 나타났다.

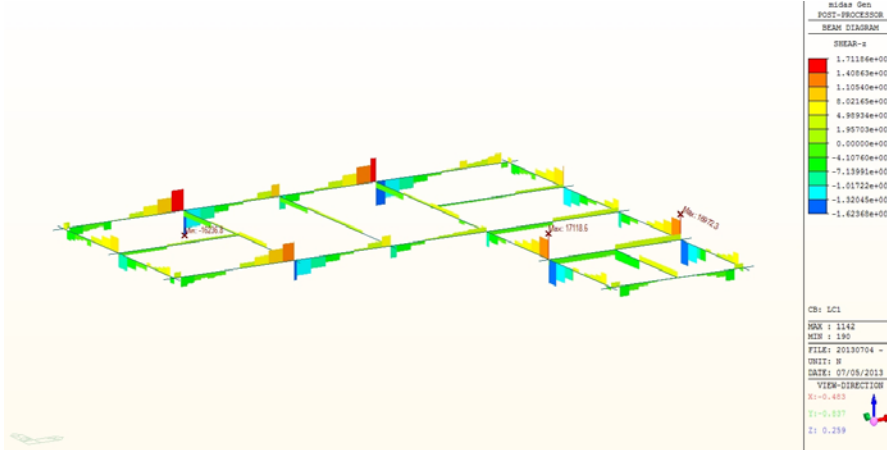


그림 20. 주심도리(180*195)의 전단력도

표 8. 주심도리의 전단응력검토

	응력 검토
최대전단력	17,118 N
최대전단응력	0.73 MPa
허용전단응력	1.38 MPa
응력비	53.0 %

주심도리(180*195)의 전단응력검토는 다음과 같이 수행되었다.

주심도리(180*195)의 설계허용전단응력은 기준허용전단응력에 보정계수를 적용하여 구하였다. 적용한 보정계수는 하중기간계수 C_D 는 1.15, 습윤계수 C_M 는 1.0, 온도계수 C_t 는 1.0 그리고 전단응력계수 C_H 는 1.0(집성재) 그리고 집성목이므로 기준허용전단응력 F_v 1.2MPa을 적용하였다. 주심도리의 설계허용전단응력은 다음과 같다.

$$F'_v = F_b(C_D)(C_M)(C_t)(C_H) = 1.2 \times 1.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 1.38MPa$$

주심도리에 작용하는 최대전단응력은 $f = \frac{1.5V}{A}$ 로 단면적과 전단력으로 계산할 수 있다. 주심도리에 작용하는 최대전단력 V는 17,118N이고, 단면적 A는 35,100mm²이므로 최대전단응력은 $f = \frac{1.5 \times 17,118}{35,100} = 0.73MPa$ 로서, 응력비가 53%로 안전한 것으로 나타났다.

(4) 주심도리(150*195)

주심도리(150*195)의 길이는 3,300mm이다.

주심도리 (150*195)

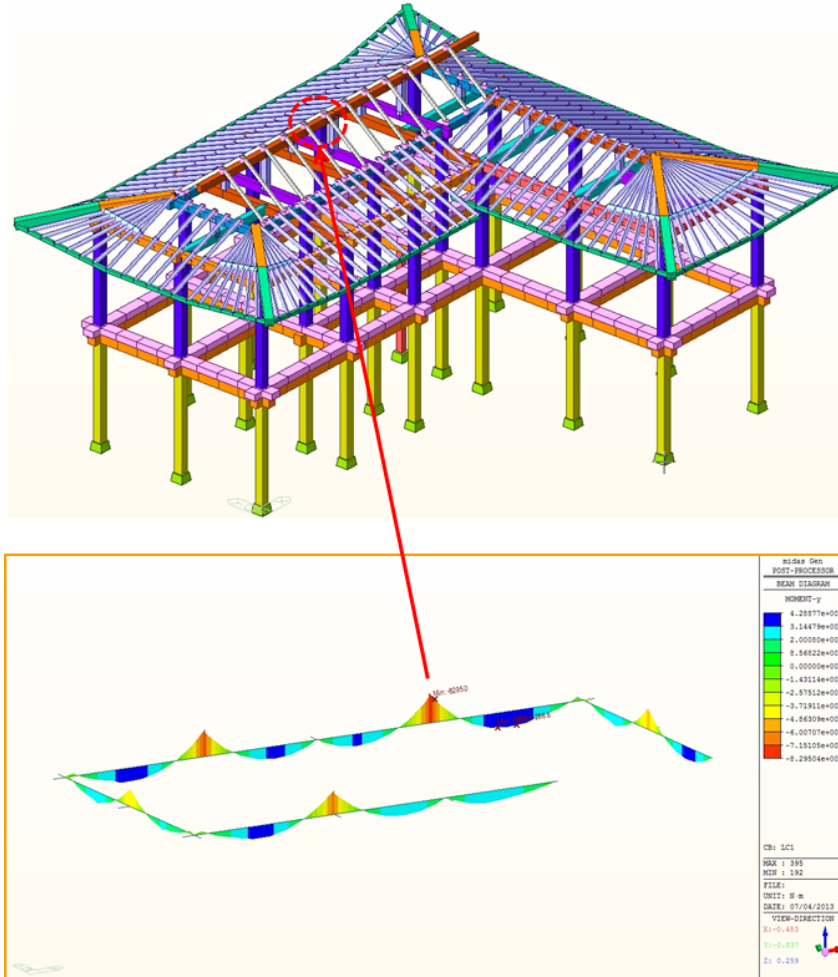


그림 21. 주심도리(150*195)의 휨모멘트도

표 9. 주심도리의 휨응력검토

	응력 검토
최대휨모멘트	8,295 Nm
최대휨응력	8.72 MPa
허용휨응력	11.5 MPa
응력비	75.8 %

주심도리(150*195)의 휨응력검토는 (3) 주심도리(180*195)의 방법과 같다.

주심도리(150*195)의 설계허용휨응력은 11.5MPa, 최대휨모멘트 M은 8,295Nm이고, 단면계수 Z는 950,625mm³, 작용하는 최대휨응력은 8.72MPa 로서, 응력비 75.8%로 안전

한 것으로 나타났다.

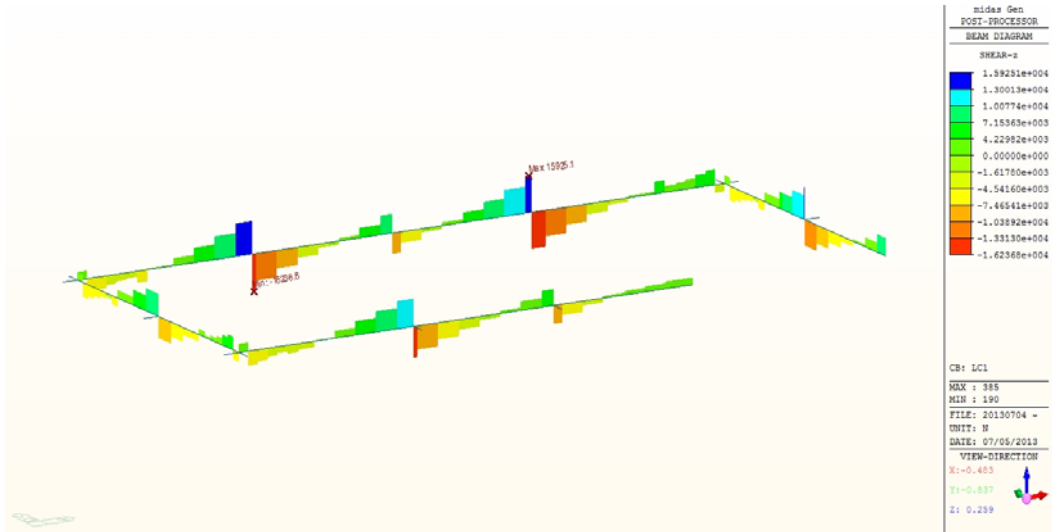


그림 22. 주심도리(150*195)의 전단력도

표 10. 주심도리의 전단응력검토

	응력 검토
최대전단력	15,925 N
최대전단응력	0.81 MPa
허용전단응력	1.38 MPa
응력비	59.2 %

주심도리(150*195)의 전단응력검토는 (3)주심도리 (180*195)와 동일하게 수행되었다. 주심도리(150*195)에 작용하는 최대전단력 V는 15,925N, 단면적 A는 29,250mm²이므로 작용하는 최대전단응력은 0.81MPa로서, 응력비 59.2%로 안전한 것으로 나타났다.

(5) 평방(300*165)

평방(300*165)의 길이는 3,600mm이고, 기둥간 간격은 양쪽 모두 2,400mm이다.

