첨단도시개발사업 최종보고서

R&D/05건설핵심C02

차세대 대공간 구조시스템의 설계 및 시공기법 개발

2008. 08. 29

주관연구기관 / 인하대학교

건 설 교 통 부
한국건설교통기술평가원

Construction & Transportation R&D Report

제 출 문

건설교통부장관(한국건설교통기술평가원장) 귀하

본 보고서를 "차세대 대공간 구조시스템의 설계 및 시공기법 개발"의 최종보고서로 제출합니다.

2008. 8. 29.

주관연구기관 : 인하대학교

연구책임자 한 상 을

■ 총 괄 연 구 책 임 자	/ 수석연구원 한 상 을	총 괄
■ 주관연구기관 참여연구원	/ 수석연구원 양 재 근	구조실험 및 해석
	/ 수석연구원 이 명 재	구조실험 및 해석
	/ 수석연구원 최 현 식	구조실험 및 해석
	/ 수석연구원 정 명 채	대공간 구조 설계
	/ 수석연구원 고 훈 범	구조실험 및 해석
	/ 수석연구원 이 상 주	구조실험 및 해석
	/ 연 구 원 이 경 수	구조실험 및 해석
	/ 연 구 원 후 효 무	대공간 구조 해석
	/ 연 구 원 이 재 영	대공간 구조 해석
	/ 연 구 원 최 문 호	구조실험 및 해석
	/ 연 구 원 류 지 수	대공간 구조 해석
	/ 연 구 원 공 석 환	구조실험 및 해석
	/ 연 구 원 김 만 중	대공간 구조 해석

요 약 문

Ⅰ. 제 목

차세대 대공간 구조시스템의 설계 및 시공기법 개발

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

1. 연구의 목적

본 연구의 전체 진행 단계는 크게 2단계로 나눌 수 있으며, 먼저 제 1단계에서는 대공간 구조시스템에 대한 기본적인 자료조사 및 이론 정립과 이를 심화시키는 것이고, 제 2단계에서는 제 1단계의 연구 결과를 토대로 실용적인 적용이 가능하도록 통합 프로그램을 개발하며, 나아가 미래 초대공간 구조를 가능케 하는 시스템의 개발을 목적으로 한다. 따라서 연구 개발의 평가에 있어서, 제 1단계에서는 이론적인 연구의 결과를 나타낼 수 있는 논문의 발표 실적이 그 주된 평가의 착안점이 될 것이며, 제 2단계에서는 실제 구조물에 적용시킨 사례와 더불어 개발된 프로그램의 객관적인 공인 여부(특허 및 프로그램 등록), 또한 기존의 대공간 구조 시공법의 개선 및 개발에 따른 지적재산권 취득 여부가 주된 평가 대상이 될 것으로 판단된다.

분석된 자료를 바탕으로 대공간 구조물의 해석기법을 개발하고, 실험을 통하여 그 해석이론 및 기법의 적용성을 파악하는 것은 물론 설계를 위한 코드, 시공 매뉴얼, 유지관리 및 보수보강 기법에 관한 데이터베이스화를 연구의 목표로 한다.

2. 연구의 필요성

1) 국내적으로는 프로야구, 프로축구, 프로농구 등의 활성화로 인해 대형 돔구장 건설이 예상되고 있으며, 특히 프로야구의 경우 한국야구협회(KBO)가 주관하여 경기도 안산시내에 야구돔 경기장 건설 사업을 추진하는 등 가시적인 사업 진척이 보이는 상황이다. 또한 2011년 세계 육상선수권 대회를 대구광역시에서

유치하고, 2014년 아시안게임을 인천광역시에서 유치함으로써 국내에 다수의 대공간 건축물의 신규건설 및 유지, 보수가 예정되어 있으며, 2014년 동계올림픽 유치를 위한 강원도 평창시의 노력 역시 차세대 대공간 구조시스템을 필요로 하고 있는바 이에 대한 국민적 관심도 증대되고 있는 실정이다. 이에 더하여 본 연구과제가 종료되는 시점인 2008년 이후에는 국내 자체 기술로서 대부분의 대공간 구조에 대한 계획 및 시공이 가능할 것으로 사료 된다.

2) 국외적으로는 2008년 중국 북경 올림픽으로 인한 메인 스타디움과 그에 따르는 파급효과로서 북경신공항이 건설되는 등 국제적으로도 대공간 건축물 수요는 기하급수적으로 늘어나고 있는 실정이며, 각종 박람회 유치 열기 또한 차세대 대공간 구조시스템에 대한 관심을 고조시키고 있는 실정이다.

Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

1. 강성구조시스템의 형태 생성, 세우기(erection) 공법 및 안정거동 해석과 연성 구조물의 형상 탐색 알고리즘 및 프로그램 개발
2. 연성구조시스템의 시공과정 해석 알고리즘 및 안정화 이행과정 프로그램 개발
3. 하이브리드시스템의 비선형 동적해석 알고리즘 및 프로그램 개발
4. 강성구조시스템의 거동 특성 실험
5. 하이브리드시스템 구조부재의 인장 실험
6. 상용 프로그램을 이용한 대공간 구조물의 풍 거동 해석 검증 및 설계 데이터 확보
7. 대공간 구조물의 설계 코드 및 시공매뉴얼 작성
8. 케이블 구조물 및 대공간 구조물의 유지관리 및 보수보강 기법 개발
9. 미래 대공간 구조시스템을 위한 데이터베이스 구축

Ⅳ. 연구개발결과

연차	연구목표	주요연구성과
3 차 년 도	1. 해석기법 개발 ① 강성구조 시스템의 해석기법 개발 ② 연성구조 시스템의 해석기법 개발	▪ 형상결정원리 및 그 조합에 따른 단층돔, 복층돔, 케이블 돔, 텐세그리티의 형상 생성 알고리즘을 개발하였음. ▪ 강성구조시스템의 시공과정 해석기법을 개발하고, 스트라치 시스템의 안정화 이행과정 해석에 활용하여 적용성을 평가하고 검증하였음. ▪ 동적이완법, 호장법을 이용한 대공간 구조의 후좌굴 해석법을 개발하였음. ▪ 비선형 탄소성 재료비선형 모델을 이용한 대공간 구조의 후좌굴 해석법을 개발하였음. ▪ 유전알고리즘 및 터부알고리즘을 이용한 돔의 최적화 연구를 수행하고 그 결과를 비교 분석하였음. ▪ 퍼지이론을 이용한 이산화 변수 격자 구조의 최적화 설계 이론을 개발하였음. ▪ 대공간 구조물의 등가모델을 이용하여 지진하중에 대한 응답특성, 면진층 도입에 따른 거동특성, 하부구조 소성화에 따른 거동특성을 분석하였음. ▪ 대공간 구조물의 등가모델을 이용한 성능점 산정법을 개발하였음. ▪ Lyapunov 개념을 이용하여 대공간 구조물의 기하비선형을 고려한 동적 불안정 평가 알고리즘을 개발하였음. ▪ 수퍼요소와 부분구조를 이용한 대공간 구조 시스템의 효율적인 정적, 동적 해석 알고리즘을 개발하였음. ▪ 스펙트럴요소법(SEM)을 이용한 대공간 구조의 동적해석 알고리즘을 개발하였음. ▪ 무요소법을 이용한 구조요소의 해석, 방사절점 보간을 이용한 응력집중현상 해석기법, 적응적 세분화 방법을 이용한 국부화 문제 해석기법을 개발하였음.

		▪ 가상점성감쇠의 고려를 통한 개선된 막구조물의 최적 형상탐색 알고리즘을 개발하였음. ▪ 동적이완법을 이용하여 개선된 연성구조시스템의 안정화 이행과정 해석 알고리즘을 개발하고 서울체조경기장의 시공과정 해석에 활용하였음. ▪ 동적이완법을 이용한 연성구조물의 초기 형상탐색과 재단도 해석 알고리즘을 개발하였음. ▪ 유체와 구조물의 상호작용 알고리즘(FSI)을 이용하여 실제 막구조물의 거동 특성을 반영한 해석기법을 개발하였음. ▪ 전산유체역학(CFD)을 이용하여 셸 구조 및 돔의 다양한 형상 변화에 따른 풍압분포 특성을 분석, 평가하였음. ▪ 동적이완법을 이용하여 케이블-트러스 구조물의 후좌굴 특성을 연구하고 옥천연수원 현장 지붕구조 안정성을 검토하여 적용성을 평가함 ▪ 안정수렴법을 이용한 하이브리드 돔의 동적해석 알고리즘을 개발하고, 풍하중을 받는 개방형 하이브리드 돔의 동적 거동 특성을 규명하였음.
	2. 실험을 통한 대공간 구조시스템의 개발 ① 강성구조시스템의 거동 특성 실험 ② 하이브리드시스템의 부재 실험	▪ H형강, T형강의 장스팬(9m) 합성트러스 실험을 통해 합성트러스 효과를 평가하였음. ▪ 더블앵글 접합부의 강성, 강도 산정 및 예측을 위한 해석모델을 개발하고 실험을 통해 평가하였음. ▪ 원형강관 브레이스 좌굴제어시스템의 제안 및 평가를 위한 실험을 수행하였음. ▪ 볼 조인트 휨 강성 실험을 통해 해석모델을 제안하고 래티스돔의 해석에 적용하였음. ▪ 스트라치 시스템의 시공과정에 대한 안정성 검토를 위한 구조 성능 실험을 수행하고 이를 해석알고리즘의 결과와 비교 평가하였음. ▪ 막재의 사용성 평가를 위한 폭로실험을 수행하였음. ▪ 케이블의 설계내력을 평가하기 위한 기본 강도시험을 수행하였음.

	3. 설계기법 및 시공기법 개발 ① 대공간 구조물의 설계 코드 분석 ② 대공간 구조물의 풍 거동 해석 검증 및 설계 데이터 확보 ③ 대공간 구조물의 시공 매뉴얼 작성 ④ 대공간 구조물의 유지관리 및 보수보강 매뉴얼 작성 ⑤ 대공간 구조물의 시공법 개발	▪ 케이블 구조물, 막 구조물의 설계코드 분석을 통한 설계기법을 제시하였음. ▪ 전산유체역학(CFD)을 이용하여 대공간 구조물의 형상에 따른 풍압 거동 특성 데이터를 확보, 분석, 평가하였음. ▪ 고양 실내체육관, 판교 알파돔시티, 서울 송파 OO돔 프로젝트, 진주 종합경기장의 설계를 통해 해석 알고리즘의 적용성을 평가하고 검증하였음. ▪ 케이블 구조물, 막 구조물의 시공 매뉴얼을 분석, 정리하였음. ▪ 케이블 구조물, 막 구조물의 유지관리 및 보수보강 매뉴얼을 작성하였음. ▪ 광명 경륜장, 제주 컨벤션 센터의 시공과정 및 세우기(erection) 공법을 분석, 정리하였음. ▪ 스트라치, 동남권 유통단지 스카이 파라솔 케이블 돔, 옥천연수원 지붕구조물의 설계 및 시공사례를 통해 설계, 시공기법의 적용성을 평가하고 검증하였음. ▪ 부산 아시아드 주경기장의 시공사례 분석 및 인천 문학경기장의 설계 및 시공을 통하여 설계, 시공기법의 적용성을 평가하고 검증하였음.
	4. 데이터베이스화 ① 국내 대공간 구조물 데이터베이스화 ② 국외 대공간 구조물 데이터베이스화 ③ 대공간 구조 시스템 접합부 데이터베이스화 ④ 홈페이지를 이용한 데이터베이스의 웹서비스	▪ 국내 월드컵 경기장 및 대공간 구조물에 대한 자료를 수집, 정리하고 데이터베이스화 하였음. ▪ 국외 경기장 및 대공간 구조물에 대한 자료를 수집, 정리하고 데이터베이스화 하였음. ▪ 국내외 대공간 구조물의 접합부에 대한 자료를 수집, 정리하고 데이터베이스화 하였음. ▪ 대공간 구조물의 설계기법, 시공기법, 유지관리 및 보수보강 매뉴얼 및 국내외 대공간 관련 데이터베이스를 홈페이지(http://www.iitsal.com/)를 통해 웹서비스 중에 있으며 향후 지속적으로 업데이트 할 예정임.

Ⅴ. 연구개발결과의 활용계획

1. 기술개발 - 참여기업과의 실무검토를 통하여 개발기술의 실용화
   1) 대공간 구조 시스템 해석 통합 프로그램의 상용화
   2) 대공간 구조물의 시공 기법 개발을 통한 실용화

2. 인력양성
   1) 실무에 종사하는 기술인력의 재교육
   2) 양성된 기술인력의 공급

S U M M A R Y

Ⅰ. Title

Development of Design and Construction Methods for the Future Large Spatial Structural Systems

Ⅱ. Objective and Necessity of the Research

1. Objective of the research

The total research can be divided into 2 stages. In the first stage, we survey the basic data about the large spatial structural systems, sort out the theory and deepen it. In the second stage, according to the results obtained in the first stage, we develop the integrated programs for the practical application to make future super-large spatial structures possible. With regard to the evaluation of research and development, it is mainly the publication of the paper which can reflect the theoretical study results in the first stage. In the second stage, it is the application of the developed program to the practical structures and its objective acceptance degree, improvement on the existing construction methods for the large spatial structures and the acquisitions of intellectual property rights.

Based on the analyzed data, we develop the analytical methods of the large spatial structure to obtain the applicability of that analytical theory and method, and make the database about standard, construction manual, and maintenance and repair manual, all above are the objective of research in this year.

2. Necessity of the research

1) Due to the activation of domestic professional baseball, football and basketball, it is expected that large dome-shaped playing fields will be

constructed. Especially for the baseball, there is a visible progress such as construction project of baseball stadium in Gyeonggi-do Ansan city charged by KBO. Because of successful bid to host the 2011 Track and Field Championships in Daegu and the 2014 Asian Games in Incheon, new construction, maintenance and repair for the majority of the large spatial structures are expected. In order to bid for the 2014 Winter Olympics Games, Gangwon-do Pyeong-chang city also makes efforts to construct large spatial structural systems. People's interest is also increasing about it. Apart from that, after 2008 when this research project is finished, we expect to plan and construct the large spatial structures by internal ability only.

2) Abroad, for 2008 Beijing Olympics Games, main stadium and Beijing new airport as its spread effect are have constructed. International demand for the large spatial structures are increasing very much. In order to bid for exhibition and hold it, large spatial structures also attract lots of interest.

Ⅲ. Contents and Range of the Research

1. Shape generation, erection method and behavior analysis of rigid structural system, shape finding algorithm and program development of flexible structural system.
2. Program development for the construction process of rigid structural system, and stabilization of flexible structural system
3. Development of the program and nonlinear dynamic analytical algorithm for the hybrid system
4. Experiment of the structural behavior of rigid structural system
5. Experiment of the tensile structural member in hybrid system
6. Investigation of the large spatial structural behavior under wind action by CFD
7. Arrangement of the large spatial standard construction manual.
8. Development of the maintenance and repair manuals for the cable and membrane structure
9. Database of the building for the future large spatial structural system

Ⅳ. Research and Development Results

Year	Research Objective	Main Research Achievements
The third year	1. Analytical method development ① Analytical method development for rigid structural system ② Analytical method development for flexible structural system	▪ Shape generation algorithms for the single-layer dome, double-layer dome, cable dome and tensegrity have been developed. ▪ Analytical methods of erection process for the rigid structural system have been developed and applied to the stabilized process of stressed-arch system ▪ Post-bifurcation analytical methods for large spatial structure based on Dynamic Relaxation method and Arc-Length method have been developed. ▪ Post-bifurcation analytical methods for the large spatial structure have been developed with the use of material-nonlinear elasto-plastic model ▪ Optimization methods of the dome structure base on Genetic algorithm and Tabu algorithm have been studied, the obtained results have been compared and analyzed. ▪ Discrete optimization design of the space structure based on fuzzy theory has been developed ▪ With the use of equivalent model of large spatial structure, response characteristics under seismic load, behavior characteristics after the introduction of earthquake resistant layer and plasticization of substructure have been analyzed. ▪ Calculation method of the performance point with the use of equivalent model of large spatial structure has been developed. ▪ Dynamic instability algorithm for the large spatial structure has been developed with the use of the definition of Lyapunov. ▪ With the use of super element and substructure, effective static and dynamic analytical algorithm for the large spatial structure have been developed.

		▪ With the use of Spectral Element method, dynamic analytical algorithm for the large spatial structure has been developed. ▪ Methods of the analysis structural element, stress concentration phenomena and localized problem have been developed by Meshfree method ▪ Optimal shape finding algorithm for the improved membrane structure with the consideration of assumed viscosity damping has been developed. ▪ With the use of Dynamic Relaxation method, analytical algorithm about stabilized process of the improved flexible structural system has been developed. ▪ With the use of dynamic relaxation method, initial shape finding and patterning analysis algorithms for the flexible structure have been developed. ▪ With the use of Fluid and Structure Interaction algorithm, analytical method that reflect the behavior features of the real membrane structure have been developed. ▪ With the use of Computer Fluid Dynamics, wind pressure distributions of shell and dome structures with varieties of shapes have been analyzed and evaluated. ▪ Post-bifurcation characteristics of cable-truss structure have been studied by Dynamic Relaxation method, stability of the roof structure in Okcheon training institute has been investigated, its applicability has been evaluated. ▪ With the use of Stiffly Stable method, dynamic analytical algorithm of hybrid dome structure has been developed. Dynamic behavior characteristics of open hybrid dome have been investigated.

	2. Development of large span structural system through experiments ① Behavior characteristic experiments of rigid structural system ② member experiments of Hybrid system	▪ Through the experiment of long-spaned composite truss with H-shaped steel and T-shaped steel, composite effect has been evaluated. ▪ In order to expect and calculate the stiffness and strength of double angel joint, analytical model has been developed. It has been also evaluated through the experiments. ▪ In order to propose and evaluate round steel pipe brace buckling control system, experiments have been done. ▪ Analytical model has been proposed and applied to the analysis of lattice dome through bending stiffness experiments of ball-shaped joint. ▪ In order to investigate the stability of construction process of stressed-arch system, structural property experiments have been done, and compared with analytical algorithms of stabilized process to evaluate it. ▪ In order to evaluate the serviceability of membrane material, exposure experiments have been done. ▪ In order to evaluate the design strength of cable, basic strength experiments have been done.
	3. Design method and its development ① Analysis on design code of large spatial structure ② Verification on wind behavior analysis of large spatial structure and confirmment of design data.	▪ Through the analysis on design code of cable structure and membrane structure, design methods have been presented. ▪ With the use of CFD, data about the behavior characteristics under the wind pressure changed with shape of the large spatial structure have been confirmed, analyzed and evaluated. ▪ Construction manuals for cable structure and membrane structure have been made out. ▪ Maintenance and repair manuals for cable and membrane structure have been made out.

	③ Making out construction manual for large spatial structure ④ Making out maintenance, management, repairment and reinforcement manual for large spatial structure ⑤ Development of construction method for large spatial structure	▪ Construction process and erection method of Gwangmyeong Speedom, Jeju Convention Center have been analyzed and arranged. ▪ Through the design of Goyang gymnasium, Pankyo Alpha-dome City, Songpa ○○-dome project and Jinju sports complex, the developed algorithms have been evaluated and investigated. ▪ Through the design and construction of stressed-arch, Dongnam-gwon distribution complex sky parasol cable dome, Okcheon training institute roof structure, the developed design and construction methods have been evaluated and investigated. ▪ The erection method and construction process of Goyang gymnasium and Jeju Convention Center have been analyzed and made to database ▪ Through the analysis of construction process of Busan Asian main stadium and the design and construction of Incheon Munhack stadium, the applicability of construction methods have been evaluated and investigated.
	4. Building of database ① Database of internal large spatial structure ② Database of large spatial structure abroad ③ Joint database of large spatial structure system ④ Web service of database through web page	▪ Data about the domestic World Cup stadium and large spatial structure have been collected and arranged, database has been built. ▪ Data about the large spatial structure abroad have been collected and arranged, database has been built. ▪ Data about the joint of the large spatial structure at home and abroad have been collected and arranged, database has been built. ▪ For the web service of database on design method, construction method, maintenance, management, repairment and reinforcement manuals and large spatial structure at home and abroad, the homepage is extending.

V. Application Plan of Research and Development Results

1. Industrialization of the research results through the practical projects with the participating enterprises
   1) Commercialization of integrated analytical program for the large spatial structural systems
   2) Industrialization through the development of construction methods for the large spatial structures

2. Training of manpower
   1) Reeducation of the technicians working in this field
   2) Supply of the trained high level researchers

목 차

제 1 장 서 론 1

1 절 연구개발 목표 1

제 2 장 국내·외 기술개발 현황 2

1 절 국내·외 기술동향 2

2 절 국내·외 산업동향 5

3 절 대공간 구조시스템의 분류 및 구조특성 11

1. 대공간구조시스템의 정의 11
2. 대공간구조 시스템의 발전 현황 14

4 절 국내·외 시공사례 25

1. 국내 시공사례 25
2. 국외 시공사례 36

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과 45

1 절 연구개발 추진전략 및 방법 45

1. 연구개발 추진체계 45
2. 연구수행방법 46
3. 연구 추진역량 48

2 절 강성구조 시스템의 해석 기법 49

1. 대공간구조물의 형상결정방법에 관한 이론 및 응용 49
2. 세우기(erection) 과정 해석기법 67
3. 강성구조물의 안정해석이론 개발 93
4. 최적화 설계에 관한 이론 및 알고리즘 115
5. 스펙트럴요소법을 이용한 대공간 구조 시스템의 동적해석 141
6. 무요소법(RPIM)을 이용한 구조 요소의 응력해석 154
7. 대공간 구조물의 등가모델에 의한 지진응답 특성과 면진층 도입에 다른 거동 특성 .. 176
8. 기하학적 비선형을 고려한 공간구조시스템의 동적 좌굴 해석 185
9. 수퍼요소를 이용한 대공간 구조시스템의 구조적 거동 특성에 관한 연구 203

3 절 연성구조 시스템의 해석기법 216

1. 가상점성 감쇠요소 도입에 의한 막구조의 형상탐색 216
2. 인장구조의 안정화 이행과정 및 시공과정 해석 230
3. 초기 형상 탐색과 재단도 해석 241
4. 유체-구조물의 상호작용 알고리즘을 적용한 막구조물의 해석 255

5. 전산유체역학을 이용한 셸 구조의 형상에 따른 풍압 특성 분석 ····· 277
6. 풍하중을 받는 개방형 하이브리드 돔의 동적해석 알고리즘 ····· 293
4 절 실험을 통한 대공간 구조 시스템의 개발 ····· 312
1. 강성구조 시스템의 거동 특성 실험 ····· 312
2. 하이브리드시스템의 부재 실험 ····· 378
5 절 설계기법 개발 및 코드화 ····· 383
1. 케이블구조 설계기법 ····· 383
2. 막구조 설계기법 ····· 418
3. 대공간 구조시스템의 풍거동 해석 데이터 분석 결과 ····· 432
4. 대공간구조 설계기법에 관한 사례 ····· 485
6 절 시공기법 개발 ····· 506
1. 대공간 구조시스템의 시공매뉴얼 ····· 506
2. 대공간 구조시스템의 유지관리 및 보수보강 매뉴얼 ····· 550
3. 강성구조 시스템의 시공기법 ····· 620
4. 연성구조 시스템의 시공기법 ····· 664
7 절 데이터베이스 구축 ····· 673
1. 웹을 이용한 데이터베이스 구축 및 홈페이지 연동 ····· 673
2. 국내 대공간 구조 시스템 데이터베이스 ····· 676
3. 국외 대공간 구조 시스템 데이터베이스 ····· 689
4. 접합부 데이터베이스 ····· 700

제 4 장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도 ····· 708
1 절 연구개발 수행 진도율 ····· 708
2 절 연구개발결과 평가의 착안점 ····· 709
3 절 연구개발 목표의 달성도 ····· 709
4 절 연구개발의 기술발전에의 기여도 ····· 712

제 5 장 연구개발결과의 활용계획 ····· 715
1 절 연구성과 ····· 715
1. 기술적 측면 ····· 715
2. 경제적 측면 ····· 716
3. 학술적 측면 ····· 717
2 절 연구개발결과의 활용계획 ····· 719
1. 기술개발 - 참여기업과의 실무검토를 통하여 개발기술의 실용화 ····· 719

2. 대공간 구조물의 시공 기법 개발을 통한 실용화 ····· 719
3. 인력양성 ····· 720
3 절 관련 후속연구개발의 전망 ····· 720

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외기술정보 ····· 721
1 절 일본 현지답사 ····· 721
1. 1차년도 일본 현지답사 시 수집한 과학기술정보 ····· 721
2. 답사의 목적 및 결과 ····· 721
3. 답사 참석자 ····· 721
4. 수집자료 ····· 722
2 절 독일 현지답사 ····· 725
1. 2차년도 독일 현지답사 시 수집한 과학기술정보 ····· 725
2. 답사의 목적 및 결과 ····· 725
3. 답사 참석자 ····· 725
4. 수집자료 ····· 726
3 절 중국 현지답사 ····· 730
1. 3차년도 중국 현지답사 시 수집한 과학기술정보 ····· 730
2. 답사의 목적 및 결과 ····· 730
3. 답사 참석자 ····· 730
4. 수집자료 ····· 731

제 7 장 참고자료 ····· 736

별첨. 자체평가의견서 ····· 765

C O N T E N T S

1. Introduction 1

1.1. Objective of Research and Development 1

2. Technology Development Status at Home and Abroad 2

2.1. Technical Trend at Home and Abroad 2
2.2. Industrial Trend at Home and Aboard 5
2.3. Classification and Structural Properties of Large Spatial Structures 11
2.4. Construction Cases at Home and Aboard 25

3. Contents and Results of the Research and Development 45

3.1. Promotion Strategies and Methods of the Research and Development 45
3.2. Analytical Method of Rigid Structural System 49
1. Theory on shape determining method and its application 49
2. Development of erection analytical method and its application 67
3. Theoretical development on stable analysis 93
4. Theory and algorithm on optimal design 115
5. Dynamic analysis with spectral element method 141
6. Stress analysis of structural element with meshfree method 154
7. Dynamic analytical theory and algorithm based on equivalent model 176
8. Dynamic instability analysis with the consideration of geometrical nonlinearity 185
9. Static and dynamic analysis with super element 203
3.3. Analytical Method of Flexible Structural System 216
1. Shape finding of membrane structure with the introduction of assumed viscosity damping element 216
2. Analysis on stabilized process and construcion process of tension structure 230
3. Initial shape finding and pattern cutting analysis 241
4. Membrane structural analysis with fluid structure interaction algorithm 255
5. Analysis of wind pressure characteristic according to the shape of shell structure with CFD 277
6. Dynamic analytical algorithm for open hybrid dome under wind load 293
3.4. Large Spatial Structure System Development Through Experiment 312
1. Experiment on behavior characteristic of rigid structural system 312
2. Member experiment of hybrid system 378

3.5. Development of Design Method 383
1. Cable structure design method 383
2. Membrane structure design method 417
3. Analytical results on wind behavior analysis data 431
4. The case of large spatial structural system on design method 484
3.6. Construction Method Development 505
1. Construction manual for large spatial structural system 505
2. Maintenance and repair manual for large spatial structure system. 549
3. Construction method for rigid structural system 620
4. Construction method for flexible structural system 664
3.7. Database Building 673
1. Database building with web and homepage linkage 673
2. Database of large spatial structural system at home 676
3. Database of large spatial structural system abroad 689
4. Database of joint 700

4. Objective Achievements of Research and Development and Contributions to Relevant Field 708

4.1. Execution Progress Rate of Research and Development 708
4.2. Evaluation Focus of the Research and Development Results 709
4.3. Objective Achievements of Research and Development 709
4.4. Contribution to Technique Development of Research and Development 712

5. Application Plan of the Research and Development Results 715

5.1. Research Achievements 715
5.2. Application Plan of the Research and Development Results 719
5.3. Prospect of the Research and Development 720

6. Science and Technology Data Abroad Collected in the Research and Development 721

7. Reference 736

Appendix. Written Opinion of Self-Evaluation 764

그 림 목 차

그림 2.1.1 대공간구조 분야의 국내 현황 2
그림 2.1.2 대공간 구조관련 학회별 논문현황 3
그림 2.1.3 국내 학회별 대공간 구조 관련 논문현황(2005) 4
그림 2.1.4 대공간 구조시스템의 국가별 특허건수 비교 현황(2005) 4
그림 2.2.1 운동장 및 경기장 건축의 시공액 추이 6
그림 2.2.2 공연, 집회장의 시공액 추이 6
그림 2.2.3 전시 시설의 시공액 추이 7
그림 2.2.4 창고, 차고, 터미널 건축의 시공액 추이 7
그림 2.2.5 건축 용도별 중, 장기 시장전망 결과 8
그림 2.3.1 지붕 자중의 시대적 변화 11
그림 2.3.2 공간구조시스템의 분류 12
그림 2.3.3 공간구조 시스템의 스팬과 자중의 관계 12
그림 2.3.4 대공간구조 시스템의 기술발전 현황 13
그림 2.3.5 공간구조 시스템의 현재와 미래 24
그림 2.4.1 제주 월드컵경기장 25
그림 2.4.2 지붕 트러스 전경 26
그림 2.4.3 강관 용접 접합 상세 26
그림 2.4.4 마스트와 트러스 접합부 상세 26
그림 2.4.5 보수 후의 막과 아치 26
그림 2.4.6 막과 골조 접합부 상세 26
그림 2.4.7 큰 부재와 작은 부재 접합부 26
그림 2.4.8 제주 국제 컨벤션 센터 27
그림 2.4.9 내부 전경 28
그림 2.4.10 지붕 상세 28
그림 2.4.11 mega column 28
그림 2.4.12 mega column 이음부 상세 28
그림 2.4.13 커튼월 지지부 28
그림 2.4.14 커튼월 접합부 상세 28
그림 2.4,15 부산 아시아드 경기장 29
그림 2.4.16 내부 전경 30
그림 2.4.17 케이블과 포스트 연결부 30
그림 2.4.18 포스트와 아치 및 케이블 연결부 상세 30
그림 2.4.19 하부구조와 상부구조 연결부 30
그림 2.4.20 이너 링 케이블과 lower cable 연결부 30
그림 2.4.21 막의 부분파손 보수부분 30

그림 2.4.22 고양 운동장(2003) 31
그림 2.4.23 인천대공원 야외음악당 31
그림 2.4.24 서울 올림픽 주경기장(1984) 31
그림 2.4.25 대전 월드컵 경기장(2001) 31
그림 2.4.26 광주 월드컵 경기장(2001) 31
그림 2.4.27 수원 월드컵 경기장(2001) 31
그림 2.4.28 울산 문수 축구경기장(2001) 31
그림 2.4.29 태릉 국제 스케이트장 31
그림 2.4.30 KTX 광명 역사 32
그림 2.4.31 안양 시립 체육관(2000) 32
그림 2.4.32 광명 경륜 돔경기장(2005) 32
그림 2.4.33 ASEM 컨벤션 센터 32
그림 2.4.34 일산 국제컨벤션센터(KINTEX) 32
그림 2.4.35 서울 월드컵 경기장(2001) 32
그림 2.4.36 대구 종합 경기장(2001) 32
그림 2.4.37 올림픽 공원 체조경기장 32
그림 2.4.38 인천 월드컵 경기장(2001) 33
그림 2.4.39 하남 환경 박람회장(1999) 33
그림 2.4.40 여의도종합전시장(1996) 33
그림 2.4.41 서울대공원 돌고래쇼장(1998) 33
그림 2.4.42 코엑스 옥외전시장(1996) 33
그림 2.4.43 춘천 동산초등학교 체육관(2000) 33
그림 2.4.44 상계동 실내 아이스링크(2000) 33
그림 2.4.45 TGV 중부전시장(1997) 33
그림 2.4.46 완주 공설운동장(2002) 34
그림 2.4.47 문경 야외무대(2002) 34
그림 2.4.48 안면도 꽃박람회(2002) 34
그림 2.4.49 무주시장(2001) 34
그림 2.4.50 한양대 안산캠퍼스 지붕캐노피 34
그림 2.4.51 안면도 꽃 박람회(2002) 34
그림 2.4.52 아시아나 항공 격납고(2000) 34
그림 2.4.53 옥천연수원(2005) 34
그림 2.4.54 96서울 에어쇼 전시장(1996) 35
그림 2.4.55 함평시장(2004) 35
그림 2.4.56 양주덕정배드민턴장(2003) 35
그림 2.4.57 양주 별산대 놀이마당(2002) 35
그림 2.4.58 수원 야외음악당(1993) 35

그림 2.4.59 분당 주택전시관(1991) 35
그림 2.4.60 야마구치 키라라 돔 36
그림 2.4.61 개폐부분 상세 37
그림 2.4.62 텐세그리티 유닛 시스템 37
그림 2.4.63 타이 케이블 정착부 37
그림 2.4.64 면진층 상세 37
그림 2.4.65 원형 강관 접합 상세 37
그림 2.4.66 막면 지지 상세 37
그림 2.4.67 오카야마 돔 38
그림 2.4.68 내부 전경 39
그림 2.4.69 철골 트러스 아치 39
그림 2.4.70 H형강 접합부 디테일 39
그림 2.4.71 밸리 케이블과 막의 접합 39
그림 2.4.72 트러스의 핀접합부 상세 39
그림 2.4.73 밸리 케이블 정착부 상세 39
그림 2.4.74 Miyazaki - Ocean Dome 40
그림 2.4.75 Tokyo Dome 40
그림 2.4.76 Sapporo Dome 40
그림 2.4.77 독일 뮌헨 월드컵 경기장 40
그림 2.4.78 북경 올림픽 경기장 40
그림 2.4.79 몬트리올 올림픽 경기장 40
그림 2.4.80 스카이 돔(1989) 40
그림 2.4.81 Ball Dome 40
그림 2.4.82 Nimes Roman Arena 41
그림 2.4.83 Bullring at Zaragoza 41
그림 2.4.84 CHENE PARK AMPHITHEATER 41
그림 2.4.85 SAN DIEGO Convention Center 41
그림 2.4.86 나고야 돔 41
그림 2.4.87 SUN COAST DOME 41
그림 2.4.88 오사카 돔 41
그림 2.4.89 ALAMO DOME 41
그림 2.4.90 이마이즈미 개폐식 지붕(2002) 42
그림 2.4.91 고다마스 저탄시설(2001) 42
그림 2.4.92 GEORGIA DOME 42
그림 2.4.93 EXPO'70 FUJI PAVILION 42
그림 2.4.94 IZUMO DOME 42
그림 2.4.95 후쿠오카 야후 돔 42

그림 2.4.96 Dynamic Earth Centre(1999) 42
그림 2.4.97 Scottish Exhibition Conference Centre 42
그림 2.4.98 카라토 어시장 43
그림 2.4.99 코쿠라 돔 43
그림 2.4.100 Schlumberger Cambridge Research Centre 43
그림 2.4.101 Inland Revenue Amenity Centre 43
그림 2.4.102 Don Valley Stadium(1990) 43
그림 2.4.103 Music Centre(2002) 43
그림 2.4.104 쿠마모토 파크 돔 43
그림 2.4.105 쿠마모토 경기장 43
그림 2.4.106 Tower, Science Centre 44
그림 2.4.107 Manchester Reebok Stadium(1997) 44
그림 2.4.108 Eden Project(2001) 44
그림 2.4.109 Cellular Operation Headquarters(2002) 44
그림 2.4.110 Millennium Dome(1999) 44
그림 2.4.111 Waterloo Station(1992) 44
그림 3.1.1 연구개발 추진계획 45
그림 3.2.1 부재연결방식에 따른 형상결정 50
그림 3.2.2 돔의 기본형상 51
그림 3.2.3 절점이동에 의한 구조물형상결정 53
그림 3.2.4 삼각형 단위돔 53
그림 3.2.5 복층평판의 형상변화 54
그림 3.2.6 복층구조의 단위모델 55
그림 3.2.7 형태조합에 의한 단층돔 형상결정 55
그림 3.2.8 그림3.2.7 (e)의 형상과 렌더링 이미지 56
그림 3.2.9 형상조합에 의한 복층지붕형상 57
그림 3.2.10 형상조합에 의한 지붕구조물 결정 예 57
그림 3.2.11 그림 3.2.10의 랜더링된 이미지 57
그림 3.2.12 대구실내체육관 계획안 58
그림 3.2.13 복층돔의 형상결정 예 58
그림 3.2.14 복층돔의 랜더링된 이미지 59
그림 3.2.15 장스팬 복층돔의 형상 60
그림 3.2.16 부산돔의 형상결정 60
그림 3.2.17 부산돔의 형상결정과정 61
그림 3.2.18 복층돔의 형상을 이용한 기지국안테나의 형상결정 61
그림 3.2.19 서울올림픽 체조경기장 62
그림 3.2.20 케이블돔의 장력도입과정과 형상결정과정 63

그림 3.2.21 케이블돔의 형상 64
그림 3.2.22 케이블돔 형식에 의한 장스팬 구조물 계획안 64
그림 3.2.23 단위 텐세그리티 65
그림 3.2.24 텐세그리티 돔과 볼트 65
그림 3.2.25 텐세그리티 돔의 이미지 66
그림 3.2.26 텐세그리티 볼트의 이미지 66
그림 3.2.27 후좌굴상태의 평형경로 탐색 67
그림 3.2.28 동적감쇄(kinetic damping)에 의한 수렴과정 68
그림 3.2.29 옥천연수원의 이미지 및 완공 후 사진 69
그림 3.2.30 옥천연수원의 구조시스템 개요 69
그림 3.2.31 해석모델의 형상 70
그림 3.2.32 하중스텝별 변형형상 71
그림 3.2.33 초기형상 및 변형형상 71
그림 3.2.34 1번 절점의 하중-변위 곡선 72
그림 3.2.35 1번 절점의 하중스텝별 불평형력 곡선 72
그림 3.2.36 서울올림픽 체조경기장(시공과정) 73
그림 3.2.37 스카이 파라솔의 투시도 74
그림 3.2.38 해석모델의 형상 75
그림 3.2.39 풍향별 풍하중케이스 및 하중조합계수 75
그림 3.2.40 바람에 대한 CFD해석 결과(STAR-CD) 75
그림 3.2.41 검토용 지지조건의 종류 76
그림 3.2.42 검토용 브레이싱 연결 종류 76
그림 3.2.43 하부 지지조건별 해석결과(변위) 77
그림 3.2.44 브레이싱 조건별 해석결과(변위) 78
그림 3.2.45 초기장력에 따른 고유값(고유주기) 및 철골물량 비교 79
그림 3.2.46 type2 초기장력의 브레이스유무에 따른 고유값 해석결과 80
그림 3.2.47 type2 초기장력 상태의 고유모드 형상 81
그림 3.2.48 type2 초기장력상태에 의한 부재설계 결과 82
그림 3.2.49 스트라치 시스템 84
그림 3.2.50 스트라치 시스템의 형태 85
그림 3.2.51 스트라치 시스템의 부재 구성 85
그림 3.2.52 헌치 각도 및 트러스 깊이 86
그림 3.2.53 해석모델 H25T1의 안정화 이행과정에 따른 각 부재의 내력 변화 89
그림 3.2.54 해석모델 H25T2의 안정화 이행과정에 따른 각 부재의 내력 변화 89
그림 3.2.55 해석모델 H32T1의 안정화 이행과정에 따른 각 부재의 내력 변화 89
그림 3.2.56 해석모델 H32T2의 안정화 이행과정에 따른 각 부재의 내력 변화 89
그림 3.2.57 해석모델 H40T1의 안정화 이행과정에 따른 각 부재의 내력 변화 90

그림 3.2.58 해석모델 H40T2의 안정화 이행과정에 따른 각 부재의 내력 변화 90
그림 3.2.59 해석모델 H45T1의 안정화 이행과정에 따른 각 부재의 내력 변화 90
그림 3.2.60 해석모델 H45T2의 안정화 이행과정에 따른 각 부재의 내력 변화 90
그림 3.2.61 H32T2의 안정화 이행과정 91
그림 3.2.62 스타돔의 형상 및 재료상수 94
그림 3.2.63 1번 절점의 변위 및 결과비교 95
그림 3.2.64 2번 절점의 변위 95
그림 3.2.65 hexagonal frame의 형상 및 재료상수 96
그림 3.2.66 해석 결과비교 96
그림 3.2.67 지지조건에 따른 해석결과 97
그림 3.2.68 DRM에 의한 jumping 현상 97
그림 3.2.69 24부재 얕은 트러스 돔 : 기하 및 하중-처짐 곡선 101
그림 3.2.70 순수휨을 받는 캔틸레버 보 : 기하 및 하중-처짐 곡선 102
그림 3.2.71 2부재 평면 프레임 : 기하 및 하중-처짐 곡선 102
그림 3.2.72 12부재 공간 프레임 : 기하 및 하중-처짐 곡선 103
그림 3.2.73 william toggle frame의 하중-수직처짐 곡선 107
그림 3.2.74 공간프레임의 하중-수직처짐 곡선 109
그림 3.2.75 핀 지점을 갖는 프레임의 처짐 곡선 110
그림 3.2.76 이동지점을 갖는 프레임의 처짐곡선 110
그림 3.2.77 휨을 받는 프레임의 하중-처짐 곡선 111
그림 3.2.78 휨을 받는 프레임의 상세 하중-처짐 곡선 112
그림 3.2.79 얕은 강절돔의 하중-처짐 곡선 113
그림 3.2.80 얕은 강절돔의 상세 하중-처짐 곡선 113
그림 3.2.81 터부 알고리즘의 개요 117
그림 3.2.82 본 연구에서 사용한 최적화 알고리즘 118
그림 3.2.83 10절점 25부재 입체트러스 모델 121
그림 3.2.84 10절점 15부재의 수렴과정 123
그림 3.2.85 10절점 25부재의 단면 최적형상 123
그림 3.2.86 지오데식 돔 모델 124
그림 3.2.87 하중조건 124
그림 3.2.88 변수 그룹 124
그림 3.2.89 case 1의 결과 125
그림 3.2.90 case 2의 결과 125
그림 3.2.91 case 3의 결과 125
그림 3.2.92 case 4의 결과 125
그림 3.2.93 단위 케이블 돔 모델 126
그림 3.2.94 케이블 돔의 최적형상 128

그림 3.2.95 올림픽 체조 경기장의 최적화 모델 128
그림 3.2.96 최적화 모델의 하중조건 130
그림 3.2.97 단순화한 설계변수 130
그림 3.2.98 초기형상 및 최적형상 131
그림 3.2.99 이산 변수 최적화 주요 절차 136
그림 3.2.100 사각추 격자의 정면도와 측면도 139
그림 3.2.101 스펙트럴요소법의 개념 143
그림 3.2.102 스펙트럴요소법의 흐름도 143
그림 3.2.103 진동수 영역에서의 3차원 골조요소 144
그림 3.2.104 단위 캔틸레버 보 145
그림 3.2.105 하중조건 1 146
그림 3.2.106 진동수영역의 하중조건1 146
그림 3.2.107 진동수영역의 하중조건2 146
그림 3.2.108 진동수영역의 하중조건 1에 대한 변위응답 147
그림 3.2.109 진동수영역의 하중조건 2에 대한 변위응답 147
그림 3.2.110 하중조건1 해석시간 비교 147
그림 3.2.111 하중조건2 해석시간 비교 147
그림 3.2.112 하중조건1에 대한 A점의 수직 변위응답 147
그림 3.2.113 하중조건2에 대한 A점의 수직 변위응답 148
그림 3.2.114 85절점 204부재 해석모델 150
그림 3.2.115 변위응답 150
그림 3.2.116 1번 절점 X방향 변위 150
그림 3.2.117 23번 절점 X방향 변위 151
그림 3.2.118 23번 절점 Z방향 변위 151
그림 3.2.119 관심점 의 원형지지영역 155
그림 3.2.120 관심점 의 사각지지영역 155
그림 3.2.121 필드절점 158
그림 3.2.122 RPIM법의 형상함수 158
그림 3.2.123 x에 관한 1차 미분 158
그림 3.2.124 x에 관한 2차 미분 158
그림 3.2.125 y에 관한 1차 미분 158
그림 3.2.126 y에 관한 2차 미분 158
그림 3.2.127 RPIM 형상함수의 흐름도 159
그림 3.2.128 무요소 RPIM법의 흐름도 160
그림 3.2.129 국부영역 세분화 절차 164
그림 3.2.130 캔틸레버형 평판 모델링 166
그림 3.2.131 무요소법의 필드절점 166

그림 3.2.132 무요소법의 적분격자 166
그림 3.2.133 중립축에서의 Y방향 처짐 166
그림 3.2.134 유공평판 167
그림 3.2.135 유공평판 모델링 167
그림 3.2.136 X=0 에서의 σ_{xx} 168
그림 3.2.137 무요소법(σ_{xy}) 168
그림 3.2.138 유한요소법(σ_{xy}) 168
그림 3.2.139 원통 모델링 169
그림 3.2.140 절점과 적분격자 169
그림 3.2.141 $x=0$에서의 변위 169
그림 3.2.142 $x=0$에서의 응력 170
그림 3.2.143 무요소법(σ_{xx}) 170
그림 3.2.144 무요소법(σ_{yy}) 170
그림 3.2.145 무요소법(σ_{xy}) 170
그림 3.2.146 유한요소법(σ_{xx}) 170
그림 3.2.147 유한요소법(σ_{yy}) 170
그림 3.2.148 유한요소법(σ_{xy}) 170
그림 3.2.149 캔틸레버형 평판 모델링 171
그림 3.2.150 무요소법의 필드절점과 적분격자 171
그림 3.2.151 중립축에서의 방향 처짐 171
그림 3.2.152 유공평판 172
그림 3.2.153 유공평판 모델링 172
그림 3.2.154 유공평판의 적응적 세분화 단계 및 응력분포 172
그림 3.2.155 $x=0$에서의 σ_{xx} 173
그림 3.2.156 V형 인장시험체 및 치수 173
그림 3.2.157 $x=0$에서의 응력분포(σ_{xx}) 174
그림 3.2.158 무요소법(σ_{xx}) 174
그림 3.2.159 무요소법(σ_{xy}) 174
그림 3.2.160 하부구조를 갖는 단층 래티스 돔 177
그림 3.2.161 등가 모델 177
그림 3.2.162 입력지진파(El-Centro NS) 180
그림 3.2.163 해석 모델 181
그림 3.2.164 해석 모델의 고유모드 181
그림 3.2.165 면진층 도입 전 하부구조의 질량 변화에 의한 상부 돔 구조의 변위 응답 182
그림 3.2.166 면진층 도입 전 하부구조의 강성 변화에 의한 상부 돔 구조의 변위 응답 182
그림 3.2.167 중간 면진층을 도입한 대공간 구조 시스템 183