평방 (300*165)

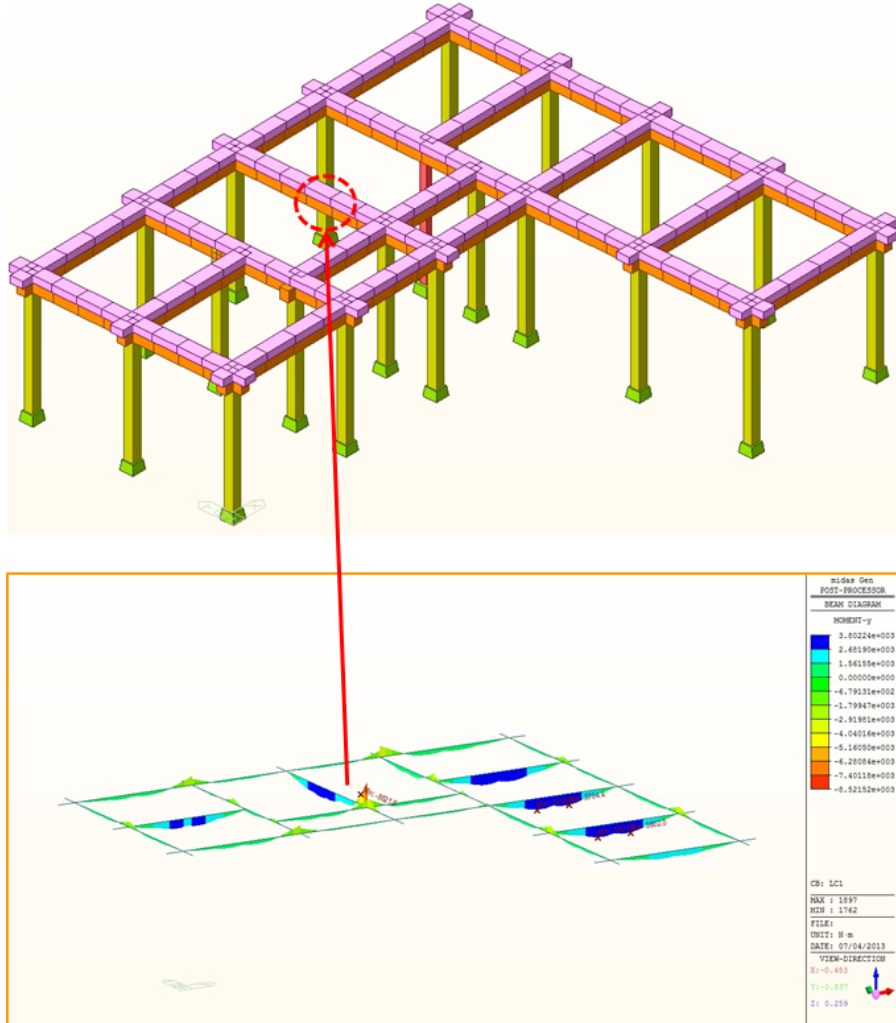


그림 23. 평방(300*165)의 휨모멘트도

표 11. 평방의 휨응력검토

	응력 검토
최대휨모멘트	8,521 Nm
최대휨응력	6.26 MPa
허용휨응력	11.5 MPa
응력비	54.4 %

평방(300*165)의 휨응력검토는 (3) 주심도리(180*195)의 방법과 같다.

평방(300*165)의 설계허용휨응력은 11.5MPa, 최대휨모멘트 M은 8,521Nm이고, 단면 계수 Z는 1,361,250mm³, 작용하는 최대휨응력은 6.26MPa 로서, 응력비 54.4%로 안전한 것으로 나타났다.

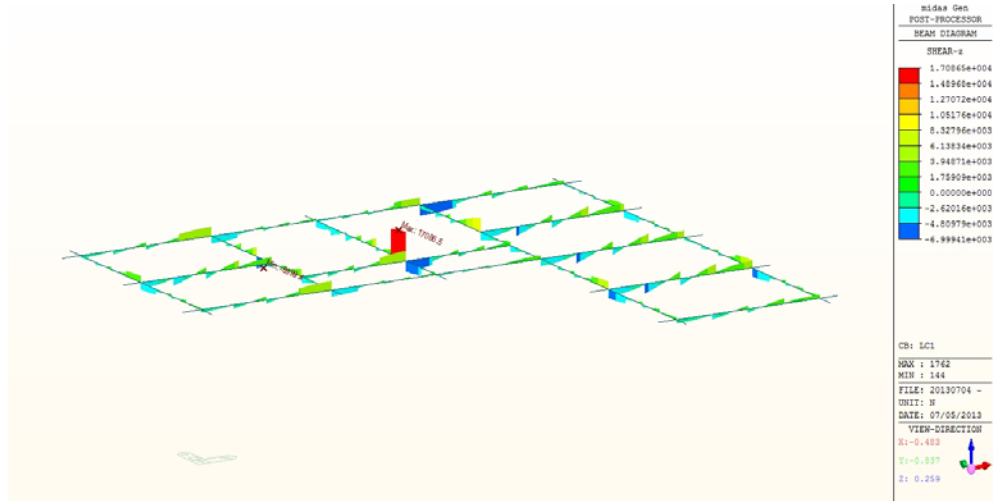


그림 24. 평방(300*165)의 전단력도

표 12. 평방의 전단응력검토

	응력 검토
최대전단력	17,086 N
최대전단응력	0.52 MPa
허용전단응력	1.38 MPa
응력비	37.5 %

평방(300*165)의 전단응력검토는 (3) 주심도리 (180*195)와 동일한 방법으로 수행된다. 평방(300*165)에 작용하는 최대전단력 V는 17,086N이고, 단면적 A는 49,500mm²이므로 작용하는 최대전단응력은 0.52MPa로서, 응력비 37.5%로 안전한 것으로 나타났다.

(6) 창방(210*255)

창방(210*255)의 길이는 3,600mm이고, 기둥간 간격은 3,000mm, 2,400mm이다.

창방 (210*255)

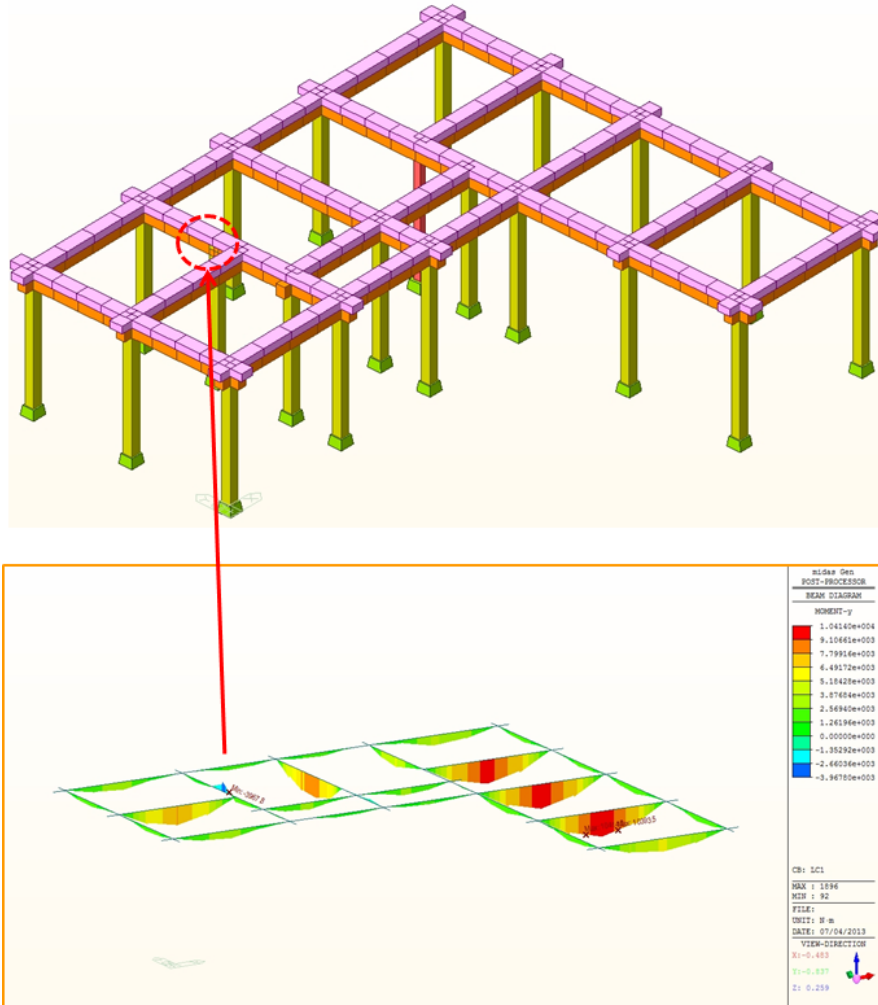


그림 25. 창방(210*255)의 휨모멘트도

표 13. 창방의 휨응력검토

	응력 검토
최대휨모멘트	10,414 Nm
최대휨응력	4.57 MPa
허용휨응력	11.5 MPa
응력비	39.8 %

창방(210*255)의 휨응력검토는 (3) 주심도리(180*195)의 방법과 같다.

창방(210*255)의 설계허용휨응력은 11.5MPa, 최대휨모멘트 M은 10,414Nm이고, 단

면적수 Z 는 $2,275,875\text{mm}^2$, 작용하는 최대휨응력은 4.57MPa 로서, 응력비 39.8%로 안전한 것으로 검토되었다.

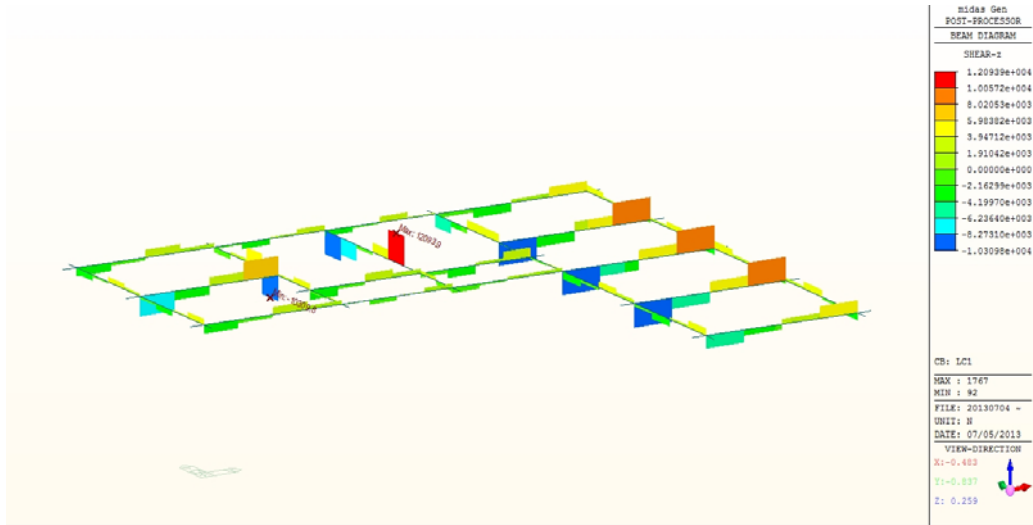


그림 26. 창방(210*255)의 전단력도

표 14. 창방의 전단응력검토

	응력 검토
최대전단력	12,093 N
최대전단응력	0.34 MPa
허용전단응력	1.38 MPa
응력비	24.5 %

창방(300*165)의 전단응력검토는 (3) 주심도리 (180*195)의 검토 방법과 같다.

창방(300*165)에 작용하는 최대전단력 V 는 $12,093\text{N}$ 이고, 단면적 A 는 $53,550\text{mm}^2$ 이므로 작용하는 최대전단응력은 0.34MPa 이며, 응력비 24.5%로 안전한 것으로 검토되었다.

(7) 서까래(Φ110)

서까래(Φ110)의 길이는 3,000mm이다.

서까래 (Φ 110)

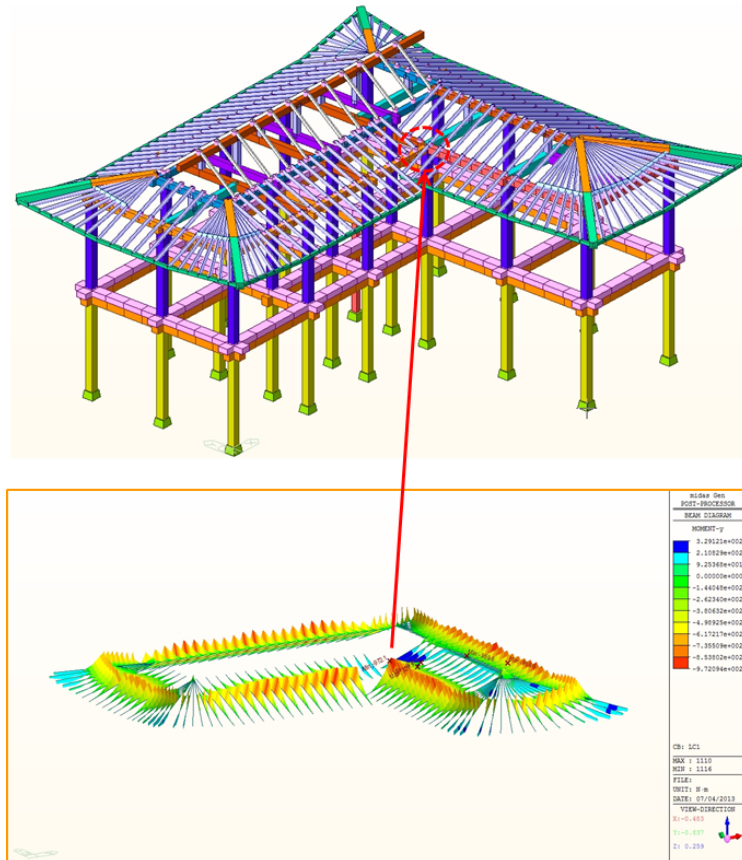


그림 27. 서까래(Φ110)의 휨모멘트도

표 15. 서까래의 휨응력검토

	응력 검토
최대휨모멘트	972 Nm
최대휨응력	7.43 MPa
허용휨응력	11.5 MPa
응력비	86.2 %

서까래(Φ110)의 휨응력검토는 (1) 대들보(210*270)의 방법과 같다.

서까래(Φ110)의 설계허용휨응력은 8.63MPa, 최대휨모멘트 M은 972Nm이고, 단면계수 Z는 130,670mm³, 작용하는 최대휨응력은 7.43MPa 로서, 응력비 86.2%로 안전한 것으로 검토되었다.

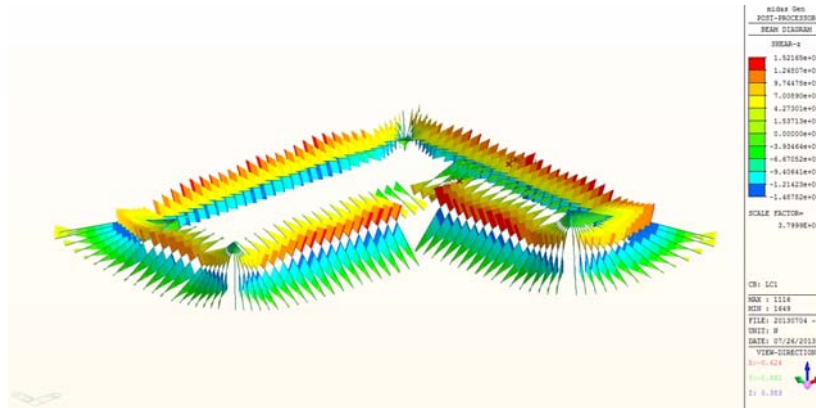


그림 28. 서까래(Φ110)의 전단력도

표 16. 서까래의 전단응력검토

	응력 검토
최대전단력	1,521 N
최대전단응력	0.21 MPa
허용전단응력	1.15 MPa
응력비	18.6 %

서까래(Φ110)의 전단응력검토는 다음과 같이 수행되었다.

서까래(Φ110)의 설계허용전단응력은 기준허용전단응력에 보정계수를 적용하여 구하였다. 적용한 보정계수는 하중기간계수 C_D 는 1.15, 습윤계수 C_M 는 1.0, 온도계수 C_t 는 1.0 그리고 전단응력계수 C_H 는 1.0(제재목) 그리고 제재목이므로 기준허용전단응력 F_v 0.5MPa를 적용하였다. 서까래의 설계허용전단응력은 다음과 같다.

$$F'_v = F_b(C_D)(C_M)(C_t)(C_H) = 0.5 \times 1.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 2 = 1.15 \text{ MPa}$$

서까래에 작용하는 최대전단응력은 $f = \frac{4V}{3A}$ 로 단면적과 전단력으로 계산할 수 있다. 서까래에 작용하는 최대전단력 V 는 1,521N이고, 단면적 A 는 9,503mm²이므로 최대전단응력은 $f = \frac{4 \times 1,521}{3 \times 9,503} = 0.21 \text{ MPa}$ 로서, 응력비가 18.6%로 안전한 것으로 나타났다.