그림 3.2.168 중간 면진층 도입한 등가 모델 183
그림 3.2.169 면진층 도입 후 하부구조의 강성 변화에 의한 상부 돔 구조의 변위 응답183
그림 3.2.170 면진층 도입 후 하부구조의 질량 변화에 의한 상부 돔 구조의 변위 응답183
그림 3.2.171 대공간 구조시스템의 분류 185
그림 3.2.172 위상공간에서의 구조물의 응답 187
그림 3.2.173 13절점 24부재 스타돔 191
그림 3.2.174 스타돔의 하중-변위 곡선 192
그림 3.2.175 스텝하중의 크기에 따른 시간이력응답 192
그림 3.2.176 조화하중에 의한 동적좌굴하중 193
그림 3.2.177 조화하중의 크기에 따른 시간이력응답 (α=0.9) 193
그림 3.2.178 입력지진파 (Northridge-UD) 194
그림 3.2.179 입력지진파의 푸리에 스펙트럼 (1~15sec) 194
그림 3.2.180 지진하중에 의한 동적좌굴하중 195
그림 3.2.181 지진하중의 크기에 따른 시간이력응답 (β=0.5) 195
그림 3.2.182 127절점 342부재 단층 래티스돔 195
그림 3.2.183 스텝하중의 크기에 따른 시간이력응답 (1번 절점) 196
그림 3.2.184 스텝하중의 크기에 따른 시간이력응답 (8번 절점) 196
그림 3.2.185 스텝하중의 크기에 따른 시간이력응답 (38번 절점) 197
그림 3.2.186 조화하중에 의한 동적좌굴하중 197
그림 3.2.187 조화하중의 크기에 따른 시간이력응답 (α=0.7, 1번 절점) 198
그림 3.2.188 조화하중의 크기에 따른 시간이력응답 (α=0.7, 8번 절점) 198
그림 3.2.189 조화하중의 크기에 따른 시간이력응답 (α=0.7, 38번 절점) 198
그림 3.2.190 지진하중에 의한 동적좌굴하중 199
그림 3.2.191 지진하중의 크기에 따른 시간이력응답 (β=1.4, 1번 절점) 199
그림 3.2.192 지진하중의 크기에 따른 시간이력응답 (β=1.4, 8번 절점) 199
그림 3.2.193 지진하중의 크기에 따른 시간이력응답 (β=1.4, 38번 절점) 200
그림 3.2.194 평행 라멜라 돔 200
그림 3.2.195 부재의 배포 200
그림 3.2.196 하중을 가한 방식 200
그림 3.2.197 래티스 돔의 하중-변위 곡선 201
그림 3.2.198 불안정 구역 속에 있는 점에 상응한 변위 곡선 201
그림 3.2.199 첫 번째와 두 번째 불안정 구역 201
그림 3.2.200 불안정 구역 외에 있는 점에 상응한 변위 곡선 201
그림 3.2.201 전체모델 208
그림 3.2.202 수퍼요소 208
그림 3.2.203 수퍼요소 생성 208
그림 3.2.204 수퍼요소 조합 208

그림 3.2.205 수퍼요소 생성 모델 208
그림 3.2.206 해석모델 C, D, E의 평면 209
그림 3.2.207 해석모델 C-Full의 해석변위 210
그림 3.2.208 해석모델 D-Full의 해석변위 210
그림 3.2.209 해석모델 E-Full의 해석변위 211
그림 3.2.210 해석모델 C의 총(x,y,z방향)변위 211
그림 3.2.211 해석모델 D의 총(x,y,z방향)변위 211
그림 3.2.212 해석모델 E의 총(x,y,z방향)변위 211
그림 3.2.213 해석모델 C, D, E의 해석시간 비교 212
그림 3.2.214 고유값해석에 따른 모델별 고유진동수 214
그림 3.3.1 점성감쇠요소 220
그림 3.3.2 이론식에 의한 현수곡면 222
그림 3.3.3 현수곡면의 초기형상 222
그림 3.3.4 현수곡면 해석결과 222
그림 3.3.5 이론해와 현수곡선 비교 222
그림 3.3.6 해석모델 1 초기형상 223
그림 3.3.7 해석모델 1의 감쇠요소 도입 전, 후 형상해석 비교 224
그림 3.3.8 감쇠요소 도입 전, 후 불평형력 비교 224
그림 3.3.9 해석모델 2 초기형상 224
그림 3.3.10 해석모델 2의 감쇠요소 도입 전, 후 형상해석 비교 225
그림 3.3.11 감쇠요소 도입 전, 후 불평형력 비교 225
그림 3.3.12 해석모델 3 초기형상 225
그림 3.3.13 해석모델 3의 감쇠요소 도입 전, 후 형상해석 비교 226
그림 3.3.14 감쇠요소 도입 전, 후 불평형력 비교 227
그림 3.3.15 감쇠계수값 변화에 따른 형상해석 결과 비교 227
그림 3.3.16 감쇠계수값 변화에 따른 형상해석 결과 비교 228
그림 3.3.17 catenary 곡면형상 233
그림 3.3.18 해석모델1의 수치해석결과 233
그림 3.3.19 해석모델1의 등장력곡면 형상탐색 233
그림 3.3.20 link 모델의 초기형상 및 하중모드 234
그림 3.3.21 링크모델의 안정화 이행과정 234
그림 3.3.22 link 모델의 안정화 이행과정 234
그림 3.3.23 공기막구조의 안정화 이행과정 235
그림 3.3.24 30 내압일 경우의 수렴과정 236
그림 3.3.25 30 내압일 경우의 동적에너지 변화 236
그림 3.3.26 내압일 경우의 인장요소수의 변화 236
그림 3.3.27 케이블돔의 형상 및 부재, 절점기호 237

그림 3.3.28 케이블돔의 초기 해석모델 형상 238
그림 3.3.29 케이블돔의 안정화이행에 따른 수렴과정 238
그림 3.3.30 후프케이블의 장력결정과정 239
그림 3.3.31 리지케이블의 장력결정과정 239
그림 3.3.32 케이블돔의 형상결정과정 239
그림 3.3.33 케이블돔의 안정화 이행과정 239
그림 3.3.34 다양한 해석방법에 의한 형상해석 243
그림 3.3.35 밀도에 따른 형상해석 243
그림 3.3.36 부산 돔의 형상생성과정 244
그림 3.3.37 서울올림픽 체조경기장 244
그림 3.3.38 케이블돔의 장력도입과정과 형상결정과정 246
그림 3.3.39 케이블 돔의 형상 246
그림 3.3.40 단위 텐세그리티 247
그림 3.3.41 텐세그리티 돔의 이미지 247
그림 3.3.42 텐세그리티 볼트의 이미지 248
그림 3.3.43 3차원 형상과 평면투영 249
그림 3.3.44 막요소의 수정 249
그림 3.3.45 막요소의 회전 250
그림 3.3.46 언폴딩 기법의 단계적 과정 250
그림 3.3.47 해석모델의 초기격자형상 251
그림 3.3.48 패치A의 측지선 재단도와 3번 스트립의 절점번호 251
그림 3.3.49 패치A의 평단면선 재단도와 3번 스트립의 절점번호 252
그림 3.3.50 곡률비교 252
그림 3.3.51 모델에 대한 재단도 유형 253
그림 3.3.52 면적 측정 253
그림 3.3.53 모델의 유형별 면적 253
그림 3.3.54 변동공기력과 구조물의 거동 관계 256
그림 3.3.55 영역의 분할 257
그림 3.3.56 유체모델의 경계조건 261
그림 3.3.57 고체 모델의 격자와 요소수 262
그림 3.3.58 유체 모델의 격자와 요소수 262
그림 3.3.59 사각형 막의 경계조건 263
그림 3.3.60 사각형 막의 고유모드 263
그림 3.3.61 사각형 막의 변위 응답 264
그림 3.3.62 사각형 막의 시간에 따른 응력과 압력 변화 264
그림 3.3.63 원형 막의 경계조건 264
그림 3.3.64 원형 막의 고유모드 265

그림 3.3.65 원형 막의 변위 응답 265
그림 3.3.66 원형 막의 시간에 따른 응력과 압력의 변화 265
그림 3.3.67 곡면모델Ⅰ의 경계조건 266
그림 3.3.68 곡면모델Ⅰ의 고유모드 266
그림 3.3.69 곡면모델Ⅰ의 변위 응답 266
그림 3.3.70 곡면모델Ⅰ의 시간에 따른 응력과 압력의 변화 266
그림 3.3.71 곡면모델Ⅱ의 경계조건 267
그림 3.3.72 곡면모델Ⅱ의 고유모드 267
그림 3.3.73 곡면모델Ⅱ의 변위 응답 267
그림 3.3.74 곡면모델Ⅱ의 시간에 따른 응력과 압력의 변화 267
그림 3.3.75 사각형 막의 $x-y$ 유체단면 268
그림 3.3.76 사각형 막의 $y-z$ 유체단면 268
그림 3.3.77 사각형 막 유체점의 z축 위치변화와 절점 압력변화 (FSI) 269
그림 3.3.78 사각형 막 유체점의 z축 위치변화와 절점 압력변화(CFD) 269
그림 3.3.79 사각형 막 유체의 x좌표에 따른 절점 압력 비교 269
그림 3.3.80 원형 막의 $x-y$ 유체단면 270
그림 3.3.81 원형 막의 $y-z$ 유체단면 270
그림 3.3.82 원형 막 유체점의 z축 위치변화와 절점 압력변화(FSI) 270
그림 3.3.83 원형 막 유체점의 z축 위치변화와 절점 압력변화(CFD) 270
그림 3.3.84 원형 막 유체의 x좌표에 따른 절점 압력 비교 271
그림 3.3.85 곡면모델Ⅰ의 $x-y$ 유체단면 271
그림 3.3.86 곡면모델Ⅰ의 $y-z$ 유체단면 271
그림 3.3.87 곡면모델Ⅰ 유체점의 z축 위치에 따른 절점 압력 그래프(FSI) 272
그림 3.3.88 곡면모델Ⅰ 유체점의 z축 위치에 따른 절점 압력 그래프 (CFD) 272
그림 3.3.89 곡면모델Ⅰ 유체의 x좌표에 따른 절점 압력 비교 272
그림 3.3.90 곡면모델Ⅱ의 $x-y$ 유체단면 272
그림 3.3.91 곡면모델Ⅱ의 $y-z$ 유체단면 272
그림 3.3.92 곡면모델Ⅱ 유체점의 z축 위치에 따른 절점 압력 그래프 (FSI) 273
그림 3.3.93 곡면모델Ⅱ 유체점의 z축 위치에 따른 절점 압력 그래프(CFD) 273
그림 3.3.94 곡면모델Ⅱ 유체의 x좌표에 따른 절점 압력 비교 273
그림 3.3.95 사각형 막의 유체 결과 비교 273
그림 3.3.96 원형 막의 유체 결과 비교 274
그림 3.3.97 곡면모델Ⅰ의 유체 결과 비교 274
그림 3.3.98 곡면모델Ⅱ의 유체 결과 비교 274
그림 3.3.99 유체최대속도 비교 그래프 275
그림 3.3.100 격납고 모형 281

그림 3.3.101 해석영역의 경계조건 및 크기 282
그림 3.3.102 막 지붕의 격자생성 283
그림 3.3.103 유체영역의 수치모델 283
그림 3.3.104 풍 방향 283
그림 3.3.105 막의 윗면·밑면에서의 풍압계수 분포도 283
그림 3.3.106 풍압계수 측정 위치 284
그림 3.3.107 풍압계수 (풍동실험 vs 수치 시뮬레이션) 284
그림 3.3.108 안장형 막 구조 286
그림 3.3.109 안장형 막 구조의 격자생성 287
그림 3.3.110 유체영역의 수치모델 287
그림 3.3.111 풍압계수 측정 위치 287
그림 3.3.112 막의 윗면·밑면에서의 풍압계수 288
그림 3.3.113 돔 구조물 289
그림 3.3.114 구조물의 격자생성 290
그림 3.3.115 유체영역의 수치모델 290
그림 3.3.116 풍압계수 측정위치 290
그림 3.3.117 돔 구조물 형상에 따른 풍압계수 변화 291
그림 3.3.118 수정 뉴튼-랩슨법의 알고리즘 296
그림 3.3.119 해석 모델 300
그림 3.3.120 하중 형태 300
그림 3.3.121 정점(2번 절점)에서의 y축 방향 변위 301
그림 3.3.122 정점(2번 절점)에서의 z축 방향 변위 302
그림 3.3.123 케이블(4,8번 부재) 및 포스트(1번 부재) 부재력 302
그림 3.3.124 부산아시아드주경기장 303
그림 3.3.125 부재 명칭 303
그림 3.3.126 풍하중 스펙트럼 304
그림 3.3.127 개방형 모델 304
그림 3.3.128 $-x$방향 가력 시 348번 절점 변위 305
그림 3.3.129 $-x$방향 가력 시 429번 절점 변위 305
그림 3.3.130 y방향 가력 시 348번 절점 변위 305
그림 3.3.131 y방향 가력 시 429번 절점 변위 306
그림 3.3.132 케이블 파단 부분 307
그림 3.3.133 상부방사케이블의 부재력 변화 307
그림 3.3.134 상부인장케이블의 부재력 변화 308
그림 3.3.135 하부인장케이블의 부재력 변화 308
그림 3.3.136 상부인장케이블의 부재력 변화 308
그림 3.3.137 하부인장케이블의 부재력 변화 309

그림 3.3.138 하부인장케이블의 부재력 변화 309
그림 3.4.1 합성트러스 실험체 313
그림 3.4.2 가력 및 측정 방법 314
그림 3.4.3 와이어 스트레인 게이지 계측위치 314
그림 3.4.4 C600C-A의 하중-변위 관계 315
그림 3.4.5 C600C-A 실험체 315
그림 3.4.6 C600C-B의 하중-변위 관계 315
그림 3.4.7 C600C-B 실험체 316
그림 3.4.8 CT600C의 하중-변위 관계 316
그림 3.4.9 CT600C의 M/Mp - 변위 관계 316
그림 3.4.10 CT600C 실험체 316
그림 3.4.11 NC600C-A의 하중-변위 관계 317
그림 3.4.12 NC600C-A 실험체 317
그림 3.4.13 NC600C-B의 하중-변위 관계 317
그림 3.4.14 NC600C-B 실험체 318
그림 3.4.15 하중-변위 관계 318
그림 3.4.16 NCT600C 실험체 318
그림 3.4.17 S600C의 하중-변위 관계 319
그림 3.4.18 S600C 실험체 319
그림 3.4.19 NCT600C의 하중-변위 관계 319
그림 3.4.20 NCT600C의 M/Mp - 변위 관계 319
그림 3.4.21 NCT600C 실험체 319
그림 3.4.22 접합부 시험편 322
그림 3.4.23 test set-up 322
그림 3.4.24 시험체명의 정의 322
그림 3.4.25 축방향 인장력받는 더블앵글 접합부의 거동양상 323
그림 3.4.26 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 하중-변위 곡선 324
그림 3.4.27 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 단순해석모델 327
그림 3.4.28 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 휨 변형 328
그림 3.4.29 대상구조물의 구성부재 333
그림 3.4.30 좌굴 제어 장치 333
그림 3.4.31 실험체 배치도 334
그림 3.4.32 브레이스의 설계 335
그림 3.4.33 대상구조물 및 대상 원형강관브레이스 336
그림 3.4.34 재하 사이클 337
그림 3.4.35 재하 및 계측 상황 337
그림 3.4.36 브레이스의 좌굴 및 수축변형 339

그림 3.4.37 일반브레이스 339
그림 3.4.38 보강 브레이스(a) 339
그림 3.4.39 보강 브레이스(b) 339
그림 3.4.40 스프링 브레이스(a) 339
그림 3.4.41 스프링 브레이스(b) 339
그림 3.4.42 스프링 브레이스(c) 339
그림 3.4.43 가정 1 의 개념도 341
그림 3.4.44 접합부의 모델화 341
그림 3.4.45 가정 2의 개념도 343
그림 3.4.46 볼 조인트의 구성 성분 344
그림 3.4.47 볼 조인트의 단면형상 344
그림 3.4.48 시험체 표기 344
그림 3.4.49 가력전의 시험체 모습 346
그림 3.4.50 시험체 가력 모습 346
그림 3.4.51 볼트의 파괴 형상 346
그림 3.4.52 슬리브 항복 후 최종 형상 346
그림 3.4.53 SAA 시험체의 휨-변위각 관계 347
그림 3.4.54 SAA 시험체의 슬리브 변형률 347
그림 3.4.55 SAA 시험체의 콘의 변형률 347
그림 3.4.56 SAA 시험체의 스트럿 변형률 347
그림 3.4.57 SBB 시험체의 휨-변위각 관계 348
그림 3.4.58 SBB 시험체의 슬리브 변형률 348
그림 3.4.59 SBC 시험체의 휨-변위각 관계 348
그림 3.4.60 SBC 시험체의 슬리브 변형률 348
그림 3.4.61 MCD 시험체의 휨-변위각 관계 349
그림 3.4.62 MCD 시험체의 슬리브 변형률 349
그림 3.4.63 LCD 시험체의 휨-변위각 관계 349
그림 3.4.64 LCD 시험체의 슬리브 변형률 349
그림 3.4.65 MDE 시험체의 휨-변위각 관계 350
그림 3.4.66 LDE 시험체의 휨-변위각 관계 350
그림 3.4.67 LCD 시험체의 슬리브 변형률 350
그림 3.4.68 LDE 시험체의 콘의 변형률 350
그림 3.4.69 SAA 시험체의 휨-변위각 관계 351
그림 3.4.70 SBB 시험체의 휨-변위각 관계 351
그림 3.4.71 시험체의 휨-변위각 관계 351
그림 3.4.72 LCD 시험체의 휨-변위각 관계 351
그림 3.4.73 MDE 시험체의 휨-변위각 관계 351

그림 3.4.74 접합부 시스템의 Mises 응력 분포 352
그림 3.4.75 볼트, 슬리브의 분포 352
그림 3.4.76 SAA 시험체의 b_x-스프링 상수 관계 353
그림 3.4.77 SBC 시험체의 b_x-스프링 상수 관계 353
그림 3.4.78 MCD 시험체의 b_x-스프링 상수 관계 354
그림 3.4.79 MDE 시험체의 b_x-스프링 상수 관계 354
그림 3.4.80 볼트 전면적에 대한 인장면적 관계 354
그림 3.4.81 다항 회기이론에 의한 제안식 산정 354
그림 3.4.82 실험, 제안식, 그리고 유한요소해석에 의한 휨 스프링 상수 비교 355
그림 3.4.83 접합부의 실제형태 356
그림 3.4.84 접합부의 모델화 356
그림 3.4.85 탄소성 요소의 항복곡면 357
그림 3.4.86 응력-변형률 관계 357
그림 3.4.87 부재모델 358
그림 3.4.88 단층 래티스 돔의 해석 모델 360
그림 3.4.89 해석 모델 (DE 계열) 의 절점에 따른 하중 변위 관계 361
그림 3.4.90 단층 래티스 돔 좌굴 후 변형모습 (DE계열) 361
그림 3.4.91 해석 모델 (CD 계열) 의 절점에 따른 하중 변위 관계 361
그림 3.4.92 단층 래티스 돔 좌굴 후 변형모습 (CD계열) 361
그림 3.4.93 단위부재 시험체의 적용 위치 363
그림 3.4.94 단위부재 시험체의 크기 363
그림 3.4.95 자동변위계(LVDT)의 설치 위치 364
그림 3.4.96 변형도 게이지 부착 위치 364
그림 3.4.97 하현재 긴장에 따른 갭의 닫힘과 상현재의 휨 형상 365
그림 3.4.98 H32T2-1 시험체의 전체 수직 변위 366
그림 3.4.99 H32T2-1 시험체의 상현재 상연단 변형도 366
그림 3.4.100 H32T2-1 시험체의 상현재 하연단 변형도 366
그림 3.4.101 H32T2-1 시험체의 웨브재 및 하현재 변형도 366
그림 3.4.102 H32T2-2 시험체의 전체 수직 변위 366
그림 3.4.103 H32T2-2 시험체의 상현재 상연단 변형도 366
그림 3.4.104 H32T2-2 시험체의 상현재 하연단 변형도 366
그림 3.4.105 H32T2-2 시험체의 웨브재 및 하현재 변형도 366
그림 3.4.106 압축 실험에 사용된 단위부재 시험체의 형상 367
그림 3.4.107 시험체의 설치 및 고정 368
그림 3.4.108 자동변위계 설치 위치 368
그림 3.4.109 H32T2-1 시험체 변형도 게이지 부착 위치 368

그림 3.4.110 H32T2-2 시험체 변형도 게이지 부착 위치 368
그림 3.4.111 500 톤 용량의 가력용 유압 잭 368
그림 3.4.112 반력부 힌지 368
그림 3.4.113 볼-지그의 설치 368
그림 3.4.114 자동 변위계의 설치 368
그림 3.4.115 H32T2-1 시험체의 국부좌굴 발생 위치 369
그림 3.4.116 H32T2-1 시험체의 상현재 하연단 국부 좌굴 369
그림 3.4.117 H32T2-1 시험체의 가력점 측 수직변위 370
그림 3.4.118 H32T2-1 시험체의 반력점 측 수직 변위 370
그림 3.4.119 H32T2-1 시험체의 수평 변위 370
그림 3.4.120 H32T2-1 시험체의 상현재 상연단 변형도 370
그림 3.4.121 H32T2-1 시험체의 좌측 상현재 하연단 변형도 370
그림 3.4.122 H32T2-1 시험체의 우측 상현재 하연단 변형도 370
그림 3.4.123 H32T2-1 시험체의 상현재 측면 변형도 370
그림 3.4.124 H32T2-1 시험체의 웨브재 및 하현재 변형도 370
그림 3.4.125 H32T2-2 시험체의 가력점 측 수직 변위 371
그림 3.4.126 H32T2-2 시험체의 반력점측 수직 변위 371
그림 3.4.127 H32T2-2 시험체의 수평 변위 371
그림 3.4.128 H32T2-2 시험체의 좌측 상현재 상연단 변형도 372
그림 3.4.129 H32T2-2 시험체의 좌측 상현재 하연단 변형도 372
그림 3.4.130 H32T2-2 시험체의 상현재 상연단 변형도 372
그림 3.4.131 H32T2-2 시험체의 상현재 하연단 변형도 372
그림 3.4.132 H32T2-2 시험체의 상현재 상연단 우측 변형도 372
그림 3.4.133 H32T2-2 시험체의 상현재 하연단 우측 변형도 372
그림 3.4.134 H32T2-2 시험체의 상현재 측면 변형도 372
그림 3.4.135 H32T2-2 시험체의 상현재 측면 변형도 372
그림 3.4.136 H32T2-2 시험체의 웨브재 및 하현재 변형도 372
그림 3.4.137 유압 잭의 설치 373
그림 3.4.138 슬라이딩 지점 상황 373
그림 3.4.139 실물 프레임 변형도 게이지 부착 374
그림 3.4.140 웨브재 변형도 게이지 부착 374
그림 3.4.141 변형도 게이지 부착위치 374
그림 3.4.142 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U15T, U16T 375
그림 3.4.143 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U17T, U18T 375
그림 3.4.144 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U1B, U2B 375
그림 3.4.145 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U3B, U4B 375
그림 3.4.146 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U5B, U6B 375

그림 3.4.147 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U11B, U12B 375
그림 3.4.148 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U13B, U14B 375
그림 3.4.149 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U15B, U16B 375
그림 3.4.150 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U17B, U18B 375
그림 3.4.151 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U9R, U10R 375
그림 3.4.152 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U9L, U10L, U11L 375
그림 3.4.153 시공 과정에 따른 변형도 곡선 UF1T, UF2T, UF3T 375
그림 3.4.154 시공 과정에 따른 변형도 곡선 UF1B, UF2B, UF3B 376
그림 3.4.155 시공 과정에 따른 변형도 곡선 LF1T, L2T1 376
그림 3.4.156 시공 과정에 따른 변형도 곡선 LF1B, L2B1 376
그림 3.4.157 시공 과정에 따른 변형도 곡선 L2T2, L3T 376
그림 3.4.158 시공 과정에 따른 변형도 곡선 L2B2, L3B 376
그림 3.4.159 시공 과정에 따른 변형도 곡선 D2, D3 376
그림 3.4.160 시공 과정에 따른 변형도 곡선 D4, D6 376
그림 3.4.161 시공 과정에 따른 변형도 곡선 C4, C7, C8 376
그림 3.4.162 막재의 구성 및 제작 과정 378
그림 3.4.163 폭로시험 방법 및 옥외 비치 상황 379
그림 3.4.164 세척실험 결과 380
그림 3.4.165 옥천연수원 지붕구조 380
그림 3.4.166 케이블 접합부 상세도 381
그림 3.4.167 케이블 단부 소켓 부품 및 디테일 381
그림 3.4.168 가력대 설치 381
그림 3.4.169 인장력 도입과정 382
그림 3.4.170 파괴형상 및 내력 측정 382
그림 3.4.171 케이블 파괴형상 및 절단단면 형상 382
그림 3.5.1 막재의 구성 420
그림 3.5.2 풍해석 시뮬레이션 수행절차 432
그림 3.5.3 진주종합경기장의 조감도 435
그림 3.5.4 입면도 및 평면도 436
그림 3.5.5 적용 바람의 방향 438
그림 3.5.6 모델링 438
그림 3.5.7 격자 형성 439
그림 3.5.8 풍방향에 따른 바람의 흐름 (북풍) 439
그림 3.5.9 풍방향에 따른 바람의 흐름 (남풍) 439
그림 3.5.10 스트림라인 440
그림 3.5.11 알파돔 시티 모형 442
그림 3.5.12 모델링 443

그림 3.5.13 격자형성 443
그림 3.5.14 바람의 흐름 444
그림 3.5.15 풍압분포 444
그림 3.5.16 스트림라인 444
그림 3.5.17 조감도 445
그림 3.5.18 건물 모델링 446
그림 3.5.19 바람의 방향 446
그림 3.5.20 격자형성 446
그림 3.5.21 바람의 흐름 446
그림 3.5.22 풍압분포 447
그림 3.5.23 풍압 비교 448
그림 3.5.24 조감도 451
그림 3.5.25 설계풍압 452
그림 3.5.26 모델링 452
그림 3.5.27 격자형성 452
그림 3.5.28 바람의 흐름 453
그림 3.5.29 풍압분포 453
그림 3.5.30 조감도 455
그림 3.5.31 풍향별 wind load case 456
그림 3.5.32 시뮬레이션 모델링 456
그림 3.5.33 격자형성 457
그림 3.5.34 바람의 흐름 457
그림 3.5.35 풍압분포 458
그림 3.5.36 101동 458
그림 3.5.37 102동 459
그림 3.5.38 103동 459
그림 3.5.39 101동 462
그림 3.5.40 102동 462
그림 3.5.41 103동 462
그림 3.5.42 조감도 471
그림 3.5.43 바람의 방향 472
그림 3.5.44 모델링 472
그림 3.5.45 격자형성 472
그림 3.5.46 바람의 흐름 472
그림 3.5.47 풍압분포 473
그림 3.5.48 North-West wind direction 473
그림 3.5.49 South-West wind direction 474

그림 3.5.50 North-West wind direction의 시뮬레이션 결과 및 설계기준에 의한 풍하중 비교 476
그림 3.5.51 South-West wind direction의 시뮬레이션 결과 및 설계기준에 의한 풍하중 비교 476
그림 3.5.52 외장재용 풍압비교 480
그림 3.5.53 고양 실내체육관 지붕구조 시스템 485
그림 3.5.54 지붕구조 시스템 구성 486
그림 3.5.55 지붕구조 시스템의 응력흐름 486
그림 3.5.56 알파돔시티 조감도 492
그림 3.5.57 알파돔시티 돔형 지붕 493
그림 3.5.58 지붕 시스템 493
그림 3.5.59 기하학적, 재료적 비선형 특성 해석 494
그림 3.5.60 정상상태 CFD 해석 495
그림 3.5.61 비정상상태 CFD 해석 495
그림 3.5.62 사용자의 보행하중에 의한 사용성 및 안정성 평가 496
그림 3.5.63 다양한 평면계획 497
그림 3.5.64 입면 및 단면도 498
그림 3.5.65 지붕구조 시스템에 대한 평형형상 498
그림 3.5.66 지붕구조 시스템에 대한 투시도 499
그림 3.5.67 메인프레임의 외부하중에 대한 구조검토 499
그림 3.5.68 진주종합경기장 설계안 2 조감도 502
그림 3.5.69 진주종합경기장 설계안 2 조감도 503
그림 3.5.70 지붕층 구조도면 504
그림 3.6.1 와이어로프의 구성 507
그림 3.6.2 소켓 체결 511
그림 3.6.3 코터 체결 511
그림 3.6.4 클립체결법 512
그림 3.6.5 압축체결법, 쐐기체결법 및 아이스 프라이스체결법 512
그림 3.6.6 와이어로프의 끝단 연결방법 513
그림 3.6.7 팀블 514
그림 3.6.8 클립의 연결순서 514
그림 3.6.9 턴버클 515
그림 3.6.10 소켓 515
그림 3.6.11 lacing rope 방식(인장전) 525
그림 3.6.12 lacing rope 방식(인장후) 525
그림 3.6.13 누름 케이블 525
그림 3.6.14 주변케이블 인장방식 526
그림 3.6.15 밀어올림 방식 526
그림 3.6.16 유지관리 생애주기 550

그림 3.6.17 유지보수의 효과 550
그림 3.6.18 유압장비 563
그림 3.6.19 케이블 및 웨지 564
그림 3.6.20 지그 564
그림 3.6.21 장력측정 565
그림 3.6.22 막·케이블 장력 측정장치 566
그림 3.6.23 옥천연수원 566
그림 3.6.24 장력측정 장치 위치도 및 개요도 568
그림 3.6.25 케이블 장력 측정장치 568
그림 3.6.26 장력 모니터링 568
그림 3.6.27 연결부에서의 문제점 575
그림 3.6.28 로프의 킹크 579
그림 3.6.29 올림픽 체조경기장 케이블 돔 지붕 584
그림 3.6.30 케이블 돔의 단위 구조시스템 584
그림 3.6.31 케이블 돔구조의 개념 584
그림 3.6.32 연직하중 작용시 구조물의 거동 585
그림 3.6.33 풍하중 작용시 구조물의 거동 585
그림 3.6.34 케이블 돔 지붕의 평면 586
그림 3.6.35 케이블 돔구조 단면도 586
그림 3.6.36 올림픽 체조경기장 케이블 돔 지붕의 막 패널 파손 588
그림 3.6.37 올림픽 체조경기장의 보수보강 부위 591
그림 3.6.38 케이블 돔구조의 시공과정해석 (1) 592
그림 3.6.39 케이블 돔구조의 시공과정해석 (2) 593
그림 3.6.40 도면좌표, 실측좌표, 해석결과의 비교 594
그림 3.6.41 적용된 적설하중 및 풍하중 595
그림 3.6.42 케이블 및 포스트의 부재력 596
그림 3.6.43 케이블 1개 및 포스트에 작용하는 부재력 596
그림 3.6.44 고정하중+등분포적설하중 597
그림 3.6.45 고정하중+부등분포적설하중 597
그림 3.6.46 고정하중+풍하중 597
그림 3.6.47 고유주기(1차~100차) 598
그림 3.6.48 초기불완전에 대한 좌굴 검토 601
그림 3.6.49 막재의 강성을 고려하지 않는 경우의 변형 601
그림 3.6.50 막 장력도입과정 해석 602
그림 3.6.51 보수보강 시공순서 605
그림 3.6.52 마스트 상하부 캐스팅 610
그림 3.6.53 세우기(erection) 방법 621

그림 3.6.54 element 방식에 따른 시공개념도 622
그림 3.6.55 block 방식에 따른 시공 개념도 623
그림 3.6.56 sliding방식에 따른 시공개념도 623
그림 3.6.57 lift up 방식에 따른 시공개념도 623
그림 3.6.58 복합(block + lift up)방식에 따른 시공 개념도 624
그림 3.6.59 구조해석 수렴 과정 626
그림 3.6.60 아시아나 행거 시공과정 626
그림 3.6.61 광명 경륜경기장 627
그림 3.6.62 지붕구조의 형성 627
그림 3.6.63 부재 제작 627
그림 3.6.64 지상조립 628
그림 3.6.65 타워 기초 및 압축링 설치 628
그림 3.6.66 내부돔 설치 629
그림 3.6.67 압축링 위치확인 629
그림 3.6.68 잭킹타워 630
그림 3.6.69 잭킹타워 부재 조립 630
그림 3.6.70 잭킹타워 상부 보 설치 및 수직도 확인 631
그림 3.6.71 잭 반입/ strand 삽입 631
그림 3.6.72 유압 잭 설치 631
그림 3.6.73 백 타이 가력 전 632
그림 3.6.74 백 타이 가력 후 632
그림 3.6.75 UT(초음파 탐상) 검사 실시 632
그림 3.6.76 LOT 구성 RT(방사선)검사 실시 632
그림 3.6.77 리프팅시 레벨 관리용 CCTV 카메라 및 줄자 설치 633
그림 3.6.78 PSC 파워박스 점검 633
그림 3.6.79 가드스트립(guard strip)으로 목재 설치 633
그림 3.6.80 테스트 리프팅 1 634
그림 3.6.81 테스트 리프팅 2 634
그림 3.6.82 최상단 설치방법 635
그림 3.6.83 수평변위 조절 방법 635
그림 3.6.84 최종 리프팅 실시 (45m up) 636
그림 3.6.85 서포트타워 설치 636
그림 3.6.86 setting 완료/ 이너 루프 의 정확한 위치 안착 636
그림 3.6.87 연결부 평면도 637
그림 3.6.88 플로어 트러스 간섭부분 해체 637
그림 3.6.89 잭킹타워와 서포트타워 연결 637
그림 3.6.90 상단부 해체 637

그림 3.6.91 인장링 설치 638
그림 3.6.92 인장링 스터드 설치 638
그림 3.6.93 인장링 설치 639
그림 3.6.94 인장링 기둥 하단부 용접 639
그림 3.6.95 플로어 트러스 설치 1 639
그림 3.6.96 플로어 트러스 설치 2 639
그림 3.6.97 플로어 트러스 설치 2 640
그림 3.6.98 플로어 트러스 설치 후 용접 640
그림 3.6.99 플로어 셀 설치 640
그림 3.6.100 브릿지형 달비계 640
그림 3.6.101 루프 잭 다운 641
그림 3.6.102 잭 다운 준비 641
그림 3.6.103 잭 다운 641
그림 3.6.104 탄성 PAD변형 측정 642
그림 3.6.105 벤트 해체 642
그림 3.6.106 잭 다운 후 이너 루프의 처짐 642
그림 3.6.107 인장링 스터드의 조정 643
그림 3.6.108 잭 다운으로 변형된 탄성 PAD재조정 643
그림 3.6.109 돔 완료 후 전경 643
그림 3.6.110 지붕 철골 세우기(erection) 실시공정표 644
그림 3.6.111 유지관리 계측기 설치 상세도 644
그림 3.6.112 설치과정 647
그림 3.6.113 파이프 래티스 절단광경 648
그림 3.6.114 터닝 M/C 이용광경 648
그림 3.6.115 래티스 가조립 광경 648
그림 3.6.116 최종 완료 상태 648
그림 3.6.117 타워크레인 배치현황 1 649
그림 3.6.118 타워크레인 배치현황 2 649
그림 3.6.119 mega column 내부 전경 649
그림 3.6.120 mega column 상부 649
그림 3.6.121 mega column 외부 전경 649
그림 3.6.122 상부 처마 트러스 접합 649
그림 3.6.123 구조개요 650
그림 3.6.124 제작과정 651
그림 3.6.125 트러스 설치 과정 652
그림 3.6.126 처마 트러스 설치 전경 653
그림 3.6.127 루프 트러스 설치 전경 653

그림 3.6.128 처마 트러스 및 링 트러스 전경 653
그림 3.6.129 루프 트러스 및 가설 벤트 전경 653
그림 3.6.130 캣워크 설치 전경 653
그림 3.6.131 루프 트러스 하단부 안전망 653
그림 3.6.132 컨퍼런스홀 천장부위 철골 전경 653
그림 3.6.133 조명 브릿지 설치 전경 653
그림 3.6.134 케이블 돔 조감도 654
그림 3.6.135 스카이파라솔의 구조시스템 1 654
그림 3.6.136 스카이파라솔의 구조시스템 2 655
그림 3.6.137 스카이파라솔의 구조시스템 3 656
그림 3.6.138 스카이파라솔의 구조시스템 4 657
그림 3.6.139 링트러스를 위한 가설 support 설치 657
그림 3.6.140 링트러스의 조립 658
그림 3.6.141 케이블, 포스트의 선조립 658
그림 3.6.142 조립된 케이블의 인양 659
그림 3.6.143 옥천연수원 개요 660
그림 3.6.144 구조시스템 660
그림 3.6.145 주각부 헌치 철골조립 662
그림 3.6.146 철골파이프 아치트러스 조립 및 인양 662
그림 3.6.147 지붕막설치 663
그림 3.6.148 인천문학경기장 평면도 665
그림 3.6.149 인천문학경기장 입면도 665
그림 3.6.150 지붕구조 단면도 665
그림 3.6.151 공장 가조립 666
그림 3.6.152 마스트 헤드 밀링 666
그림 3.6.153 철골 마스트 설치 666
그림 3.6.154 링 케이블 포설 666
그림 3.6.155 upper radial cable 인장 667
그림 3.6.156 압축링 조립 667
그림 3.6.157 upper radial cable 인장 667
그림 3.6.158 back stay cable 1차 인장 667
그림 3.6.159 lower radial cable 인장 667
그림 3.6.160 아치 튜브 설치 667
그림 3.6.161 막 펼치기 작업 667
그림 3.6.162 막 펼치기 및 클램핑 667
그림 3.6.163 back stay cable의 최종 인장 668
그림 3.6.164 지붕공사 완료 668

그림 3.6.165 7열 LRC 인장력 668
그림 3.6.166 1열 LRC 인장력 668
그림 3.6.167 1열 링 케이블 인장력 668
그림 3.6.168 7열 링 케이블 인장력 668
그림 3.6.169 마스트 F의 이동거리 669
그림 3.6.170 마스트 A의 이동거리 669
그림 3.6.171 지붕구조 개념도 670
그림 3.7.1 홈페이지 메인 페이지 673
그림 3.7.2 홈페이지 데이터베이스 인트로 페이지 674
그림 3.7.3 홈페이지 (사진데이터-국내-월드컵경기장) 674
그림 3.7.4 홈페이지 (사진데이터-국외-중국) 675
그림 3.7.5 홈페이지 (논문데이터-논문집) 675
그림 3.7.6 전주월드컵경기장 1 676
그림 3.7.7 전주월드컵경기장 2 676
그림 3.7.8 전주월드컵경기장 3 676
그림 3.7.9 전주월드컵경기장 4 676
그림 3.7.10 전주월드컵경기장 5 676
그림 3.7.11 제주월드컵경기장 1 677
그림 3.7.12 제주월드컵경기장 2 677
그림 3.7.13 제주월드컵경기장 3 677
그림 3.7.14 제주월드컵경기장 4 677
그림 3.7.15 제주월드컵경기장 5 677
그림 3.7.16 부산종합운동장주경기장 1 678
그림 3.7.17 부산종합운동장주경기장 2 678
그림 3.7.18 부산종합운동장주경기장 3 678
그림 3.7.19 부산종합운동장주경기장 4 678
그림 3.7.20 부산종합운동장주경기장 5 678
그림 3.7.21 대전월드컵경기장 1 679
그림 3.7.22 대전월드컵경기장 2 679
그림 3.7.23 대전월드컵경기장 3 679
그림 3.7.24 대전월드컵경기장 4 679
그림 3.7.25 대전월드컵경기장 5 679
그림 3.7.26 대구월드컵경기장 1 680
그림 3.7.27 대구월드컵경기장 2 680
그림 3.7.28 대구월드컵경기장 3 680
그림 3.7.29 대구월드컵경기장 4 680
그림 3.7.30 대구월드컵경기장 5 680

그림 3.7.31 울산문수축구경기장 1 681
그림 3.7.32 울산문수축구경기장 2 681
그림 3.7.33 울산문수축구경기장 3 681
그림 3.7.34 울산문수축구경기장 4 681
그림 3.7.35 울산문수축구경기장 5 681
그림 3.7.36 인천문학경기장 1 682
그림 3.7.37 인천문학경기장 2 682
그림 3.7.38 인천문학경기장 3 682
그림 3.7.39 인천문학경기장 4 682
그림 3.7.40 인천문학경기장 5 682
그림 3.7.41 수원월드컵경기장 683
그림 3.7.42 광주월드컵경기장 683
그림 3.7.43 서울월드컵경기장 684
그림 3.7.44 제주컨벤션센터 1 685
그림 3.7.45 제주컨벤션센터 2 685
그림 3.7.46 제주컨벤션센터 3 685
그림 3.7.47 제주컨벤션센터 4 685
그림 3.7.48 제주컨벤션센터 5 685
그림 3.7.49 제주컨벤션센터 6 685
그림 3.7.50 제주컨벤션센터 7 685
그림 3.7.51 제주컨벤션센터 8 685
그림 3.7.52 전주시 환경사업소내 사여과지 막구조 시스템 1 686
그림 3.7.53 전주시 환경사업소내 사여과지 막구조 시스템 2 686
그림 3.7.54 전주시 환경사업소내 사여과지 막구조 시스템 3 686
그림 3.7.55 전주시 환경사업소내 사여과지 막구조 시스템 4 686
그림 3.7.56 거제공설운동장 1 686
그림 3.7.57 거제공설운동장 2 686
그림 3.7.58 거제공설운동장 3 686
그림 3.7.59 거제공설운동장 4 686
그림 3.7.60 송도컨벤션센터 1 687
그림 3.7.61 송도컨벤션센터 2 687
그림 3.7.62 송도컨벤션센터 3 687
그림 3.7.63 송도컨벤션센터 4 687
그림 3.7.64 송도컨벤션센터 5 687
그림 3.7.65 송도컨벤션센터 6 687
그림 3.7.66 송도컨벤션센터 7 687
그림 3.7.67 송도컨벤션센터 8 687

그림 3.7.68 포스코역사견학관 1 688
그림 3.7.69 포스코역사견학관 2 688
그림 3.7.70 포스코역사견학관 3 688
그림 3.7.71 포스코역사견학관 4 688
그림 3.7.72 포스코축구경기장 1 688
그림 3.7.73 포스코축구경기장 2 688
그림 3.7.74 포스코축구경기장 3 688
그림 3.7.75 포스코축구경기장 4 688
그림 3.7.76 야마구치 키라라 다목적 돔 1 689
그림 3.7.77 야마구치 키라라 다목적 돔 2 689
그림 3.7.78 야마구치 키라라 다목적 돔 3 689
그림 3.7.79 야마구치 키라라 다목적 돔 4 689
그림 3.7.80 야마구치 키라라 다목적 돔 5 689
그림 3.7.81 야마구치 키라라 다목적 돔 6 689
그림 3.7.82 야마구치 키라라 다목적 돔 7 689
그림 3.7.83 야마구치 키라라 다목적 돔 8 689
그림 3.7.84 알리안즈 경기장 1 690
그림 3.7.85 알리안즈 경기장 2 690
그림 3.7.86 알리안즈 경기장 3 690
그림 3.7.87 알리안즈 경기장 4 690
그림 3.7.88 알리안즈 경기장 5 690
그림 3.7.89 알리안즈 경기장 6 690
그림 3.7.90 알리안즈 경기장 7 690
그림 3.7.91 알리안즈 경기장 8 690
그림 3.7.92 베이징 올림픽 주경기장 1 691
그림 3.7.93 베이징 올림픽 주경기장 2 691
그림 3.7.94 베이징 올림픽 주경기장 3 691
그림 3.7.95 베이징 올림픽 주경기장 4 691
그림 3.7.96 베이징 올림픽 주경기장 5 691
그림 3.7.97 베이징 올림픽 주경기장 6 691
그림 3.7.98 베이징 올림픽 주경기장 7 691
그림 3.7.99 베이징 올림픽 주경기장 8 691
그림 3.7.100 오카야마 돔 1 692
그림 3.7.101 오카야마 돔 2 692
그림 3.7.102 오카야마 돔 3 692
그림 3.7.103 오카야마 돔 4 692
그림 3.7.104 키타쿠슈 미디어 돔 1 692

그림 3.7.105 키타쿠슈 미디어 돔 2 692
그림 3.7.106 키타쿠슈 미디어 돔 3 692
그림 3.7.107 키타쿠슈 미디어 돔 4 692
그림 3.7.108 후쿠오카 돔 1 693
그림 3.7.109 구마모토 파크 돔 1 693
그림 3.7.110 후쿠오카 돔 2 693
그림 3.7.111 구마모토 파크 돔 2 693
그림 3.7.112 후쿠오카 돔 3 693
그림 3.7.113 구마모토 현립 경기장 1 693
그림 3.7.114 후쿠오카 돔 4 693
그림 3.7.115 구마모토 현립 경기장 2 693
그림 3.7.116 다임러 스타디움 1 694
그림 3.7.117 다임러 스타디움 2 694
그림 3.7.118 다임러 스타디움 3 694
그림 3.7.119 다임러 스타디움 4 694
그림 3.7.120 뮌휀 올림픽 파크 1 694
그림 3.7.121 뮌휀 올림픽 파크 2 694
그림 3.7.122 뮌휀 올림픽 파크 3 694
그림 3.7.123 뮌휀 올림픽 파크 4 694
그림 3.7.124 국립 수상경기 센터 1 695
그림 3.7.125 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 1 695
그림 3.7.126 국립 수상경기 센터 2 695
그림 3.7.127 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 2 695
그림 3.7.128 국립 수상경기 센터 3 695
그림 3.7.129 CAU 체육관 1 695
그림 3.7.130 국립 수상경기 센터 4 695
그림 3.7.131 CAU 체육관 2 695
그림 3.7.132 뮌휀공항 1 696
그림 3.7.133 슈트르가르트 공항 1 696
그림 3.7.134 뮌휀공항 2 696
그림 3.7.135 슈트르가르트 공항 2 696
그림 3.7.136 뮌휀공항 3 696
그림 3.7.137 슈트르가르트 공항 3 696
그림 3.7.138 뮌휀공항 4 696
그림 3.7.139 슈트르가르트 공항 4 696
그림 3.7.140 카라토 시장 1 697
그림 3.7.141 카라토 시장 2 697

그림 3.7.142 카라토 시장 3 697
그림 3.7.143 카라토 시장 4 697
그림 3.7.144 국가대극원 1 697
그림 3.7.145 국가대극원 2 697
그림 3.7.146 국가대극원 2 697
그림 3.7.147 국가대극원 3 697
그림 3.7.148 국세청 신청사 어메니티 센터 1 698
그림 3.7.149 국세청 신청사 어메니티 센터 2 698
그림 3.7.150 국세청 신청사 어메니티 센터 3 698
그림 3.7.151 국세청 신청사 어메니티 센터 4 698
그림 3.7.152 다이나믹 어스 센터 1 698
그림 3.7.153 다이나믹 어스 센터 2 698
그림 3.7.154 다이나믹 어스 센터 3 698
그림 3.7.155 다이나믹 어스 센터 4 698
그림 3.7.156 헝거포드브릿지 1 699
그림 3.7.157 헝거포드브릿지 2 699
그림 3.7.158 헝거포드브릿지 3 699
그림 3.7.159 헝거포드브릿지 4 699
그림 3.7.160 대형 원형강관의 용접접합 701
그림 3.7.161 H형강과 각형강관 강접합 701
그림 3.7.162 H형강의 강접합 701
그림 3.7.163 플레이트를 이용한 원형 강관간의 강접합 701
그림 3.7.164 메로 시스템에 의한 핀접합 701
그림 3.7.165 H형강과 원형강관 접합 701
그림 3.7.166 플레이트를 이용한 원형강관과 H형강 접합 702
그림 3.7.167 트러스 지지부 702
그림 3.7.168 플레이트를 이용한 원형강관 접합 702
그림 3.7.169 트러스의 핀접합 지지부 702
그림 3.7.170 각형강관의 핀접합 702
그림 3.7.171 원형강관기둥의 지지부 702
그림 3.7.172 각형 강관의 플랜지 접합 702
그림 3.7.173 트러스의 지점(콘크리트 타설전) 702
그림 3.7.174 H형강의 용접접합 703
그림 3.7.175 원형강관의 핀접합 703
그림 3.7.176 원형강관의 용접접합 703
그림 3.7.177 원형강관 용접접합 703
그림 3.7.178 원형강관 접합부의 플레이트 보강 703