(8) 기둥(210*210)

기둥 (210*210)

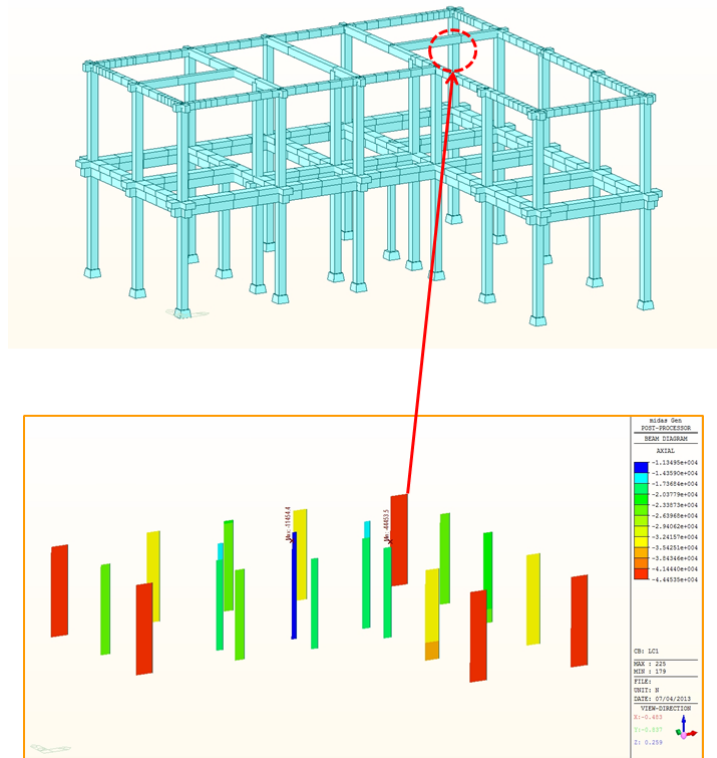


그림 29. 기둥(210*210)의 휨모멘트도

표 17. 기둥의 응력검토

	응력 검토
최대 축력	44,454 N
모멘트 x	2,505 Nm
모멘트 y	831 Nm
허용압축응력	8.625 MPa
허용휨응력	11.5 MPa
조합응력비	29.3 %

기둥(210*210)의 응력검토는 다음과 같이 수행되었다.

기둥의 응력검토는 축력 및 휨모멘트를 동시에 고려한 다음의 판정식을 이용한다.

$$\left[\frac{f_c}{F_c'} \right]^2 + \frac{f_{b1}}{F_{b1}' [1 - (f_c/F_{cE1})]} + \frac{f_{b2}}{F_{b2}' [1 - (f_c/F_{cE2}) - (f_{b1}/F_{bE})^2]} \leq 1.0$$

f_c : 작용압축응력

F_c : 설계허용압축응력

- f_b : 부재의 작용휨응력
- F_b : 부재의 설계허용휨응력
- F_{cE} : 압축부재 임계좌굴허용휨응력
- F_{bE} : 휨부재 임계좌굴허용휨응력

판정식 계산 값이 1.0 이하일 경우 조합하중에 대해 안전한 것으로 판단한다.

기둥(210*210)의 설계허용휨응력은 기준허용휨응력에 보정계수를 적용하여 구하였다. 적용한 보정계수는 대들보와 동일하며 집성목을 기준으로 기준허용휨응력 F_b 10MPa을 적용하고, 기준허용압축응력 F_c 7.5MPa을 적용하였다. 기둥의 설계허용휨응력 및 설계허용압축응력은 다음과 같다.

$$F'_b = F_b(C_D)(C_M)(C_t)(C_L)$$

$$= 10 \times 1.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 11.5 \text{ MPa}$$

$$F'_c = F_c(C_D)(C_M)(C_t)(C_L)$$

$$= 7.5 \times 1.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 8.625 \text{ MPa}$$

상기값을 판정식에 대입하면 조합응력비가 29.3%로 안전한 것으로 검토되었다.

다음은 1층과 2층 기둥의 응력검토 결과이다.

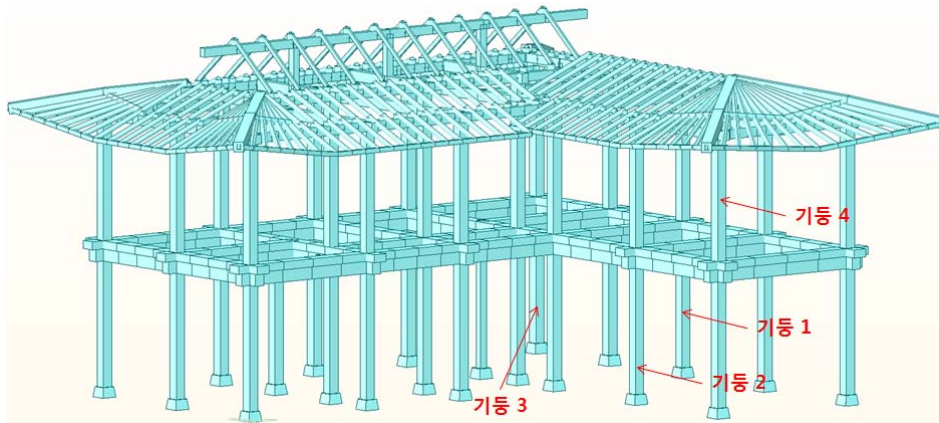


그림 30. 시범한옥 1층 평면도

표 18. 기둥의 응력검토

	기둥 1	기둥 2	기둥 3	기둥 4
최대 축력	46,531 N	46,551 N	61,747 N	43,058 N
모멘트 x	1,083 Nm	55 Nm	881 Nm	1,278 Nm
모멘트 y	61 Nm	1,038 Nm	37 Nm	1,548 Nm
허용압축응력	8.625 MPa	8.625 MPa	8.625 MPa	8.625 MPa
허용휨응력	11.5 MPa	11.5 MPa	11.5 MPa	11.5 MPa
조합응력비	8.8 %	8.5 %	8.7 %	25.0 %

(9) 조합하중에 의한 최대 수직변위

조합하중에 의한 Z방향 변위

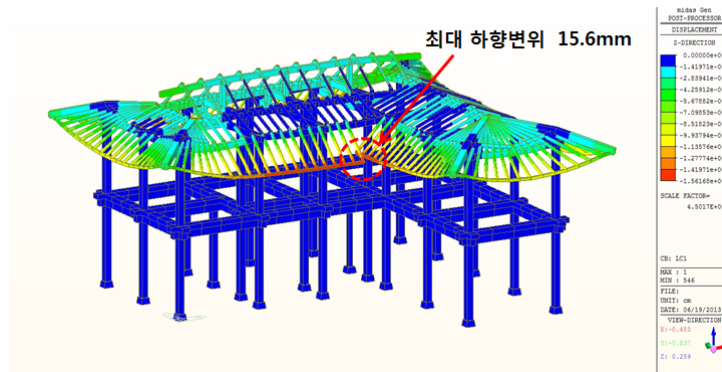


그림 31. 조합하중에 의한 수직방향 변위

표 19. 조합하중에 따른 최대 수직변위

	최대 하향 변위
발생위치	정면부 서까래 끝단
처짐길이	15.6 mm
발생원인	지붕하중에 따른 서까래의 처짐

처짐길이는 조합하중에 의한 수직변위이며, 부재길이는 부재의 길이방향 순경간이다. 처짐은 $L/240$ (L : 부재길이)을 기준으로 하였다. 사용성 검토 결과 대들보, 주심도리, 평방, 그리고 창방에 대하여 모두 만족하였다.

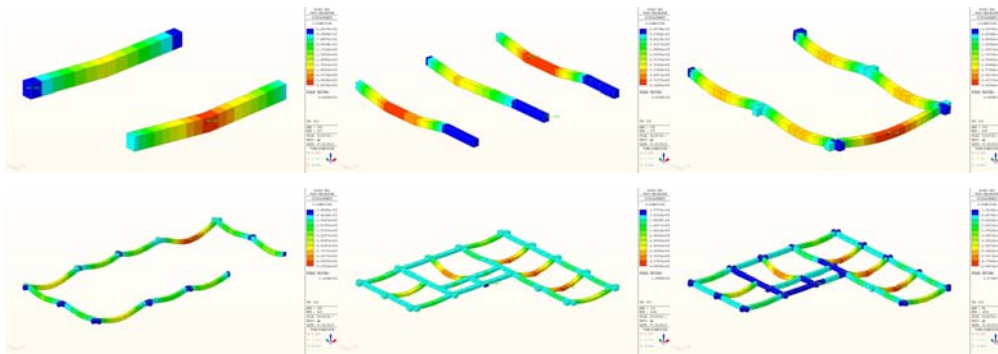


그림 32. 조합하중에 따른 각 부재의 처짐(사용성) 검토

표 20. 조합하중에 따른 각 부재의 사용성 검토

	대들보 (210*270)	대들보 (180*210)	주심도리 (180*195)	주심도리 (150*195)	평방 (300*165)	창방 (210*255)
처짐 길이 (mm)	2.5	4.1	3.4	5.1	4.6	4.6
부재 길이 (mm)	3,600	3,300	3,300	3,300	3,300	3,300
기준처짐 (mm)	15	13.75	13.75	13.75	13.75	13.75
처짐비 (%)	16.7	29.8	24.7	37.1	33.5	33.5

(10) 풍하중에 의한 X방향 변위

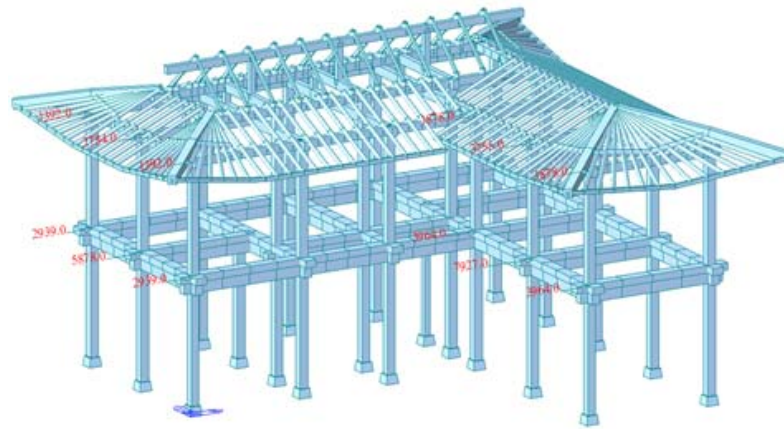


그림 33. X방향 풍하중

풍하중에 의한 X방향 변위

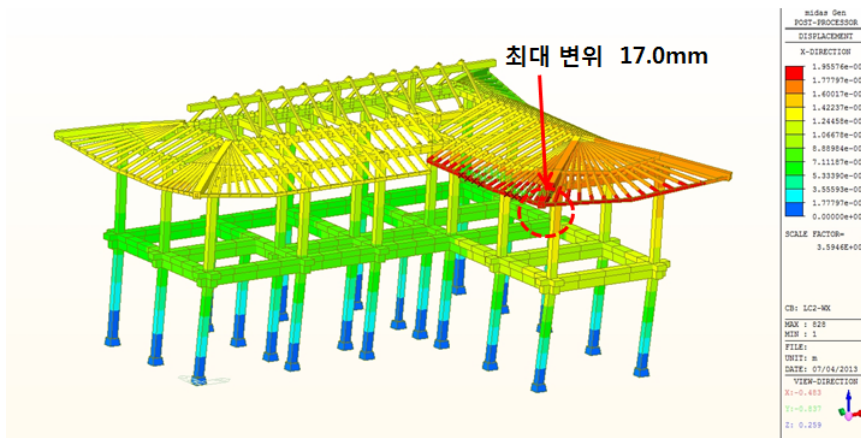


그림 34. 풍하중에 의한 X방향 변위

표 21. 풍하중에 의한 X방향 변위

	X방향 최대 변위
발생위치	2층 누마루 좌측 상단
최대 횡변위	17.0 mm
횡변위비	$17.0/5,700=1/335$
발생원인	X 방향 풍하중 및 비틀림

(11) 풍하중에 의한 Y방향 변위

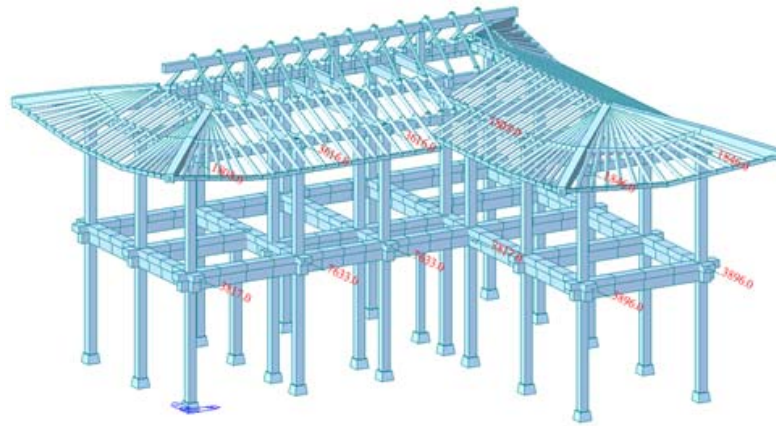


그림 35. Y방향 풍하중

풍하중에 의한 Y방향 변위

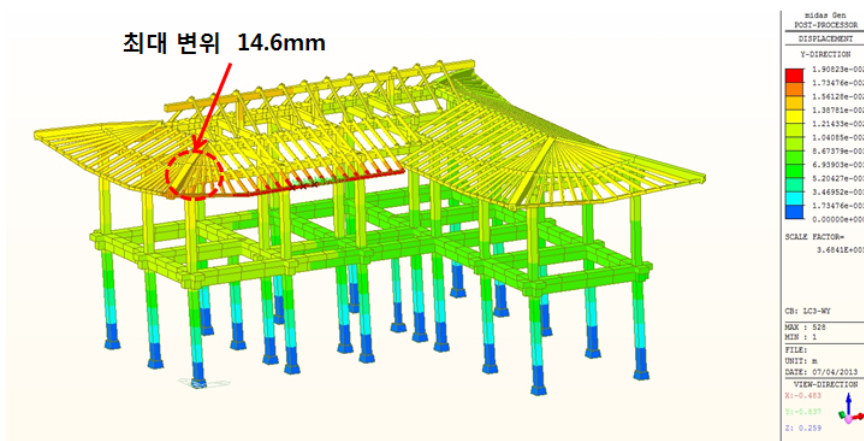


그림 36. 풍하중에 의한 Y방향 변위

표 22. 풍하중에 의한 Y방향 변위

	Y방향 최대 변위
발생위치	2층 안방 우측 상단
최대횡변위	14.6 mm
횡변위비	$14.6/5,700=1/390$
발생원인	Y 방향 풍하중 및 비틀림

(12) 지진하중에 의한 X방향 변위

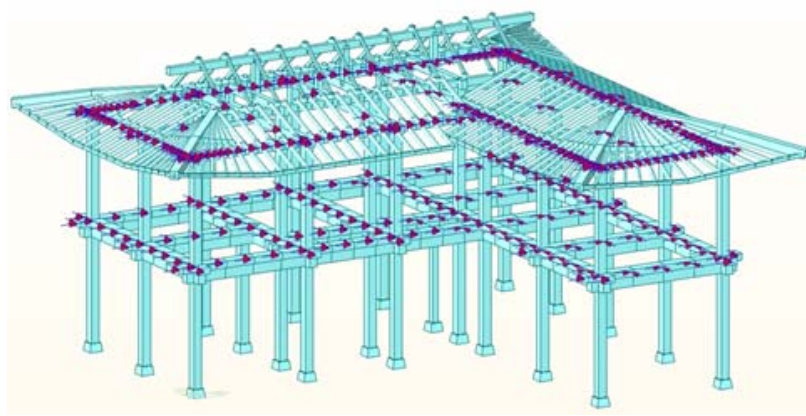


그림 37. X방향 지진하중

지진하중에 의한 X방향 변위

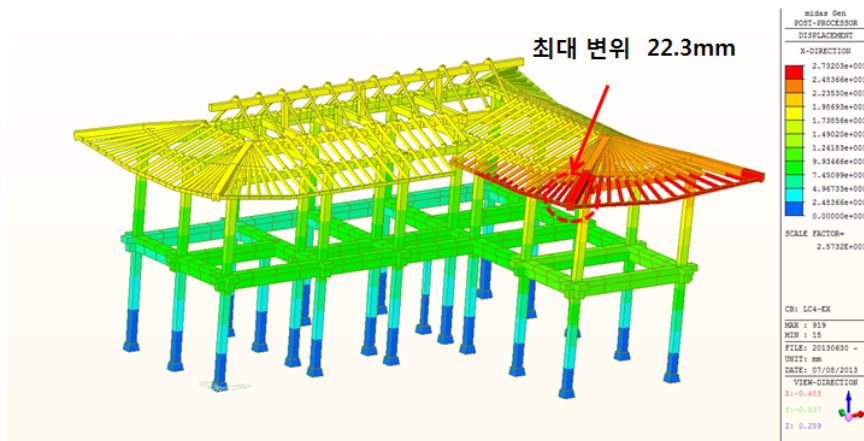


그림 38. 지진하중에 의한 X방향 변위

표 23. 지진하중에 의한 X방향 변위

	X방향 최대 변위
발생위치	2층 누마루 좌측 상단
최대횡변위	22.3 mm
횡변위비	$22.3/5700=1/255$
발생원인	X 방향 지진하중 및 비틀림