그림 3.7.179 플레이트를 이용한 대형 원형 강관의 접합 703
그림 3.7.180 원형강관의 플랜지 접합 703
그림 3.7.181 원형강관의 핀접합 703
그림 3.7.182 케이블의 접합1 704
그림 3.7.183 케이블의 접합2 704
그림 3.7.184 케이블의 접합3 704
그림 3.7.185 케이블의 접합4 704
그림 3.7.186 케이블의 접합5 704
그림 3.7.187 케이블의 접합6 704
그림 3.7.188 케이블과 압축트러스의 접합1 705
그림 3.7.189 케이블과 압축트러스의 접합2 705
그림 3.7.190 케이블과 압축트러스의 접합3 705
그림 3.7.191 케이블과 압축트러스의 접합4 705
그림 3.7.192 케이블과 압축트러스의 접합5 705
그림 3.7.193 케이블과 압축트러스의 접합6 705
그림 3.7.194 케이블과 압축트러스의 접합7 705
그림 3.7.195 케이블과 압축트러스의 접합8 705
그림 3.7.196 케이블과 압축트러스의 접합9 706
그림 3.7.197 케이블과 압축트러스의 접합10 706
그림 3.7.198 케이블과 압축트러스의 접합11 706
그림 3.7.199 케이블과 압축트러스의 접합12 706
그림 3.7.200 케이블과 압축트러스의 접합13 706
그림 3.7.201 케이블과 압축트러스의 접합14 706
그림 3.7.202 케이블과 압축트러스의 접합15 706
그림 3.7.203 케이블과 압축트러스의 접합16 706
그림 3.7.204 막과 케이블 접합1 707
그림 3.7.205 막과 케이블 접합2 707
그림 3.7.206 막과 케이블 접합3 707
그림 3.7.207 막과 케이블 접합4 707
그림 3.7.208 케이블의 정착1 707
그림 3.7.209 케이블의 정착2 707
그림 3.7.210 케이블의 정착3 707
그림 3.7.211 케이블의 정착4 707
그림 5.2.1 실용화를 위한 로드맵 719
그림 6.1.1 오카야마 돔 1 722
그림 6.1.2 오카야마 돔 2 722
그림 6.1.3 오카야마 돔 3 722

그림 6.1.4 오카야마 돔 4 722
그림 6.1.5 오카야마 돔 5 722
그림 6.1.6 오카야마 돔 6 722
그림 6.1.7 오카야마 돔 7 722
그림 6.1.8 오카야마 돔 8 722
그림 6.1.9 카라토 시장 1 723
그림 6.1.10 카라토 시장 2 723
그림 6.1.11 카라토 시장 3 723
그림 6.1.12 카라토 시장 4 723
그림 6.1.13 키타쿠슈 미디어 돔 1 723
그림 6.1.14 키타쿠슈 미디어 돔 2 723
그림 6.1.15 키타쿠슈 미디어 돔 3 723
그림 6.1.16 키타쿠슈 미디어 돔 4 723
그림 6.1.17 후쿠오카 돔 1 724
그림 6.1.18 후쿠오카 돔 2 724
그림 6.1.19 후쿠오카 돔 3 724
그림 6.1.20 후쿠오카 돔 4 724
그림 6.1.21 구마모토 파크 돔 1 724
그림 6.1.22 구마모토 파크 돔 2 724
그림 6.1.23 구마모토 현립 경기장 1 724
그림 6.1.24 구마모토 현립 경기장 2 724
그림 6.2.25 답사 경로 725
그림 6.2.26 뮌헨공항 1 726
그림 6.2.27 뮌헨공항 2 726
그림 6.2.28 뮌헨공항 3 726
그림 6.2.29 뮌헨공항 4 726
그림 6.2.30 슈트르가르트 공항 1 726
그림 6.2.31 슈트르가르트 공항 2 726
그림 6.2.32 슈트르가르트 공항 3 726
그림 6.2.33 슈트르가르트 공항 4 726
그림 6.2.34 알리안즈 경기장 1 727
그림 6.2.35 알리안즈 경기장 2 727
그림 6.2.36 알리안즈 경기장 3 727
그림 6.2.37 알리안즈 경기장 4 727
그림 6.2.38 알리안즈 전철역 1 727
그림 6.2.39 알리안즈 전철역 2 727
그림 6.2.40 알리안즈 전철역 3 727

그림 6.2.41 알리안즈 전철역 4 727
그림 6.2.42 뮌휀 올림픽 파크 1 728
그림 6.2.43 뮌휀 올림픽 파크 2 728
그림 6.2.44 뮌휀 올림픽 파크 3 728
그림 6.2.45 뮌휀 올림픽 파크 4 728
그림 6.2.46 뮌휀 올림픽 파크 5 728
그림 6.2.47 뮌휀 올림픽 파크 6 728
그림 6.2.48 뮌휀 올림픽 파크 7 728
그림 6.2.49 뮌휀 올림픽 파크 8 728
그림 6.2.50 다임러 스타디움 1 729
그림 6.2.51 다임러 스타디움 2 729
그림 6.2.52 다임러 스타디움 3 729
그림 6.2.53 다임러 스타디움 4 729
그림 6.3.54 국가대극원 1 731
그림 6.3.55 국가대극원 2 731
그림 6.3.56 국가대극원 3 731
그림 6.3.57 국가대극원 4 731
그림 6.3.58 국가대극원 5 731
그림 6.3.59 국가대극원 6 731
그림 6.3.60 국가대극원 7 731
그림 6.3.61 국가대극원 7 731
그림 6.3.62 베이징 올림픽 주경기장 1 732
그림 6.3.63 베이징 올림픽 주경기장 2 732
그림 6.3.64 베이징 올림픽 주경기장 3 732
그림 6.3.65 베이징 올림픽 주경기장 4 732
그림 6.3.66 베이징 올림픽 주경기장 5 732
그림 6.3.67 베이징 올림픽 주경기장 6 732
그림 6.3.68 베이징 올림픽 주경기장 7 732
그림 6.3.69 베이징 올림픽 주경기장 8 732
그림 6.3.70 국립 수상경기 센터 1 733
그림 6.3.71 국립 수상경기 센터 2 733
그림 6.3.72 국립 수상경기 센터 3 733
그림 6.3.73 국립 수상경기 센터 4 733
그림 6.3.74 국립 수상경기 센터 5 733
그림 6.3.75 국립 수상경기 센터 6 733
그림 6.3.76 국립 수상경기 센터 7 733
그림 6.3.77 국립 수상경기 센터 8 733

그림 6.3.78 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 1 734
그림 6.3.79 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 2 734
그림 6.3.80 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 3 734
그림 6.3.81 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 4 734
그림 6.3.82 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 5 734
그림 6.3.83 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 6 734
그림 6.3.84 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 7 734
그림 6.3.85 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 8 734
그림 6.3.86 CAU 체육관 1 735
그림 6.3.87 CAU 체육관 2 735

표 목 차

표 2.1.1 국내 대공간 관련 인프라 현황 3
표 2.2.1 연차별 국내 건설시장 규모 5
표 2.2.2 대공간 건축물의 용도별 시공액 전망 9
표 2.2.3 대공간 건축물의 발전단계 10
표 2.2.4 경제와 구조기술 변천에 따른 일본의 대공간구조 건설 현황 10
표 3.1.1 연구수행방법 46
표 3.1.2 특허/프로그램 출원·등록실적 48
표 3.2.1 해석 모델의 종류 86
표 3.2.2 갭의 크기와 분배 88
표 3.2.3 부재 제원 88
표 3.2.4 gap이 닫히는 순간의 각각의 부재 내력 90
표 3.2.5 부재 그룹화 121
표 3.2.6 하중조건 122
표 3.2.7 10절점 25부재의 최적화결과 123
표 3.2.8 지오데식 돔의 하중 및 제약조건 124
표 3.2.9 지오데식 돔의 경우에 따른 최적화 결과 126
표 3.2.10 부재 제원 및 초기장력 127
표 3.2.11 케이블과 포스트의 길이 128
표 3.2.12 부재 제원 및 초기장력 129
표 3.2.13 고정하중 상태에서의 최적화 결과 131
표 3.2.14 최적화 결과 140
표 3.2.15 하중조건1에서 SEM에 대한 FEM의 최대변위 상대오차 148
표 3.2.16 하중조건2에서 SEM에 대한 FEM의 최대변위 상대오차 148
표 3.2.17 1번 절점의 x방향 최대변위 상대오차 151
표 3.2.18 23번 절점의 x방향 최대변위 상대오차 151
표 3.2.19 23번 절점의 z방향 최대변위 상대오차 152
표 3.2.20 지진파에 따른 오차의 변화 180
표 3.2.21 반개각에 따른 오차의 변화 180
표 3.2.22 해석모델의제원 181
표 3.2.23 고유치해석에따른 모드와 모드참여계수 182
표 3.2.24 등가 모델 구성을 위한 유효값 182

표 3.2.25 부재의 단면적 200
표 3.2.26 주요한 모드의 참여계수 200
표 3.2.27 단층 패러렐 라멜라 돔의 모델별 자유도수 208
표 3.2.28 해석모델명 209
표 3.2.29 해석모델 2의 부재 제원 209
표 3.2.30 해석모델C의 자유도수와 CPU time 저감비 212
표 3.2.31 해석모델 D의 자유도수와 CPU time 저감비 212
표 3.2.32 해석모델 E의 자유도수와 CPU time 저감비 212
표 3.3.1 절점의 오차 223
표 3.3.2 부재제원 238
표 3.3.3 유체와 구조물의 조건 261
표 3.3.4 사각형 막의 고유모드 및 고유진동수 263
표 3.3.5 원형 막의 고유모드 및 고유진동수 265
표 3.3.6 곡면모델Ⅰ의 고유모드 및 고유진동수 266
표 3.3.7 곡면모델Ⅱ의 고유모드 및 고유진동수 267
표 3.3.8 사각형 막의 최대압력과 최대응력 273
표 3.3.9 원형 막의 최대압력과 최대응력 274
표 3.3.10 곡면모델Ⅰ의 최대압력과 최대응력 274
표 3.3.11 곡면모델Ⅱ의 최대압력과 최대응력 274
표 3.3.12 유체최대속도 값 275
표 3.3.13 난류모델 계수 값 281
표 3.3.14 수치 시뮬레이션 조건 282
표 3.3.15 해석모델의 제원 286
표 3.3.16 수치 시뮬레이션 조건 286
표 3.3.17 해석모델의 제원 289
표 3.3.18 수치 시뮬레이션 조건 289
표 3.3.19 불안정 문제 해석결과 (2번 절점 Y방향) 301
표 3.3.20 불안정 문제 해석결과 (2번 절점 Z방향) 301
표 3.3.21 부재 제원 및 초기 장력(kN) 303
표 3.4.1 실험체 일람 312
표 3.4.2 앵글 시험편 및 볼트의 역학적 성질 322
표 3.4.3 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 회귀분석 결과 324
표 3.4.4 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 설계하중() 330

표 3.4.5 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 초기인장강성 비교 330
표 3.4.6 기둥과 보의 단면성능 336
표 3.4.7 브레이스의 단면성능 336
표 3.4.8 시험체의 종류에 따른 구성 성분 345
표 3.4.9 시험체의 재료적 성질 345
표 3.4.10 실험값, 가정 1, 유한요소 해석 비교 353
표 3.4.11 제안식과 유한요소의 스프링 상수값 비교 355
표 3.4.12 단층 래티스 돔의 제원 359
표 3.4.13 단층 래티스 돔의 제원 360
표 3.4.14 단층 래티스 돔의 변수 360
표 3.4.15 시험체의 부재 제원 364
표 3.5.1 케이블 구조에 사용되는 용어 383
표 3.5.2 케이블의 종류 386
표 3.5.3 공극계수 α 및 꼬임 효율 β 404
표 3.5.4 소선의 공칭 인장강도(σu) 404
표 3.5.5 프리스트레칭 후의 초기신장 405
표 3.5.6 프리스트레칭 후의 탄성계수 405
표 3.5.7 케이블 재료의 크리프 변형률 405
표 3.5.8 와이어 로프의 선팽창 계수 406
표 3.5.9 새들 재료 414
표 3.5.10 불소 코팅재의 종류 및 특성 422
표 3.5.11 축 인장강도 비교 423
표 3.5.12 가격 및 장단점 비교 423
표 3.5.13 PTFE 막재의 성능비교 424
표 3.5.14 막구조 구조제한 425
표 3.5.15 단면에 생기는 각각의 응력도 427
표 3.5.16 공기막구조의 내압 428
표 3.5.17 인장 허용응력도 428
표 3.5.18 막재료의 부착부 인장 허용응력 429
표 3.5.19 강선의 허용인장력 429
표 3.5.20 설계개요 435
표 3.5.21 각 풍향별 최대 풍압 및 풍압계수 440
표 3.5.22 최대정압, 부압 440
표 3.5.23 풍림아파트 설계개요 445
표 3.5.24 최대 정압/부압계수 447

표 3.5.25 외장재 설계용 최대 정압/부압 447
표 3.5.26 풍하벽. 측벽의 풍압 계산 결과 448
표 3.5.27 대주아파트 설계개요 455
표 3.5.28 101동 풍압 463
표 3.5.29 102동 풍압 464
표 3.5.30 103동 풍압 465
표 3.5.31 외장재 설계용 최대 정압/부압(옥탑포함) (N/㎡) 467
표 3.5.32 구조골조 최대 정압/부압계수 468
표 3.5.33 외장재 설계용 최대 정압/부압 468
표 3.5.34 설계개요 471
표 3.5.35 North-West방향의 구조골조용 풍하중 477
표 3.5.36 South-West방향의 구조골조용 풍하중 478
표 3.5.37 외장재 설계용 최대 정압/부압(옥탑포함) 480
표 3.5.38 최대 정압/부압계수 481
표 3.5.39 외장재 설계용 최대 정압/부압 481
표 3.5.40 구조골조 설계용 설계풍압 482
표 3.5.41 고양 실내체육관 설계 적용기준 484
표 3.5.42 체육관 구성 구조재료 484
표 3.5.43 건축물 개요 485
표 3.5.44 연직 및 수평하중에 의한 구조물 거동 487
표 3.5.45 지붕구조 시공과정 해석 488
표 3.5.46 체육관 하부구조 형식 489
표 3.5.47 고정하중, 활하중 기준 489
표 3.5.48 적설하중 기준 489
표 3.5.49 온도하중 기준 490
표 3.5.50 풍하중 기준 490
표 3.5.51 지진하중 490
표 3.5.52 설계안 1 지붕구조 시스템 499
표 3.5.53 설계안 2 구조형식 503
표 3.5.54 설계하중 503
표 3.5.55 설계 적용기준 504
표 3.6.1 와이어로프 끝단 맺는 방법 513
표 3.6.2 막재 기준 520
표 3.6.3 고력 볼트의 종류별 기계적 성질 532
표 3.6.4 볼트의 여장 533
표 3.6.5 볼트 종류에 따른 구멍지름 및 공칭축 직경 536
표 3.6.6 이형철근 통과 구멍지름 536

표 3.6.7 변형 교정 온도 537
표 3.6.8 판두께에 따른 가용접 최소 비드길이 538
표 3.6.9 도막두께의 허용오차 544
표 3.6.10 요구조건 및 수용방안 549
표 3.6.11 관리 행위에 따른 분류 552
표 3.6.12 점검 레벨의 분류 553
표 3.6.13 점검대상의 점검항목 554
표 3.6.14 막재 종류에 따른 정기점검 주기 555
표 3.6.15 일상점검 내용 561
표 3.6.16 정기점검 내용 562
표 3.6.17 두 가지 청소 방법 간에 최소 권장 기간 573
표 3.6.18 주요 자재의 청소 리스트 576
표 3.6.19 킹크에 의한 절단 하중의 저하 579
표 3.6.20 굴곡 피로 시험결과 581
표 3.6.21 ISO 4309 / 로프의 교체기준이 되는 소선의 단선수 583
표 3.6.22 케이블의 제원 587
표 3.6.23 막재의 제원 588
표 3.6.24 케이블 돔의 시공과정해석 순서 593
표 3.6.25 고유주기(1차~100차) 599
표 3.6.26 고유모드의 분석 600
표 3.6.27 하중초기불완전에 의한 좌굴 검토용 막재의 탄성계수 600
표 3.6.28 다이아고날 케이블 최종실측장력 603
표 3.6.29 공사범위 세부사항 604
표 3.6.30 이너 루프 공정 개요 628
표 3.6.31 테스트 리프팅 634
표 3.6.32 시공 후 유지관리, 계측 644
표 3.6.33 구조개요 646
표 3.6.34 사용재료의 종류 및 강도 646
표 3.6.35 루프 트러스 분절 제작 현황 651
표 4.1.1 연구개발 수행 진도율 708
표 4.2.1 연구개발결과 평가의 착안점 709
표 4.3.1 연구개발 목표 달성도 709
표 4.4.1 연구개발의 기술발전에의 기여도 712
표 5.1.2 논문집 게재 및 학술대회 발표 717
표 5.1.3 논문 게재 및 학술대회 예정 718

제 1 장 서 론

1 절 연구개발 목표

1. 당해연도 연구개발 목표

본 연구의 전체 진행 단계는 크게 2단계로 나눌 수 있으며, 먼저 제 1단계에서는 대공간 구조 시스템에 대한 기본적인 자료조사 및 이론 정립과 이를 심화시키는 것이고, 제 2단계에서는 제 1단계의 연구 결과를 토대로 실용적인 적용이 가능하도록 통합 프로그램을 개발하며, 나아가 미래 초대공간 구조를 가능케 하는 시스템의 개발을 목적으로 한다. 따라서 연구 개발의 평가에 있어서, 제 1단계에서는 이론적인 연구의 결과를 나타낼 수 있는 논문의 발표 실적이 그 주된 평가의 착안점이 될 것이며, 제 2단계에서는 실제 구조물에 적용시킨 사례와 더불어 개발된 프로그램의 객관적인 공인 여부(특허 및 프로그램 등록), 또한 기존의 대공간 구조 시공법의 개선 및 개발에 따른 지적재산권 취득 여부가 주된 평가 대상이 될 것으로 판단된다.

당해연도에는 분석된 자료를 바탕으로 대공간 구조물의 해석기법을 개발하고, 실험을 통하여 그 해석이론 및 기법의 적용성을 파악하는 것은 물론 설계를 위한 코드, 시공 매뉴얼, 유지관리 및 보수보강 기법에 관한 데이터베이스화를 연구의 목표로 한다.

- 연구내용 및 범위

1. 강성구조시스템의 형태 생성, 세우기(erection) 공법 및 안정거동 해석과 연성 구조물의 형상 탐색 알고리즘 및 프로그램 개발
2. 연성구조시스템의 시공과정 해석 알고리즘 및 안정화 이행과정 프로그램 개발
3. 하이브리드시스템의 비선형 동적해석 알고리즘 및 프로그램 개발
4. 강성구조시스템의 거동 특성 실험
5. 하이브리드시스템 구조부재의 인장 실험
6. 상용 프로그램을 이용한 대공간 구조물의 풍 거동 해석 검증 및 설계 데이터 확보
7. 대공간 구조물의 설계 코드 및 시공매뉴얼 작성
8. 케이블 구조물 및 대공간 구조물의 유지관리 및 보수보강 기법 개발
9. 미래 대공간 구조시스템을 위한 데이터베이스 구축

제 2 장 국내·외 기술개발 현황

1 절 국내·외 기술동향

1990년대 중반부터 현재까지 국가적인 이벤트사업 즉 아시안게임, 월드컵 유치, 영종도 신공항, 고속전철역사 등 대규모 SOC사업, 지자체의 이벤트시설이 계획되고 있으며, 주5일제 및 여가문화의 변화로 인해 전시관, 체육시설, 공연장 등과 같은 공간을 필요로 하는 등 대공간 구조물의 건설수요가 계속적으로 증가되고 있으나 대규모 대공간 구조물에 대한 국내의 시공경험이 미약하고 설계능력이 낙후되어 현재 계획되거나 시공중인 대공간 구조물의 경우 여전히 외국의 기술에 전적으로 의존하는 경우가 대부분이다.

국내에는 아직 대공간 구조시스템의 건설을 위한 설계기준, 시방서 등이 전무하며 유지관리 및 보수 보강에 필요한 어떠한 지침도 마련되어 있지 않은 상태이다.

국내 대공간구조에 관한 기초 연구는 실질적으로 1980년대 초부터 성균관대학교 건축공학과 권택진 교수 연구실과 경북대학교 강문명 교수 연구실을 중심으로 수행되었고, 그 곳에서 배출된 약 60여명의 연구진이 현재 학계 및 실무분야에서 이 분야 기술을 선도하고 있으나, 국내 여건상 컴퓨터 시뮬레이션에 의한 이론연구와 중, 소규모의 실제 프로젝트 수행경험에 머물고 있는 실정이다.

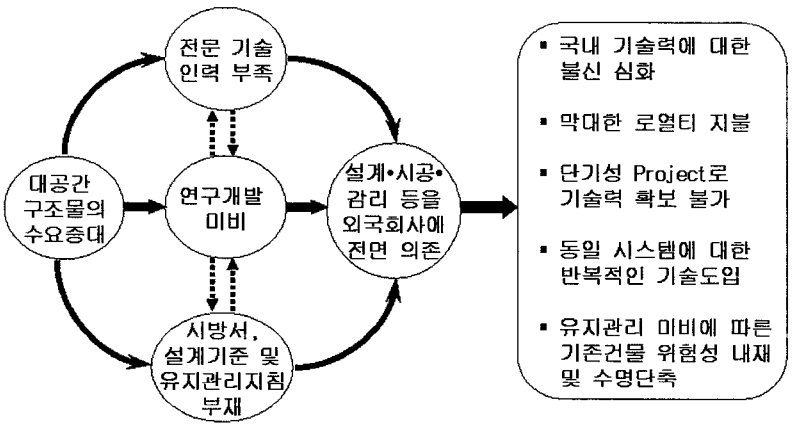


그림 2.1.1 대공간구조 분야의 국내 현황

표 2.1.1 국내 대공간 관련 인프라 현황

세부산업 또는 기술 내용	국외현황 (주요선진국 및 기업명)	국내 개발 현황	수준 (국외 대비)
해석 알고리즘 및 설계 기법 개발	· 일본 토요하시 과학기술대, 동경대, 쿄토대 · 영국 Surrey대, 오버애럽, 미국 SOM 등 20여 대학 및 설계사무소에서 기술 독점.	· 인하대 한상을 교수 연구실, 세명대 김승덕 교수 연구실, (주)K-Dome에서는 수개의 특허를 보유 · (주)Tiger,한국 Taiyokogyo 등에서 중, 소규모 대공간구조 시공능력 확보.	70 %
구조시스템 및 경제성 분석	· 일본 Takenaka Co. · 독일 Schleich - Bergman Co.	· (주)K-Dome에서는 수개의 특허를 보유	40 %
시공기법 및 친환경 설계기법 개발	· 일본 Takenaka Co., Kazima건설, Daisei건설	· (주)대우건설, (주)현대건설, (주)쌍용건설 등	60%
실용화 및 유지·보수기법 개발 (code, manual 사업화)	· 일본 Takenaka Co., Kazima건설, Daisei건설	· 시설안전기술공단, (주)쌍용건설, (주)K-Dome	60 %

우리나라 대공간 구조 분야 논문 현황은 2005년 현재 일본에 비하여 11%수준에 머물고 있으며, 논문의 질적 수준의 분석은 차치하고라도 양적인 면에서 절대적으로 부족한 형편이다. 또한, 유럽의 경우 국제 셸학회 논문집과만의 비교에서도 30% 수준에 머물고 있다.

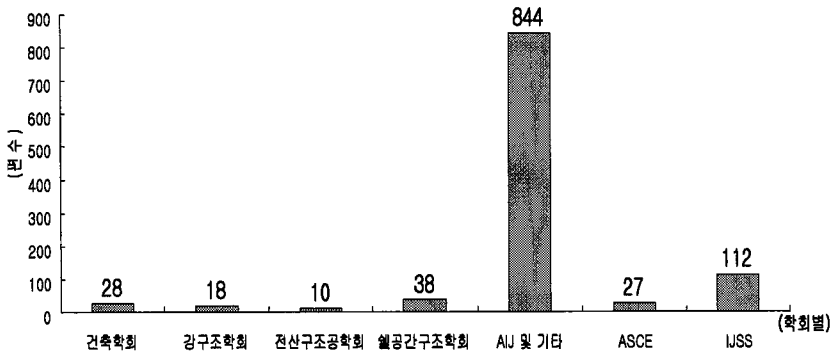


그림 2.1.2 대공간 구조관련 학회별 논문현황

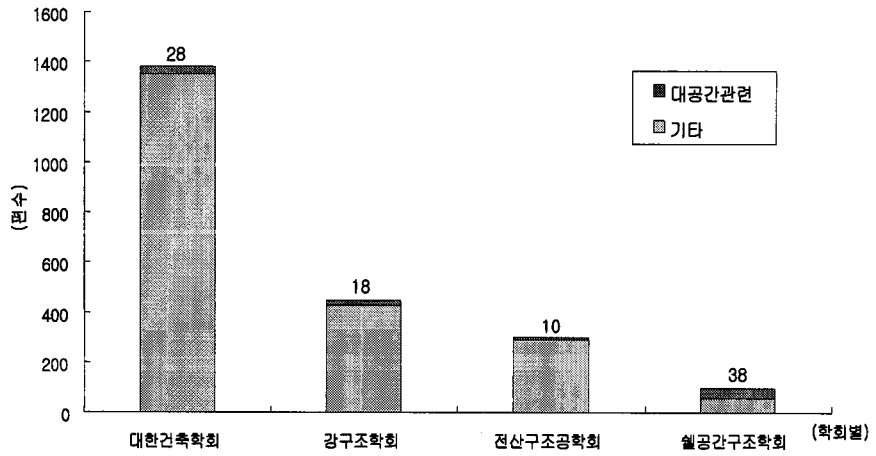


그림 2.1.3 국내 학회별 대공간 구조 관련 논문현황(2005)

특허청 자료를 참고하여 우리나라와 대공간 구조의 선진국이라고 할 수 있는 미국, 일본의 대공간 관련 특허를 조사, 분석한 결과 우리나라의 대공간 관련 특허 건은 일본의 12%, 미국의 33% 수준으로 그 수가 절반에도 미치지 못하는 것으로 나타났다. 특히 셸 및 하이브리드 관련 특허는 단 한건도 없는 것으로 조사되었다.

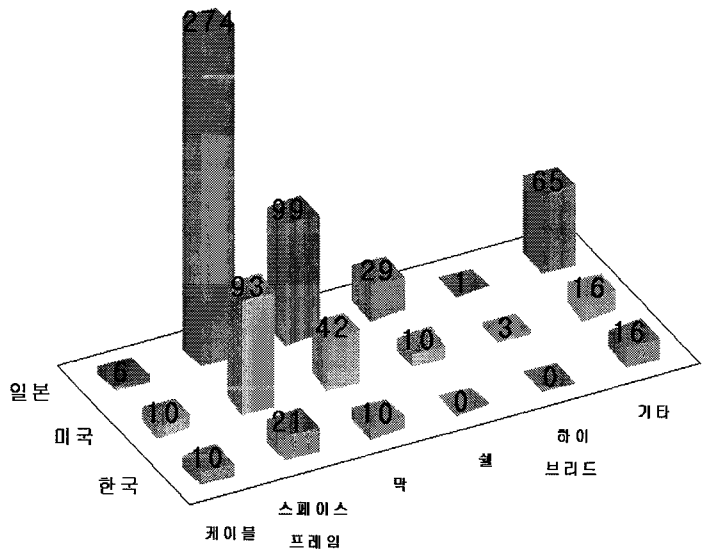


그림 2.1.4 대공간 구조시스템의 국가별 특허건수 비교 현황(2005)

2 절 국내 · 외 산업동향

1. 국내 건설시장의 규모는 지속적으로 증가하여 2004년 건설수주액은 98,781,462 백만 원으로 5년 전에 비하여 90%정도 증가하였다.
2. 대공간을 필요로 하는 건축물군은 전체 건설수주액의 40%이상을 차지하였고, 동일 건축물 군에서도 대체적으로 전년도대비 증가율이 지속적으로 증가하였다.

표 2.2.1 연차별 국내 건설시장 규모

총 건설수주액	2000년	2001년	2002년	2003년	2004년
	51,986,654	63,446,640	95,053,215	101,772,122	98,781,462
공연, 집회 장소	571,750	669,703	737,048	637,089	736,630
	전년도대비증가율	17.1%	10.1%	-13.6%	15.6%
경기장, 운동장	762,636	715,698	814,746	758,695	804,350
	전년도대비증가율	-6.2%	13.8%	-6.9%	6%
전시시설	667,945	658,510	1,012,726	923,285	868,236
	전년도대비증가율	-1.4%	53.8%	-8.8%	-6%
창고, 차고, 터미널	859,156	917,543	1,366,702	1,252,676	1,239,134
	전년도대비증가율	6.8%	49%	-8.3%	-1%

3. 2010년까지의 건설수주는 연평균 4~5%의 지속적인 증가세를 보일 것으로 전망되고, 국가 균형 발전, 신행정수도, 기업도시, 뉴타운개발 등은 2012년까지 상당기간 건설시장의 호재로 작용할 것이며, 공공기관 이전에 따른 신청사 건립 등 건축부문 수주 활동이 활발히 진행될 전망이다. 또한 사회 환경과 정부 정책의 변화로 건설 시장이 활성화되고 있고 그 중 대공간이 차지하는 비중이 증가하고 있다.
4. 대공간 건축물은 용도별로 크게 가. 경기장 및 운동장, 나. 공연 및 집회장소, 다. 전시시설, 라. 창고, 차고 및 터미널 건물 등 4가지로 분류할 수 있으며 각 용도별 추세 및 동향을 나타내면 다음과 같다.

(1) 경기장 및 운동장

운동장 및 경기장 건축 수요는 2002년 월드컵을 계기로 큰 폭으로 수요가 증가한 바 있으나, 2002년 이후로는 연평균 7,000억원 수준에 머물고 있으며, 비주택 건축 시공액에서 차지하는 점유비는 2001년에는 3.1%에 달하기도 하였으나, 2003년에는 1.4%로 하락한 상태이다.

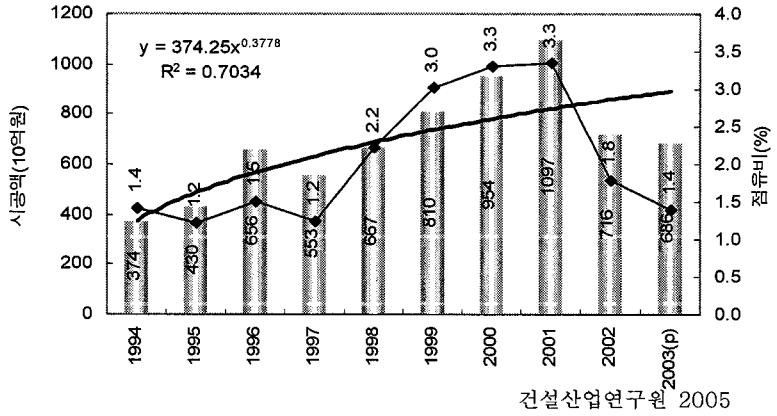


그림 2.2.1 운동장 및 경기장 건축의 시공액 추이

(2) 공연 및 집회장소

공연, 집회장 건축은 1996년까지는 큰 폭으로 증가하였으나, 1997년 이후 연평균 6,000억원 수준에 머물고 있고, 비주택 부문에서의 점유비도 소폭 하락하고 있는 추세이며, 중·장기적으로 볼 때, 주 5일 근무제의 영향으로 인하여 여가 활동에 대한 수요가 증가하면서 공연이나 집회 시설에 대한 건축 수요가 점진적으로 증가할 것으로 전망된다.

(가) 기존의 경기장이나 운동장에서는 수익성을 높이기 위하여 리모델링 등을 통하여 공연 시설 등을 부가하는 사례가 증가하고 있다.

(나) 건설회사를 상대로 한 설문 조사 결과를 보면, 공연 및 집회 시설의 건축 수요는 안정적으로 증가할 것이라는 전망이 우세하다.

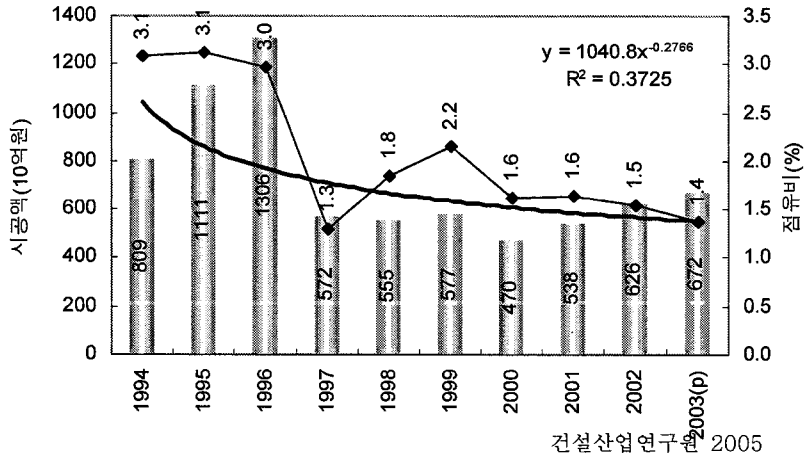


그림 2.2.2 공연, 집회장의 시공액 추이

(3) 전시시설

전시 시설의 시공액은 1997년 이후 완만한 성장세를 지속하여 2003년에는 8,570억원을 기록한 것으로 나타났음. 이는 문화관광부의 지원 정책으로 인하여 고양, 대구, 부산 등지에 대규모의 컨벤션 센터를 비롯하여 전시 시설의 건축이 지속되었기 때문으로 분석된다. 그러나 비주택 부문에서의 점유비는 지속적으로 하락하여 2003년에는 1.7%를 기록하고 있다.

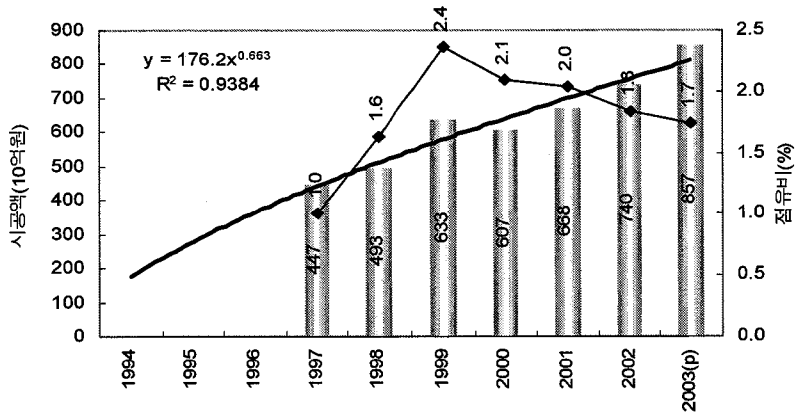


그림 2.2.3 전시 시설의 시공액 추이

건설산업연구원 2005

(4) 창고, 차고 및 터미널

창고, 차고, 터미널의 건축 시공액은 2003년의 경우 1조 1,520억원으로서 전체 비주택 시장의 2.3%를 점유하였다. 특히, 항만, 공항 등의 신설에 따라 창고 건축이 꾸준한 수요를 유지하고 있으며, 도로 및 철도 노선의 확충에 따라 터미널 건축도 지속적으로 이루어져 연도별로 비교적 안정된 규모를 유지하고 있다.

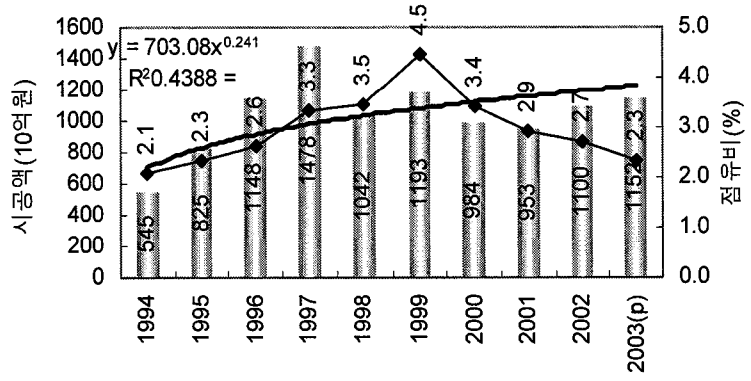


그림 2.2.4 창고, 차고, 터미널 건축의 시공액 추이

건설산업연구원 2005

5. 건설회사를 대상으로 2010년까지의 상품별 건축 시장의 수요 전망에 대하여 설문조사한 결과를 정리하면, 성장성과 수익성이 가장 좋은 상품은 사무실 빌딩의 리모델링 공사로 나타났다. 나아가 할인점, 창고・물류시설・터미널 건축, 호텔・숙박시설, 공연・집회장, 테마상가 등도 성장성과 수익성이 우수한 상품으로 나타났으나, 오피스텔, 기계・기구 설치, 공장・작업장 건축 시장은 성장성과 수익성이 크게 하락할 것으로 전망되었다.

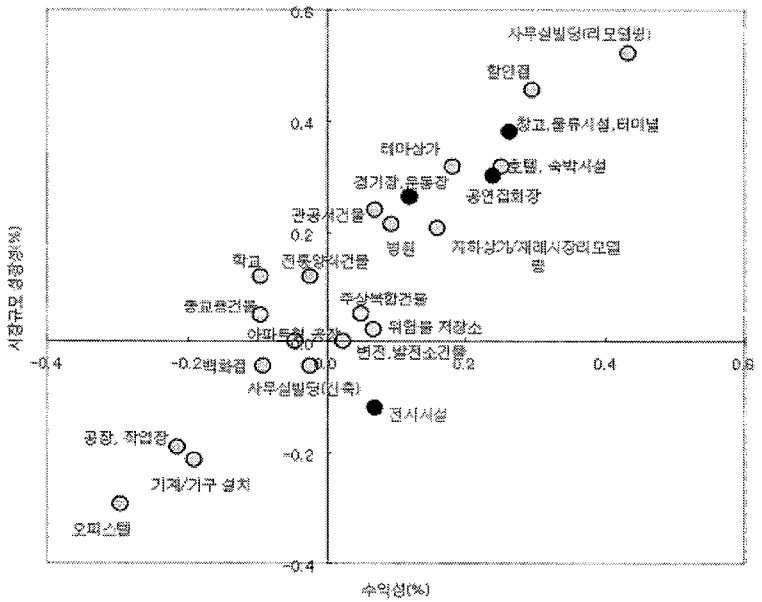


그림 2.2.5 건축 용도별 중, 장기 시장전망 결과

건설산업연구원, 2005

6. 대공간 건축물의 중장기 수요는 1994-2003년의 각 용도별 시계열 자료를 토대로 수요 방정식을 도출한 후, 기본적으로 추세 연장법을 활용하여 2015년까지의 수요를 전망하였다. 또한, 2005년 이후로는 리모델링의 수요 창출 현상을 고려하여 예측값을 수정하였다. 이상의 결과를 종합해 보면, 대공간 건축과 관련하여 주 5일 근무제 시행에 따른 사회체육시설 확대 및 레저산업의 활성화 등에 기인한 경기장, 운동장의 점유비가 상승할 것으로 전망된다.

표 2.2.2 대공간 건축물의 용도별 시공액 전망

(단위 : 십억원, 경상가격)

구 분	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	연평균 증가율(%)	
														04 -15	00 -15
공연, 집회장소	672	536	538	540	543	546	549	553	557	562	566	571	575	0.6	1.4
경기장, 운동장	686	926	983	1040	1097	1155	1212	1270	1328	1387	1446	1505	1564	4.9	3.4
전시 시설	857	813	844	872	898	923	947	969	990	1010	1029	1048	1066	2.5	3.8
창고, 차고, 터미널건물	1152	1253	1315	1376	1437	1498	1559	1619	1680	1741	1803	1864	1925	4.0	4.6
계	**3,367**	**3,528**	**3,680**	**3,828**	**3,975**	**4,122**	**4,267**	**4,411**	**4,555**	**4,700**	**4,844**	**4,988**	**5,130**	12	13.2

7. 고전적인 의미에서의 조적식 돔 등을 대공간 구조의 제 1세대라 한다면, 현대적인 의미에서의 대공간 구조는 제 2세대의 1972-1989년경이며, 이 시기에 투광성이 있는 개방적 공간에 대한 요구에 부응하여 참신한 조형미와 경쾌감을 주는 하드(hard) 지향형의 공기막 구조(pneumatic structure), 고정식 돔 등이 건립되었다. 북미의 돔은 철골조의 수퍼돔, 콘크리트조의 킹돔을 경유하여 공기막 구조인 실버 돔에 다다랐다. 일본에서도 1988년 도쿄돔을 시작으로 많은 공기막 구조물이 건립되었다.

8. 대공간 구조의 제 3세대는 시기적으로 1990-1994년까지 해당되며 이 시기는 대규모 고정 및 개폐식 지붕의 구조적 해결과 실내환경의 개선이라고 하는 하드와 소프트(soft) 병용 지향적인 케이블 돔, 개폐식 돔 등이 건립되어 기상변화에 능동적으로 대처할 수 있는 전천후 공간의 확보와 개폐구조 그 자체가 이벤트가 되는 시기이다. 1990년 케이블 돔인 직경 207m의 선 코스트 돔이 플로리다 주에 건립된 것을 시발로 1992년 235*186의 타원형평면을 갖는 케이블 돔인 조지아돔이 건립되었고 1996년 애틀란타 올림픽 스타디움으로 사용되었다. 일본의 경우 1993년 철골조 개폐식 돔인 후쿠오카 돔(Fukuoka dome), 1994년 골조막 개폐식 오션돔(Ocean Dome)등에 이르기까지 수백 개의 돔이 건설되어 왔다.

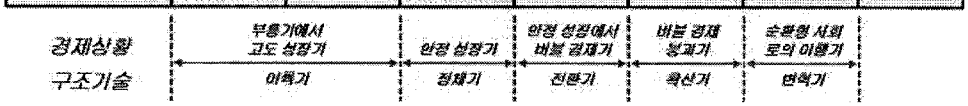
9. 대공간 구조의 제 4세대는 1995년 이후의 시기로, 이 시기는 다목적 다기능의 공간가변구조시스템과 양호한 휴먼환경의 창조가 주테마인 소프트지향의 시기이며, 공간을 자유로이 확장, 분할하고 다목적용도 예를 들면 멀티미디어의 중추기지로써의 기능을 수행할 수 있는 공간창출을 목표로 하고 있음. 1997년 완공된 나고야돔과 오사카 돔은 제 4세대 대공간을 잘 보여주고 있음.

표 2.2.3 대공간 건축물의 발전단계

1세대 -1972	2세대(공기막 구조) 1972-1989	3세대(개폐식) 1990-1994	4세대(hybrid) 1995-
조적식 돔	hard 지향형(지술지향형)	hard-soft 병용지향	soft 지향형
	투광성의 개방적 공간 요망 참신한 조형미, 경쾌감	전천후 공간의 활용 개폐자체가 impact	공간의 확장 분할시 다목적 용도에 맞는 공간 이용 멀티미디어 중추기능
	1975 산타클라라 돔 1976 실버 돔 1988 동경 돔	1989 스카이 돔 1993 후쿠오카 돔	1996 나고야 돔 1996 오사카 돔 1999 오이타 돔

표 2.2.4 경제와 구조기술 변천에 따른 일본의 대공간구조 건설 현황

분 류		50년대	60년대	70년대	80년대	90년대	2000년대	합 계
아치	강재	0	1	3	8	6	2	20
	목재	1	1	0	1	5	1	9
쉘	conc.	5	6	0	3	2	0	16
Space Frame	강재	3	4	5	7	10	3	32
	목재	0	0	0	4	3	3	10
Hybrid	강재	0	4	1	1	0	0	6
	cable	0	7	3	2	6	1	19
	목재	0	0	0	2	4	1	7
	막재	0	3	5	8	4	0	20
합 계		9	26	17	36	40	11	139



3 절 대공간 구조시스템의 분류 및 구조특성

1. 대공간구조시스템의 정의

공간구조시스템(spatial structural system)은 3차원적인 힘의 흐름 등 셸의 구조역학적인 원리를 이용하여 대부분의 외력을 자체의 면내력(in-plane force)으로 저항하게 한 형태저항형 구조로 정의되며, 일반적으로 양단지지 트러스의 경우 $60m$, 캔틸레버 형태의 경우 $30m$ 이상의 스팬 그리고 막 및 케이블 구조의 경우 $5000m^2$ 이상의 면적을 갖는, 비교적 작은 단면을 가지고 내부 기둥 없이 넓은 공간을 계획할 수 있는 구조시스템을 의미한다. 공간구조는 장스팬 구조(large span spatial structure) 또는 무주 대공간 구조(column-free spatial structure)라고도 부르며, 이러한 공간구조시스템의 특징을 이용한 설계에 있어 경제성 및 시공성 확보 측면에서 부재들의 경량화와 모듈화는 필수적인 요소라고 할 수 있다. 공간구조는 시대의 흐름과 함께 동일 스팬에 대한 자중의 감소가 꾸준히 이어져 왔으며, 1962년 R. Sarger의 예측대로 중력의 한계인 $980N/m^2(100\ kgf/m^2)$을 넘어 막구조 시스템의 경우 자중이 $98N/m^2(10\ kgf/m^2)$까지 가능한 실정이다.

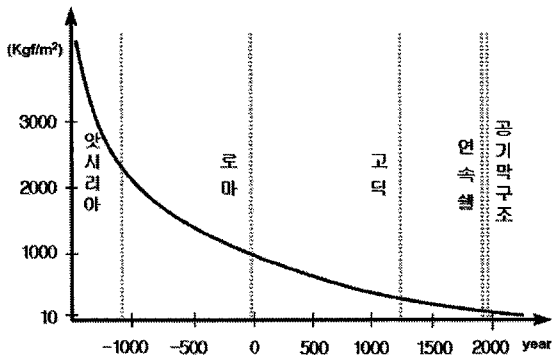


그림 2.3.1 지붕 자중의 시대적 변화

공간구조는 구성재의 특성에 따라 연속체 셸(continuous shell) 구조와 이산계 셸(discrete shell) 구조로 대별할 수 있고, 모멘트의 저항성능에 따라 강성구조(rigid structure)와 연성구조(flexible structure)로 구분되며, 이들 시스템의 장점을 종합하여 구조성능을 최대로 발휘한 하이브리드구조(hybrid structure)가 있다. 최근의 공간구조는 대부분 케이블과 막 또는 트러스와 케이블 그리고 막으로 구성된 복합구조를 이용하는 경우가 많이 있다.

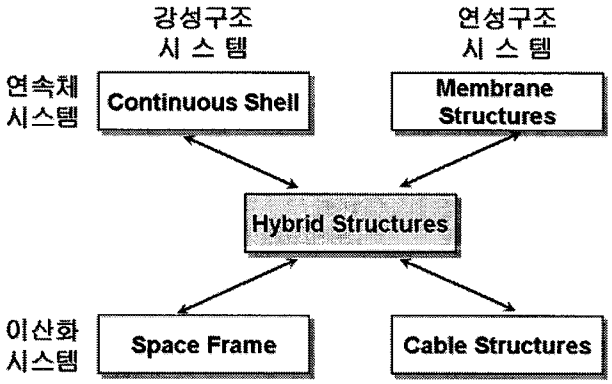


그림 2.3.2 공간구조시스템의 분류

공간구조의 발전과정을 보면 대 스팬화와 재료 경량화라는 상호 보완관계 경향이 뚜렷하게 나타나는데, 이것은 산업화와 더불어 인구의 집중으로 인하여 많은 인원을 수용하기 위한 대공간의 수요 증대와 이 대공간을 가능케 하기 위한 구조시스템을 구축하려는 요구가 반영된 현상이다. 또한, 재료적인 측면에서 콘크리트에서 철 그리고 막 및 케이블 재료로 변천된 것도 재료의 경량화 추세 때문으로 볼 수 있다. 역사적으로 의미가 있는 최초의 현대적 대공간 트러스 구조물로는 1961년 세워진 15,800 m^2 의 개폐식 지붕을 갖는 피츠버그 시빅 아레나를 들 수 있으며, 273m 스팬의 킬(Keel)트러스 지붕을 갖는 대구 월드컵 경기장과 스팬 200m, 지붕면적 100,000 m^2 를 갖는 밀레니엄 돔을 현재의 대표적인 대공간구조로 볼 수 있다.