(13) 지진하중에 의한 Y방향 변위

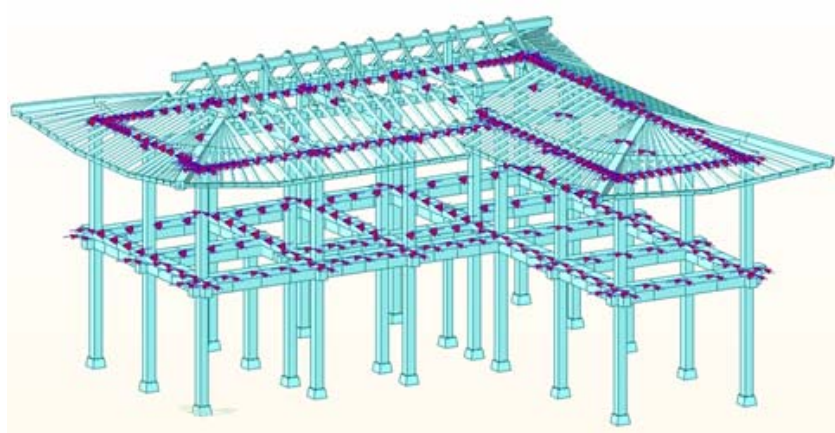


그림 39. Y방향 지진하중

지진하중에 의한 Y방향 변위

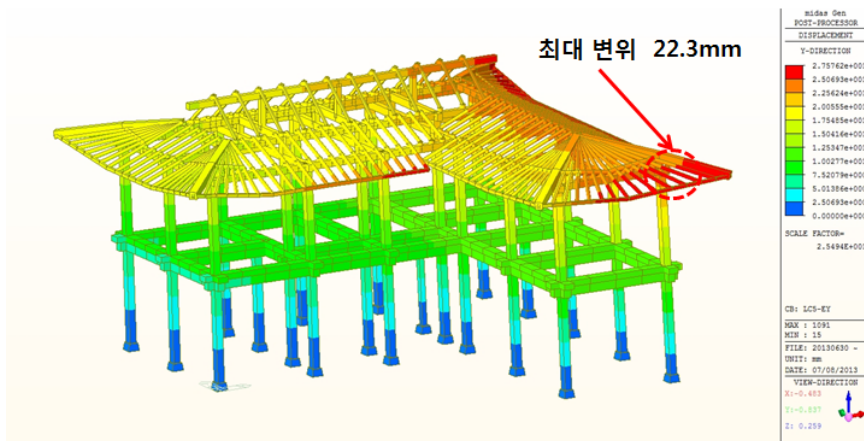


그림 40. 지진하중에 의한 Y방향 변위

표 24. 지진하중에 의한 Y방향 변위

	Y방향 최대 변위
발생위치	2층 누마루 우측 상단
최대횡변위	22.3 mm
횡변위비	$22.3/5700=1/255$
발생원인	Y 방향 지진하중 및 비틀림

1.3 시범한옥의 기초구조의 구조검토

1) 구조해석 개요

본 절에서는 박복만 외 4인 공저 “철근콘크리트 구조설계”를 바탕으로 시범한옥의 기초구조검토를 수행하였다.

2) 시범한옥 벽기초 설계

- 작용하중이 크지 않아 최소철근비로 설계함
- 기초벽체의 수직철근은 복배근을 함
- 가급적 동일한 철근(D10)으로 배근 설계함

3) 기본 상수의 정의

- 흙의 비중 : $w_s = 18kN/m^3$
- 콘크리트의 비중 : $w_c = 24kN/m^3$
- 콘크리트의 설계기준강도 : $f_{ck} = 24MPa$
- 철근의 강도 : $f_y = 400MPa$
- 기초벽체의 두께 : 200mm
- 기초판의 너비 : 600mm
- 허용지내력 : $q_a = 100kN/m^2$ (허용지내력은 보수적으로 평가한 값을 사용함)
- 기초철근의 피복두께 : 80mm

- 소요철근량 (단위길이당)

슬래브 횡방향 철근	: 400mm ²
슬래브 종방향 철근	: 400mm ²
기초벽체 수평철근	: 400mm ²
기초벽체 수직철근	: 240mm ²
기초판 횡방향 철근(주철근)	: 700mm ²
기초판 종방향 철근(온도근)	: 360mm ²
D10 : 71mm ² , D13 : 126mm ²	

4) 하중의 산정

- 지붕하중(기와 및 마감재) : $2kN/m^2$ (안전측으로 하여 하중을 보수적으로 평가함)
- 적설하중 : $0.5kN/m^2$
- 활하중 : $2+ 2=4kN/m^2$
- 고정하중 : $4kN/m^2$
- 기타 : $0.5kN/m^2$

- 고정하중 및 적설하중에 대해 벽기초가 지지하는 건물폭 : 1.75m
- 활하중에 대해 벽기초가 지지하는 건물폭 : 1.35m
- 단위 면적당 고정하중 및 적설하중의 합 = 4.0 + 2.0 + 0.5 + 0.5 = 7kN/m²
- 기초의 단위길이당 고정하중 및 적설하중 = 1.75m × 7kN/m² = 12.25kN/m
- 기초의 단위길이당 활하중 = 1.35m × 4kN/m² = 5.4kN/m
- 기초의 단위길이당 부담하는 총하중 = 12.25kN/m + 2.7kN/m = 14.95kN/m

5) 기초 크기의 산정

- 기초 무게 = 기초 두께 x 콘크리트의 비중 = 0.3m × 24kN/m³ = 7.2kN/m²
- 흙의 무게 = 흙의 두께 x 흙의 비중 = 0.5m × 18kN/m³ = 9kN/m²
- 기초 무게 + 흙의 무게 = 7.2kN/m² + 9kN/m² = 16.2kN/m²
- 유효 허용지내력 $q_c = q_a - (\text{기초무게} + \text{흙의 무게}) = 100 - 16.2 = 83.8kN/m^2$
- 벽기초의 단위길이 1m에 대한 기초폭

$$l = \frac{D+L}{q_c} = \frac{12.25kN/m + 5.4kN/m}{83.8kN/m^2} = 0.211m \rightarrow \text{초기 계획된 기초폭 700mm가 필요한 기초}$$

폭 211mm보다 크므로 700mm로 기초폭을 결정함

여기서,

D : 상부하중, 기초하중, 기초 위 채움 흙의 무게의 합

L : 활하중

- 기초부재 단면 설계용 토압

$$q_u = \frac{1.2D+1.6L}{A} = \frac{1.2 \times 12.25kN/m + 1.6 \times 5.4kN/m}{0.7m \times 1} = 33.34kN/m^2$$

6) 기초판의 1방향 전단검토

기초판의 유효깊이 $d = h - 100 = 300 - 100 = 200mm$

벽면에서 $d = 200mm$ 떨어진 위험단면으로부터 기초끝단까지의 길이 = 0mm

소요전단력 $V_u = q_u A = q_u \times 1.0m \times 0m = 0kN$

공칭전단력 $\phi V_c = \phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b_w d = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{21} \times 1000mm \times 200mm = 122.47kN > V_u = 0kN$

∴ $d = 200mm$ 를 만족

7) 기초판의 휨설계

- 주철근(횡방향 철근) 산정

휨모멘트에 대한 위험단면은 기초벽면이므로 소요모멘트는 다음과 같이 계산된다.

$$\text{소요모멘트} : M_u = \frac{33.34kN/m^2 \times 1m}{2} \left(\frac{0.7m - 0.3m}{2} \right)^2 = 0.6668kN \cdot m$$

$$\text{소요철근량} : A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{M_u}{0.85 f_y 0.9 d} = \frac{0.6668 \times 10^6 Nmm}{0.85 \times 400 MPa \times 0.9 \times 200 mm} = 10.87mm^2$$

최소철근량 검토

$$A_{s,min} = \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d = \frac{0.25 \sqrt{24}}{400} \times 1,000 \times 200 = 612.4 mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d = \frac{1.4}{400} \times 1,000 \times 200 = 700 mm^2$$

결정 최소철근량 $A_{s,min} = 700 mm^2$

==> 주철근은 D13@150으로 배근한다. ($A_s = 840 mm^2$)

• 온도철근(종방향 철근) 산정

종방향의 철근은 온도철근(0.2%)에 의하여 결정한다.

$$A_s = 0.002 \times 700 \times 300 = 420 mm^2$$

철근간격은 기초판 두께의 5배(1,500mm) 또는 400mm 중 작은값 이내이므로 D13 철근을 4가닥 배근한다($A_s = 507 mm^2$). 기초판 양 끝의 피복두께 80mm를 고려하면 철근 간격은 150mm가 된다.

8) 기초벽체 설계

시범한옥에서는 기초벽체 가운데 편심 없이 기둥이 위치하므로 실용설계법에 의해 기초벽체를 설계한다.

• 기초 벽체가 받는 계수 축하중

- 기둥 하나가 지지하는 지붕면적 = $3m \times 3 = 9m^2$

- 기둥 하나가 지지하는 고정하중과 적설하중 $P_D = 7kN/m^2 \times 9m^2 = 63kN$

- 기둥 하나가 지지하는 바닥면적 = $3m \times 2m = 6m^2$

- 기둥 하나가 지지하는 활하중 $P_L = 2kN/m^2 \times 6m^2 \times 2 = 24kN$

- 기초 벽체가 받는 계수 축하중 $P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 63 + 1.6 \times 24 = 114kN$

• 기둥 받침부에서의 지압에 대한 안정성 검토 (기둥의 폭 = 210mm)

$$\phi P_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1) = 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 210 \times 210 \times 10^{-3} = 584.7kN$$

$\phi P_n > P_u$ 이므로 만족

• 축내력의 검토

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f_{ck} A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right] = 0.55 \times 0.7 \times 24 \times 300,000 \left[1 - \left(\frac{0.8 \times 1,000}{32 \times 200} \right)^2 \right] = 2,728,688N = 2,728kN$$

$\phi P_{nw} > P_u$ 이므로 만족

여기서,

- 강도감소계수 $\phi = 0.65$

- 기초벽체의 두께(h)는 200mm 이상이어야 하므로 초기 가정한 200mm를 적용한다.

- 집중하중에 대한 벽체의 유효 수평길이(l_c)는 하중 사이의 중심거리($l_p = 2,400mm$)와

지압폭(b_w)에 벽두께(h)의 4배를 더한 길이($b_w + 4h = 200mm + 4 \times 200mm = 1,000mm$) 중 작은 값으로 하므로 1,000mm로 결정한다.

- 벽체의 유효 수평길이에 해당하는 단면적 $A_g = 1,000 \times 300 = 300,000mm^2$

- 유효길이계수(k)는 벽체의 상하단의 수평이동이 구속되어 있고, 하단의 회전이 구속되어 있으므로 0.8이 된다.

- 벽체의 수직길이(l_c)는 1,000mm 이다.

• 벽체 수평철근 배근

기초벽 콘크리트만으로 상부 기둥에 대한 지압내력을 만족하고, 또한 축내력이 계수하중보다 크므로 수직철근 및 수평철근은 최소철근비를 적용하여 산정한다. 다만, 기초벽체의 두께가 200mm 이므로 벽면에 평행하게 2단으로 양면 배근한다.

최소 수직철근량 $A_{v,min} = 0.0012 \times 1,000 \times 200 = 240mm^2/m$

수직철근량 : D10 철근을 300mm 간격으로 U자형으로 배근한다. ($A_s = 237mm^2/m$)

최소 수평철근량 $A_{h,min} = 0.002 \times 1,000 \times 200 = 400mm^2$

수평철근량 : D10 철근을 한 면에 4개씩 양면에 총 8개 배근한다(배근간격 300mm). ($A_s = 568mm^2$)

• 배근간격 검토

벽두께의 3배 이하(900mm) 또한 400mm 이하여야 하므로 설계한 배근간격 300mm 는 배근간격 조건을 만족한다.

9) 전면기초(바닥판 슬래브)의 설계

• 바닥판 슬래브는 1층 하중만 받으면 되므로, 하중이 크지 않고 기초 벽체가 3m 이 내로 조밀히 배치되어 있어 슬래브에 필요한 최소철근비로 설계하여도 충분한 것으로 검토되었다.

바닥판 슬래브는 장변 및 단변 방향 모두 동일하게 배근한다.

$A_{s,min} = 0.002 \times 200mm \times 1000mm = 400mm^2/m$ (기초판 두께가 200mm인 경우)

D10@300으로 기초슬래브 상하단에 복배근한다. ($A_s = 473mm^2/m$)

하단근은 피복두께 50mm를 확보하고 상단근은 피복두께 20mm를 확보한다.

10) 최종 기초 설계안

아래 2개의 그림은 상기 기초구조계산을 바탕으로 최종적으로 제공한 기초설계도 초안이다. 시험한옥의 실제 기초설계 및 배근은 상기와 같은 기초구조검토 결과를 바탕으로 현장 여건과 시공성 살피 시행하였다.

시험한옥 벽기초 설계

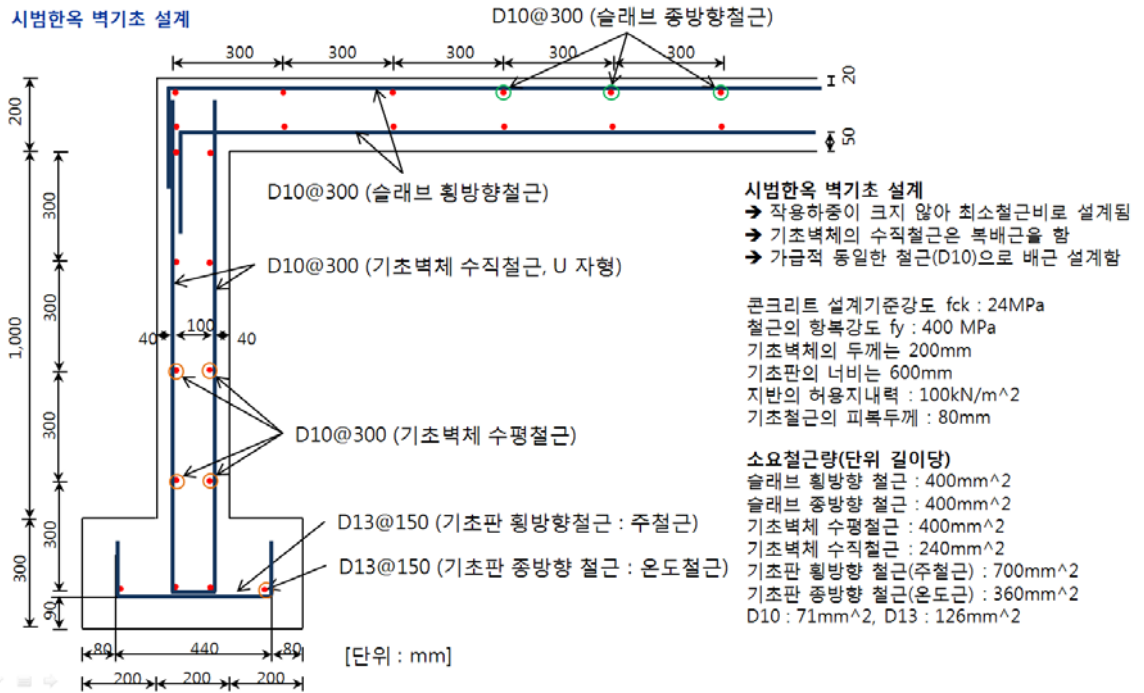


그림 41. 시험한옥 벽기초 설계

시험한옥 기둥 주각기초 설계

- 하부기초와 동일한 철근(D10)을 사용하는 것을 기준으로 배근설계함
 - 기둥 주근 개수 : D22인 경우 6개, D19인 경우 8개
- 콘크리트 설계기준강도 f_{ck} : 21MPa
 - 철근의 항복강도 f_y : 400 MPa
 - 피복두께 : 40mm

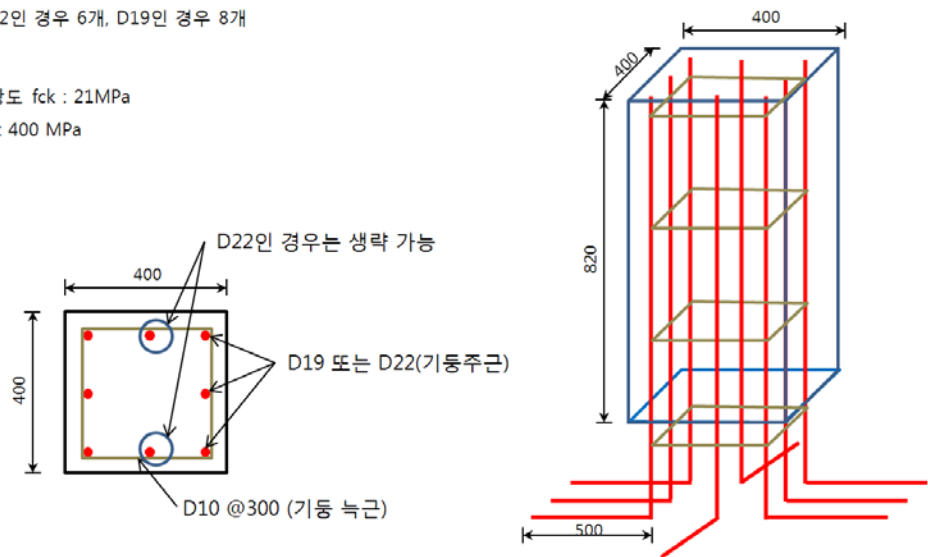
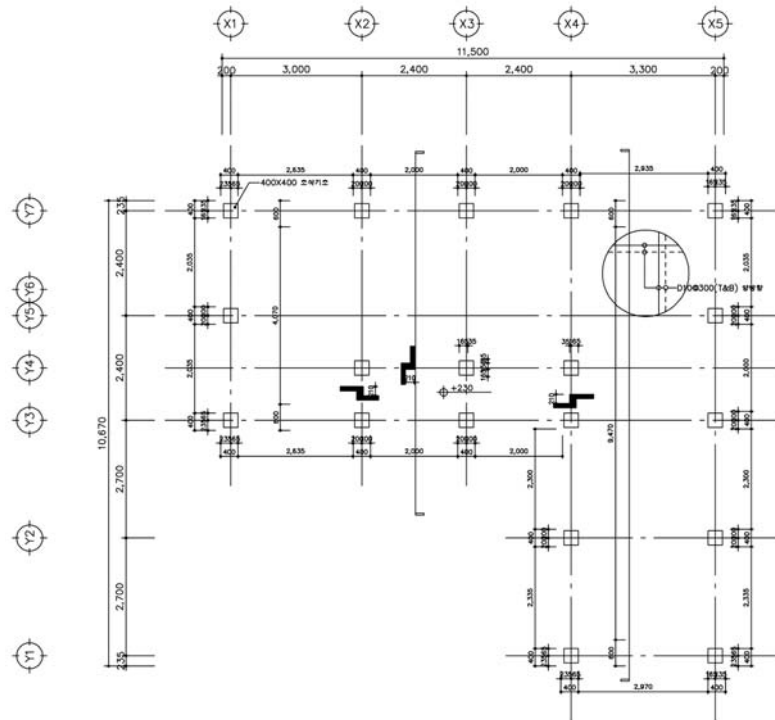