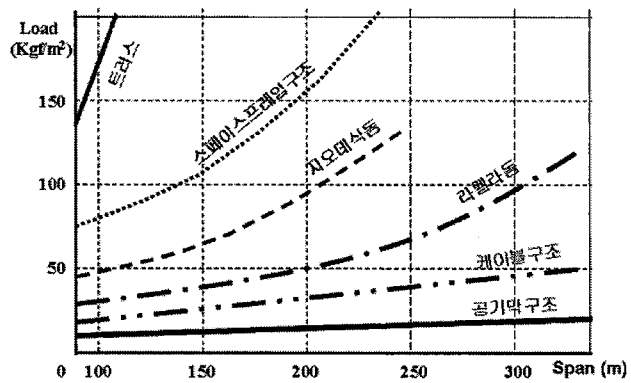


그림 2.3.3 공간구조 시스템의 스팬과 자중의 관계

현대적인 공간구조시스템의 역사적 발전과정은 산업화에 따른 인구의 도시집중과 경제발전에 따른 사회적 수요 증대에 비례하여 발전하여 왔다. 공간구조의 기술발전 현황을 설명할 때 대체적으로 5단계로 구분하는데 제 1세대는 돌이나 벽돌 등에 의

한 고전적인 조적식 돔 등을 포함하고 있으며, 제 2세대는 1972년 ~ 1989년까지의 hard 지향형 또는 기술진행형 시대로 공기막구조의 참신한 조형미와 투광성 있는 개방적 공간의 창조를 목표로 하고 있다. 제 3세대는 1990 ~ 1994년까지의 hard-soft 병용지향형 시대로 개폐식 구조의 전천후 공간창조가 주요한 목표가 되었으며, 제 4세대는 soft 지향형 시대로 1995년부터 현재에 이르고 있다. 이 시기에는 내부 공간의 다목적사용을 추구하는 하이브리드 시대를 연출하고 있으며, 공간 활용의 유연성과 친환경적인 공간의 제공을 목표로 하고 있다. 또한 이 시기에 공간구조 시스템의 신구조 개념인 장력안정 트러스(tensegrity)의 원리가 도입되었으며, 이 신개념은 현재 부산 월드컵경기장 등의 지붕구조에 적용되고 있다.



그림 2.3.4 대공간구조 시스템의 기술발전 현황

우리나라에서는 1950년대 이후 공장건물, 곡물창고 및 정유시설 등에 콘크리트 셸 등 공간구조를 일부 사용하기 시작하였으며, 1980년대 후반에는 88 서울올림픽을 기점으로 스포츠·문화 활동의 활성화와 함께 스포츠 시설 및 문화센터의 구조시스템으로 스페이스 프레임 구조가 많이 활용되었다. 또한, 1990년대 대전 엑스포, 2002 한·일 월드컵 축구 경기 등 국가적인 이벤트를 수행하기 위한 건축물로 래티스 돔, 케이블+막구조 등 다양한 공간구조 시스템이 활용되기 시작하였으며, 산업화에 따른 물류시설의 수요가 증가하여 철골부재를 이용한 다양한 형태의 구조시스템이 제안되고 있다. 최근에는 국민 경제의 발전과 생활의 질적인 향상에 따라 대규모의 전시, 유통, 레저 및 체육시설 등 대공간 구조물에 대한 필요성이 그 어느 때보다 높아지고 있는 실정이며, 최근에 건설된 광명 경륜 돔, 부산의 부산컨벤션센터(BEXCO), 일산의 한국국제전시장(KINTEX), 대구의 대구컨벤션센터(EXCO Daegu), 제주도의

국제컨벤션센터(ICC JEJU) 등이 그 예이다. 미래의 공간구조가 갖는 요구조건으로는 복합화, 통합화를 지향하는 새로운 도시기능, 500m 이상의 스팬, 태양광, 비 등 자연조건에 대응할 수 있는 전천후기능의 보유, 형태의 전개가 자유롭게 가능한 구조 그리고 개폐와 이동 등에 따른 보수, 유지비가 저렴한 구조 등을 가정해 볼 수 있다.

2. 대공간구조 시스템의 발전 현황

(1) 고전 돔과 현대 대공간구조 시스템

돔이라 하면 중세의 대성당이나 고대 로마 판테온의 둥근 지붕을 떠올린다. 그러나 일반적으로 고대로부터 근세에 이르는 돔이 공간적 의미나 형태, 기능면에서 볼 때 매우 다르기 때문에 19세기 이전의 종교적, 정치적인 돔을 '고전 돔', 20세기 이후의 비종교적인 돔을 '현대 대공간구조 시스템(돔)'이라 부르고 돔 본래의 어휘를 기본으로 하여 상호 다른 점을 기술한다.

돔을 건축용어에서는 쿠폴라(cupola, 이탈리아), 궁륭, 원개 등으로 번역하는 것과 같이 '반구형이나 그에 가까운 첨두형과 구근상의 둥근지붕, 둥근천정을 가리키며 지붕, 천정의 연직 단면은 반원형, 반호형, 타원형, 첨탑 원호형, 구근형 등, 밑부분의 수평단면은 원형, 타원형, 또는 그에 가까운 다각형 등이 있다'라고 한 돔에 대한 정의는 형태상의 특성에 의해 설명하는 경우가 많다. 그러나 도머스(domus)의 어원은 '집'을 의미하는 라틴어이고, 이탈리아어의 두오모(duomo)나 독일어의 도무(dom)는 대성당인 것을 나타내어 형태와는 무관한 어휘로 사용되고 있다.

이미 알려진 바와 같이 고대 로마가 아치나 돔의 구조 기술로 각광을 받았던 요인은

(가) 사회기구가 정비된 고대 로마에서는 종교 건축이나 집회, 스포츠, 오락 등의 실용적인 공공시설이 많이 건설되었다.

(나) 천연 시멘트가 출토되고 콜로세움, 판테온, 카라카라 대욕장등 많은 대규모 공공건축이 콘크리트 공법에 의해 건립되었다.

(다) 고대 로마의 도시 정비가 콘크리트 공법에 의해 단기간 내에 경제적으로 수행되었다.

(라) 콘크리트 공법은 미숙련 노동자(노예)라도 쉽게 적응할 수 있었다.

따라서 고대 로마가 아치, 볼트 돔의 역사에서 중요한 위치를 점하고 있다는

점은 자명한 사실이며, 그 집대성은 판테온과 수도교이다. 연구에 의하면 고전 돔의 기원은 기원전 7천년 경으로 거슬러 올라간다. 처음에는 1. 가족의 집합장소로서의 공간(집) 2. 진흙 기와로 이루어진 곡면 공간, 3. 실내의 열기를 천정에 모아 실온의 상승을 억제하는 마감재 등 친근한 실용기능을 갖는 공간으로서의 볼트나 돔을 생성하였다. 또한 재력이 많은 위정자(신관)가 신전이나 궁전의 일부에 강도 높은 소성기와를 이용한 볼트공간을 권위의 상징으로 축조하게 되었다. 그리스도교나 이슬람교 등 인위적 종교가 탄생한 후 당시의 위정자들은 '완벽한 질서를 표현하는 원'이나 '우주공간을 표출하는 구체'를 '신성한 신의 집(domus dei)'이나 '도시공간의 심벌'로서 볼트나 돔을 덮은 모뉴먼트를 축조하게 되었다. 그 발전과정 중에 고전 돔은 보다 거대하게 되었으며 개인적인 공간으로부터 사회적인 공간으로 정치, 종교성을 넓히게 되었으며, 친밀한 공간으로부터 위압적인 공간으로, 실용적인 공간으로부터 상징적인 공간으로 변질되어 왔다.

고전 돔은 그 상징성으로 인해 고대 로마로부터 19세기 기독교나 이슬람교 문명권의 거대한 종교건축이나 공공건축으로 많이 사용되었다. 판테온은 구운 기와 콘크리트조의 내경 43.2m(정부의 두께 1.2m)인 거대한 돔으로 철근 콘크리트(이하 RC)조의 브레슬라우의 세기홀(1912, 직경 65m)이 탄생할 때까지는 유사 이래 최대 규모의 구형 돔 공간을 자랑하고 있다.

그 후 동방문화권의 영향을 받은 비잔틴의 하기아 소피아 대성당(537, 이스탄불, 내경 약 31m)과 성 비탈렌 성당(526~547, 라벤나) 등이 탄생하였다. 유럽에서는 10세기말경으로부터 본격적인 돔이 건축되었으며 이탈리아 르네상스의 산타 마리아 델 피올라 대성당(1436, 피렌체, 내경 약 42m), 바로크의 성 피에트로 대성당(1589, 로마) 등이 건립되었다.

구운 기와 콘크리트조의 삼중 셸(구조체는 내측 돔뿐)의 성 폴 대성당(1675, 런던)에서는 돔의 경량화가 계획되어 수평추력은 돔 하부를 둘러싼 타이에 흡수시키는 등 19세기 이전의 돔도 다양한 기술 혁신이 계속되었다. 18세기 중엽 영국에서 시작된 산업혁명은 19세기 전반에 구미와 19세기 말에 러시아, 일본 등에 전파되어 선진 제국에서는 농업 사회로부터 공업 사회로 변혁이 진행되었다. 특히 영국이나 프랑스에서는 신 산업도시의 눈부신 발전에 따라 인구의 도시집중을 초래하여 새로운 사회문제를 낳았고, 역학이나 재료의 기술혁신을 배경으로 교량을 비롯하여 역사, 공장, 시장, 전시장과 같은 대규모 공공시설, 산업시설이 실현

되었다. 이들 대부분은 기와나 돌 대신 압축재로 주철이 사용되어 철골 아치, 볼트, 석재가공 기술이 실용기능을 갖는 현대 대공간구조 시스템의 보급을 촉진하게 되었다. 따라서 종교적 의미가 강한 고전 돔 시대는 종말을 맞게 되었다.

일본에서 돔이라고 하는 말이 보급된 것은 동경 돔(1988)의 탄생이후이다. 이후 돔이라는 용어는 '개성과 활력 있는 고향 만들기의 심벌 돔', '시민에게 개방된 커뮤니티 돔', '시민의 건강 만들기 돔 공간'이라고 하는 캐치프레이즈에 기초하여 지방 자치단체는 돔 본래의 정신적 의미를 잃은 다목적 대공간구조 시스템을 경제적으로 건설하였다.

그렇다면 현대 대공간구조 시스템의 특징은 무엇일까? 고전 돔 본래의 정신적, 사회적, 기능적인 의미나 형태적, 구조적인 특징은 모호해 졌지만 양자를 비교하여 정리하면 다음과 같다.

1) 형태상의 특징

고전 돔 : 완결성이 있는 구체

현대 대공간구조 시스템 : 위로 볼록한 곡선이나 절선상의 완결성이 없는 형태

2) 역학상의 특징

고전 돔 : 압축력을 이용한 구조

현대 대공간구조 시스템 : 인장력과 압축력을 이용한 복합구조

3) 재료상의 특징

고전 돔 : 압축재에 의한 구조

현대 대공간구조 시스템 : 인장재와 압축재에 의한 복합구조

4) 공간상의 특징

고전 돔 : 정신성과 상징성/집, 신의 집, 자연, 우주

현대 대공간구조 시스템 : 실용성/다목적 공간

5) 기능상의 특징

고전 돔 : 종교건축/신전, 교회당, 모스크

현대 대공간구조 시스템 : 공공, 상업건축/청사, 역사, 광장, 시장

6) 사회상의 특징

고전 돔 : 위정자, 도시를 위한 공간

현대 대공간구조 시스템 : 시민, 시내, 지역을 위한 공간

(2) 대공간구조 시스템의 분류와 변천

현대 대공간구조 시스템은 형태, 공간상의 특성과 사회, 기능상의 특징이 고전 돔에 비해 모호하기 때문에 구조형식의 발전 과정과 역학상, 재료상의 특징에 주목하여 분류한다. 현대 대공간구조 시스템에 관한 유사 이래의 구조형식 발전과정을 분류하면

제 1단계 : 고대부터 19세기의 조적, 철골조에 의한 아치, 볼트, 돔 구조시스템의 시대

제 2단계 : 20세기 초로부터 1950년대의 RC셸 구조시스템의 시대

제 3단계 : 1960년대부터 1980년대의 입체 트러스 구조시스템의 시대

제 4단계 : 1980년대 이후의 케이블, 막에 의한 인장 구조시스템의 시대

등 4개의 발전단계로 정리할 수 있다. 여기에서 구조 작용의 특성으로부터

(가) 아치 작용을 이용한 압축 구조시스템

(나) 셸 작용을 이용한 막 응력 구조시스템

(다) 트러스 작용을 이용한 축력 구조시스템

(라) 텐션을 이용한 인장 구조시스템

등 4개 그룹으로 대분류하며, 구조 재료별로는 i) 콘크리트 시스템, ii) 강재 시스템, iii)케이블 시스템, iv) 목재 시스템, v) 막재 시스템의 5개 그룹으로 소분류하고 있다.

(가) 압축 구조시스템 : 볼트형이나 돔형의 콘크리트 시스템, 강재 시스템, 목재 시스템 돔

강재 대공간구조 시스템의 역사는 산업혁명을 계기로 영국, 프랑스에서 시작된다. 제철법의 기술혁명은 각 방면에 영향을 주었으며 그 중에서도 고전 돔의 세계는 주철, 연철, 강철을 손에 넣음으로써 앞에서 기술한 변혁을 일으켰으며, 현대 대공간구조 시스템의 세계가 유럽을 중심으로 보급되어 갔다. 영국의 제철업자 더비부자가 콜부룩데일에 세계 최초의 주철을 사용한 철골 아치교(1779)를 만들었고, 주철 돔으로 만들어진 프랑스좌(1786)가 탄생되었으며, 대량 생산이 가능하게 된 주철과 유리를 이용한 개방적인 공공 공간이 유럽 각지에 탄생하였다. 주철아치는 파리 곡물시장(1813), 쳐츠워스 대온실(1837), 파리 동부역(1847), 수정궁의 교차회랑(1851), 파리 국립도서관(1869), 성 판크라스 역(1869) 등 주철 돔은 큐 식물원 영 온실(1848), 런던 대영박물관(1857) 등 그리고 밀라

노의 갤러리아(1865)에서는 연철 돔이 가로 공간의 연결부에 적재되었으며, 직경 107m 윙의 대형 돔(1873)은 당시 세계 최대 규모의 돔이 되었다. H. 벳세머가 제철법을 발명(1855)하여 주철에는 없는 강인함을 갖는 강재가 대량 생산되어 19세기 후반 대스팬의 시대가 일시에 개화되었다. 교량분야에서는 현대의 강관 트러스를 예감하게 하는 폭스교(1890)가 건설되었고, 150m×420m의 대공간을 덮는 파리 만국 박람회의 기계관(1889)은 세계 최초의 강재 3힌지 아치가 되었다. 골조가 내뻗는 호쾌하고도 참신한 공간은 당시의 사람들에게 신선한 놀라움을 주었고, 전통적인 고전 돔의 세계로부터 이별의 상징이 되었으며, 20세기 현대 대공간구조 시스템의 미래에 새로운 지평을 열었다고 말할 수 있다.

이후에 셸 돔으로 진화한 콘크리트 시스템 아치 돔은 철골 돔보다 반세기 정도 늦었으며, RC기술의 선진국인 프랑스로부터 시작되었다. 20세기 초 성 잔드 몽마르트 교회(1904), 샹제리제 극장(1912), 파형단면의 곡선, 볼트의 오르리 비행기 격납고(1924), 폴란드 브레슬라워에서는 직경 65m의 세기 홀(1912)이 실현되었다.

이탈리아에서는 RC공법의 경제성과 시공성을 추구한 피엘 루이지 네르비가 아치 리브격자를 볼트형태로 배치한 2개의 비행기 격납고(1939, 1940)에 이어 토리노의 전시장(1948)에서 프리캐스트 페로시멘트 부재를 이용한 볼트를 실현하였으며, 또한 페로시멘트형 형틀의 아치리브를 RC로 일체화한 돔, 로마의 소체육관 페러첵트(1957, 직경 60*m*)와 대체육관(1959, 직경 100*m*)을 완성시켰다. 이들은 판테온에서 개발된 기와 아치를 콘크리트로 일체화시킨 아치공법의 현대판이라 말해도 좋으며, 그 집대성은 V자형 단면의 프리캐스트 콘크리트 리브아치를 구면상으로 연속시킨 시드니 오페라 하우스(1973)이다.

(나) 막 응력 구조시스템 : 원통형, 구형, HP · EP 곡면형 등 콘크리트 시스템 돔

19세기 초 얇은 곡면판 이론에 관한 연구가 시작되었고, 19세기 중반부터 20세기 초에 걸쳐 신재료 RC의 이론적, 실험적 연구가 진행되었다. 다양한 기술개발이 축적되어 독일의 광학기기 메이커인 칼짜이즈사가 직경 16*m*, 두께 3*cm*의 RC 반구형 셸을 시험 제작하였다. 이 강봉의 측지선(지오데식)돔에 모르터를 뿜어 완성한 이에나의 프라네타리움(1923)이 세계 최초의 RC 돔이 되었다. 그 후 원통셸이 스위스 디비닥 공법(Z · D 공법)으로 보급되었지만 처음의 셸 형상은

단순하고, 스팬도 20m 전후에 지나지 않았다. 그러나 RC 셸의 진보는 눈부셔 1928년에는 스팬 76.3m, 셸 두께 9cm의 라이프치히 시장이 건설되었다. 원통을 서로 연결한 8각돔의 지붕자중은 거의 같은 형상과 규모인 블래스라우의 세기홀(1912)에 비해 약 1/4이 되어 RC 셸의 우수성을 나타내는 좋은 예가 되었다.

안토니오 가우디는 서스펜션 모형에 의한 현수선형 아치로 유명하지만, 곡면이나 비틀린 곡면의 조형적·역학적 특성을 감각적으로 이해하고 있었다. 사그라다 파밀리에의 종탑에 오르면 공사현장의 기와 중에 제단 지붕의 HP 곡면과 인접한 학교(1909)의 코노이드 곡면이 위화감 없이 녹아있는 모양을 알 수 있다. HP 곡면을 카트리나 곡면이라고 말하는 바와 같이 여기에서는 비틀린 곡면은 전통적인 형태로 친근하게 쓰여 왔다는 점을 생각하면 콜로니아 겔 교회의 내부공간과 겔 공원의 하부구조가 특이한 공간이 아니라 카트리나 지방의 풍토와 전통적 공법으로부터 자연적으로 탄생된 것을 이해할 수 있다. 따라서 스페인의 땅이 에드와르도 토로하나 펠릭스 칸델라, 산티에고 카라토라바를 낳은 것도 우연이 아니다. 또한 마드리드 교외의 살스웰라 경마장(1935)을 방문했을 때 공중을 떠다니는 것과 같이 가벼운 지붕에 감동했던 인상을 잊을 수 없다. 토로하는 관람석의 아치를 플라잉 버트레스로 불렀지만, 일엽 쌍곡면의 힘이 관람석 중앙을 흐르고 있다는 것은 누구도 눈치 채지 못했을 것이다. 장력효과와 상관보강으로 셸의 압축장을 유지하는 수평추력을 흡수한 알헤시라즈 시장(1933), 대소 2개의 원통셸을 조합한 프로튼 리콜토스(1935)에서도 대담하며 교묘한 연출을 하고 있다.

토로하의 도전으로부터 수년 후 스위스 박람회에서 로벨 마이아르가 시멘트관(1939)을 지었다. 기디온이 떠오르는 비단기구와 같이 가볍게 걸쳐있다고 찬탄한 파빌리온은 당시 화제를 불러 일으켰지만, 토로하의 작품에는 크게 미치지 못하였다. 다킬라 클럽 교회관(1958)에서는 연체동물을 연상시키는 유기적 형태를 갖는 자유곡면 셸을 제안한 바와 같이 RC나 얇은 곡면판의 특성을 정확하게 파악한 후 기술을 초월한 공간에 승화시킨 선구자는 그를 제외하고는 없을 것이다.

마이아르의 영향을 받은 칸델라는 조국의 전통적인 카티너리 곡면의 매력에 빠져든 엔지니어였다. 스페인 내전으로 멕시코에 망명한 그는 셸두께 약 1.5cm로부터 4cm의 곡면볼트를 갖는 멕시코 대학 우주선 연구소(1951)로 데뷔, 그 후 HP 곡면의 매끄러운 공간에 도전을 계속하여 멕시코시티의 밀라그로사 교회

(1953)와 4개의 HP 셸(두께 4cm)을 상관시킨 서치미르코의 레스토랑(1957) 등으로 다른 기하학적 곡면으로는 어려운 장엄하고 화려한 HP 공간을 만들어 내었다.

한편 1950년대부터 프랑스와 이탈리아로부터 RC 돔의 화제작이 계속 실현되었다. RC 공법의 선진국인 프랑스에서는 스팬 200m의 PC 원통 더블 셸을 3개씩 상관시킨 CNIT홀(1958)과 병풍상의 절판지붕과 벽으로 메가프레임을 구성한 유네스코 본부 빌딩 회의장(1958)이 화제를 모았으며 이탈리아에서는 RC의 가소성에 도전이 이루어졌다. 유일한 콘크리트 다리를 설계한 리카를로 모란디는 토리노의 발렌티노 공원 지하주차장(1959)에 기하학적 형태로부터 해방된 관능적이고 호쾌한 PC 프레임 공간을 만들었고, 안젤로 만잘로티도 밀라노의 바란자티 교회(1958) 등에서 단아한 PC교의 조형에 의욕을 불태웠다. 그러나 에린코 카스틸리오니가 제안한 나폴리역 홀(1954)은 대단히 우수하였으며, 자유곡면 셸과 3개의 기둥이 자연스럽게 연속된 유기적인 구조 형태는 실현되었다면 역사적인 건축물이 되었을 것이다.

RC 셸의 선구자 중에 잊어버리면 안 될 인물은 미국의 건축가 에로 사리넨일 것이다. 사리넨은 구조 표현주의시대의 총화로써 조형적·구조적으로 다양한 건물을 만들어 내었으며 그 중에서도 3점 지지된 재단 구형 셸의 MIT 클래스게 성당(1955), EP 곡면셸의 케네디 국제공항, TWA 터미널(1961), 서스펜션 셸의 댈러스 국제공항 터미널 빌딩(1962)은 RC셸의 가능성에 도전한 선구적인 사례이다.

MIT 강당 구의 중심을 지나는 평면으로 절단한 1500톤의 구면을 3점 지지하는 대담한 발상은 엔지니어에게는 공포였을 것이다. '선진 기술에 도전하는 MIT 정신을 표현한다'라고 한 사리넨의 설계 의도는 단조로운 구형 셸 공간으로부터는 얻어질 수 없으며, 지지부의 주변 면내응력의 복잡함을 방지한다고 하는 구조상의 합리성으로부터 나온 강당은 구조기술의 논리적 귀결로써 나오는 셸공간에는 없는 긴장감이 존재한다. TWA 터미널도 유사하다. 4개의 EP 곡면 볼트를 4개의 Y형 기둥이 지지하는 조형적 셸에 대하여 '어렵고도 너무 정교하다'라고 한 네르비의 감상은 무리 없는 지적이다.

1950년대에는 구조표현주의 흐름 중에 구조형태의 특성 자체가 조형적 필연성을 갖는 RC 셸이 응력해석과 건설기술의 진보에 따라 급속히 각국으로 퍼져나

갔으며 화려하게 전개되었다. 그러나 이슬라 셸이나 세계최대 콘크리트 구형 셸인 시애틀의 킹돔(1976, 220m) 등의 일부를 예외로 하면 1960년대 들어 축력 시스템 돔(입체트러스)이나 서스펜션 시스템 돔(서스펜션 구조)에 그 자리를 넘기게 되었다. 또한, 컴퓨터 만능의 현대에 스위스의 엔지니어 하인츠 이슬라의 구조모형에 의한 실험적 수법은 주목할 만하다. '매달린 막으로 얻어진 곡면을 역으로 하여 압축장에 포함된 합리적인 셸면을 얻는다'라고 하는 모형 스터디를 통해 기하학적 곡면과는 다른 차원의 자유곡면에 의한 공간을 모색하는 특이한 엔지니어이다. 취리히 교외의 BP 주유소(1968)나 토로하의 타킬라 클럽 계획안과 유사한 시크리사 오피스의 자유곡면이 연출하는 가벼운 공간은 캐드 설계나 FEM 해석에 의존한 현대 돔과는 차이를 갖고 있다. 설계 툴의 진보가 현대 돔의 질 저하를 초래한 의문을 푸는 실이 이슬라의 고전적 설계수법에 있을 법하다.

(다) 축력 구조시스템 : 원통형, 구형, HP 곡면형 등 강재 시스템, 목재 시스템 돔

강재 시스템 돔은 철골 셸로도 불리는 바와 같이 RC 셸의 이론적 연구를 토대로 하여 발전한 구조시스템이다. 결국 얇은 곡면판의 곡면을 그리드 상으로 분할하고, 분할한 요소로 근대적인 곡면을 구성하는 것으로 18세기 말부터 20세기 초에 걸쳐 스웨들러, 라멜라, 지오데식 등의 여러 가지 돔 분할법이 고려되어 왔다. 베를린의 주유소(1863)는 직경 40m의 스웨들러 돔으로 본격적인 철골 셸의 선구자적 사례가 되었다. 구면에 투영된 정이십면체의 각 변을 분할하는 지오데식 분할은 이에나의 프로네타리움(1920)에 처음으로 사용되었다. 지오데식 돔이 넓게 보급된 것은 통칭 '풀러 돔'이라고도 말하는 바와 같이 부크 민스터 풀러가 다양하게 전개를 시도했기 때문이다. 풀러는 포드 자동차 회사의 로텐더 돔(1952)으로 각광을 받았으며, 1954년에 지오데식 분할의 특허를 취득하였다. 그 이후 직경 117m의 유니온 탱크카사(1958), 공수 가능한 모스크바의 아메리카관(1959), 직경 76m의 3/4구체의 몬트리올 세계박람회 아메리카관(1967)을 시작으로 사망하는 80년대 초까지 그의 특허에 의해 30만건 이상의 풀러 돔이 세계 각지에 탄생하게 되었다.

휴스턴의 애스트로 돔(1967, 직경 196m), 뉴올리언즈의 수퍼 돔(1975, 직경 207m) 등 대규모 라멜라 돔이 시도된 한편, 1980년대에 스포츠 시설을 덮는 대

규모 돔은 서스펜션 시스템, 장현보, 텐세그리티 등의 케이블 돔이 주요 자리를 차지하게 되었다. 그러나 강재 시스템 돔의 영향으로 쇠퇴한 목재 시스템 돔은 21세기의 순환형 사회에서는 각광을 받아도 좋을 것이다. HP 셸의 도르트문트 야외극장(1969, 60m), 5cm 각목재로 구성된 단층 격자셸의 만하임 다목적 홀(1975), 세계 최대의 목조 3방향 단층 그리드 돔의 타코마 돔(1983, 직경 160m) 등 새로운 영역에 도전한 다양한 목조 돔이 건설되었다.

(라) 서스펜션 시스템 돔 : 강재, 케이블, 목재를 서스펜션 부재로 한 서스펜션 지붕과 케이블만으로 구성된 케이블 네트, 장현보와 텐세그리티 등의 하이브리드 구조 또는 골조막, 서스펜션 막, 공기막에 의한 막구조 등의 돔

서스펜션 시스템 돔의 특징은 인장재와 압축재의 구조요소로서의 역할을 명확히 하고, 양자의 기계적 성질을 최대한 이용한 점이다. 최소의 재료로 최대의 공간을 덮는 기구를 내포하는 합리적인 구조 시스템이라고 말할 수 있지만, 케이블에 발생하는 인장력의 처리와 케이블의 진동제어 처리법이 중요하다.

본격적인 서스펜션 구조의 시초는 건축가 메쉬노비키가 설계한 노스캐롤라이나의 더톤 아레나(1953)였다. 두 개의 경사진 곡선형 RC 아치를 교차시키고 그 사이에 서스펜션 케이블과 누름 케이블을 HP 곡면상에 잡아당긴 두 방향 서스펜션 지붕으로 이 HP 곡면을 이용하여 불안정한 케이블군에 강성을 부여하는 방법은 당시로서 혁신적인 아이디어였다. 연속적으로 건축가 E.사리넨이 킬 아치와 외주아치로 지지되는 두 방향 서스펜션 지붕의 예일대학 호크 링(1958)과 경사기둥 사이에 일방향으로 케이블을 잡아당기고 PC 판으로 일체화시킨 일방향 서스펜션 지붕(서스펜션 셸)의 댈러스 국제공항 터미널 빌딩(1962) 등 두 개의 서스펜션 지붕을 시도하였다. 그 중에서도 댈러스 공항의 서스펜션 지붕은, 콘크리트재의 수목에 걸쳐진 일련의 '서까래'라고 그가 말한 바와 같이 사리넨의 독특한 창조력과 조형력이 풍부하게 가득 찬 공간으로 일방향 서스펜션 지붕의 단순한 구조형태를 초월한 특이한 사례가 되었다.

외주 압축링으로부터 원심방향으로 당겨진 케이블군으로 구성된 방사상의 서스펜션 지붕의 몬테비데오 체육관(1957, 94m)이나 브뤼셀 박람회 아메리카관(1958)은 진동제어의 문제를 안고 있었다. 그래서 외주 압축링과 중앙 인장링 사이에 상하 두 층의 서스펜션과 누름 케이블을 당기는 차바퀴형 서스펜션 지붕이

등장하였다. 그 예로는 유치카의 공회당(1959), 소피아의 스포츠홀(1960), 북경 공인 체육관(1961) 등이 있는데, 그 중에서도 유치카의 공회당은 건축적으로는 별로 다른 게 없지만, 초기 장력이 서로 다른 상하 2층 케이블로 진동을 제어한다는 구조상의 탁월한 아이디어가 포함되어 있다. 케이블을 망상으로 조합한 케이블 네트 구조는 현대적 텐트구조로부터 파생된 것으로 자유로운 형식을 나타내는 구조시스템으로서 주목되고 있다. 프라이 오토는 몬트리올 세계 박람회 독일관(1967)과 뮌헨 올림픽 스타디움(1972)으로 케이블 네트의 조형적 구조적 가능성을 나타내었지만, 경계구조나 조인트의 설계 시공과 구조해석이 번잡하여 보급에는 다다르지 못하였다. 1980년대 후반 경 강재, 케이블, 막재 등을 혼합한 케이블 돔이 등장하였으며, 구조물의 경량화에 의한 경제성, 영구 구조물로서의 내구성 등이 확보되어 철골 돔이나 에어 돔(공기막)에 대신하여 현대 돔의 주역의 자리를 차지하게 되었다. 압축재(플라잉 서포트)를 케이블로 연결한 구조 시스템을 텐세그리티 돔이라고도 말한다. 서울올림픽경기장(1986), 일리노이 주립대학 렛파드 아레나(1987), 세인트 피터스 파크의 썬더 돔(1990), 또한 넓이 34,800m^2, 수용인원 8만 명의 애틀랜타 조지아 돔(1992)에서는 세계 최대의 케이블 돔이 실현, 대공간을 넘는 경쾌한 구조 시스템으로 보급되고 있다.

막재 시스템 돔에는 지지체로부터 막을 잡아당긴 텐트구조와 내외의 기압차로 막을 지지하는 공기막 구조의 2가지 구조 시스템이 있다. 텐트 구조의 역사는 길다. 오래전부터 인류는 텐트를 가설용 은신처로 이용하였으며, 고대 로마의 콜로세움에서는 이벤트 기간 중에 거대한 텐트가 펼쳐져 있었다. 근년에는 서커스장의 가설 텐트가 대단히 그립지만 HP와 홀 상의 막재로 장력을 도입한 현대적 텐트의 막구조 역사는 짧다. 막재료의 개발과 이론적 연구가 진행되어 F. 오토는 카셀 야외음악당(1955)에 세계 최초로 4개의 지주로 지지된 고정식 서스펜션 막을 지었고, 이것을 발전시킨 쾰른의 야외 댄스장(1957)을 설계하였다. 이 두 개의 사례는 현대적 텐트 구조의 효시였다.

강도와 내구성, 불용성, 투광성이 우수한 테프론 막(4불화에틸렌수지코팅 그래스 섬유막)이 개발되어 캘리포니아의 러번대학 캠퍼스 센터(1973)에 사용되어 대공간 스포츠나 공항 시설로 시작하여 다양한 용도로 현대적 텐트가 이용되게 되었다. 근년에는 사막에 있는 캬라반 행렬을 생각하게 하는 덴버공항 터미널

(1994) 등 항구적인 건축물의 구조 시스템으로 정착되고 있다. 공기막구조는 19세기 초부터 야전병원 등의 군사시설로 제안되었지만 실현된 것은 제 2차 대전 직후이다. 냉전 구조 중 미 공군의 레이더를 보호하는 레이 돔(1946)이 북극권에 건설되었고, 처음에는 군사시설로서 나중에는 민간용 창고나 체육관 등에 전용되게 되었다. 오사카 박람회(엑스포70)에서는 아메리카관(1970)이 세계 최초의 대규모 로우 라이즈(low rise) 케이블 보강 공기막구조로서 주목되었다. 연속적으로 스팬 234.9m×183.3m의 초타원형 평면을 덮은 세계 최초의 영구 케이블 보강 공기막의 폰티액 실버돔(1975)을 시작으로 메트로 돔(1982)이나 벤쿠버의 B.C. 프레이스(1984) 등의 스포츠 시설을 덮는 에어돔이 탄생하는 한편, 그 후에는 텐세그리티에 의한 케이블 돔 주역의 자리를 내주게 되었다.



그림 2.3.5 공간구조 시스템의 현재와 미래

4 절 국내·외 시공사례

1. 국내 시공사례

(1) 제주월드컵경기장

(가) 건축물의 개요

■ 위치 : 제주도 서귀포시 법환동 914번지

■ 규모

1) 대지면적 : 134,122m^2(40,643평)
2) 건축면적 : 25,000m^2 (7,562평)
3) 층　　수 : 지하 2층, 지상 4층
4) 수용규모 : 42,334석
5) 완공일자 : 2002. 1

■ 설계관계자

1) 건축설계 : 일건종합건축사 사무소
2) 구조설계 : 상부구조 - 와이드링거(미국)
   하부구조 - 전우구조 전봉수
3) 시공회사 : 풍림산업 외

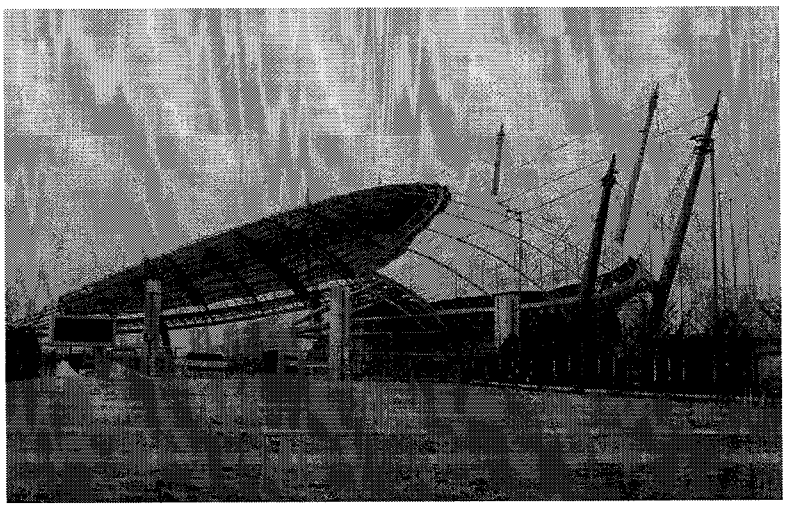


그림 2.4.1 제주 월드컵경기장

(나) 구조시스템

지붕 구조 : 강관트러스 + 케이블 구조 - 6개의 마스트

스탠드 지지 구조 : 철근콘크리트 구조

스탠드 구조 : PC 구조

사용막재 : PTFE

소 요 량 : 20,000m^2

(다) 특 징

자연형태 - 제주 특유의 경관인 분화구와 "오름" 형상화.

제주의 독특한 생산구조인 "태우" 형상화.

전통마을의 진입공간구조인 "올레" 적용.

2002년 9월 막 파손, 2004년 8월 막 재시공

(라) 재시공 이후 상세사진

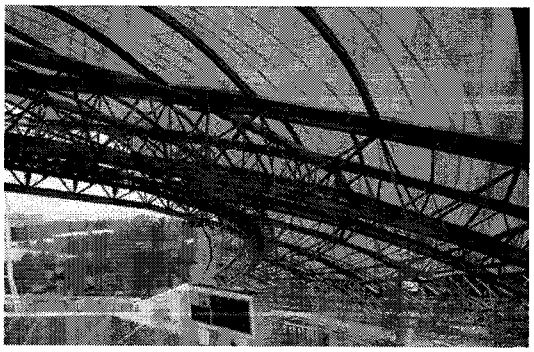


그림 2.4.2 지붕 트리스 전경

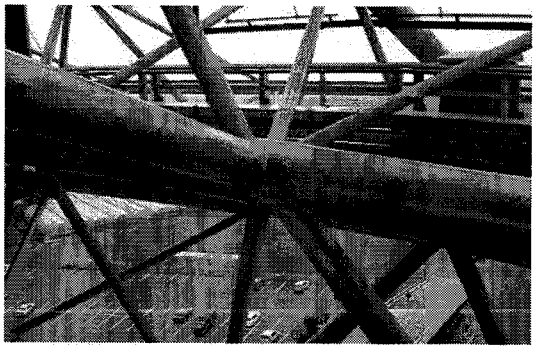


그림 2.4.3 강관 용접 접합 상세

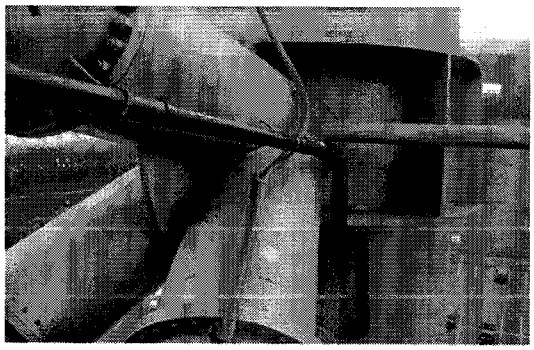


그림 2.4.4 마스트와 트러스 접합부 상세

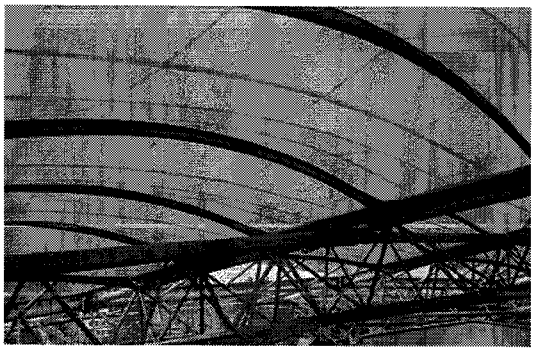


그림 2.4.5 보수 후의 막과 아치

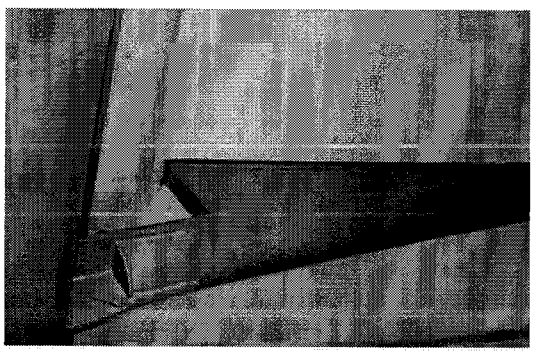


그림 2.4.6 막과 골조 접합부 상세

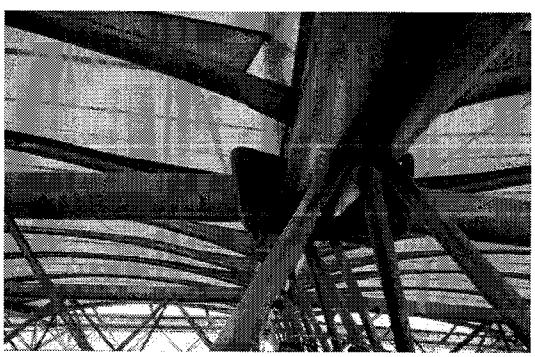


그림 2.4.7 큰 부재와 작은 부재 접합부

(2) 제주 국제 컨벤션 센터

(가) 건축물의 개요

■ 위치 : 제주도 서귀포시 중문동 2553번지 외 79필지

■ 규모

1) 연 면 적 : 62,013.22 m^2
2) 높 이 : 42.7 m
3) 스팬길이 : 155.0 m
4) 규 모 : 지하 2층, 지상 5층
5) 완공일자 : 2002. 2

■ 설계관계자

1) 건축설계 : 공간건축 이상림
2) 구조설계 : (주)일구조 송동범
3) 시공회사 : (주) 대우건설

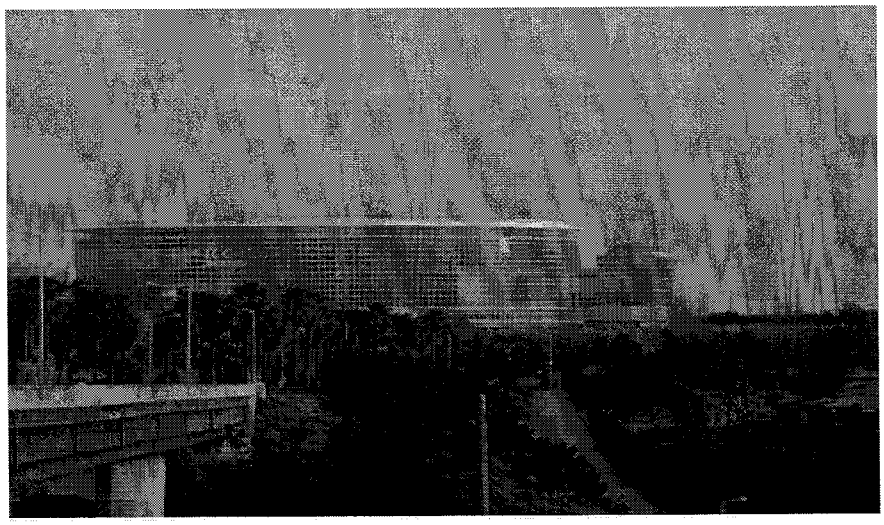


그림 2.4.8 제주 국제 컨벤션 센터

(나) 구조시스템

수직하중 : slab, 보, 기둥으로 구성된 프레임구조가 부담

수평하중 : 보와 기둥으로 구성된 프레임구조가 수평력을 전달하는 모멘트 연성골조

mega column : $\varnothing 600 \times 30 \sim 40T$ (최대높이 37 m) 수평하중지지 및 커튼 월 back structure 지지 역할

루프 트러스 : W : 6.6 m pratt 트러스 (최대길이 90 m) 지붕하중지지 및 컨퍼런스홀($h = 12.6m$)의 이동식칸막이 하중지지 역할

(다) 상세 사진

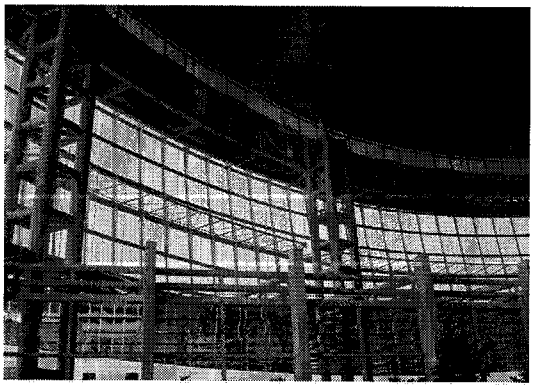


그림 2.4.9 내부 전경

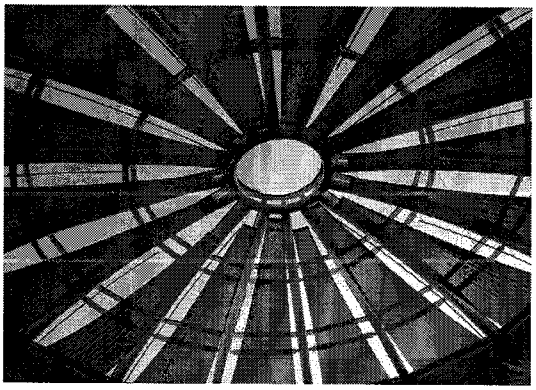


그림 2.4.10 지붕 상세

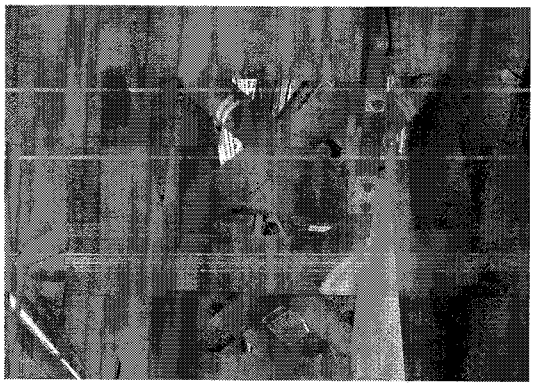


그림 2.4.11 mega column

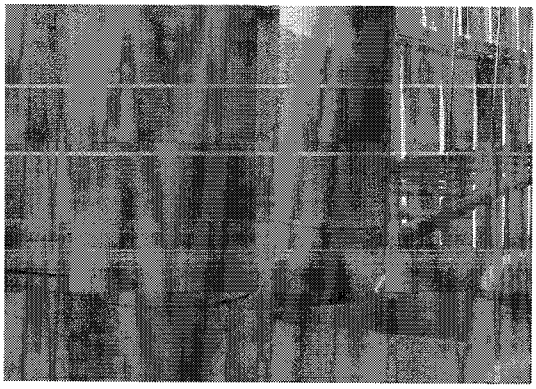


그림 2.4.12 mega column 이음부 상세



그림 2.4.13 커튼월 지지부

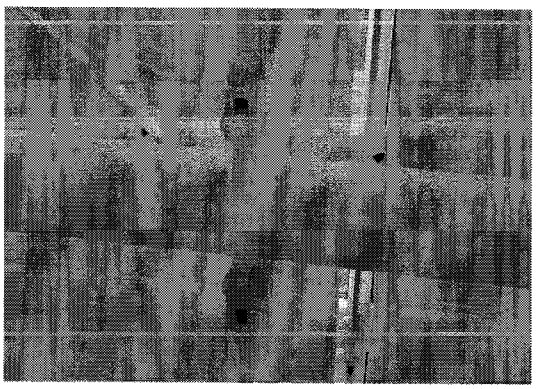


그림 2.4.14 커튼월 접합부 상세

(3) 부산 아시아드 주 경기장

(가) 건축물의 개요

■ 위치 : 부산광역시 동래구 사직동 930

■. 규모

1) 대지면적 : 330,578 m^2(100,175평)
2) 건축면적 : 94,045 m^2(28,498평)
3) 규　　모 : 높이 56.4m, 스팬길이: 305m
4) 층　　수 : 지하 1층, 지상 4층
5) 수용규모 : 62,686석
6) 완공일자 : 2001. 5

■ 건설관계자

1) 건축설계 : 공간건축
2) 구조설계 : 지붕 - 전우구조 전봉수
스탠드 - 서울구조
지붕막 - 슬라이&버거만 파트너(독일)
3) 시공회사 : 현대건설

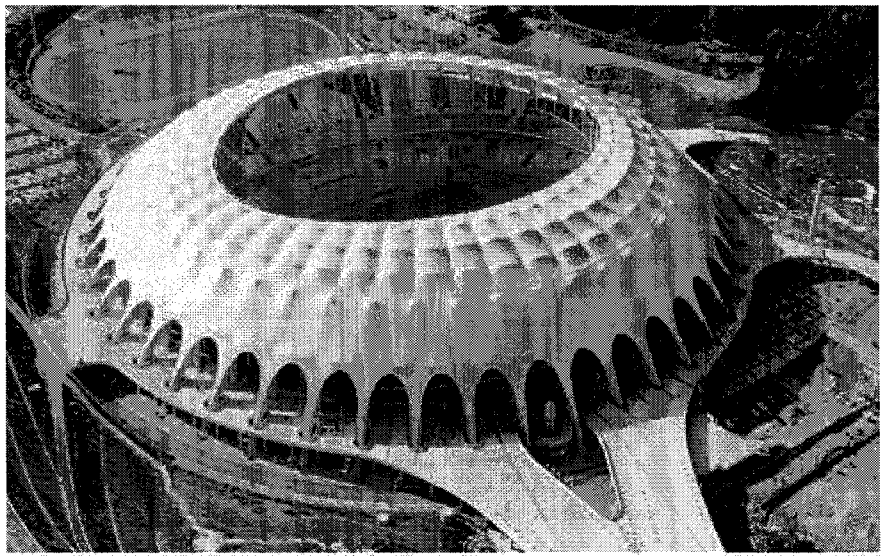


그림 2.4,15 부산 아시아드 경기장

(나) 구조시스템

지붕구조 : 케이블 돔

지붕지지구조 : 케이블 돔을 지지하는 철근콘크리트 구조

스탠드 : 철골철근콘크리트 구조

지하층 : 철근콘크리트 구조

스탠드 보: 프리캐스트 콘크리트 구조

(다) 특　징

케이블 + 트러스로 구성된 하이브리드구조

(라) 상세사진

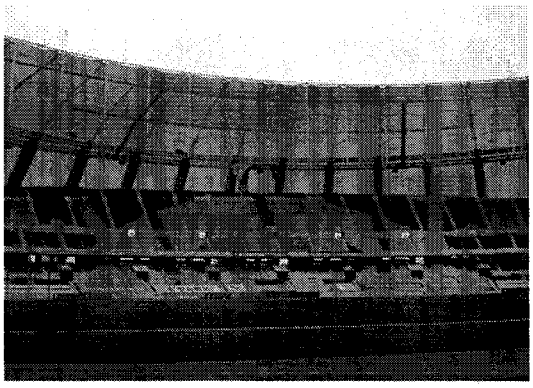


그림 2.4.16 내부 전경

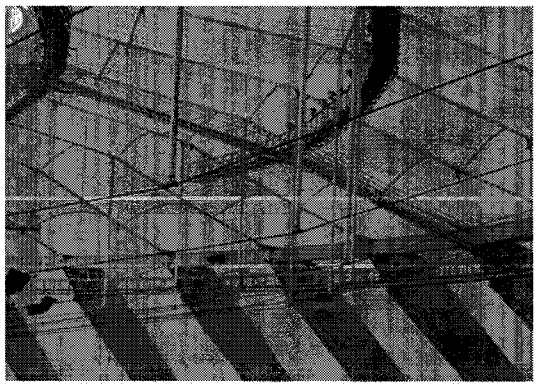


그림 2.4.17 케이블과 포스트 연결부

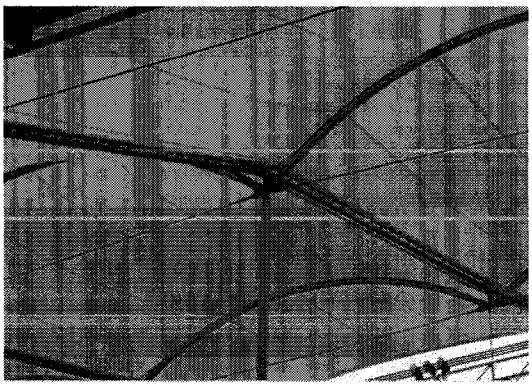


그림 2.4.18 포스트와 아치 및 케이블 연결부 상세

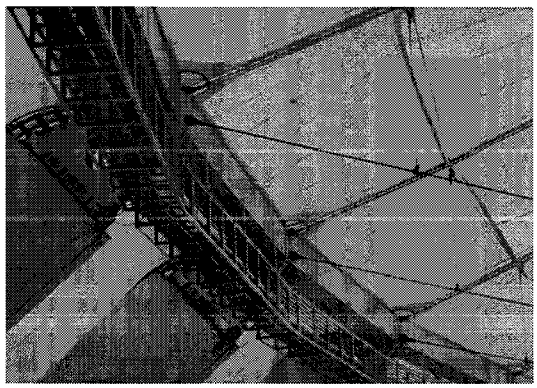


그림 2.4.19 하부구조와 상부구조 연결부

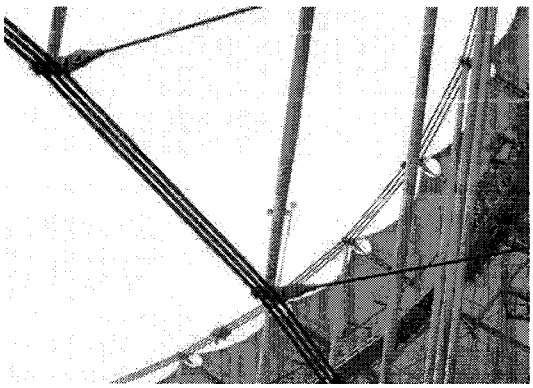


그림 2.4.20 이너 링 케이블과 lower cable 연결부

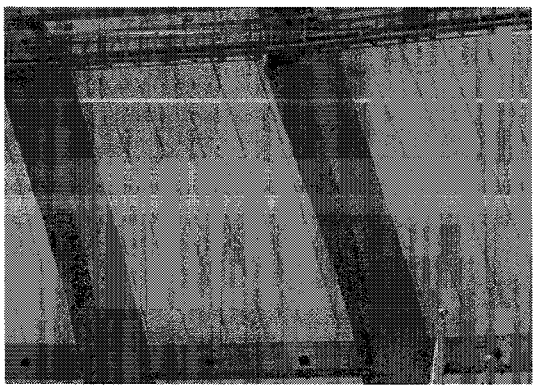


그림 2.4.21 막의 부분파손 보수부분

(4) 기타 사례들

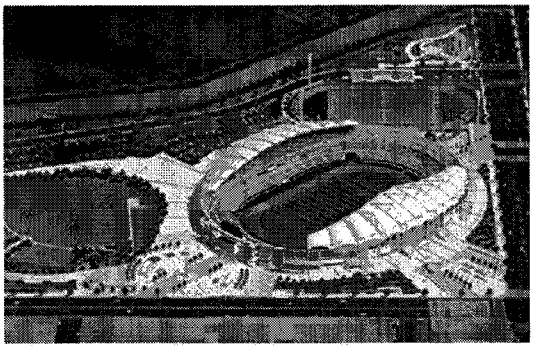


그림 2.4.22 고양 운동장(2003)

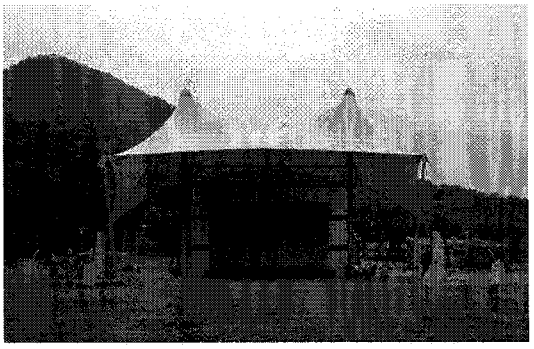


그림 2.4.23 인천대공원 야외음악당

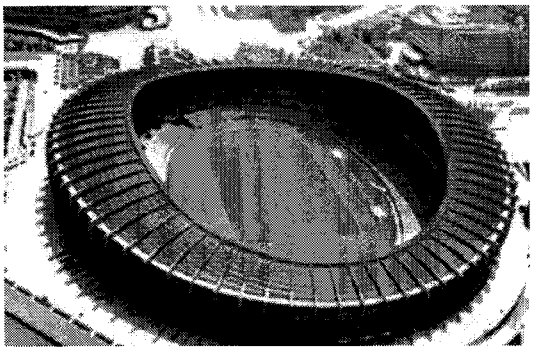


그림 2.4.24 서울 올림픽 주경기장(1984)



그림 2.4.25 대전 월드컵 경기장(2001)

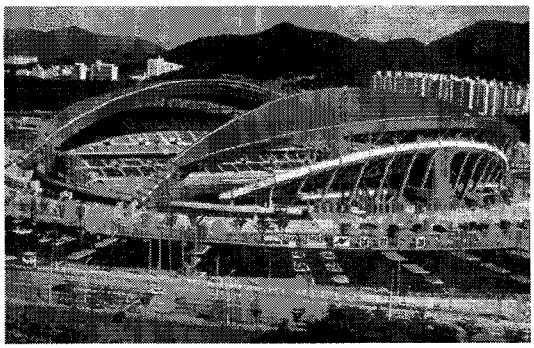


그림 2.4.26 광주 월드컵 경기장(2001)

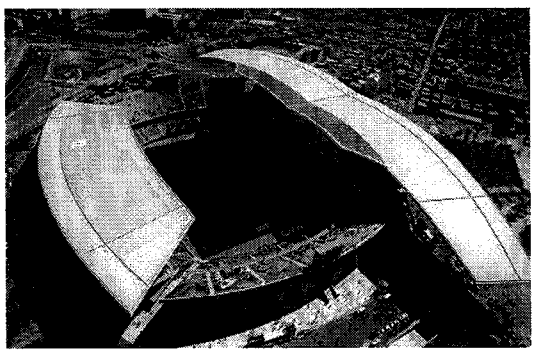


그림 2.4.27 수원 월드컵 경기장(2001)



그림 2.4.28 울산 문수 축구경기장(2001)

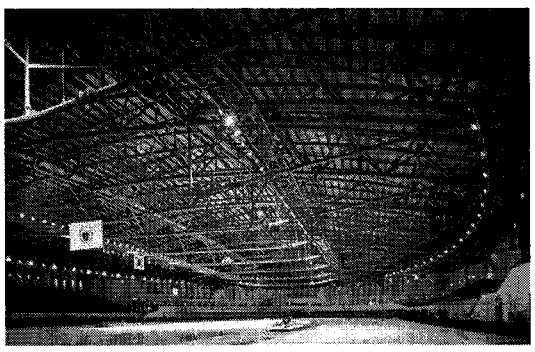


그림 2.4.29 태릉 국제 스케이트장

006286

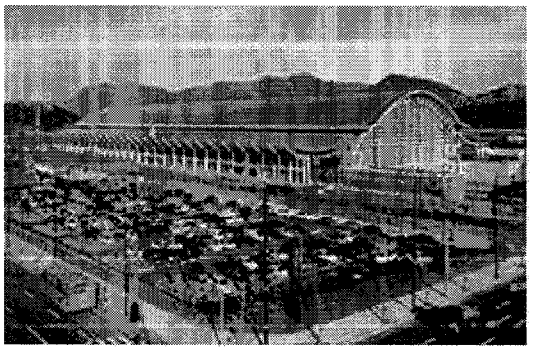


그림 2.4.30 KTX 광명 역사

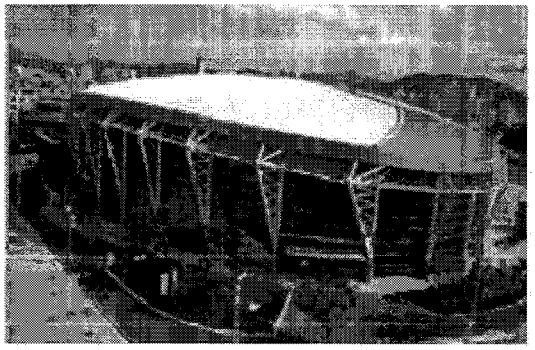


그림 2.4.31 안양 시립 체육관(2000)

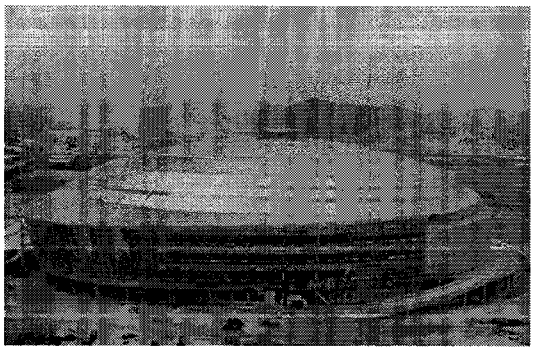


그림 2.4.32 광명 경륜 돔경기장(2005)

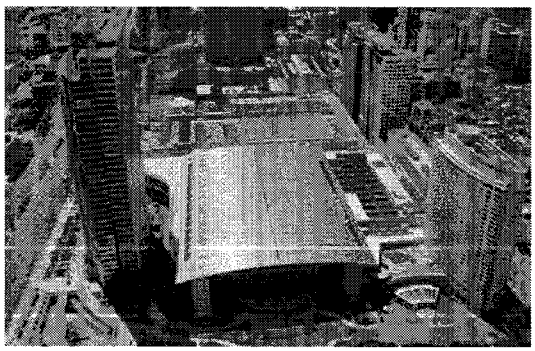


그림 2.4.33 ASEM 컨벤션 센터



그림 2.4.34 일산
국제컨벤션센터(KINTEX)

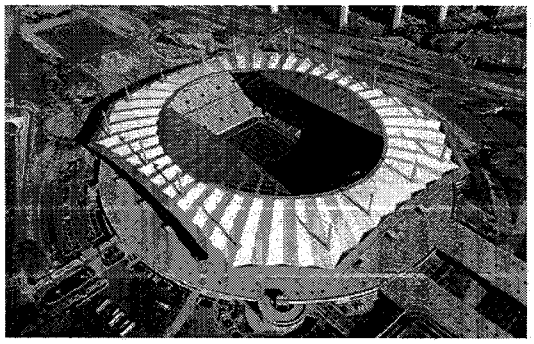


그림 2.4.35 서울 월드컵 경기장(2001)

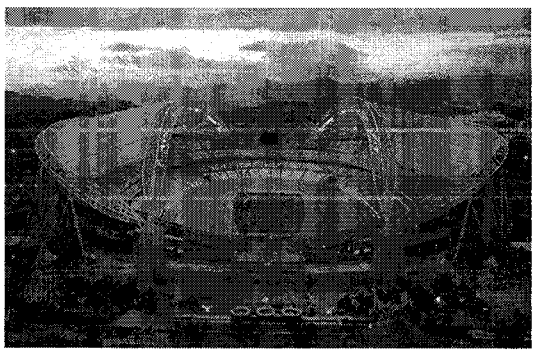


그림 2.4.36 대구 종합 경기장(2001)

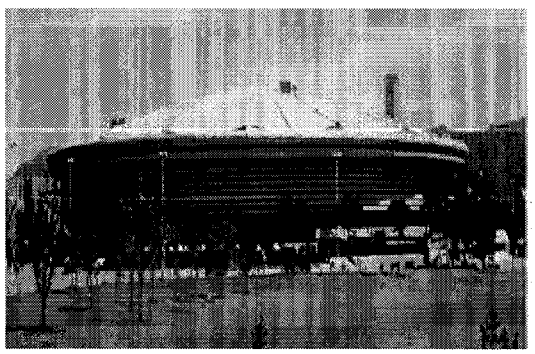


그림 2.4.37 올림픽 공원 체조경기장

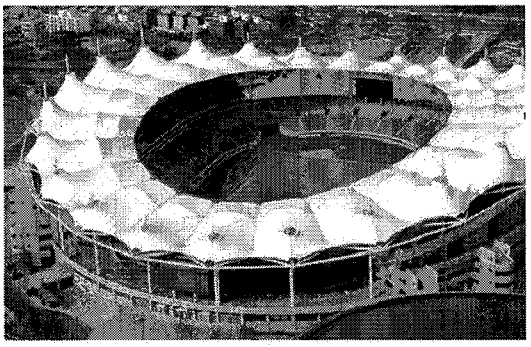


그림 2.4.38 인천 월드컵 경기장(2001)



그림 2.4.39 하남 환경 박람회장(1999)

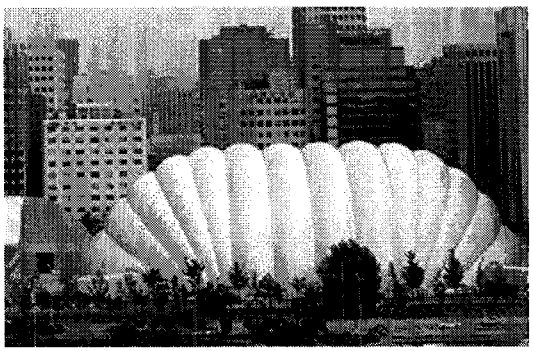


그림 2.4.40 여의도종합전시장(1996)

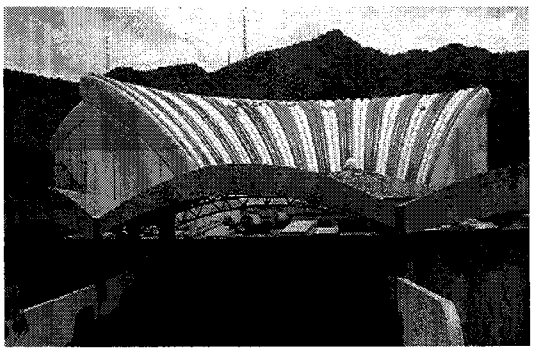


그림 2.4.41 서울대공원 돌고래쇼장(1998)

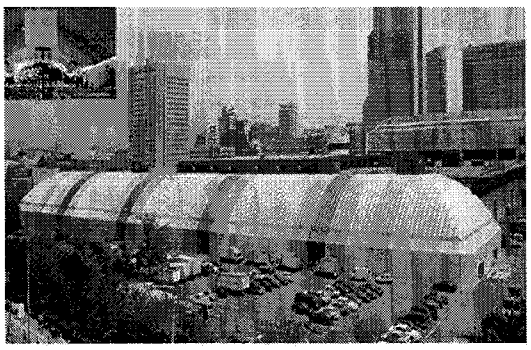


그림 2.4.42 코엑스 옥외전시장(1996)

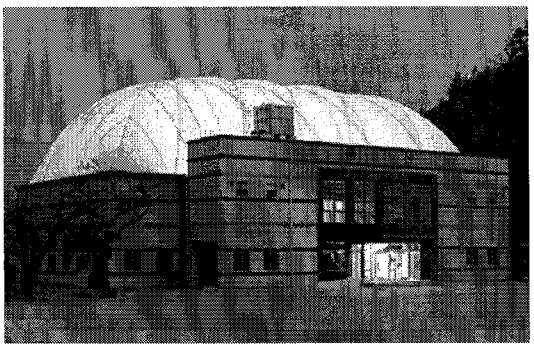


그림 2.4.43 춘천 동산초등학교 체육관(2000)

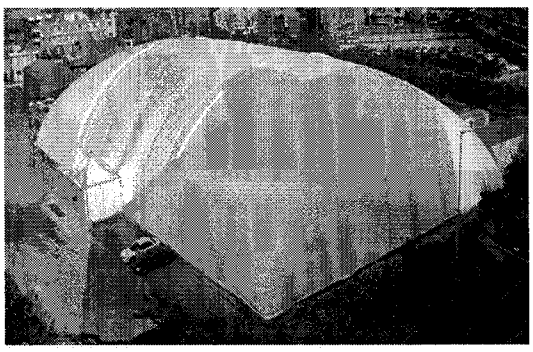


그림 2.4.44 상계동 실내 아이스링크(2000)

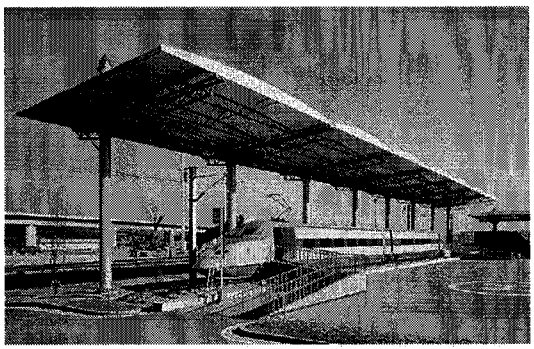


그림 2.4.45 TGV 중부전시장(1997)

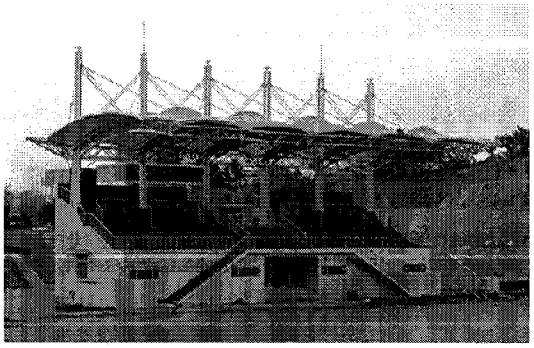


그림 2.4.46 완주 공설운동장(2002)

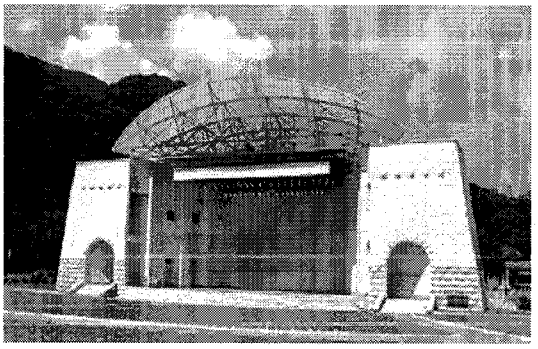


그림 2.4.47 문경 야외무대(2002)

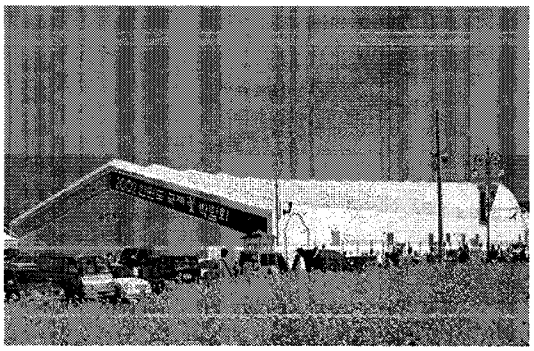


그림 2.4.48 안면도 꽃박람회(2002)

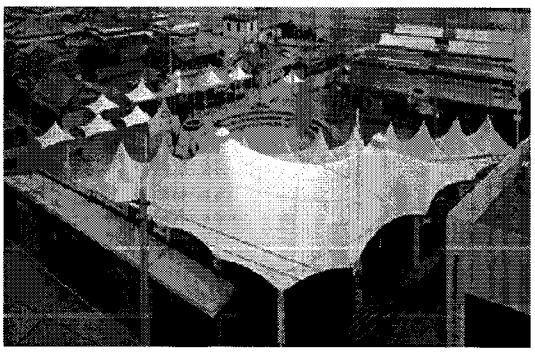


그림 2.4.49 무주시장(2001)

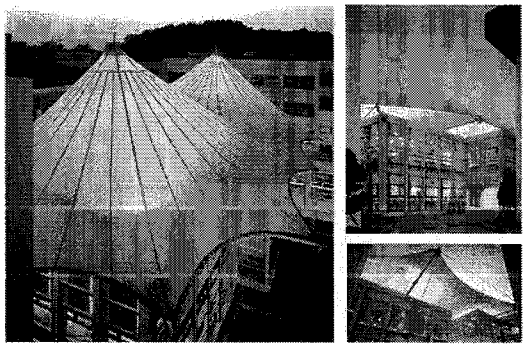


그림 2.4.50 한양대 안산캠퍼스 지붕캐노피

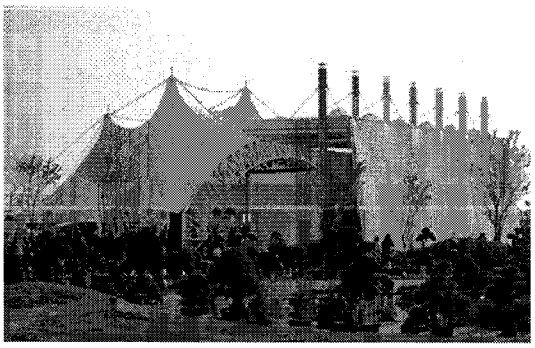


그림 2.4.51 안면도 꽃 박람회(2002)

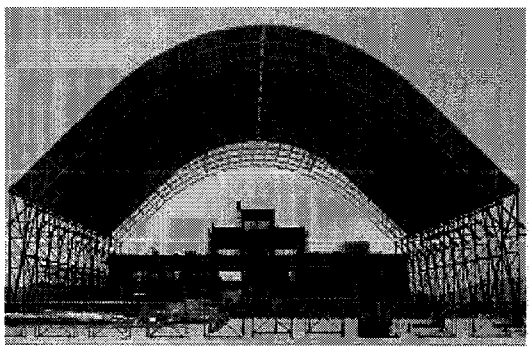


그림 2.4.52 아시아나 항공 격납고(2000)



그림 2.4.53 옥천연수원(2005)

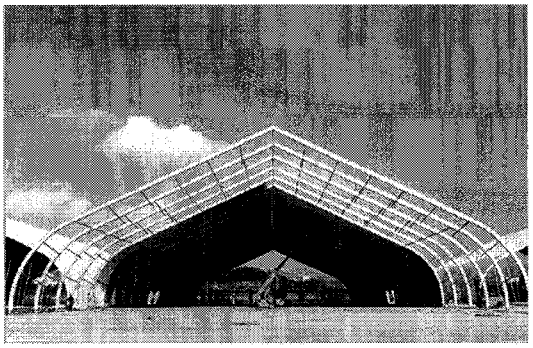


그림 2.4.54 96서울 에어쇼 전시장(1996)

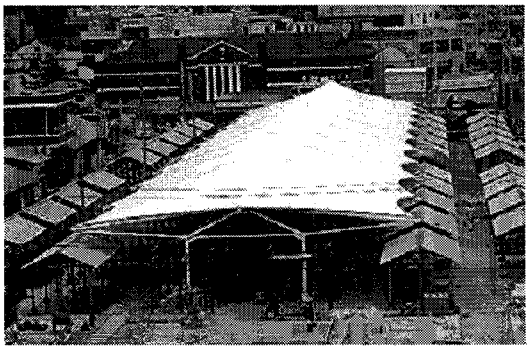


그림 2.4.55 함평시장(2004)

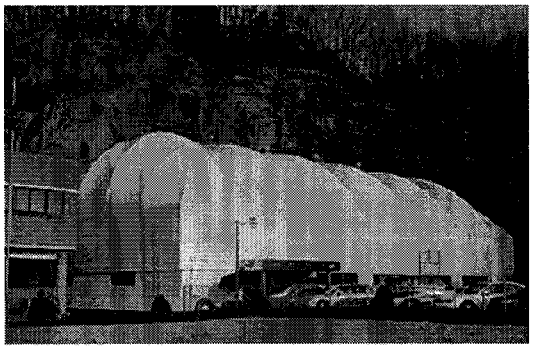


그림 2.4.56 양주덕정배드민턴장(2003)

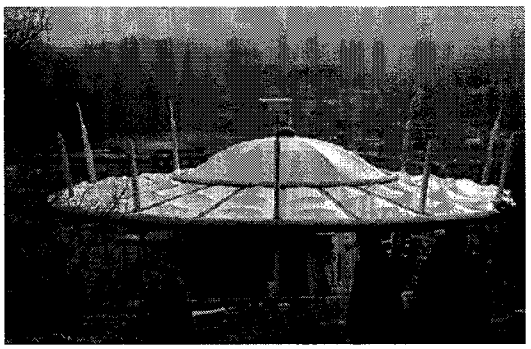


그림 2.4.57 양주 별산대 놀이마당(2002)

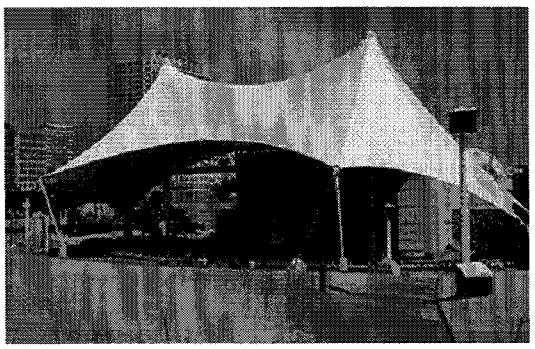


그림 2.4.58 수원 야외음악당(1993)

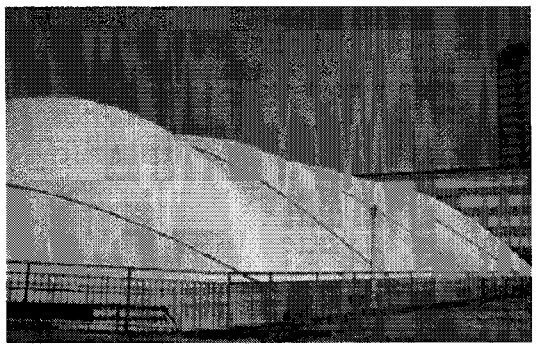


그림 2.4.59 분당 주택전시관(1991)

2. 국외 시공사례

(1) 야마구치 키라라 다목적 돔

(가) 건축물의 개요

■ 위치 : 일본 야마구치현 키라라 스포츠 교류공원

■ 규모

1) 대지면적 : 약 44만 m^2(44 ha)
2) 건축면적 : 27,667 m^2 (7,562평)
3) 층　　수 : 지상 2층
4) 스　　팬 : 147 m
5) 완공일자 : 2001. 3

■ 설계관계자

1) 건축설계 : 일본설계
2) 구조설계 : 일본설계
3) 시공회사 : 다이세이건설

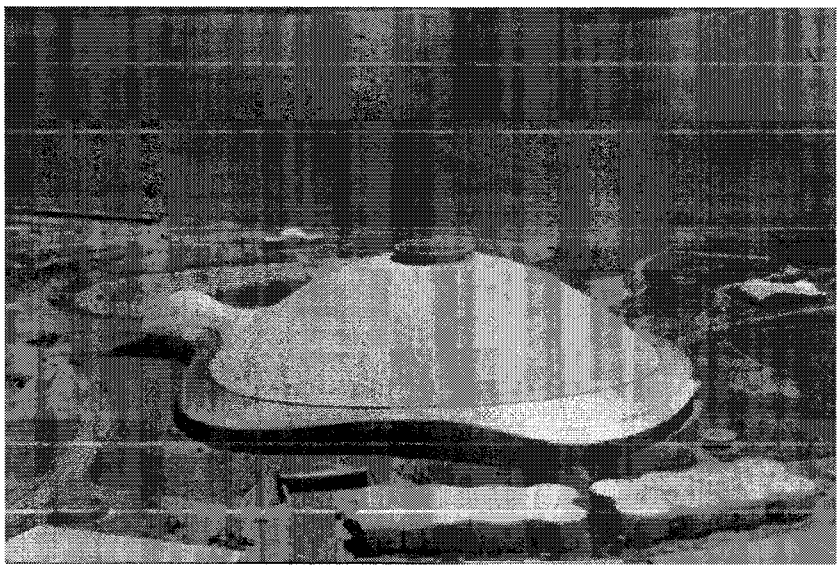


그림 2.4.60 야마구치 키라라 돔

(나) 구조시스템

지붕 구조 : 텐세그리티 유닛+spring-strut system

지지 구조 : RC 구조

막재구성 : 이음없는 $4m \times 4m$ 유닛

(다) 특 징

시스템 트러스에 의한 추동곡면(EP)

텐세그리티 트러스와 스프링 들림형 막을 조합한 초경량 돔 시스템

인장로드의 장력도입을 용이하게 하는 슬릿 조인트 방식 채용

막의 반력은 모두 직접 트러스 접합부에 흡수됨

(라) 상세사진

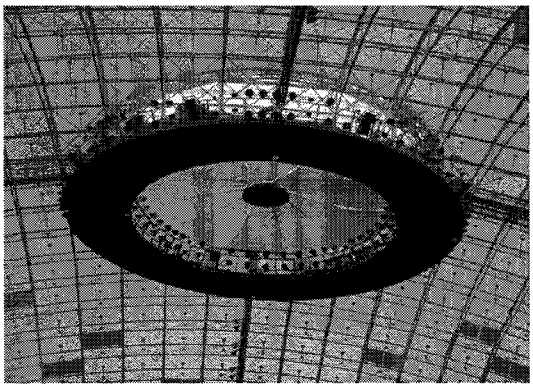


그림 2.4.61 개폐부분 상세

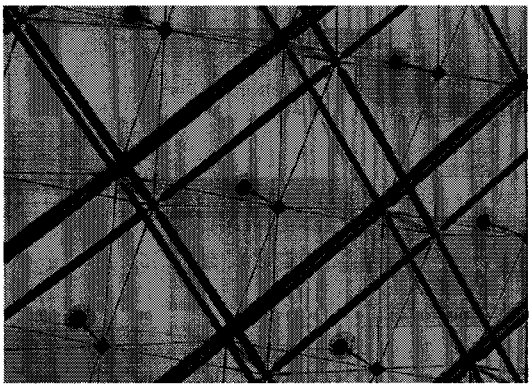


그림 2.4.62 텐세그리티 유닛 시스템

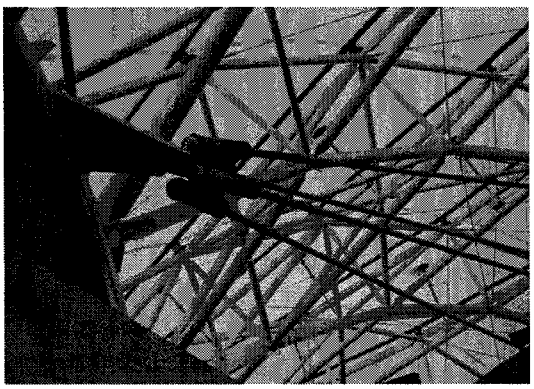


그림 2.4.63 타이 케이블 정착부

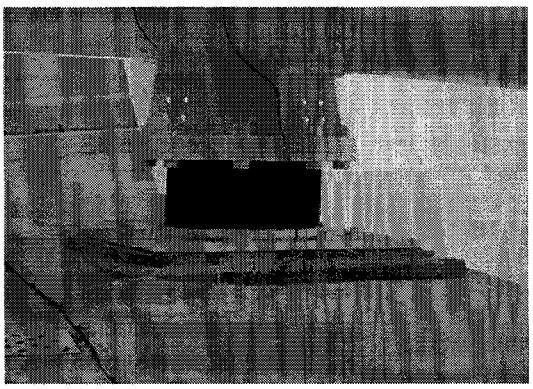


그림 2.4.64 면진층 상세



그림 2.4.65 원형 강관 접합 상세



그림 2.4.66 막면 지지 상세

(2) 오카야마 돔

(가) 건축물의 개요

■ 위치 : 오카야마시

■ 규모

1) 대지면적 : 99,230.74 m^2
2) 건축면적 : 9,518.18 m^2
3) 층　　수 : 지상 1층
4) 스　　팬 : 113.9 m
5) 완공일자 : 2002. 3.15

■ 설계관계자

1) 건축설계 : 이시모토 건축사무소
2) 설계협력 : 토다건설
3) 시공회사 : 토다건설

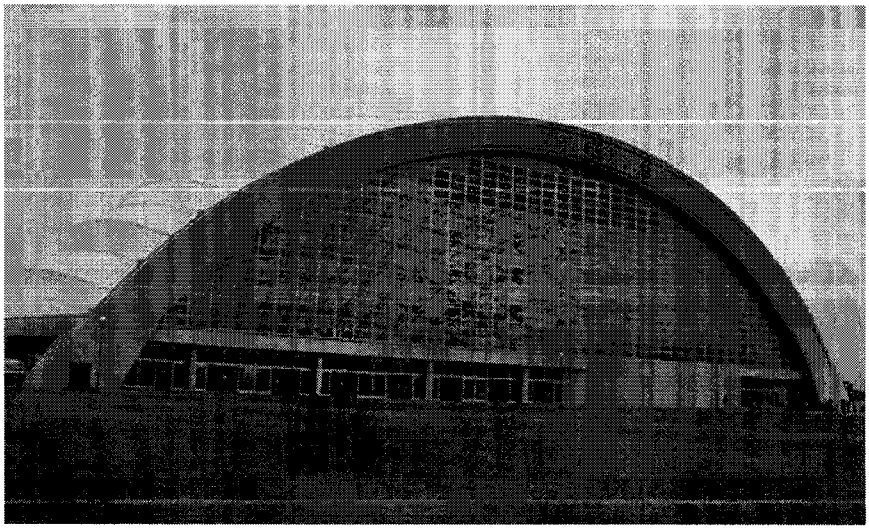


그림 2.4.67 오카야마 돔

(나) 구조시스템

지붕 구조 : 철골 비렌딜 트러스 구조 (골조 막구조)

지지 구조 : SRC 구조

지붕골조 자중 : 735kN

(다) 특　징

H형강과 비렌딜 트러스가 직교하는 구조 형식

7.6m×7.6m 그리드로 구성

7.6 m 막의 중간에 밸리케이블을 설치하여 풍하중시 안정성을 확보

(라) 상세사진



그림 2.4.68 내부 전경



그림 2.4.69 철골 트러스 아치

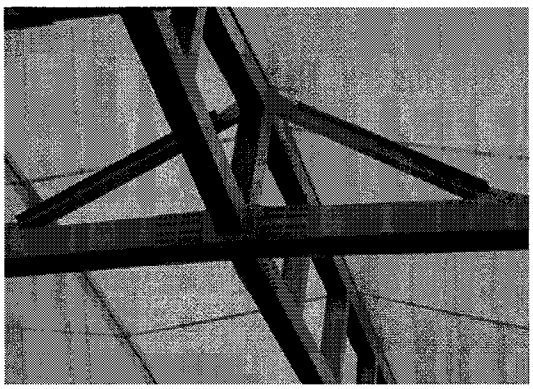


그림 2.4.70 H형강 접합부 디테일

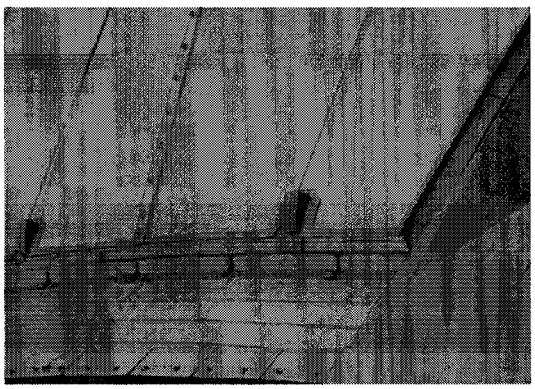


그림 2.4.71 밸리 케이블과 막의 접합

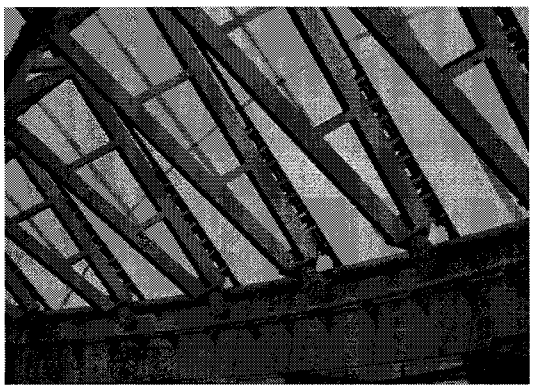


그림 2.4.72 트러스의 핀접합부 상세

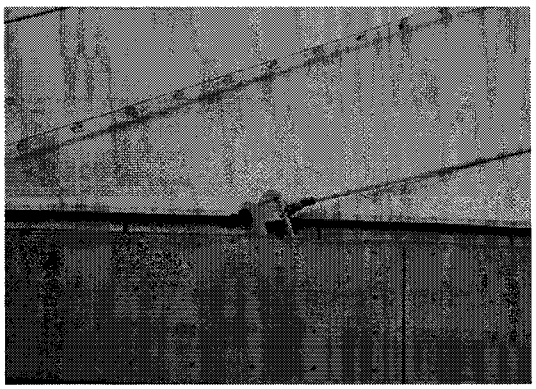


그림 2.4.73 밸리 케이블 정착부 상세

(3) 기타 시공사례들

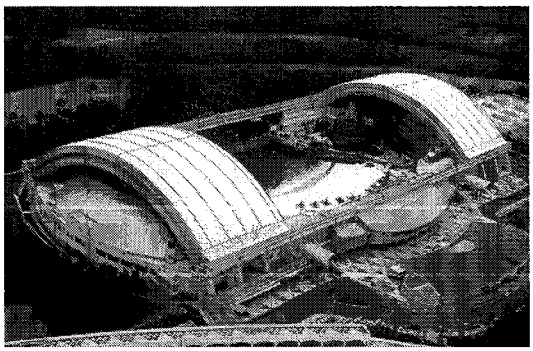


그림 2.4.74 Miyazaki - Ocean Dome

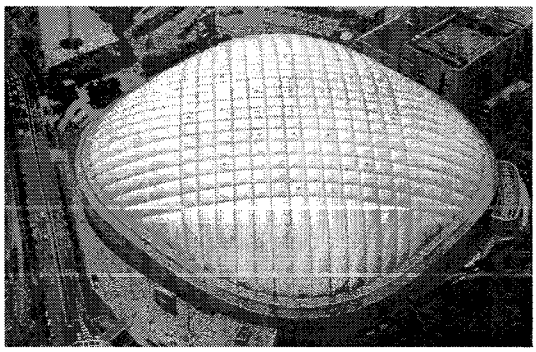


그림 2.4.75 Tokyo Dome

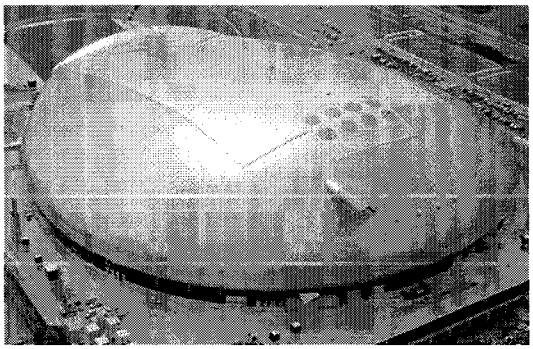


그림 2.4.76 Sapporo Dome



그림 2.4.77 독일 뮌헨 월드컵 경기장

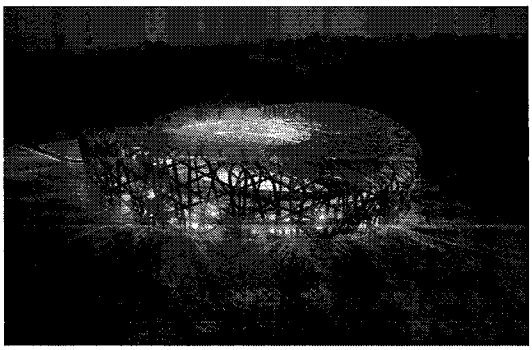


그림 2.4.78 북경 올림픽 경기장

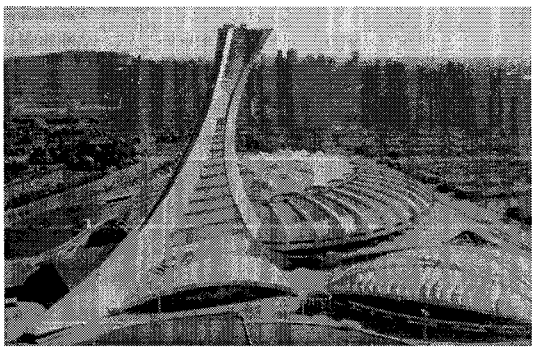


그림 2.4.79 몬트리올 올림픽 경기장

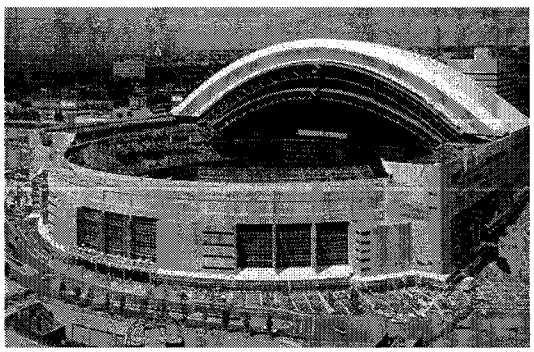


그림 2.4.80 스카이 돔(1989)



그림 2.4.81 Ball Dome

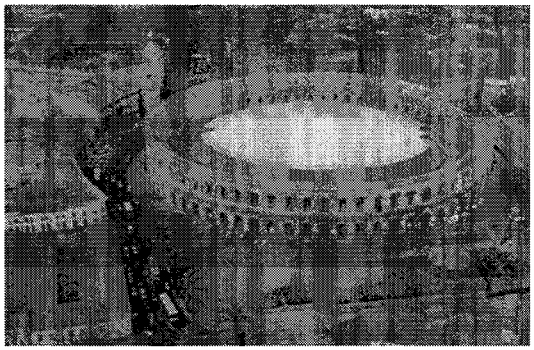


그림 2.4.82 Nimes Roman Arena

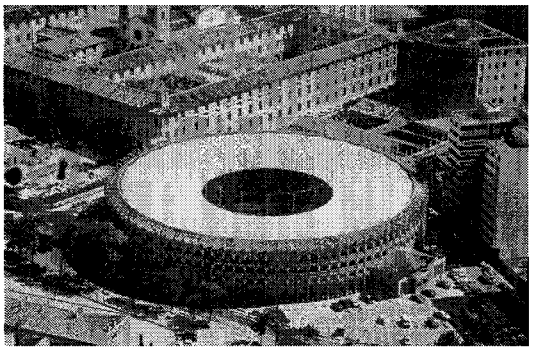


그림 2.4.83 Bullring at Zaragoza



그림 2.4.84 CHENE PARK AMPHITHEATER

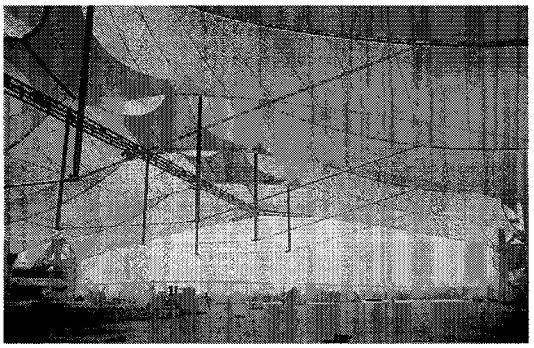


그림 2.4.85 SAN DIEGO Convention Center

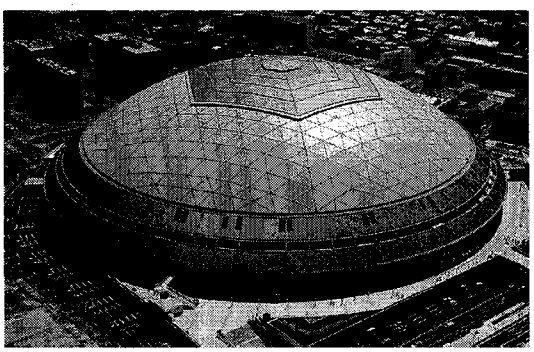


그림 2.4.86 나고야 돔

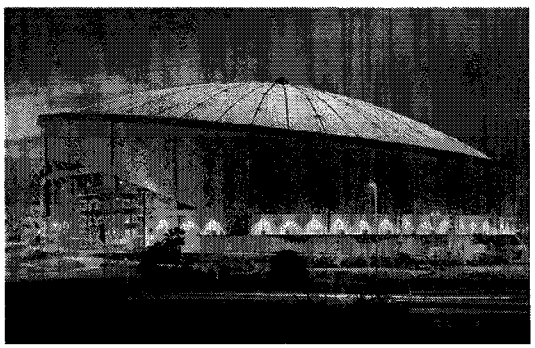


그림 2.4.87 SUN COAST DOME

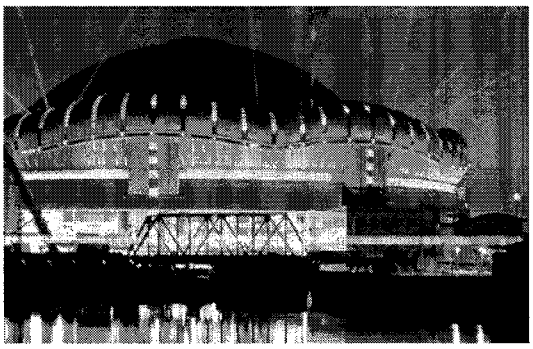


그림 2.4.88 오사카 돔

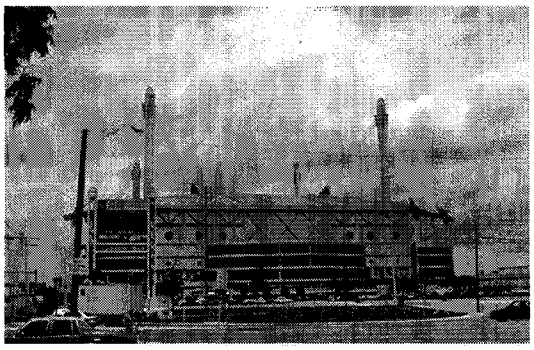


그림 2.4.89 ALAMO DOME

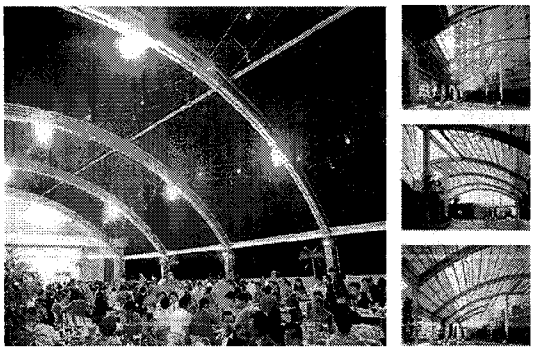


그림 2.4.90 이마이즈미 개폐식 지붕(2002)