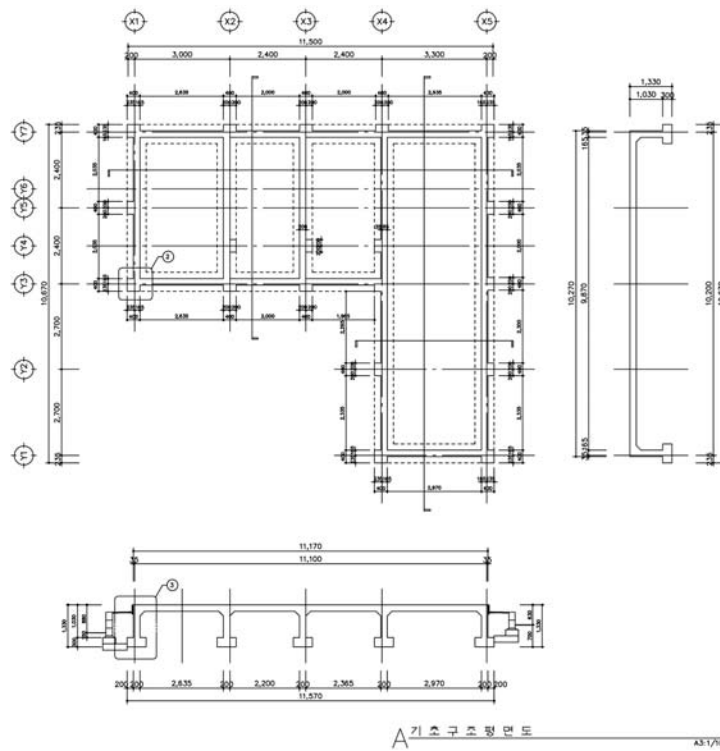
그림 42. 시험한옥 기둥 주각기초 설계



B 기동 기초 평면상세도

A3:1/100

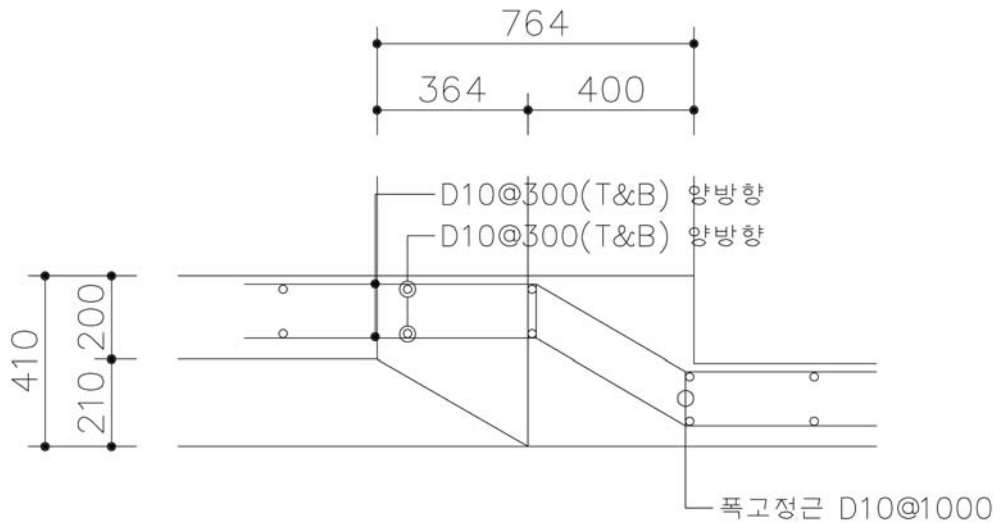
그림 43. 기동 기초 평면상세도 (2-2 세세부 제공)



A 기초구조 평면도

A3:1/100

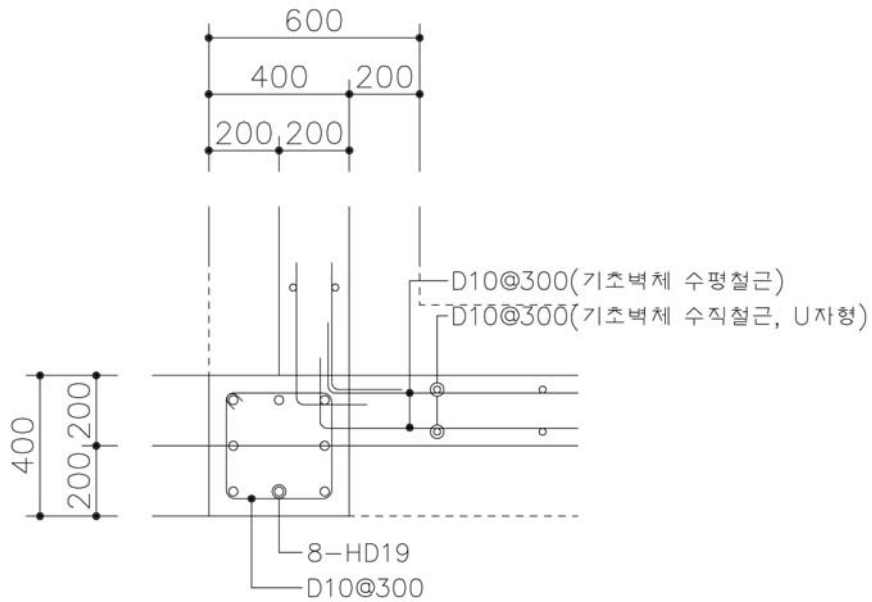
그림 44. 기초구조 평면도 (2-2 세세부 제공)



1 "1" 부분 상세도

A3: 1/40

그림 45. 기초구조평면 상세도 1 (2-2 세세부 제공)



2 "2" 부분 상세도

A3: 1/40

그림 46. 기초구조평면 상세도 2 (2-2 세세부 제공)

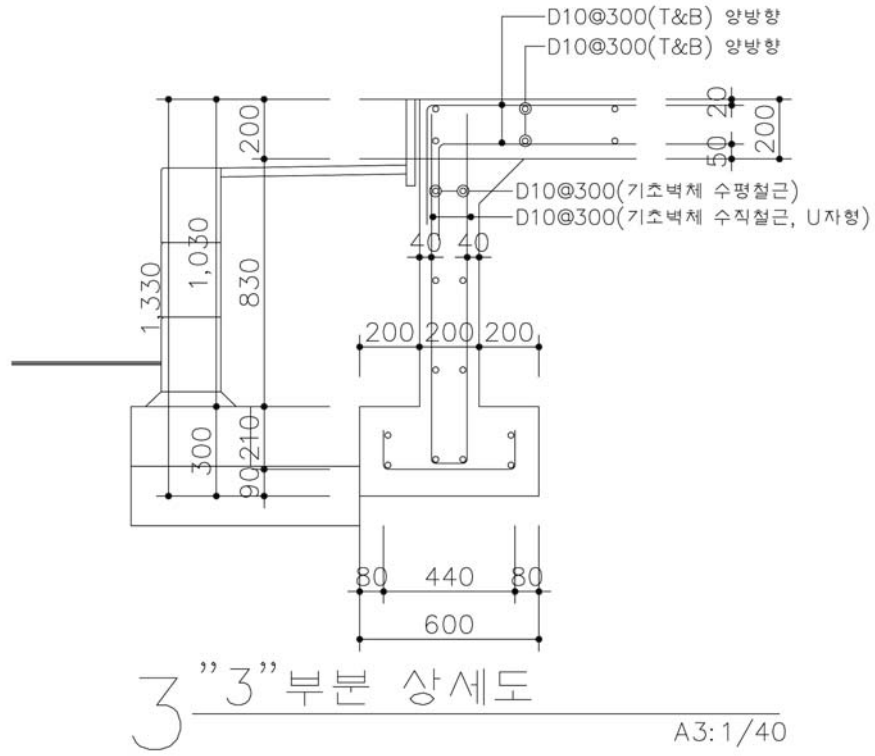


그림 47. 기초구조평면 상세도 3 (2-2 세세부 제공)