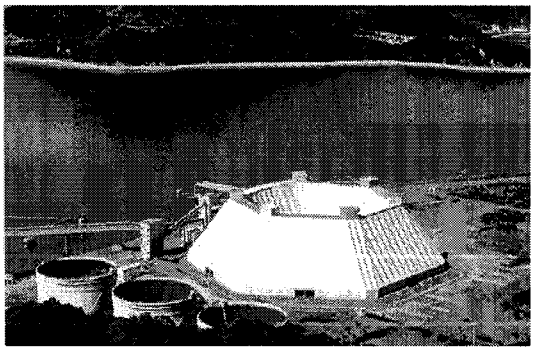


그림 2.4.91 고다마스 저탄시설(2001)

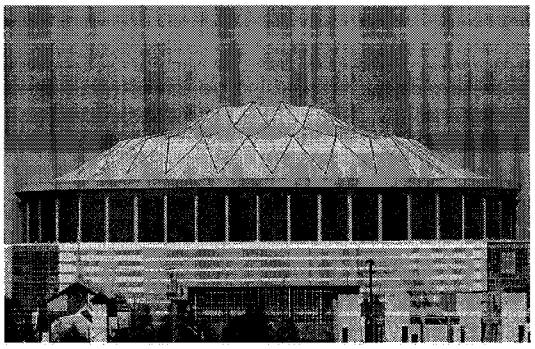


그림 2.4.92 GEORGIA DOME

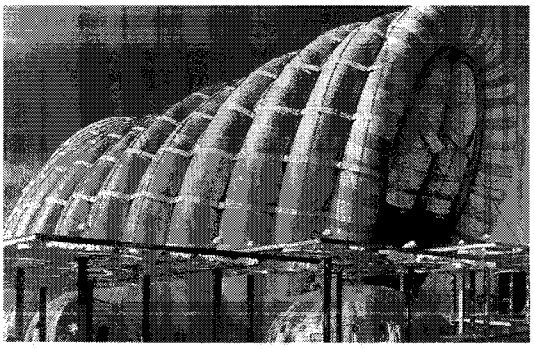


그림 2.4.93 EXPO'70 FUJI PAVILION

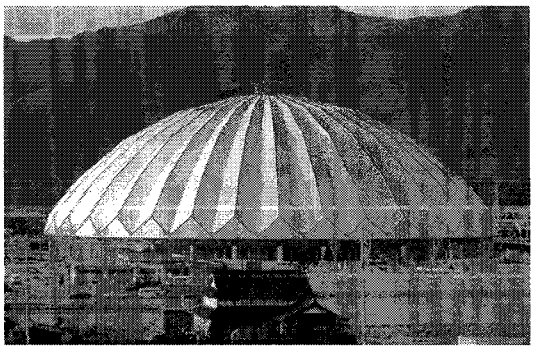


그림 2.4.94 IZUMO DOME

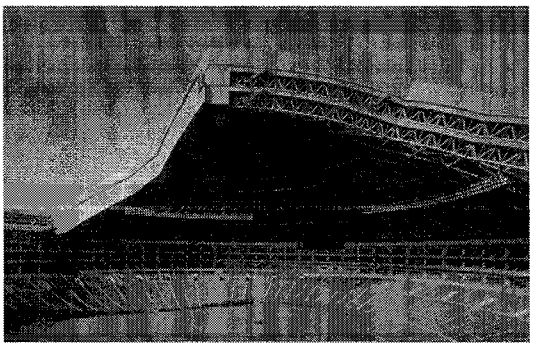


그림 2.4.95 후쿠오카 야후 돔

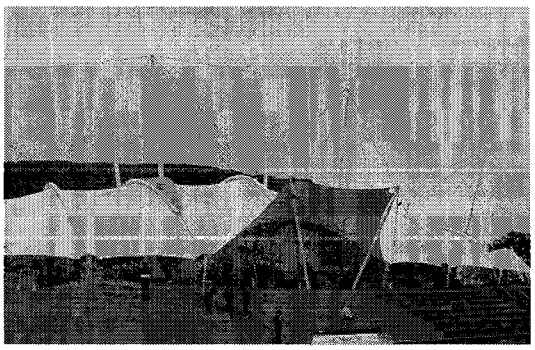


그림 2.4.96 Dynamic Earth Centre(1999)

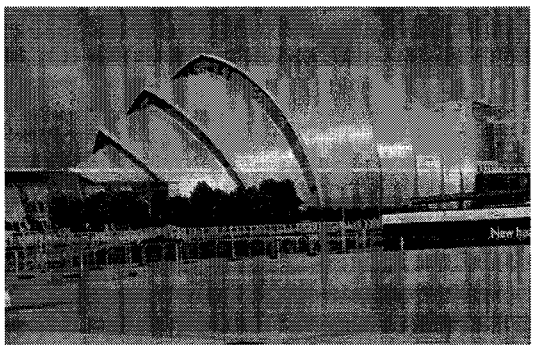


그림 2.4.97 Scottish Exhibition Conference Centre



그림 2.4.98 카라토 어시장



그림 2.4.99 코쿠라 돔

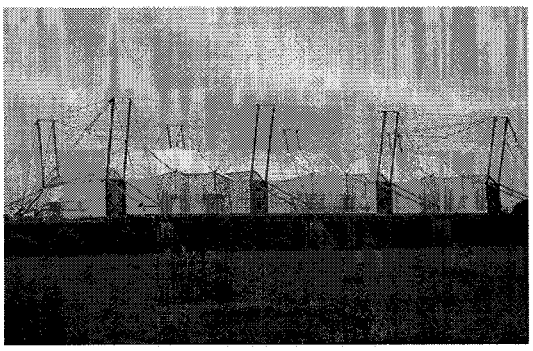


그림 2.4.100 Schlumberger Cambridge Research Centre

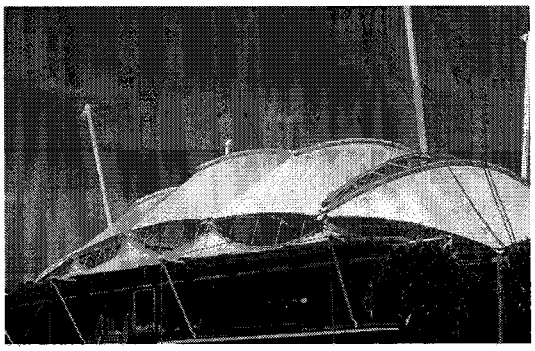


그림 2.4.101 Inland Revenue Amenity Centre

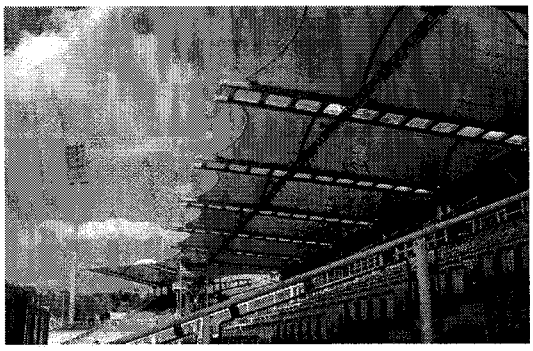


그림 2.4.102 Don Valley Stadium(1990)



그림 2.4.103 Music Centre(2002)

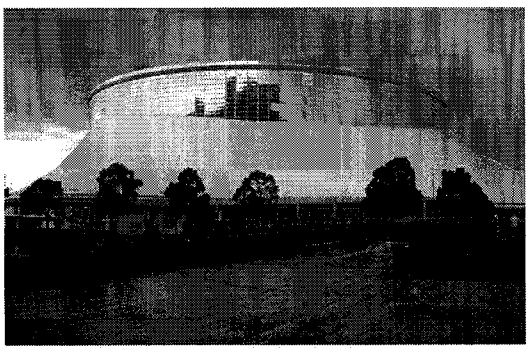


그림 2.4.104 쿠마모토 파크 돔

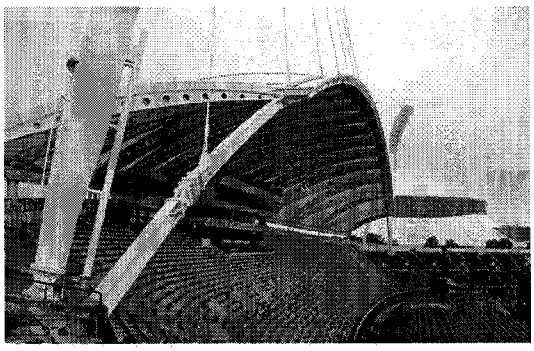


그림 2.4.105 쿠마모토 경기장



그림 2.4.106 Tower, Science Centre

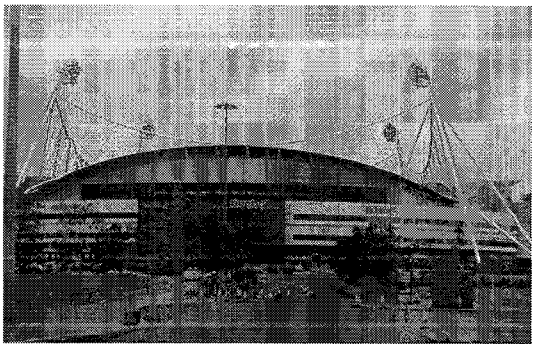


그림 2.4.107 Manchester Reebok Stadium(1997)



그림 2.4.108 Eden Project(2001)

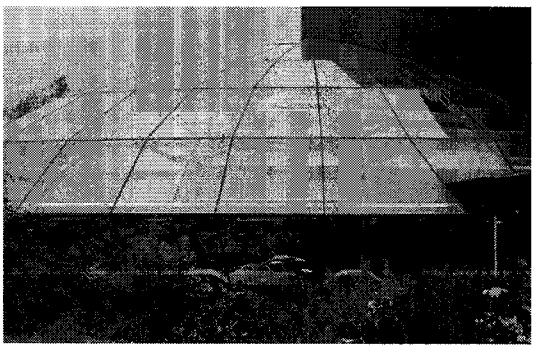


그림 2.4.109 Cellular Operation Headquarters(2002)

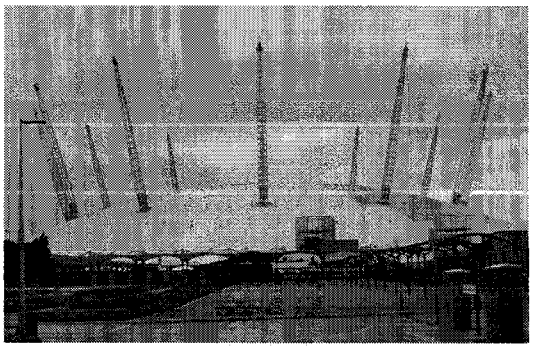


그림 2.4.110 Millennium Dome(1999)

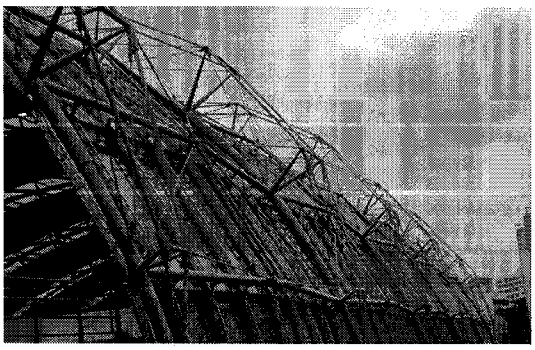


그림 2.4.111 Waterloo Station(1992)

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과

1 절 연구개발 추진전략 및 방법

1. 연구개발 추진체계

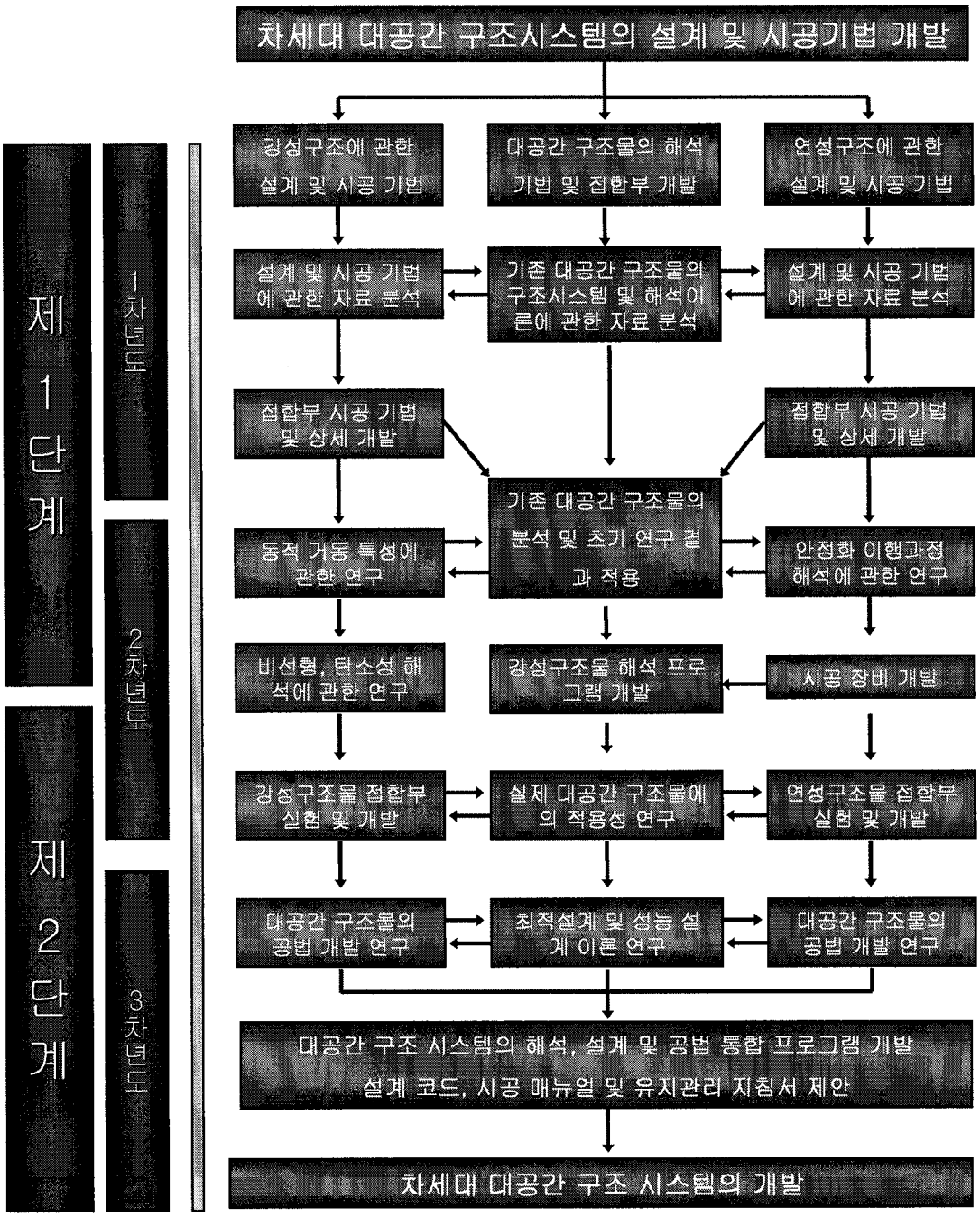


그림 3.1.1 연구개발 추진계획

2. 연구수행방법

표 3.1.1 연구수행방법

연구 범위	연구수행방법 (이론적 · 실험적 접근 방법)
설계 기법 개발	▪ 문헌 및 사례자료를 통해 강성구조시스템의 세우기(erection) 과정 해석기법을 개발하고, 스트라치 시스템의 실험 및 시공을 통한 안정화 이행과정 해석 알고리즘을 검증할 수 있었음. ▪ 문헌 및 연구자료를 통해 동적이완법을 이용한 연성구조시스템의 안정화 이행과정 해석 알고리즘을 개발하고, 서울체조경기장의 해석을 통해 알고리즘을 검증하고 적용성을 평가할 수 있었음. ▪ 동적이완법을 이용하여 개발한 후좌굴 해석알고리즘을 이용하여 옥천연수원 현장 지붕구조 안정성을 검토하고, 참여기업의 시공을 통해 알고리즘의 검증 및 적용성을 평가할 수 있었음. ▪ 국 · 내외 내진설계기준의 분석과 문헌 및 연구자료를 통한 등가모델을 이용한 내진설계, 성능설계 이론을 정립하고, 이를 대공간 구조물에 적용하였음. 이를 통해, 지진하중에 대한 응답특성, 면진층 도입에 따른 거동특성, 하부구조 소성화에 따른 거동특성 분석 및 성능점 산정법을 개발하였음. ▪ 해외 연구 동향을 파악하고, 최신 문헌, 연구 자료로부터 새로운 해석법인 스펙트럴요소법(SEM), 수퍼요소법, 무요소법의 이론을 정립하고, 알고리즘을 구현하였으며, 이를 대공간 구조물에 적용하여 해석효율과 적용성을 파악할 수 있었음. ▪ 문헌 및 연구자료를 통해 동적이완법, 호장법의 이론을 정립하고, 컴퓨터 프로그래밍(FORTRAN)으로 구현하여, 이를 이용한 대공간 구조의 후좌굴 해석법 개발을 통해 기존 알고리즘의 해석 불안정성을 개선하였으며, 탄소성을 고려한 해석법의 개발로 더욱 실 거동에 근사한 대공간 구조물의 정적안정 거동을 규명할 수 있었음. ▪ 문헌 및 연구자료를 통해 Lyapunov 개념과 기하 비선형을 고려한 동적 불안정 평가 이론을 정립하고, 알고리즘을 구현하였으며, 이를 통하여 대공간 구조물의 안정성평가를 할 수 있었음. ▪ 문헌 및 연구자료를 통하여 유전알고리즘, 터부알고리즘, 퍼지이론을 이용한 최적화 알고리즘을 구현하였으며, 이를 대공간 구조물의 최적화에 적용하였음. ▪ 해외 연구 동향을 파악하고, 타 분야의 문헌 및 연구자료를 통해 유체역학을 기반으로 한 알고리즘인 전산유체역학(CFD), 유체와 구조물의 상호작용 알고리즘(FSI)의 이론을 정립하였으며, 상용 프로그램을 이용하여 대공간 구조물에 대한 해석을 수행하고 검증하여 건축분야에의 적용성을 파악하였음.

	▪ 문헌 등을 통해 정립된 안정수렴법의 이론을 기반으로 새로운 해석 요소를 적용하여 하이브리드 돔의 동적해석 알고리즘을 개발하였으며, 부산 축구경기장을 해석 모델로 하여 개발 알고리즘의 실 구조물 해석 적용성을 평가하였음. ▪ 국내 설계기준, 중국, 일본 등 해외 설계 코드 등을 분석, 정리하여 대공간 구조물의 설계를 위한 매뉴얼을 제작하였음. ▪ 장스팬 합성트러스 실험, 더블앵글 접합부 실험, 원형강관 브레이스 좌굴제어 실험, 볼 조인트 휨 강성 실험 등 실물 실험을 통해 새로운 해석 모델을 제안하고, 이를 이용한 수치해석을 통해 개선점을 검증하였음, 뿐만 아니라 새로운 대공간 구조시스템의 효과 및 적용성을 파악할 수 있었음. ▪ 스트라치 시스템의 시공과정의 안정성 검토를 위한 구조 성능 실험을 수행하여 해석 알고리즘과 상호 결과의 비교, 분석을 통해 적용성을 평가하고 검증할 수 있었음. ▪ 고양 실내체육관, 판교 알파돔시티, 서울 송파 ○○돔 프로젝트, 진주 종합경기장의 설계를 통해 해석 알고리즘 및 설계기법의 적용성을 평가하고 검증할 수 있었음.
시 공 기 법 개 발	▪ 국·내외 대공간 구조물의 시공사례를 조사하고, 시공기법 자료 및 문헌을 수집, 분석하여 케이블, 막 구조물의 시공 매뉴얼을 작성하였음. ▪ 참여기업을 통한 스트라치, 동남권 유통단지 스카이 파라솔 케이블 돔, 옥천 연수원 지붕구조물의 설계 및 시공에 개발된 시공·설계기법을 활용하여 그 적용성을 평가하고 검증할 수 있었음. ▪ 부산 아시아드 주경기장의 시공사례 분석 및 인천 문학경기장의 설계 및 시공을 통하여 설계, 시공기법의 적용성을 평가하고 검증할 수 있었음.
유 지 관 리 및 보 수 보 강 기 술	▪ 국·내외 대공간 구조물의 유지관리 자료와 문헌 및 기술집을 수집, 분석하여 케이블, 막 구조물의 유지관리 및 보수보강 매뉴얼을 작성하고 참여기업의 서울체조경기장 보수보강 사례를 통하여 작성 매뉴얼을 보완 및 발전할 수 있도록 하였음.
데이터 베이스 구 축	▪ 연구수행 과정중 수집한 국내외 경기장, 대공간 구조물, 구조물의 접합부에 대한 자료를 정리, 분석하여 데이터베이스화 하였음. ▪ 연구과정의 성과물인 대공간 구조물의 설계기법, 시공기법, 유지관리 및 보수보강 매뉴얼 그리고 국내외 대공간 관련 데이터베이스를 홈페이지(http://www.iitsal.com/)를 통해 웹서비스 중에 있으며 향후 계속적으로 업데이트 할 예정임.

3. 연구 추진역량

(1) 연구기자재 현황 : 구조해석용 컴퓨터(펜티엄 4급) 8대, (Core Duo급) 4대,
서버급 2대 보유
200톤급 UTM을 포함한 실험실 확보
ROBOT, MIDAS/Gen, STAR-CD, ADINA 등 구조해석용 S/W 확보

(2) 논문실적 : 대공간구조시스템과 관련된 국내논문 59편, SCI급 해외논문 8편,
해외 학술발표대회 25편, 국내 학술발표대회 81편

(3) 대공간구조시스템 관련 특허/프로그램 출원·등록실적

표 3.1.2 특허/프로그램 출원·등록실적

번호	특허/프로그램명	국가명	출원 등록일	출원·등록순번 / 출원·등록자수	비 고
1	APHYSS (analysis Program for Hybrid Spatial Structures)	한국	2004. 03. 26	R2004 -01-12-156	한상을(총괄책임자)로부터 인하대학교에 권리양도
2	NALD (Nonlinear Analysis for Latticed Domes)	한국	2004. 03. 26	R2004 -01-12-157	한상을(총괄책임자)로부터 인하대학교에 권리양도

2 절 강성구조 시스템의 해석 기법

1. 대공간구조물의 형상결정방법에 관한 이론 및 응용

(1) 개 요

대공간 구조물의 형상은 부재들의 연속된 연결에 의해 구성되며, 이러한 부재 연결방식은 설계자에 의해 결정된다. 또한 구조적으로나 형태적으로 최적의 형상을 얻기 위해 여러 가지 부재연결방식을 검토하게 된다. 대공간 구조물은 많은 수의 절점과 부재조합에 의해 구성되며, 구조물형상은 구조물을 이루고 있는 각 절점과 연결부재에 의해 시각적으로 결정되어진다. 이러한 절점좌표와 부재연결상태에 대한 정보는 구조해석 시 필수적인 데이터로 활용된다. 구조적 거동특성을 파악하기 위해서는 구조물에 대한 입력정보들이 필요하게 되는데, 이러한 정보들은 전처리과정(pre-process)에 의해 처리된다.

대공간구조에서 주로 사용되는 구조방식에는 막구조(membrane), 케이블 트러스(cable truss)복합구조, 스페이스 프레임(space frame)등이 있는데, 각 구조방식은 서로 다른 구조형상 결정기법을 가지고 있다. 따라서 구조방식의 결정이 구조물 형상결정에 중요한 요소로 작용한다. 대공간구조물은 절점과 부재수가 무수히 많은 구조시스템이다. 따라서 절점과 부재에 대한 정보를 만드는 과정이 단순하지 않은 경우가 대부분이고, 자동화된 입력 데이터 생성모듈과 해석모델 및 해석결과의 시각적(graphic) 처리모듈은 해석프로그램의 활용을 위해 필수적인 요소이다.

일반적 골조프레임 형식의 구조물은 구조물 모델링(modeling)과정이 스페이스 프레임이나 막구조 등 대공간구조시스템의 구조물보다 단순한 경우가 대부분이다. 따라서 구조물 모델링 과정이 대공간구조시스템을 연구하는데 있어 하나의 필수적 목적이 되기도 한다. 구조물설계를 위해서 설계자가 원하는 형상의 구조물을 결정하다는 개념은 FORMEX라는 하나의 이론으로 정립이 되기도 하였다.

형상을 만드는 방법은 무한히 많은 경우의 수를 가지고 있다. 왜냐하면, 구조물 형상자체가 설계자의 의도에 의해 어떤 형상이라도 가능하기 때문이다. 따라서 본 연구에서는 이러한 구조물 형상결정방법에 대한 체계적 이론적 접근 방법을 제시하고, 제시된 이론과 방법 및 개발된 프로그램에 의해 제시된 이론의 적용성을 검토하고자 한다. 실제로 본 연구 과정의 일환으로 대구실내체육관 지붕구조

시스템과, 인천과 광주의 월드컵경기용 경기장의 지붕구조시스템 계획안에 본 연구의 연구 성과물이 적용되고 있다. 따라서 본 연구의 성과물과 실제적 사례에 대한 경험을 토대로 대공간 구조시스템에 대한 전반적 기술력을 독자적 능력에 의해 개발될 것으로 사료된다.

(2) 제 1 형상결정원리

(가) 부재연결방식에 따른 형상결정

구조물 형상결정은 절점좌표와 부재연결상태를 패턴(pattern)이나 그룹(group)으로 분류하고, 이것을 새로운 형태로 조합하는 과정이다.

특정 좌표공간상의 절점에 이름을 부여하고 절점들을 서로 연결한다면, 연결상태는 무수히 많은 종류가 있게 된다. 각각의 부재연결 방법을 모든 절점을 연결하여 만든 전체부재 연결상태에 대한 부분집합으로 생각할 때, 각각의 부분집합들의 결합에 의해 다양한 구조물형상을 얻을 수 있다. 그림 3.2.1에서 예시하듯이, (a)는 좌표공간을 나타내고 있다.

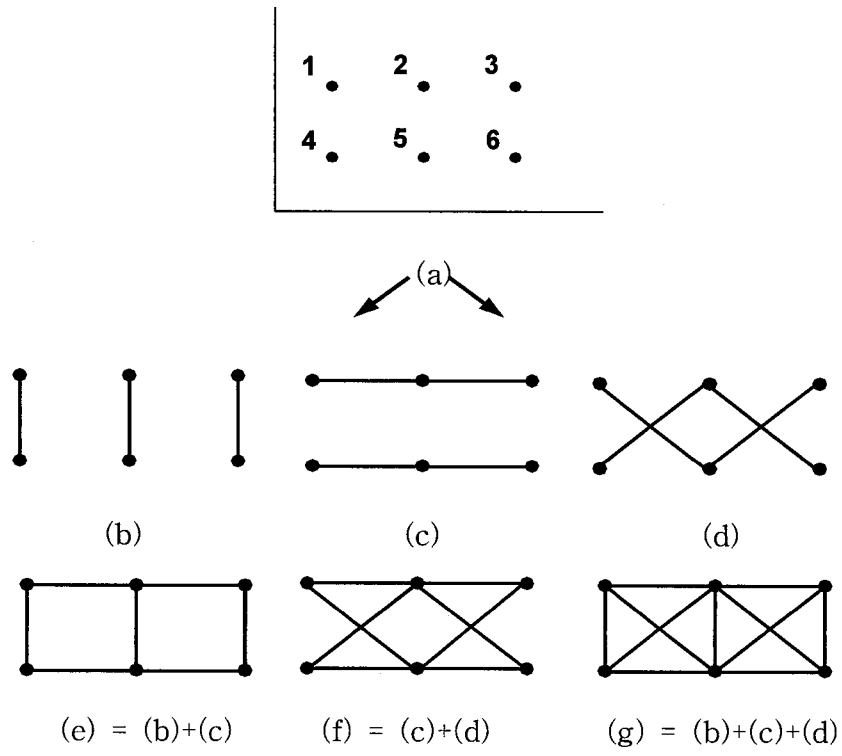


그림 3.2.1 부재연결방식에 따른 형상결정

그림 3.2.1 (a)의 좌표공간상에 절점 1, 2, 3, 4, 5, 6 이 있다면, 각 절점들은 서로 다른 특정좌표를 가지고 있다. 이 절점들을 연결한 상태인 (b), (c), (d), (e), (f), (g)등은 모든 연결 가능한 상태의 한 예를 나타내며, 각각의 부재 연결상태는 하나의 부재 연결집합으로 생각할 수 있다. 그림 3.2.1과 같이 서로 다른 두 점간의 연결을 하나의 부재라고 생각할 때, 절점 연결상태의 조합에 의해 또 다른 하나의 절점 연결상태를 만들 수 있다. 부재연결집합 (e)는 집합 (a)와 집합 (b)의 조합이다. 식으로 간단히 나타내면 다음과 같다.

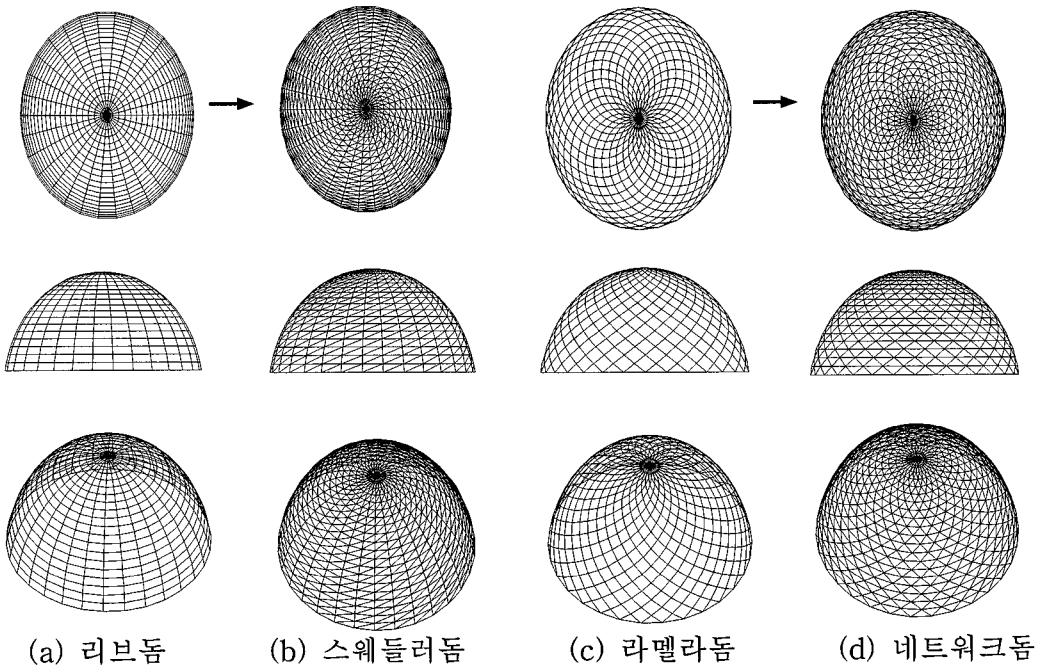
$$(e)=(b)+(c)$$
$$(f)=(c)+(d)$$
$$(g)=(b)+(c)+(d)$$

여기서, 절점 연결상태의 조합이 하나의 구조물로서 그 의미를 갖기 위해서는 다음의 두 가지 조건을 만족해야 한다.

첫째, 부재연결이 중복되어서는 안 되며,

둘째, 한 절점은 한 번 이상 부재 연결상태를 가져야 한다는 것이다.

(나) 제1 형상결정원리에 의한 구조물형상결정의 예.



(a) 리브돔 (b) 스웨들러돔 (c) 라멜라돔 (d) 네트워크돔

그림 3.2.2 돔의 기본형상

돔은 그 형상이 반지름방향(radius-direction)반복회수, NFRAD과 원주방향(θ-direction)반복회수, NFTHETA에 의해 결정된다. 그림 3.2.2는 가장 일반적인 돔의 형상을 보여 준다. 여기에서 화살표 방향은 돔형상의 변형과정을 나타낸다. 스웨들러돔(schwedler dome)(그림3.2.2(b))은 리브돔(rib dome)(그림 3.2.2(a))의 형상에서 발전되는데, 리브돔에서 절점의 이동이나 증가 없이 가세(brace)만 더 해주면 스웨들러돔 형상이 된다. 마찬가지로 네트워크돔(network dome)(그림 3.2.2(d))은 라멜라돔(lamella dome)에서부터 발전되는데, 네트워크돔의 경우는 라멜라돔에서 원주방향으로 부재를 부가하여 얻을 수 있다. 따라서 그림 3.2.2의 돔은 형상결정방법이 거의 유사한 돔의 형상이다. 따라서 리브돔의 형상결정방법이 결정되면, 스웨들러돔의 형상도 부재의 증가에 의해 쉽게 만들 수 있고, 마찬가지로 라멜라돔에서 네트워크돔으로 쉽게 형상변화가 가능하게 된다.

그림 3.2.2의 돔은 그 형상이 간단하여 기본적 돔의 형상으로 인식된다. 따라서 그만큼 형상이 간단하여 형상결정프로그램의 작성이 간단함을 알 수 있다. 그러나 형상결정방법이 간단한 만큼 구조물형상자체에 단점도 있는데, 위의 그림 3.2.2의 구조물들은 중심부에서 부재가 밀집되어있다는 점과 외부로 나아갈수록 부재길이가 증가한다는 점이 있다. 이러한 단점에도 불구하고, 그림 3.2.2의 돔의 형상은 형상조합에 의한 구조물형상결정 시 기본적 형상으로 사용된다.

(3) 제 2 형상결정 기본원리

(가) 절점이동에 의한 형상결정

그림 3.2.3은 절점연결 상태가 변하지 않는 상태에서 절점의 이동(translation, rotation)만으로 구조물 형상이 변하는 것을 보여준다. 즉 부재연결 상태집합 (a)를 복사하여 (b), (c)를 만들고 각각의 절점을 어떤 특정 함수에 의해 변화시켜 준다면, (b), (c)는 또 다른 구조물의 형상을 갖게 된다. 이러한 과정을 프로그램화시킬 경우 절점번호와 부재번호의 관계를 합리적으로 정해주어야만 구조해석 시 발생할 수 있는 강성매트릭스의 대각행렬폭(bandwidth)의 증가를 막을 수 있다. 따라서 구조해석상의 효율성의 문제와 연관되는 절점번호의 결정은 중요한 고려사항이 된다.

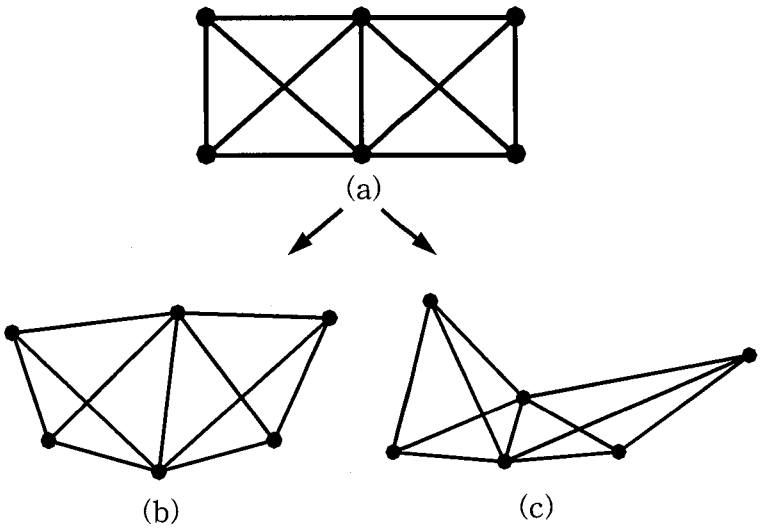
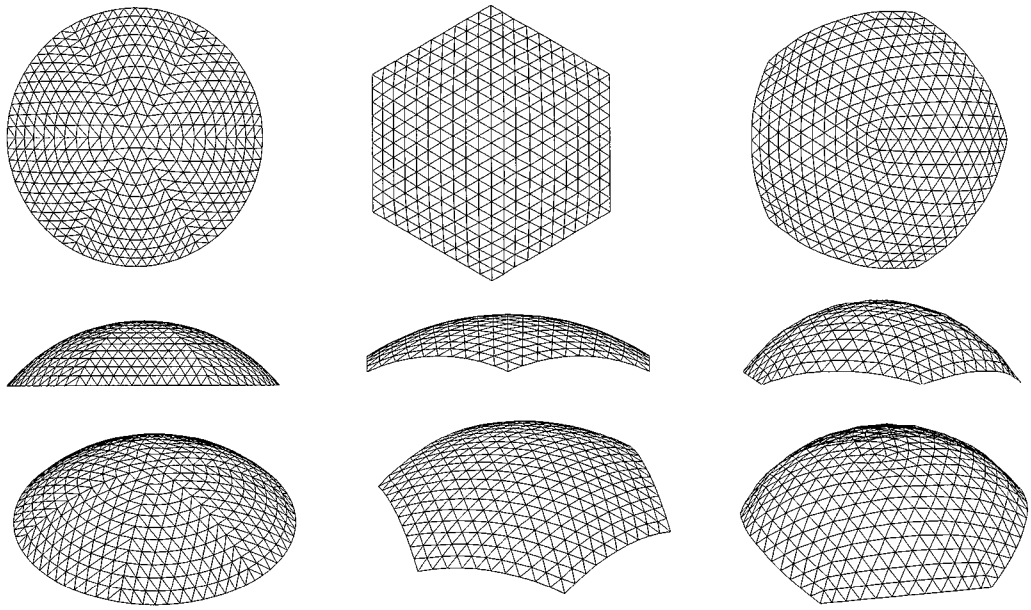


그림 3.2.3 절점이동에 의한 구조물형상결정

(나) 제 2 형상결정 기본원리에 의한 형상결정의 예



(a) 패러렐 라멜라돔 (b) 3-방향 그리드돔 (c) 1/4 지오데식돔

그림 3.2.4 삼각형 단위돔

그림 3.2.4는 기하학적으로 복잡한 형상을 가진 구형돔의 표면을 삼각형 형태로 나눈 형상을 보여주고 있다. 비록 네트워크돔도 삼각형 요소로 이루어졌지만, 그림 3.2.2(d)에서와 같이 네트워크돔의 중앙부는 부재가 밀집되어있다는 점이 그림 3.2.4의 돔과 상이한 점이다. 그림 3.2.4의 3가지 돔은 같은 부재연결방식을

가지고 있다. 비록 그림 3.2.4(c)의 1/4 지오데식돔(geodesic dome)은 중심부가 5분할 되어있지만, 기본적 연결방법은 동일하다. 그림 3.2.4(a)의 패러렐 라멜라돔(parallel lamella dome)은 중심을 6분할한 형상이고, 그림 3.2.4(b)는 3방향 그리드돔(3-way grid dome)의 형상인데, 경계부분을 원형으로 처리하기 위한 부재를 더해주는 형상결정과정을 통해 발전된 형상을 얻을 수 있다.

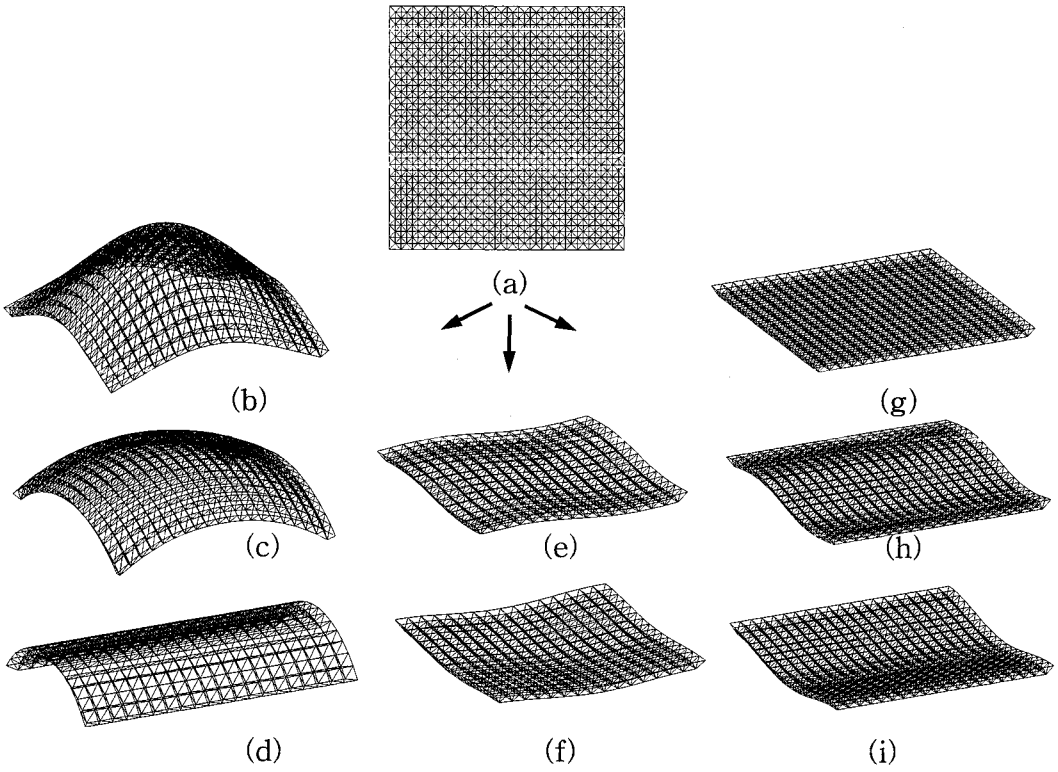


그림 3.2.5 복층평판의 형상변화

그림 3.2.5(a)는 복층평판의 평면이고 (g)는 (a)의 아이소메트릭이다. (d)는 볼트(vault)의 형상을 보여주고 있는데, 볼트도 역시 복층평판과 같은 부재연결상태에서 출발한다. (b)와 (c)는 2방향돔(2-way grid dome)의 형상이다. 이러한 형상도 마찬가지로 복층평판을 이용하여 만들 수 있다. (e), (f), (h), (i)는 복층평판에 이중 곡률을 주었을 때의 형상이다. 위의 형상은 좌표공간을 직교좌표계로 보았을 때, x축과 y축의 반복회수에 의해 결정된다. 예를 들면 x축으로의 반복회수(number of x-axis frequency, NFX)를 20, Y축으로의 반복회수(number of y-axis frequency, NFY)를 1로 주면 아래의 그림 3.2.6과 같은 형상을 얻을 수 있다. 절점의 위치를 결정하는 함수는 각각의 모델마다 다르므로 자신이 원하는

모델을 얻기 위해서는 각 모델에 대한 기하학적 변수를 지정해 주어야 한다. 복층평판의 경우, 단위요소의 x축, y축의 거리와 두께를 지정하여 주면 되고, 원주좌표계를 따르는 볼트, 돔의 경우는 반개각(half open angle)과 곡률반경(radius)의 지정에 의해 그 형상이 결정된다.

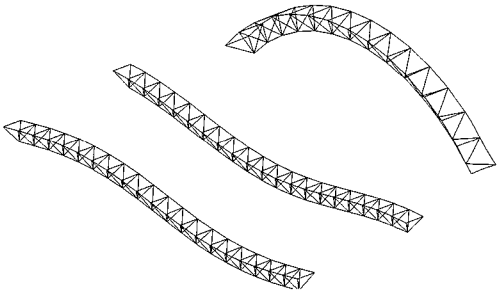


그림 3.2.6 복층구조의 단위모델

그림 3.2.6은 위 그림 3.2.5 구조물의 단위형상이다. 그림에서 알 수 있듯이 이러한 단위구조물 자체도 독립적으로 하나의 구조형상으로 쓰일 수 있게 된다. 따라서 전체구조물의 형상은 이러한 단위구조의 연속된 조합에 의해 실현된다.

(4) 조합에 의한 형상결정

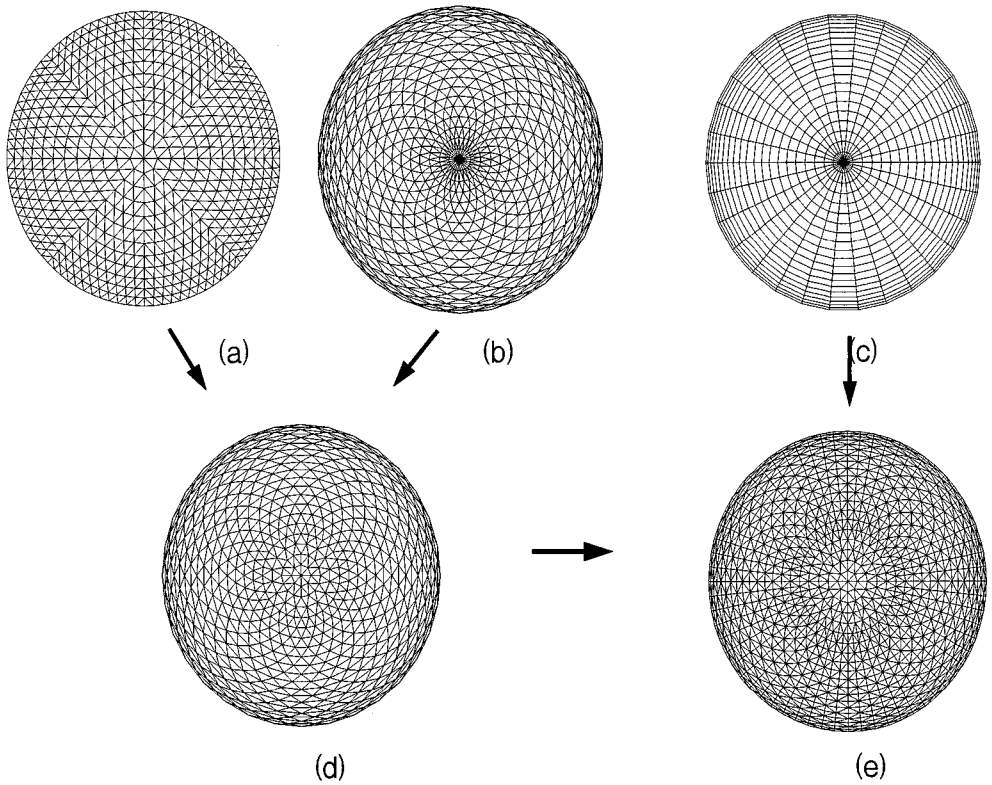
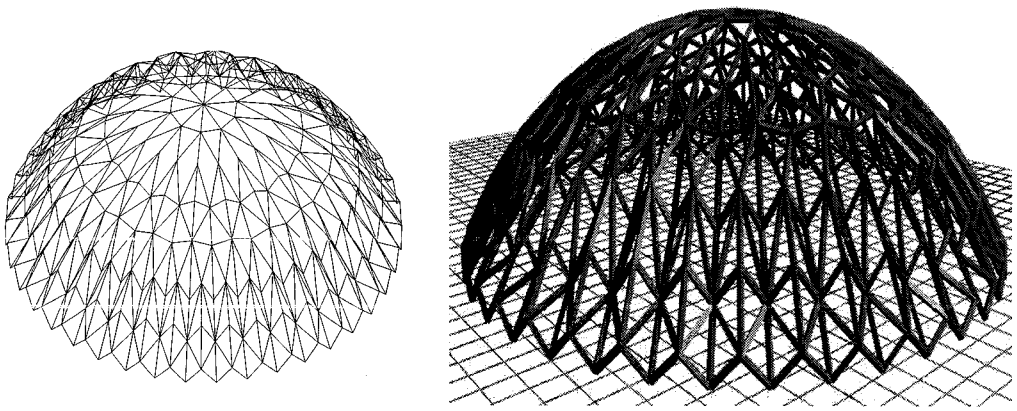


그림 3.2.7 형태조합에 의한 단층돔 형상결정

그림 3.2.7은 단층돔의 형상조합에 의해 또 다른 형상의 단층돔을 만드는 과정

을 보여준다. 위와 같은 방법은 절점의 이동이나 부재의 증가에 의해 형상이나 형태를 변화시켰던 앞의 방법과 다른 방법인데, 그림 3.2.8의 과정을 올바르게 수행하기 위해서는, 조합하려는 돔형상의 절점 및 부재연결방식을 면밀히 검토한 후, 각각의 형태가 접합되는 부분의 형상에 대한 합리적인 고려가 필요하다. 그림 3.2.8는 그림 3.2.7(e)의 부재연결방식에 의해 만들어진 단층돔 형상인데, 그림 3.2.8(a)는 그림 3.2.7(e)의 절점좌표방식을 변형하여 만들어진 형상이고, 그림 3.2.8(b)는 그림 3.2.8(a)의 렌더링된 이미지이다.



(a) (b)

그림 3.2.8 그림7 (e)의 형상과 렌더링 이미지

그림 3.2.9는 위에서 설명한 형상조합의 원리에 의해 만들어진 지붕형상이다. 패러렐 라멜라 복층돔과 볼트를 조합한 형상인데, 이러한 형상은 지붕구조로 널리 적용 가능한 형상이다. 이와 같이 형상조합은 무수히 많은 형상패턴을 만들 수 있는데, 형상조합의 기본요소로 위에서 보인 형상들이 쓰이고 있다.

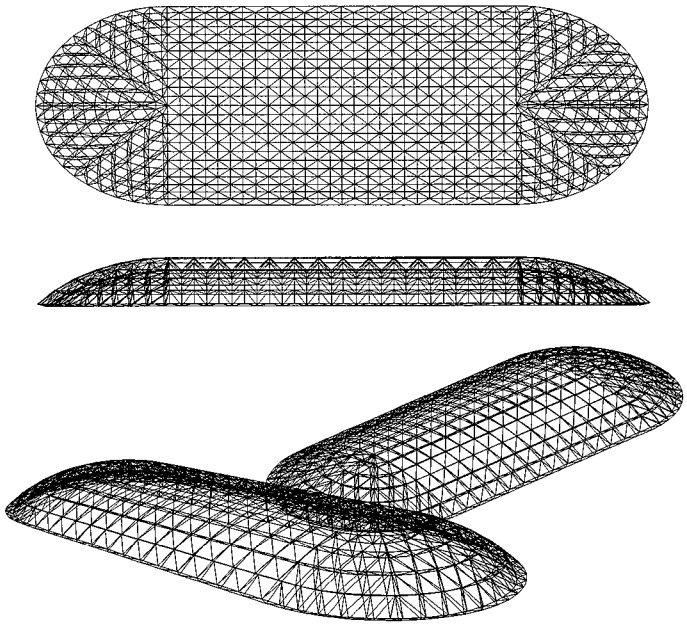


그림 3.2.9 형상조합에 의한 복층지붕형상

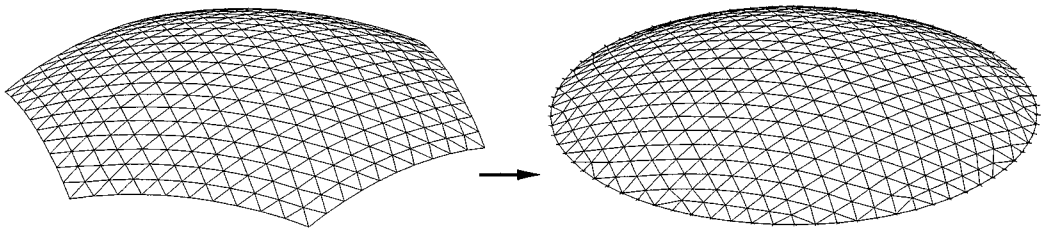


그림 3.2.10 형상조합에 의한 지붕구조물 결정 예

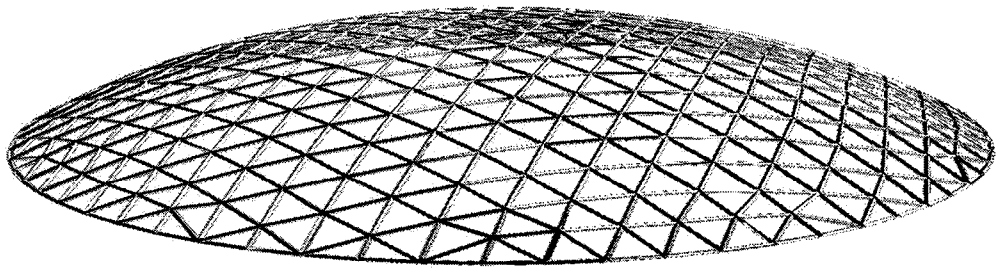


그림 3.2.11 그림 3.2.10의 랜더링된 이미지

구조물의 형상이라는 것은 설계자의 의도에 따라 결정되기 때문에, 규칙적인 형태보다는 불규칙한 형상을 결정해주어야 하는 경우가 더 많다.

위 그림 3.2.10의 형상결정과정은 단층래티스돔의 형상결정과정의 일례를 보여준다. 그림에서 알 수 있듯이 단층 6분할 그리드돔은 경계면의 부재연결상태가

원형이 아니기 때문에 경계부의 부재연결 상태를 원형으로 만들어주어야 하는 형상결정과정이 필요하다. 이러한 과정의 일환으로, 그림 3.2.10과 같은 형상결정방법에 의해 지붕형상을 결정해주면 그림 3.2.11에서와 같은 아름다운 형상을 결정할 수 있다. 위 그림 3.2.11는 그림 3.2.10에 형상결정과정을 통해 얻은 형상을 랜더링하여 얻은 형상이다. 실제로 위 그림 3.2.12의 지붕형상은 아래와 같이 대구실내체육관의 지붕형상으로 채택되었다.

따라서 단층래티스돔의 실제적 적용을 위해서는 단위부재의 연결상태를 얼마만큼 실제 구조물에 적용시킬 수 있는지의 여부에 따라 그 형상의 우수성이 결정된다고 볼 수 있다.

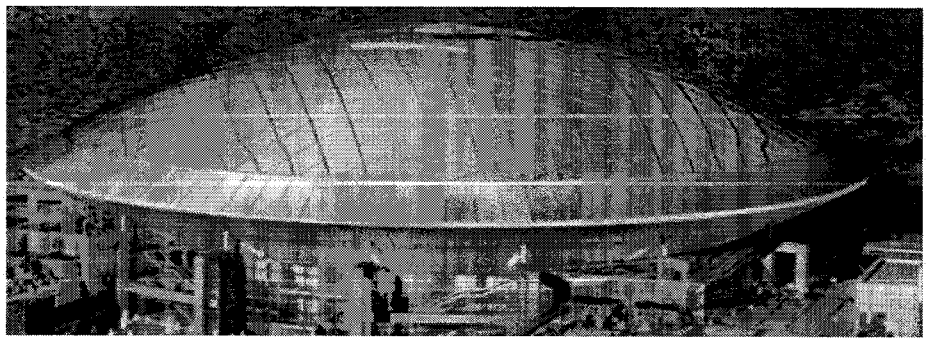


그림 3.2.12 대구실내체육관 계획안

(5) 복층돔의 형상결정

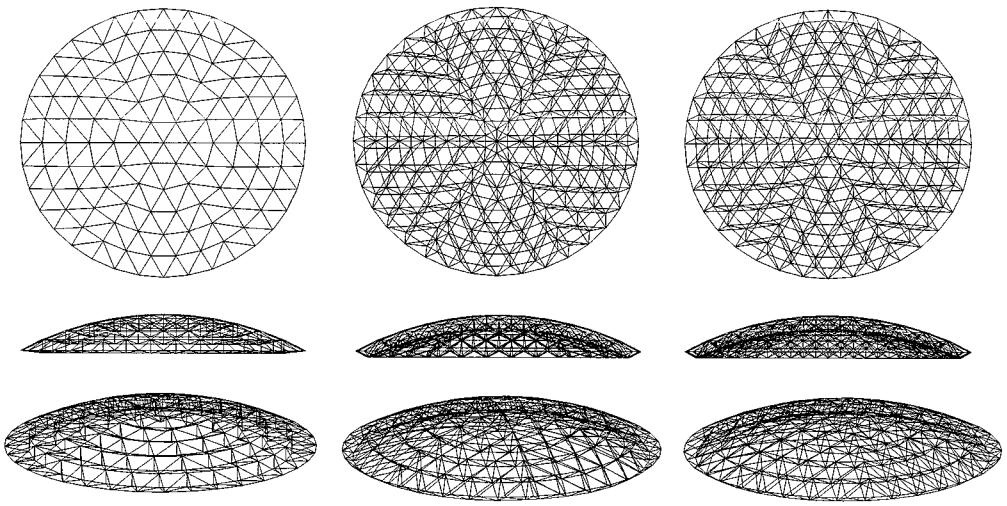


그림 3.2.13 복층돔의 형상결정 예

위 그림 3.2.13은 복층돔의 형상결정 예를 보여주고 있다. 위 그림에서 알 수 있듯이 이러한 복층돔의 형상은 단층돔의 형상에서부터 얻을 수 있다. 왜냐하면, 단층돔을 복층으로 확장한 것이 복층돔이기 때문이다. 일반적으로 복층돔은 단층돔의 형상에 비해 복잡하지만, 그 구조적 거동은 단층돔에 비해 명확한 경우가 대부분이다. 복층돔의 형상은 역시 설계자의 의도에 따라 결정되는데, 단층돔에서 위와 같은 여러 가지형상의 복층돔을 얻을 수 있다. 부재를 어떻게 연결시키느냐에 따라 복층돔의 형상이 결정된다. 복층돔의 형상은 실제로 여러 구조물의 지붕형상으로 사용된다.

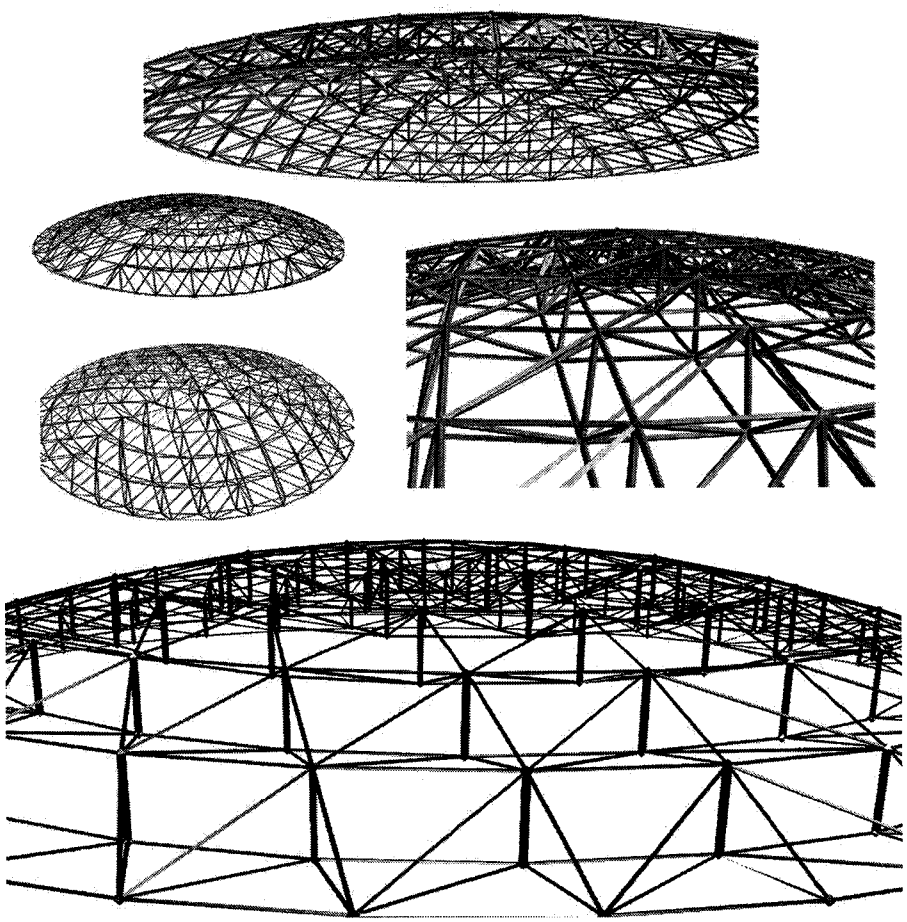


그림 3.2.14 복층돔의 랜더링된 이미지

위 그림은 그림 3.2.13(b)의 구조물의 형상을 그래픽처리하여 랜더링한 이미지이다. 위 그림 3.2.14에서 알 수 있듯이 복층돔의 형상은 구조적으로 매우 아름다운 형상을 얻을 수 있다.

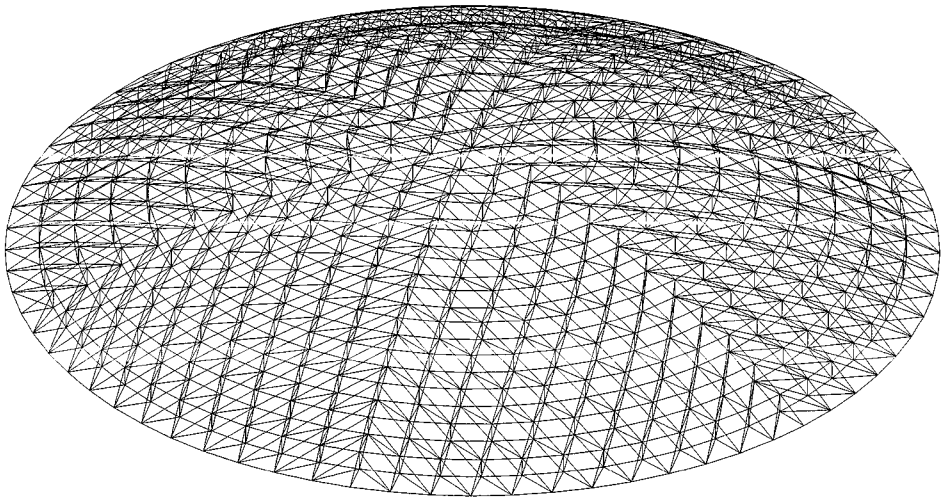


그림 3.2.15 장스팬 복층돔의 형상

아래 그림 3.2.16은 부산돔의 지붕구조시스템 초기형상이다. 부산돔의 지붕구조는 케이블-트러스 복합구조인 케이블돔의 구조시스템을 택하고 있다. 아래 그림에서와 같이, 수직부재는 트러스로 되어있고, 수직부재를 연결하는 케이블이 트러스를 지탱하여 구조적 안정성을 유지하고 있다.

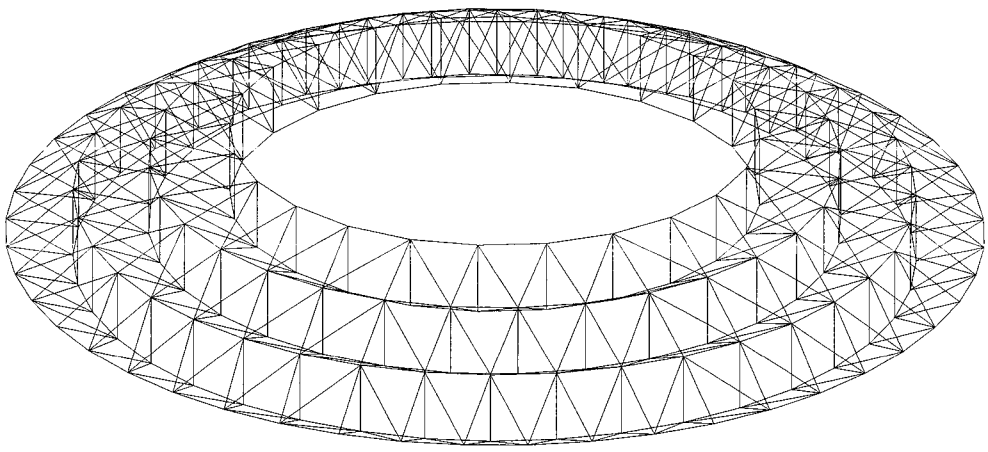


그림 3.2.16 부산돔의 형상결정

부산돔의 형상은 아래 그림과 같이 그림 3.2.13(a)의 모델을 변형하여 얻을 수 있다. 그림 3.2.13(a)의 구조시스템은 6각형모양으로 분할하였는데, 부산돔에서는 8분할하여 구조물의 형상을 이루고 있다. 아래 그림과 같이 중앙부를 없애고, 중앙부를 다른 구조체로 대체하면 개폐식돔으로 구조시스템을 이룰 수 있다.

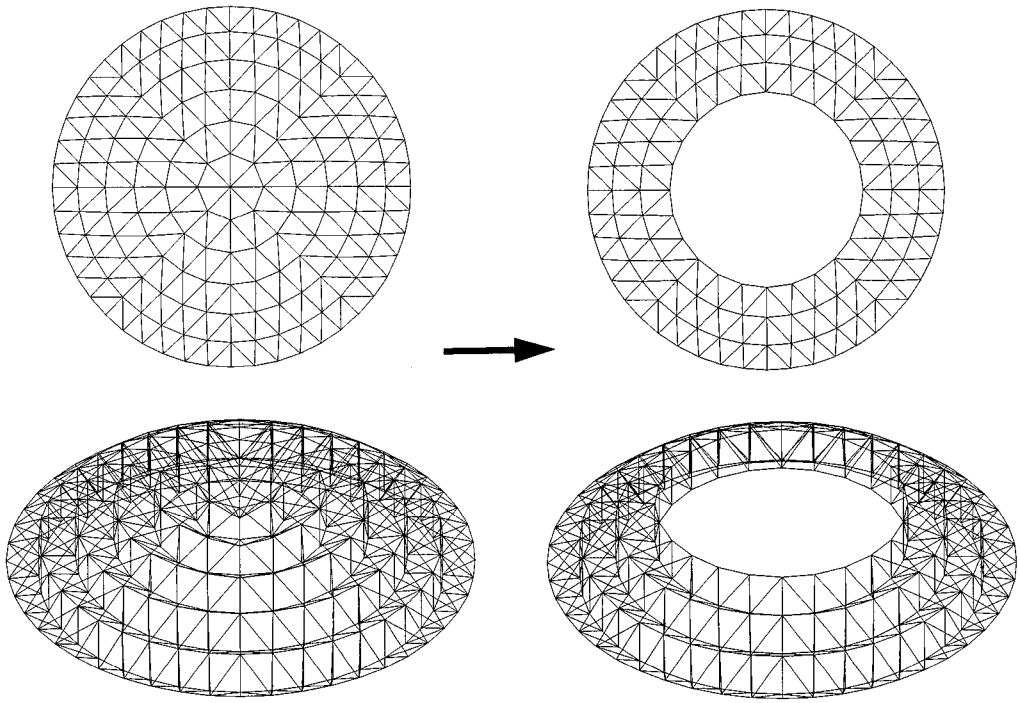


그림 3.2.17 부산돔의 형상결정과정

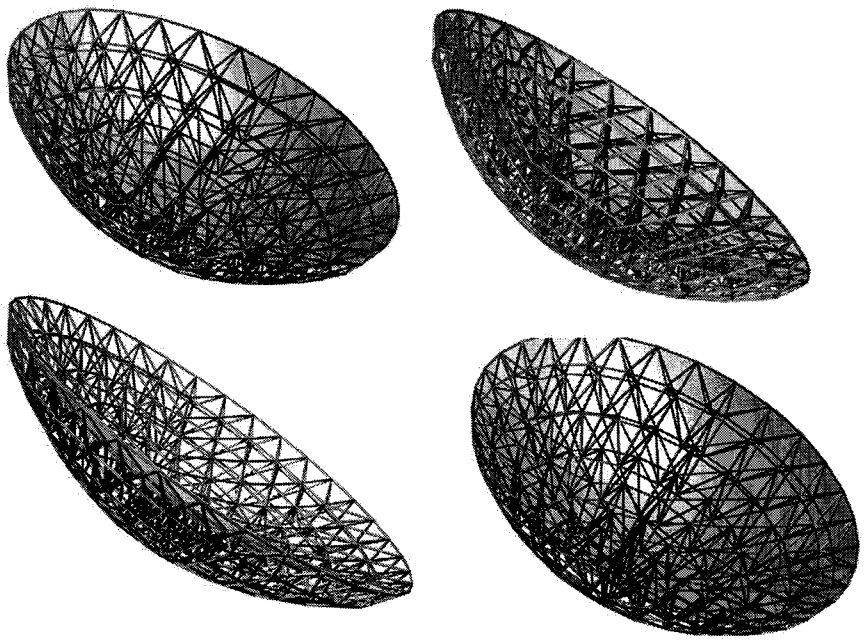


그림 3.2.18 복층돔의 형상을 이용한 기지국안테나의 형상결정

위 그림 3.2.18은 복층돔의 형상을 응용하여 위성수신안테나의 형상을 결정한 예를 보여준다. 위 그림에서 알 수 있듯이, 위성수신 안테나의 중요부는 안테나의

안쪽이고, 이것은 일반적인 건축에서 쓰이는 돔의 형상결정이 돔의 외부에 맞추어 있는 것과 반대가 된다. 따라서 복층돔의 내부 레이어(layer)를 바깥쪽으로 빼내면, 위와 같은 형상을 얻을 수 있다.

(6) 케이블 돔의 형상결정

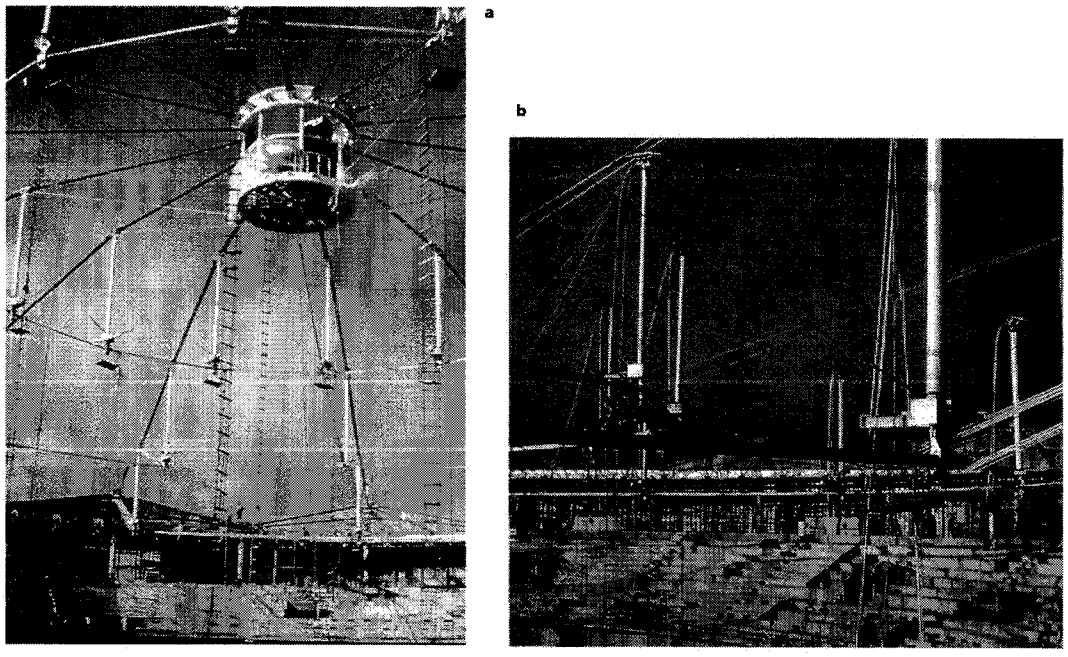


그림 3.2.19 서울올림픽 체조경기장

위 그림은 최초의 케이블 돔인 서울올림픽 체조경기장의 시공과정을 보여준다. 케이블돔은 D. Geiger가 서울올림픽체조경기장에서 최초로 제안한 구조형식으로 미국의 Sun Coast Dome, Goergia Dome, 일본의 Amagi Dome은 이후 만들어진 케이블돔이다. 케이블돔은 그 구조 형식상 압축부재인 포스트와 인장부재인 케이블이 조화롭게 연결된 일종의 텐세그리티 구조시스템의 한 종류라고 볼 수 있으며, 자중이 가벼운 케이블과 포스트로 되어있기 때문에 closed system 장스팬구조물로 적당한 구조시스템이다.

이러한 케이블돔은 인장부재인 케이블에는 항상 인장력만이 작용하도록 시공중에 초기장력을 도입하여야하며, 케이블 돔의 초기장력 도입과정을 다음과 같은 과정에 의해 도시할 수 있다. 케이블돔의 초기장력 결정문제는 케이블돔에서 가장 핵심적인 사항으로, 초기장력의 도입으로 케이블돔에 구조적 안정성을 부여할 수 있다.

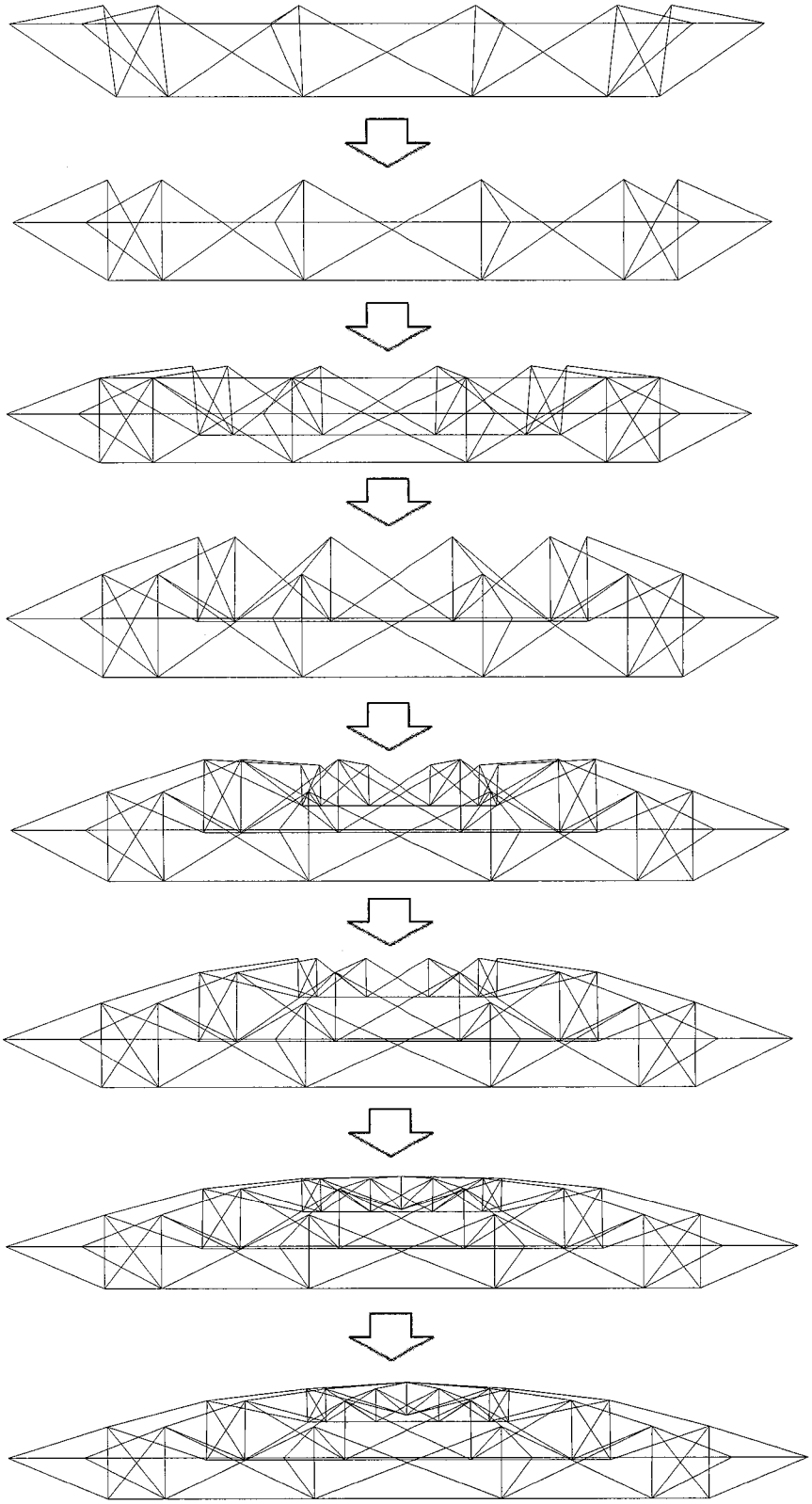


그림 3.2.20 케이블돔의 장력도입과정과 형상결정과정

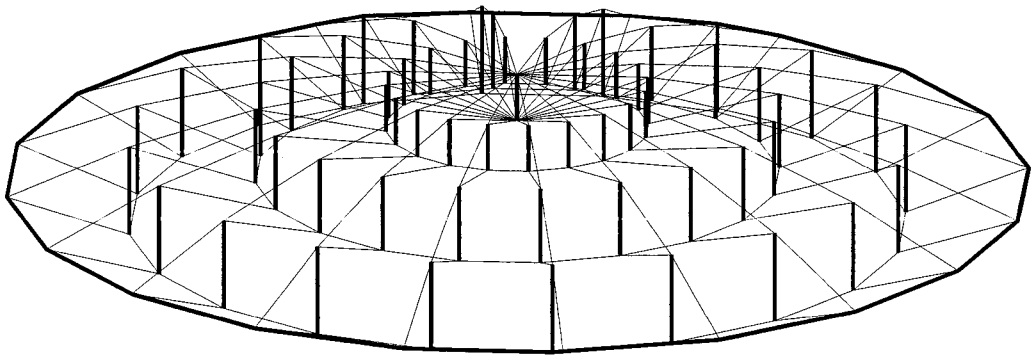


그림 3.2.21 케이블돔의 형상

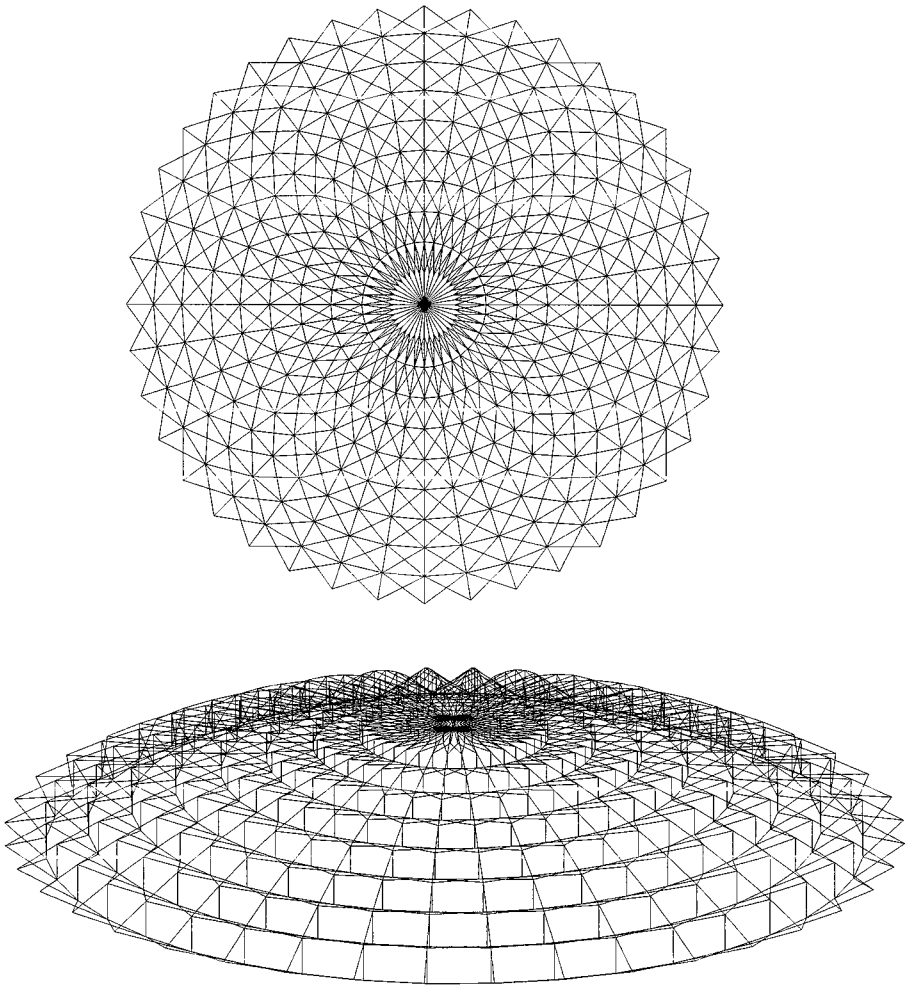


그림 3.2.22 케이블돔 형식에 의한 장스펜 구조물 계획안

(7) 텐세그리티

"tensile integrity"의 합성어인 텐세그리티(Tensegrity)는 R. Buckminster Fuller에 의해 만들어진 용어이다. 텐세그리티 구조시스템은 힘의 흐름을 인장력으로 자연스럽게 흐르도록 하기위한 구조적 대안이다. 따라서 압축부재는 연속적인 인장케이블에 의해 다음 압축부재와 연결된다. 텐세그리티는 압축부재끼리의 연결을 가능한 줄이면서, 이러한 연결흐름을 인장케이블에 의해 실현시키려는 목적을 가지고 있다. 따라서 인장케이블에 압축력이 발생하는 불안정상태를 방지하기 위한 구조적 메커니즘이 선행되어야 한다.

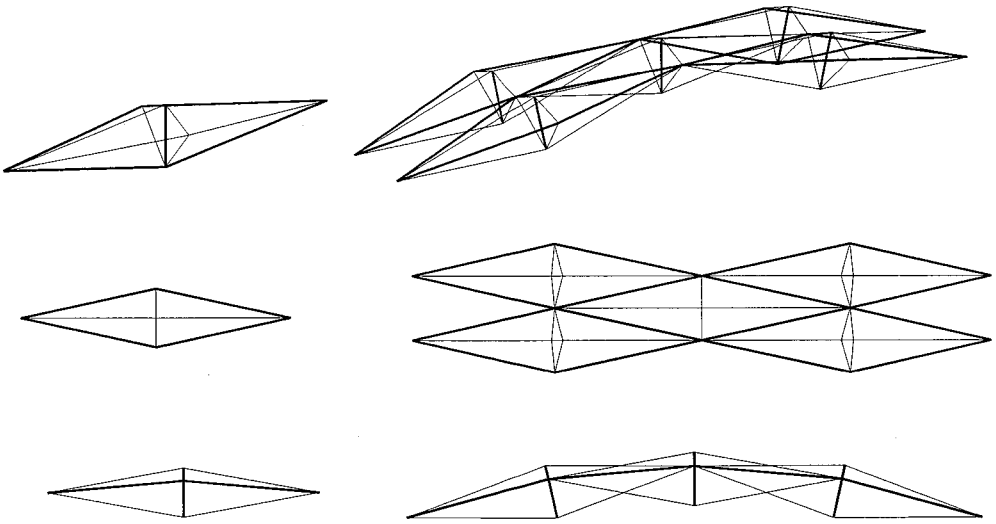


그림 3.2.23 단위 텐세그리티

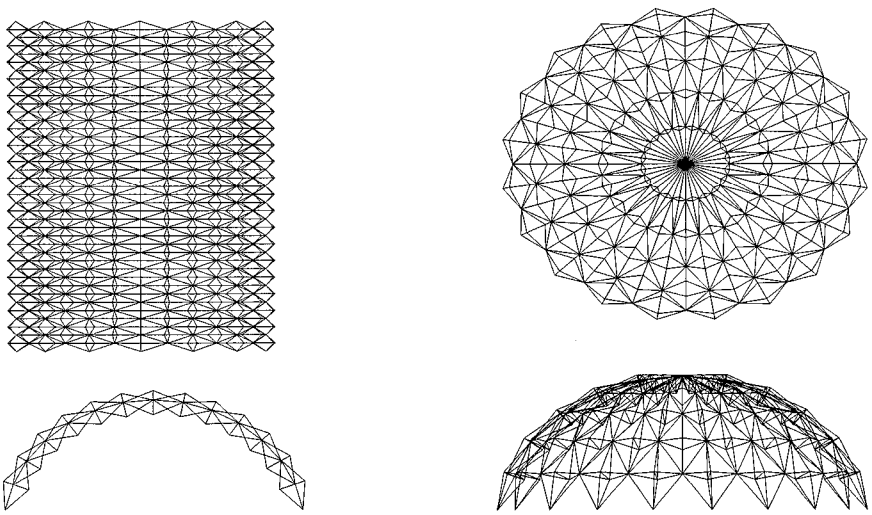


그림 3.2.24 텐세그리티 돔과 볼트

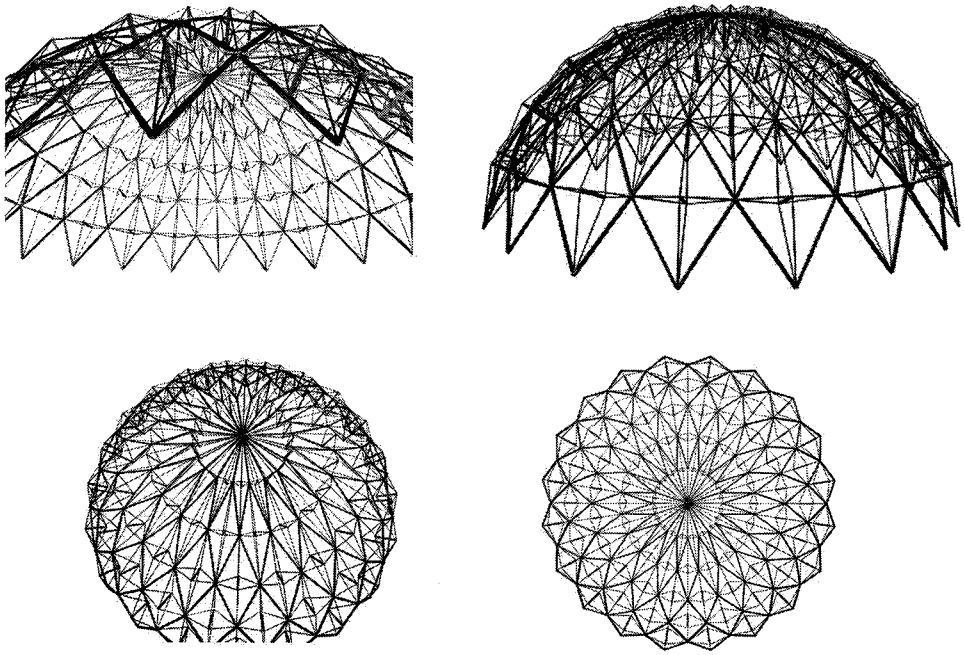


그림 3.2.25 텐세그리티 돔의 이미지

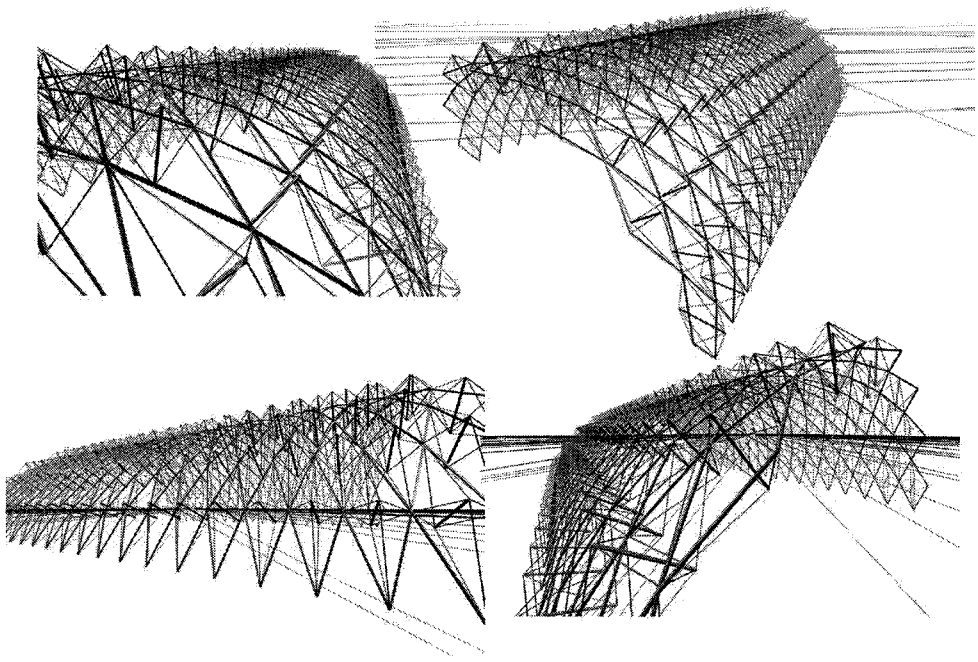


그림 3.2.26 텐세그리티 볼트의 이미지

2. 세우기(erection) 과정 해석기법

(1) 옥천연수원 지붕구조에 대한 비선형 좌굴해석기법의 적용

(가) 개 요

일반적으로 구조설계나 구조해석 시 후좌굴해석과 같이 복잡한 비선형 해석은 수행하지 않는다. 그러나 분기좌굴이나 과도한 집중하중에 의한 뜀좌굴과 같은 예기치 못한 붕괴메커니즘이 구조물에 발생할 수 있으므로 보다 진보된 구조설계를 위해서는 전체구조물이나 특정부위에 대한 좌굴해석이 요구된다.

본 연구에서는 이전의 연구를 통해 개발한 비선형 해석법인 동적이완법(dynamic relaxation method)을 이용하여 옥천연수원 지붕구조의 비선형 좌굴해석을 수행하였다. 이를 통하여 일반적인 비선형 해석법인 뉴튼-랩슨법이 가진 극한점 또는 분기점과 같은 특이점에서의 수렴성의 문제를 해결하여 실제 대공간 구조물의 비선형 좌굴해석에 대한 적용성을 평가하였다.

동적이완법은 대변형해석 등 정적 명시적(explicit) 비선형해석법으로 많이 사용되는 해석법으로 Day(1960)에 의해 제안되었고, 그 후 여러 연구자들에 의해 발전되어 왔다. 동적이완법의 가장 큰 특징은 접선강성행렬을 구하지 않고도 비교적 정확하고 빠르게 비선형 평형상태를 찾을 수 있다는 것이다. 접선강성행렬을 구성하지 않아도 되기 때문에 이에 따른 수치해석알고리즘 및 해석프로그램이 간단하고, 유한요소법의 비선형 평형방정식을 수정 없이 그대로 적용할 수 있어 해석결과는 강성행렬을 이용한 해석결과와 정확히 일치한다.

특히 동적이완법을 이용한 불안정해석(한상을, 이경수, 1999), 후좌굴해석(한상을, 이경수, 2006)과 같이 비선형 해석을 수행하는데 있어서 해석적 어려움이 많은 문제에도, 비교적 간단히 평형경로의 평형상태를 쉽게 찾을 수 있다.

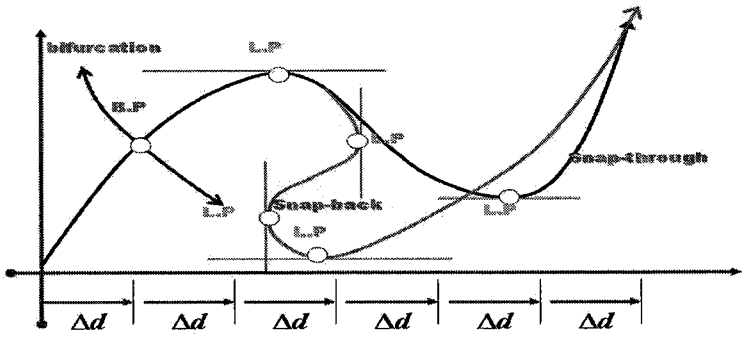


그림 3.2.27 후좌굴상태의 평형경로 탐색

(나) 동적이완법의 정식화

동적이완법은 구조물의 전체 포텐셜에너지를 최소화시키는 수치해석과정을 통해 구조물의 정적 평형상태를 찾는 반복적 비선형 해석기법이다. 시간증분Δt 마다 구조물의 운동 상태를 추적해 나가면서 구조물의 감쇠작용에 의해, 구조물이 정적 평형상태에 도달한다는 원리에서 출발한다.

$$p^t = Ma^t + Cv^t + Kd^t \tag{3.2.1}$$

구조물의 동적 평형방정식은 위 식과 같다. 위 식에서 동적하중 p^t을 정적하중 p로 적용하고, 식을 고쳐 다시 표현하면 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$p - Kd^t = Ma^t + Cv^t \tag{3.2.2}$$

위 식의 왼쪽 항을 t-시간스텝에서 불평형력으로 보고 다시 정리하면 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$r^t = Ma^t + Cv^t \tag{3.2.3}$$

위 식의 불평형력이 0으로 수렴할 때까지 반복계산을 수행하여 변위를 계산하며, 수치해석법으로 유한차분적 벡터반복법을 사용한다. 따라서 변위는 속도에 대한 식으로 아래와 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$\Delta d^{t+\Delta t} = \Delta t v^{t+\frac{\Delta t}{2}} \tag{3.2.4}$$

따라서 구조물의 새로운 좌표계는 식(4)의 증분변위를 이용해 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$X^{t+\Delta t} = X^t + \Delta t v^{t+\frac{\Delta t}{2}} \tag{3.2.5}$$

본 연구의 동적이완법의 수렴을 위한 감쇄는 동적감쇠(kinetic damping)를 사용하였으며, 아래의 그림에 동적감쇠의 개념을 설명하였다.

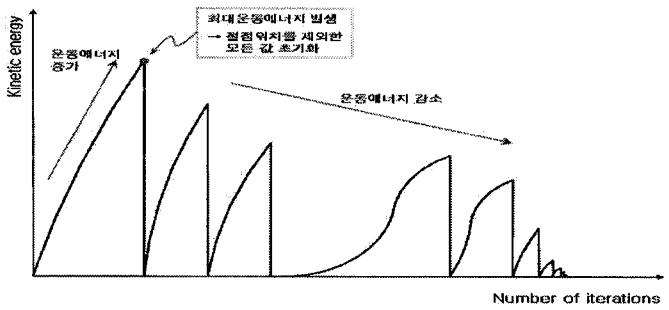


그림 3.2.28 동적감쇄(kinetic damping)에 의한 수렴과정

(다) 옥천연수원의 이미지 및 해석모델

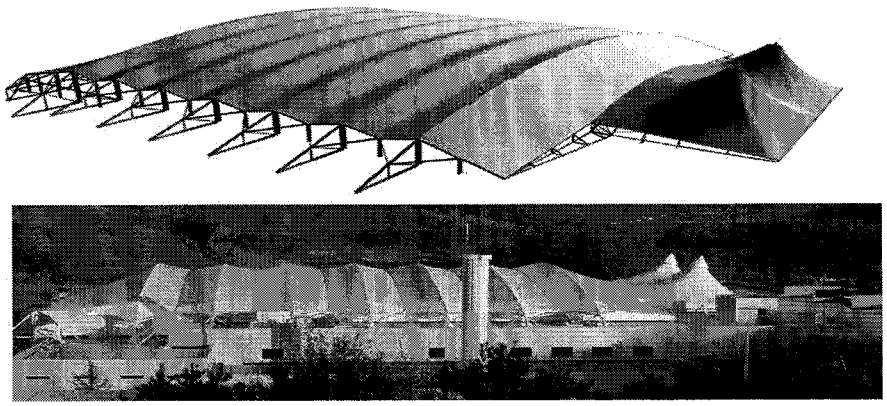


그림 3.2.29 옥천연수원의 이미지 및 완공 후 사진

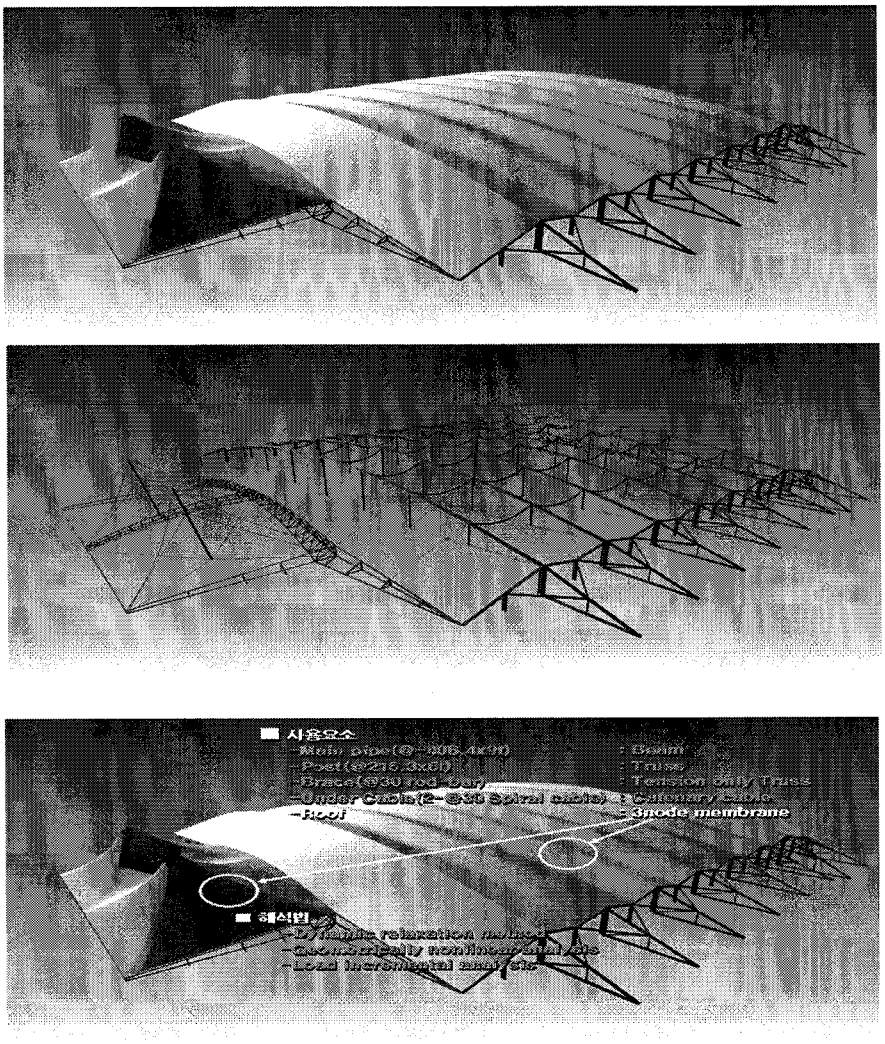


그림 3.2.30 옥천연수원의 구조시스템 개요

옥천연수원의 지붕구조에 대한 시공전 예상이미지 및 완공 후 구조물의 형상을 그림 3.2.29에 나타내었으며, 구조시스템에 대한 개요를 그림 3.2.30에 나타내었다.

그림 3.2.29, 3.2.30에서 알 수 있듯이 옥천연수원은 철골아치트러스와 하단 케이블에 의해 이루어진 하이브리드형 트러스구조시스템이며, 지붕재료는 자중이 가벼우면서 시공이 편리한 막구조시스템을 적용하였다.

본 구조시스템에 대한 비선형 좌굴해석을 수행하기 위한 사용 단면, 재료특성 및 비선형 구조해석기법은 다음과 같다.

• 사용재료

-main pipe(@-406.4x9t)	: beam
-post(@216.3x6t)	: truss
-brace(@30 rod-bar)	: tension only truss
-under cable(2-@30 spiral cable)	: catenary cable
-roof	: 3node membrane

• 해석법 : dynamic relaxation method

-geometrically nonlinear analysis

-load incremental analysis

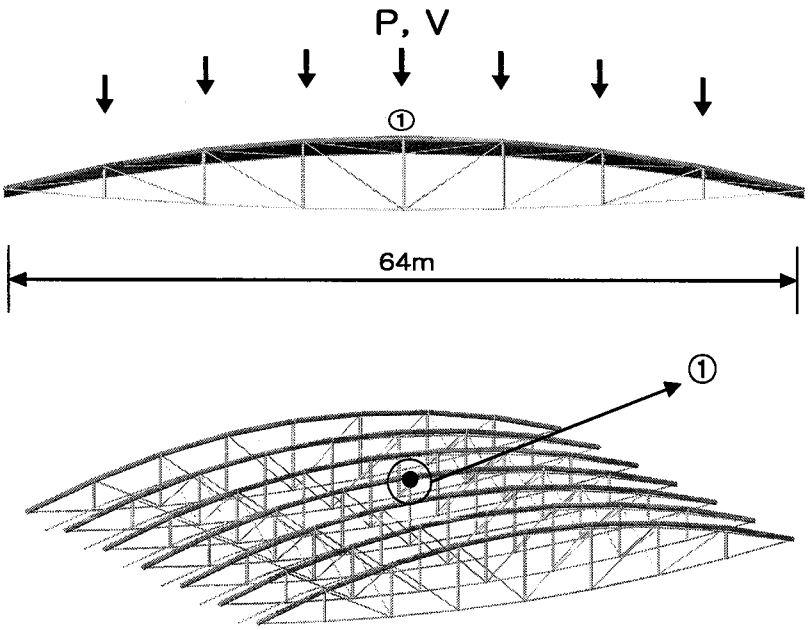


그림 3.2.31 해석모델의 형상

그림 3.2.31은 해석모델 및 하중재하조건을 나타낸 것이다. 그림 3.2.31에서와 같이 철골트러스 상부 절점에 등분하중을 적용하여 구조물이 불안정해지는 좌굴하중을 산정하였다.

(라) 비선형 좌굴해석결과

비선형 해석법인 동적이완법을 이용하여 옥천연수원 지붕구조물에 대한 좌굴해석을 수행하였다. 그림 3.2.32는 하중스텝별 변형형상을 나타낸 것이고, 그림 3.2.33은 해석 전 초기형상과 해석 후 하중스텝 50에서의 변형형상을 나타낸 것이다.

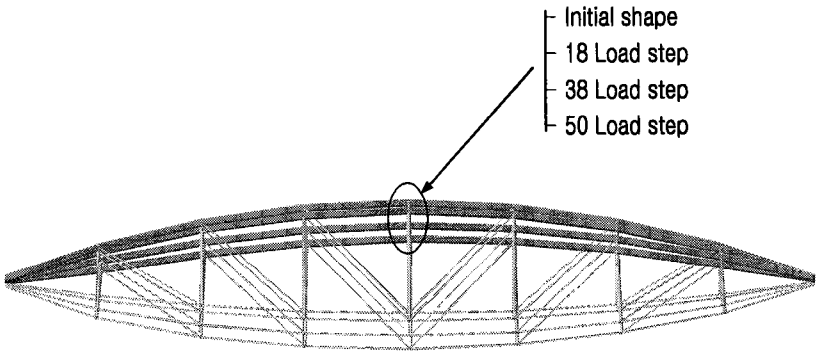


그림 3.2.32 하중스텝별 변형형상

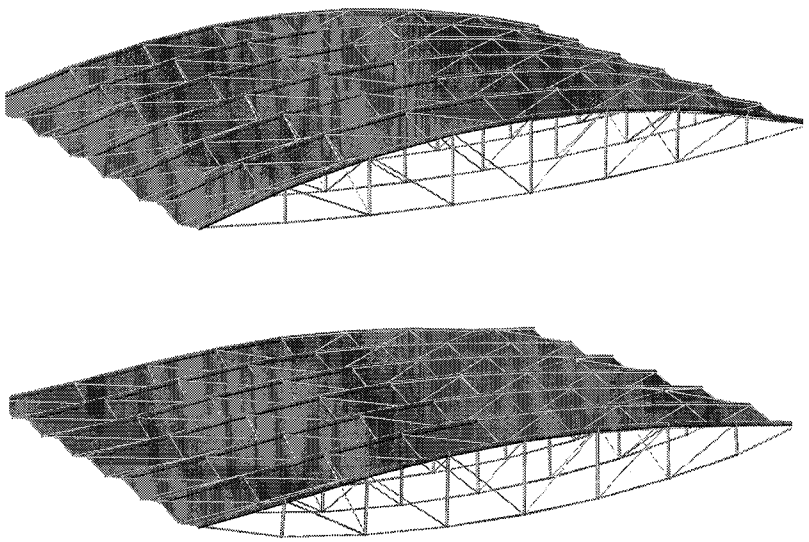


그림 3.2.33 초기형상 및 변형형상

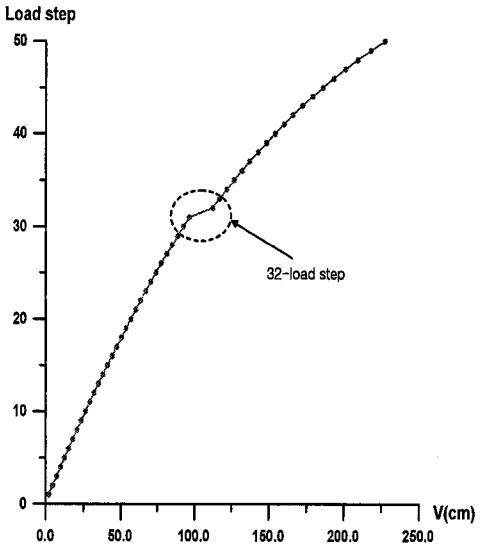


그림 3.2.34 1번 절점의 하중-변위 곡선

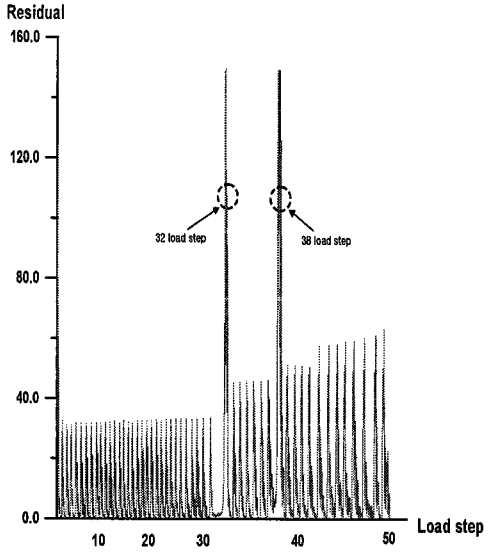


그림 3.2.35 1번 절점의 하중스텝별 불평형력 곡선

그림 3.2.34는 1번 절점의 하중-변위 곡선을 나타내 것으로 하중스텝 32에서 변형이 커진 것을 알 수 있다. 그림 3.2.35는 하중스텝별 불평형력의 수렴과정을 나타낸 것으로 하중스텝 32, 38에서 불평형력이 커지는 것을 알 수 있다. 따라서 그림 3.2.34, 그림 3.2.35를 통해 하중스텝 32, 38의 하중에서 좌굴이 발생하였음을 알 수 있다.

(마) 결 론

비선형 해석법인 동적이완법을 이용하여 트러스, 케이블, 막, 보요소로 이루어진 옥천연수원의 지붕구조에 대한 대변형 해석을 수행함으로써 후좌굴 해석을 수행하였다.

뉴튼-랩슨법과 달리 동적이완법은 강성매트릭스를 만들지 않고도 정확한 비선형 해석을 수행할 수 있었으며, 동적이완법이 주로 인장구조의 해석에 사용되었지만, 본 연구의 검증을 통해 강성구조물의 대변형 해석 및 좌굴, 후좌굴 해석에도 효과적으로 적용 가능함을 알 수 있었다. 특히 강성행렬을 사용하지 않는 동적이완법의 특성상 향후 강성구조물의 좌굴해석에 효율적으로 적용할 수 있을 것으로 사료된다.

(2) 동남권 유통단지 가블럭 중정부 스카이 파라솔 케이블돔의 설계

(가) 개 요

서울시 송파구 장지동일대에 건설 중인 동남권 유통단지 가블럭의 중정부 상부에 설치예정(2008.8월 완공)인 케이블돔 구조시스템인 스카이파라솔의 구조설계 방법 및 과정을 소개한다. 본 프로젝트의 대상구조물인 스카이파라솔은 구조형식상 케이블트러스 복합구조시스템의 케이블돔구조로, 국내에는 서울올림픽 체조경기장, 서울올림픽 펜싱경기장이 케이블돔 구조시스템이다. 케이블돔구조는 압축재인 포스트가 인장재인 케이블에 의해 부재별로 지지되어 전체구조시스템을 형성하며(그림 3.2.36), 구조해석적으로 케이블의 초기장력과 대변위를 고려하기 위한 기하학적 비선형 해석을 수행해야한다.

본 설계에서는 정적하중에 의한 구조해석 및 설계를 위해 건축/토목용 범용 구조해석 및 설계프로그램인 MIDAS/Gen을 사용하였으며, 동적 고유값해석을 수행하여 케이블에 도입되는 최적 초기장력을 결정하였다.

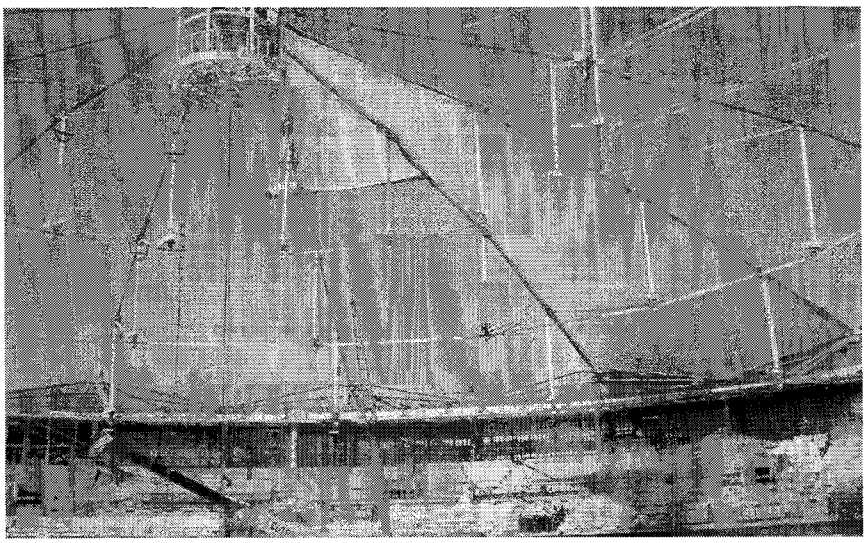


그림 3.2.36 서울올림픽 체조경기장(시공과정)

(나) 설계개요 및 구조해석 방법

본 해석 및 설계대상 구조물인 스카이파라솔은 케이블돔과 같은 구조적거동특성을 나타내기 때문에, 케이블에 도입되는 초기장력과 대변위에 따른 기하학적 비선형해석을 수행해야한다. 그 동안 국내에서는 케이블돔의 구조해석을 위한 해석프로그램으로 국내 대학연구실에서 개발한 APHYSS, NASS, LARSH 등이

있고, 국외 범용 구조해석프로그램으로 LARSA, ADINA 등이 있으며, 그 외에 국내외 전문기업에서 개발한 MCM, EASY, FORTEN 등의 프로그램을 이용하여 구조해석을 수행 할 수 있는 것으로 알려졌는데, 각각의 구조해석 프로그램에 대한 정확한 사용을 위해서는 각각의 프로그램에 적용된 이론에 대한 정확한 이해가 우선되어야 할 것으로 사료된다.

본 프로젝트는 국내에서 개발하여 널리 사용되고 있는 MIDAS의 기하학적 비선형해석기능과 설계기능을 이용하여 해석 및 설계를 수행하였으며, 구조해석의 전단계로 검증예제 테스트를 수행하여 프로그램에 대한 정확성을 검증하였다.

본 프로젝트와 같은 케이블돔은 무지주 대공간 구조이지만, 케이블이라는 사용재료의 특성상 강성이 크고, 부재가 경량이기 때문에 주기가 짧은 지진보다는 주기가 비교적 긴 바람의 영향이 보다 크게 영향을 미친다고 볼 수 있다.

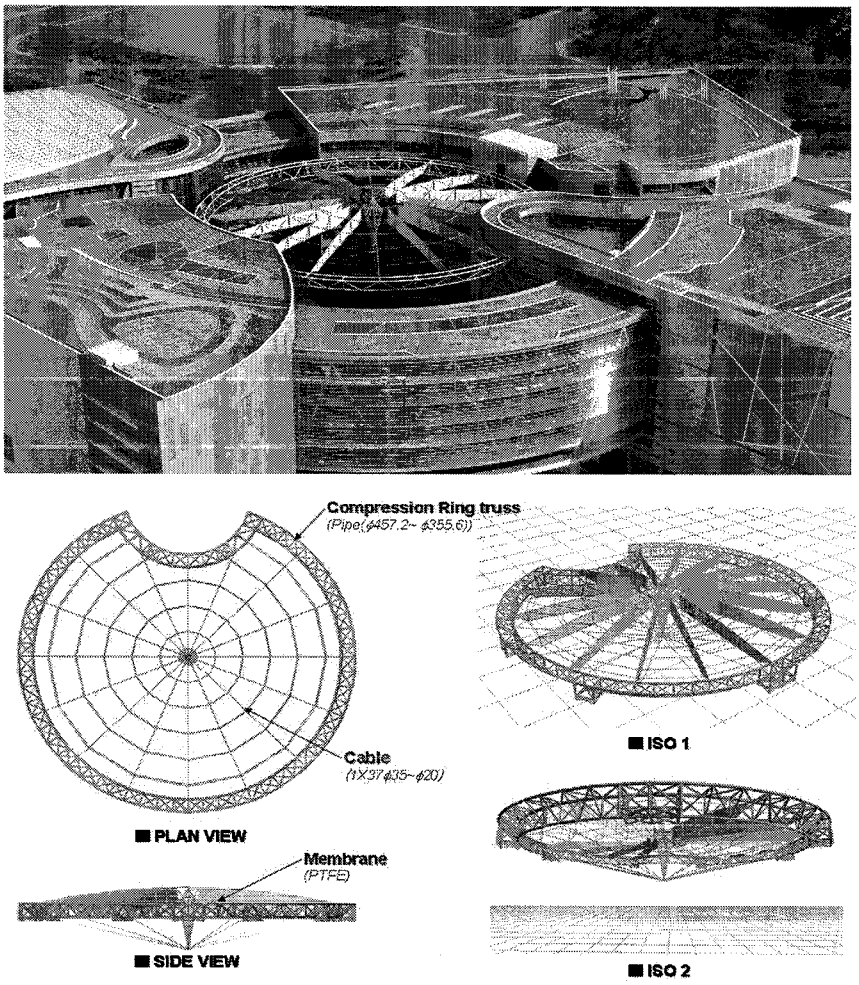
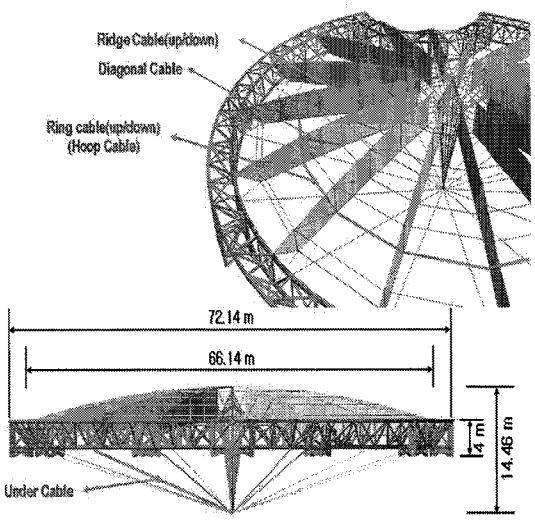


그림 3.2.37 스카이 파라솔의 투시도

구조해석조건은 케이블의 초기장력이 도입된 상태에서 풍향별 풍하중 및 자중과 기타 활하중을 동시에 가하여 기하학적 비선형 해석을 수행하였다. 판넬로 사용된 수직막재는 하중도입을 위한 목적으로만 사용되었고, 강성이 없는 것으로 가정하였다. 허용응력설계법에 의해 철골트러스파이프와 케이블을 설계하였으며, 적용된 하중조건 및 하중조합방법은 아래와 같다.



■ 공 사 명 : 동남권 가블럭 건립공사 중 지붕 케이블돔 공사

■ 위　　치 : 서울특별시 송파구 장지동 일대

■ 용　　도 : 커뮤니티 광장의 지붕 조형시설

■ 시 스 템 : 케이블 막 + 철골 혼합 시스템

■ 스　　팬 : 순수 케이블 스팬 66m

■ 지지조건 : Pin, Roller, Isolator 지지조건 검토

■ 해석방법 : 기하학적 비선형 해석

■ 적용하중 : 1) 자중 및 풍하중 (적재하중은 철골자중의 10% 적용)

▷ Prestress

- Membrane　200kgf/m²(wrap/fill)
- Cable　파단 하중의 30% 적용(가정)

▷ Dead Load

- Membrane　Selfweight(PTFE) : 5.0kgf/m²
- 기타철물　Selfweight(경량철물) : 5.0kgf/m²
- Steel　Selfweight(Steel Pipe SS400)
- 부대장치(조명,음향)　중앙부 5tf

▷ Live Load

- 철골 자중의 10% 적용

▷ Wind Load

- 노풍도 "C" 적용
- 기본풍속 : V_0 = 30m/s 적용(건축물 하중기준 표5.1, 서울)
- $K_{zr} = 0.71 \times (45)^{0.15} = 1.256$
- $K_{zt} = 1.0$, $I_w = 1.0$
- $V_z = V_0 \times K_{zr} \times K_{zt} \times I_w = 30 \times 1.256 \times 1.0 \times 1.0 = 37.7$m/s
- $q_h = \frac{1}{2} \times \rho \times V_z^2 = 88.83$kgf/m²
- G_f(가스트 영향계수) : 2.2 적용, C_f(형상계수, 광고판) : 1.2 적용
- $P_r = q_h \times G_f \times C_f = 88.83 \times 2.2 \times 1.2 = 235.0$kgf/m²

그림 3.2.38 해석모델의 형상

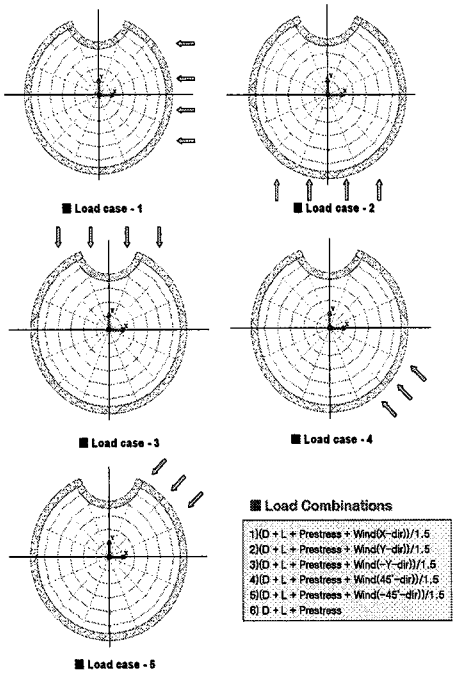


그림 3.2.39 풍향별 풍하중케이스 및 하중조합계수

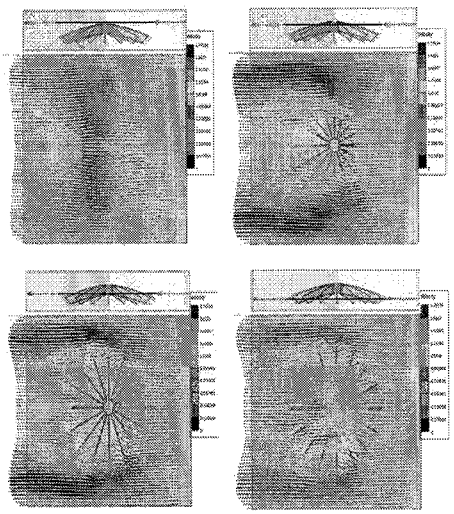


그림 3.2.40 바람에 대한 CFD해석 결과(STAR-CD)

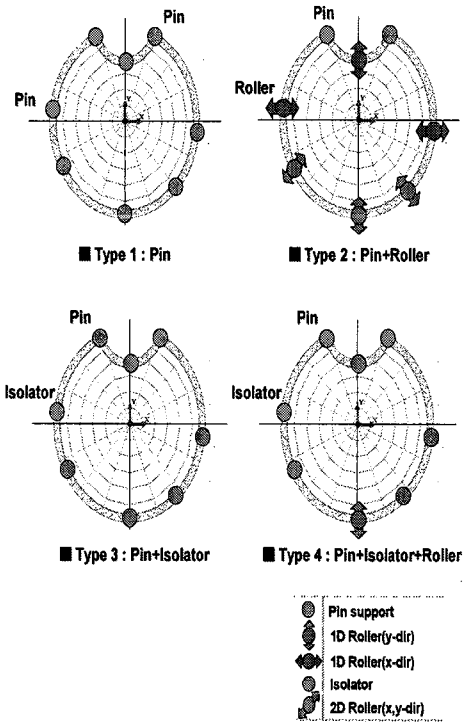


그림 3.2.41 검토용 지지조건의 종류

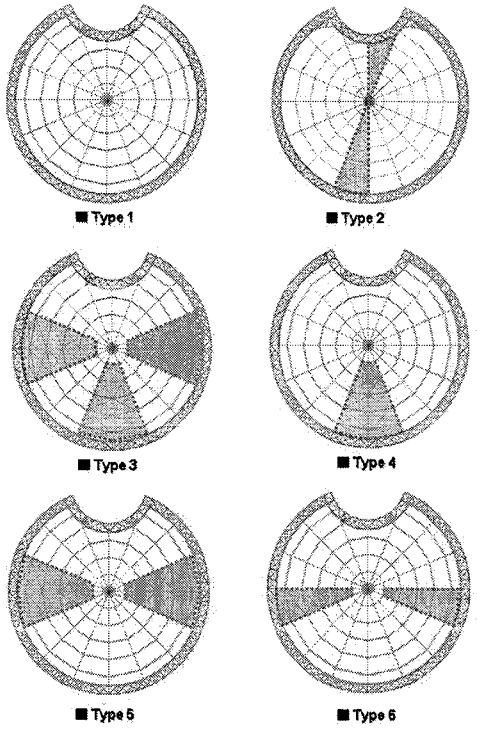


그림 3.2.42 검토용 브레이싱 연결 종류

그림 3.2.39는 풍향에 따른 풍하중조건과 하중조합조건을 나타낸 것으로 평면을 기준으로 중복되지 않는 풍향에 대해 5가지 방향에 대한 풍하중 조건을 검토하였으며, 그림 3.2.40은 그림 3.2.39의 load case-1 하중조건에 대한 CFD해석을 수행하여 구조물 주위 공기의 높이에 따른 속도 및 압력분포를 나타내고 있다. 그림 3.2.39, 40의 풍하중에 케이블의 초기장력과 기타 하중조건을 동시에 도입하여 기하학적 비선형 해석을 수행하였다. 그림 3.2.39의 하중조건에서 최적의 하부지지조건과 브레이싱 시스템을 찾기 위해 그림 3.2.41 그림 3.2.42와 같은 하부지지조건과 브레이싱 조건을 검토하여 최적의 상태를 찾아 설계에 적용하였다.

(다) 지지조건 및 브레이싱 시스템 결정

정적 구조해석 및 설계를 통하여 하중조합에 대한 하부지지 조건별, 브레이싱 조건별 장단점 및 특성을 분석하여 최적 시스템을 결정하였다.

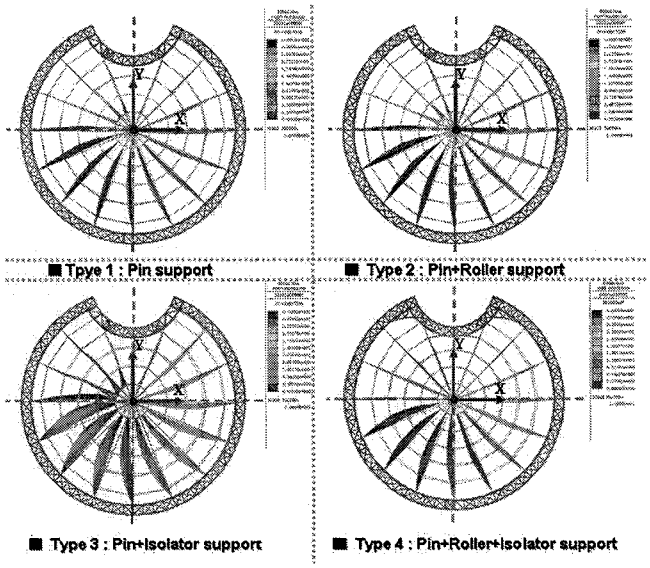


그림 3.2.43 하부 지지조건별 해석결과(변위)

그림 3.2.43은 하부 지지조건에 따른 풍하중 load case-1의 경우의 변위를 나타내고 있다. 그림 3.2.43과 같이 여러 경우의 지지조건을 검토하는 이유는 하부의 본 구조체가 중량이 매우 큰 4개 동으로 분리되어 있고, 지진이나 바람과 같은 동적하중에 의해 각각의 동이 서로 복합적인 거동을 나타낼 수 있어, 그 영향이 상부의 스카이 파라솔의 거동에 큰 영향을 미칠 수 있기 때문이다. 따라서 재료적으로나 구조적 거동특성이 상이한 스카이 파라솔과 하부 4개동 주구조물을 isolator, roller 등을 통해 서로 분리시켜 구조적 안정성을 확보하는 방법을 택하였다. 이를 위해 총 8개 지지점의 지지조건에 대한 경우의 수를 그림 3.2.41과 같이 결정하였고, 각 조건에 대한 해석을 수행하였다. 해석결과 그림 3.2.41, 그림 3.2.43의 type 4 : pin+roller+isolator 지지조건이 다른 지지조건에 비해 구조적으로 유리한 것으로 판단되었다.

스카이 파라솔은 지붕이 열려있고, 대신 미관적, 디자인적 목적으로 수직막재(vertical fabric membrane)가 도입되었다. 수직 막재는 수평 풍하중에 대해 불리하게 거동하며, 그에 따라 막재가 연결된 상하 ridge cable이 횡방향으로 회전변형을 일으키고 있음을 알 수 있다(그림 3.2.35, type 1). 이를 보강해주기 위해서 일반적으로 지붕(roof) 막재의 구조적 역할을 대신 해 줄 브레이스 시스템을 검토하였다.

그림 3.2.44에서 알 수 있듯이 브레이스가 없는 type 1은 횡변위가 상대적으로

크게 발생하고 있음을 알 수 있었고, 브레이스 부재의 수와 상대 스팬의 길이에 대한 비교검토 결과, type2 브레이스 시스템이 다른 브레이스 시스템에 비해 가장 유리한 것으로 판단되었다.

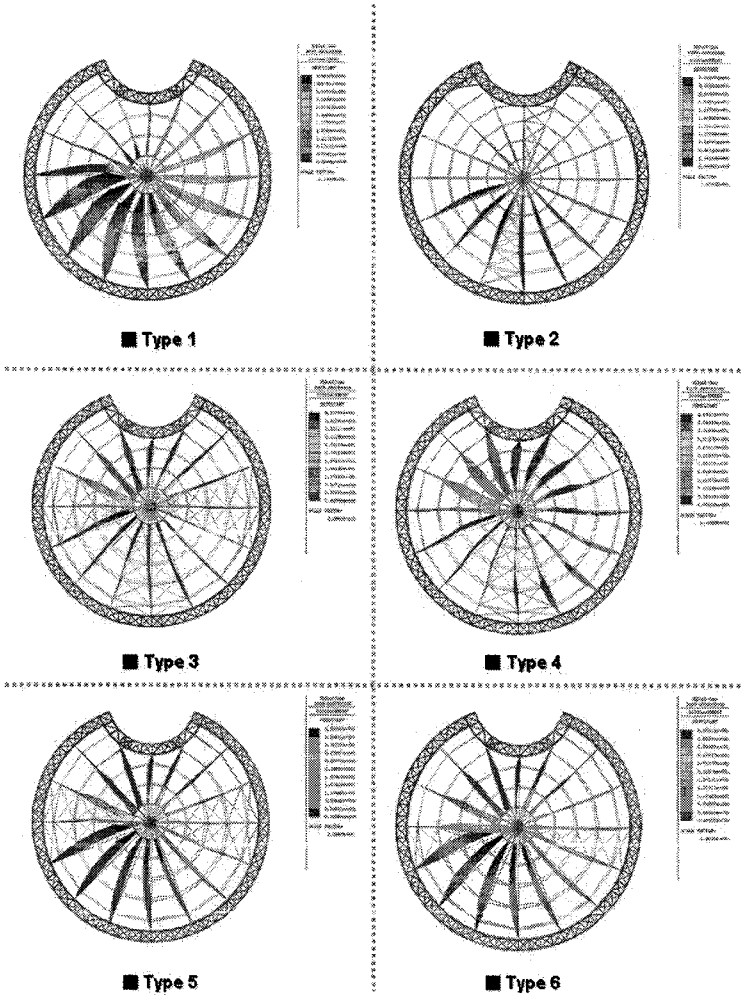


그림 3.2.44 브레이싱 조건별 해석결과(변위)

그러나 정적 하중에 대한 구조해석 및 설계결과와, 동적 모드해석을 통해 얻은 고유값(고유주기)해석결과를 보았을 때 브레이스의 도입이 반드시 필요한 것은 아닌 것으로 판단되며, 향후 브레이스의 유무에 대한 판단은 풍동실험을 통해 얻은 풍하중에 대한 재검토를 통해 확인할 필요가 있다

(라) 최적 초기장력의 결정

일반적으로 케이블구조는 케이블요소의 초기장력을 증가 시키면 초기장력에 의한 강성증가 효과에 의해 정적변위가 작아지는 효과에 더하여, 구조물의 고유

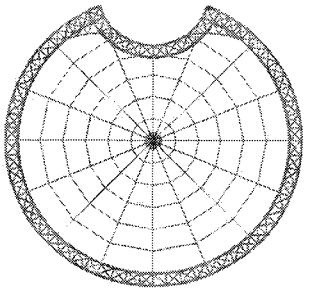
진동수가 증가하고 고유주기가 짧아지는 동적거동특성을 보인다. 이는 주기가 상대적으로 긴 바람하중에 의해서 생길 수 있는 플러터현상과 같은 공진발생에 의한 동적 불안정성을 감소시키는 효과를 보이게 된다. 게다가 구조물의 자중이 상대적으로 경량이어서 지진에 대해서 안전한, 케이블돔 구조물에서는 이러한 동적특성은 구조물의 고유한 특성을 증가시키는데 효율적인 방향으로 작용할 수 있다. 이러한 특성에서 보았을 때 보다 큰 초기장력의 도입은 필수 불가결한 문제인 것처럼 보인다. 그러나 과대한 초기장력의 도입은 하부구조물이나 지지 철골구조물 등 주 구조물에 상대적으로 큰 반력을 전달하게 되어, 결과적으로 전체 구조시스템에는 더 불리하게 될 수 도 있다.

따라서 구조적, 경제적으로 가장 효율적인 초기장력상태를 결정해야 하는 문제가 발생하게 된다.

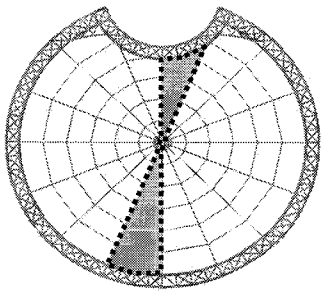
본 프로젝트에서는 정적해석을 통해 얻은 구조물의 변위 및 전체 철골물량과 고유값 해석결과를 비교 검토하여, 가장 효율적인 최적 초기장력 상태를 결정하였다. 이러한 방법을 통해 초기장력을 결정하면, 철골물량의 과도한 증가 없이 구조물의 정적/동적거동성능을 원하는 수준에 맞추어 설계할 수 있을 것으로 사료된다.

		Type-1		Type-2		Type-3		Type-4		Type-5	
		Nobrace	brace	Nobrace	Brace	nobrace	brace	nobrace	brace	nobrace	brace
Prestress(tonf)	Upper Ridge	30	30	30	30	50	50	50	50	50	50
	Lower Ring	30	30	30	30	30	30	30	30	50	50
	Under	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	Lower Ridge	5	5	10	10	10	10	10	10	10	10
	Diagonal	30	30	30	30	30	30	50	50	50	50
	Upper Ring	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Brace	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Displacement(cm)	dis(case1)	30.4	25.3	30.4	27.1	35.4	34.3	33.0	27.5	29.8	24.6
	dis(case2)	24.5	26.6	24.5	24.1	31.4	31.9	25.2	22.3	21.6	21.2
	dis(case3)	23.1	25.1	23.1	23.5	31.2	31.7	25.7	24.3	22.5	20.8
	dis(case4)	31.1	25.7	31.1	23.6	34.4	31.8	30.9	24.5	27.7	21.4
	dis(case5)	26.4	27.2	26.4	26.0	33.4	34.0	29.5	26.9	26.4	22.8
	dis(case6)	16.0	18.1	16.1	16.2	25.6	25.9	19.1	18.9	15.4	15.4
	Period (sec)	0.671	0.315	0.670	0.320	0.555	0.318	0.537	0.316	0.531	0.315
철골물량(tf)		234	235	234	235	269	246	272	270	287	278

그림 3.2.45 초기장력에 따른 고유값(고유주기) 및 철골물량 비교



■ Type 2: no brace



■ Type 2 : in brace

Type2(no brace)				Type2(in brace)			
Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)
1	9.377	1.492	0.670	1	19.593	3.118	0.321
2	11.857	1.887	0.530	2	26.829	4.270	0.234
3	16.531	2.631	0.380	3	32.751	5.213	0.192
4	18.723	2.980	0.336	4	33.565	5.342	0.187
5	19.415	3.090	0.324	5	35.322	5.622	0.178
6	21.763	3.464	0.289	6	36.285	5.775	0.173
7	23.683	3.769	0.265	7	37.415	5.955	0.168
8	30.683	4.883	0.205	8	37.973	6.044	0.165
9	32.964	5.246	0.191	9	38.915	6.193	0.161
10	35.377	5.630	0.178	10	39.689	6.317	0.158
Mode No	TRAN-X MASS	TRAN-Y MASS	TRAN-Z MASS	Mode No	TRAN-X MASS	TRAN-Y MASS	TRAN-Z MASS
1	0.02	0	0	1	0	0.56	74.39
2	0	0	0	2	1.99	0.16	0.12
3	0.05	0	0	3	4.57	0.1	0.01
4	0.01	0	0	4	0.03	4.95	0.22
5	0	0.62	74.39	5	0.08	0.65	0.03
6	0.09	0	0	6	0	6.87	0.1
7	0.04	0	0	7	0.29	1.88	0.01
8	9.88	0	0	8	1.24	0.94	0
9	0.01	5.91	0.29	9	1.17	4.94	0.09
10	0.09	0.05	0	10	0.3	4.65	0.03

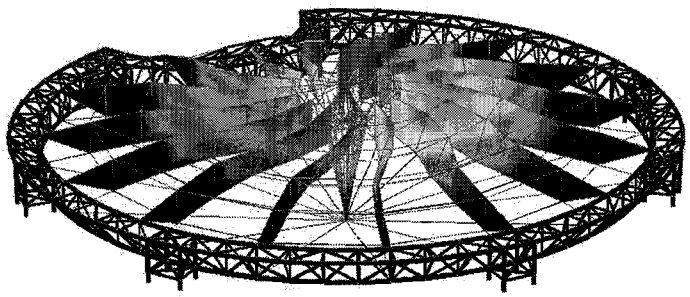
그림 3.2.46 type2 초기장력의 브레이스유무에 따른 고유값 해석결과

그림 3.2.45는 각각의 초기장력 상태에 대한 정적최대 변위, 고유값 해석결과 및 소요 철골물량을 비교한 표이다. 표에서 알 수 있듯이 초기장력이 상대적으로 더 큰 type4, type5는 초기장력이 더 작은 type2에 비해 정적변위, 고유값, 소요 철골물량이 상대적으로 더 불리해짐을 알 수 있었다.

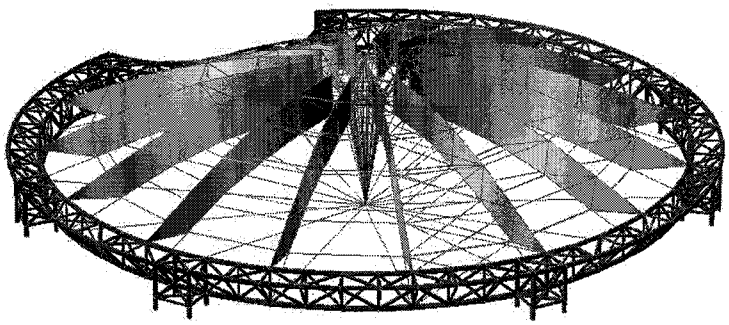
그림 3.2.46은 브레이스의 유무에 따른 10차까지 고유값 결과를 비교한 표로, 브레이스가 없을 때 1차 고유모드는 케이블부재들이 원주방향으로 회전하는 모

드로 나타났다. 이는 그림 3.2.34, 그림 3.2.35의 정적 해석결과와도 일치하는 현상으로 케이블돔의 수직강성에 비해 상대적으로 원주방향의 횡방향 강성이 약하기 때문이다. 브레이스가 없을 때 5차 모드에서 수직 상하진동의 고유모드(고유주기 0.324초)가 나타났고, 이는 브레이스가 있을 때의 1차 고유모드(고유주기 0.321초)와 동일한 모드형상과 고유주기를 나타내고 있음을 알 수 있었다. 따라서 브레이스가 없을 때 수직방향(z방향) 모드참여율이 거의 0에 가까운 1-4차 모드보다 수직방향 모드참여율이 75%에 달하는 5차모드가 전체 구조물의 지배적인 고유모드 및 고유주기임을 알 수 있다.

이는 브레이스가 있을 때의 1차 모드(그림 3.2.45 그림 3.2.46)와 같은 결과를 나타내는 것으로 브레이스가 있는 구조시스템과 브레이스가 없는 구조시스템이 동일한 동적특성을 보이고 있음을 알 수 있다.



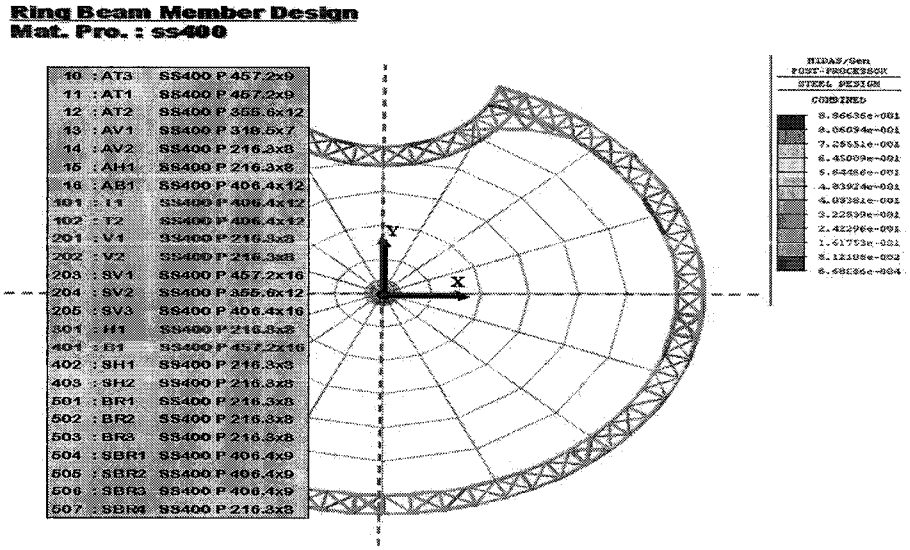
(a) type2 초기장력 : no-brace, 1st mode shape(0.670 sec.)



(b) type2 초기장력 : in brace, 1st mode shape(0.321 sec.)
no brace, 5st mode shape(0.324 sec.)

그림 3.2.47 type2 초기장력 상태의 고유모드 형상

(a) 링트러스 부재설계 결과



(b) 케이블 부재설계 결과

Cable Member		Initial Pre-stress (ton)	Load Case						Max. (ton)	Design Force (ton)	Cable			Ratio
			1	2	3	4	5	6			Dia.	Spec.	F max.	
Ridge cable	Upper	30	59	56	58	60	60	45	60	150	D 45	1X61	170	0.88
	lower	10	16	15	14.5	16	15.5	13.7	16	40	D 30	1X37	80	0.5
Ring cable	Upper	1	11	12	12	12	12	0.21	12	30	D 25	1X37	55	0.55
	lower	30	52	53	52	52	52	45	53	132.5	D 45	1X61	170	0.78
Diagonal		30	35	25	33	35.5	35	30	36	90	D 36	1X37	110	0.82
X-Brace		1	5	2.6	5	3.7	5.4	2	5.4	13.5	D 20	1X37	35	0.39
Under Cable		30	11	12	12	12	12	0.2	12	90	D 36	1X37	110	0.82

그림 3.2.48 Type2 초기장력상태에 의한 부재설계 결과

(마) 결 론

동남권 유통단지 가블럭의 중정부에 위치한 스카이 파라솔 케이블돔에 대한 구조해석 및 설계를 설계업무의 효율성 및 정확성을 위하여 범용 구조해석프로그램인 MIDAS/Gen을 이용하여 수행 하였다.

케이블의 구조적 특성을 반영하기 위한 기하학적 비선형해석을 수행하였고, 정적해석 결과와 동적 고유값 해석을 통하여 얻은 구조적 거동특성을 비교, 분석하여 가장 효과적인 최적 하부 지지조건, 브레이싱 시스템, 초기장력 상태를 결정하였다.

일련의 구조해석 및 설계절차를 통하여 효율적인 스카이 파라솔 케이블돔 구조물의 설계를 수행 할 수 있었다.

(3) 스트라치 시스템의 안정화 이행과정 및 구조 성능에 관한 연구

(가) 개 요

새로운 대공간 구조 시스템으로 도입된 스트라치 시스템은 프레임을 지면에서 조립한 후, 하현재에 포함되어 있는 스트랜드에 긴장력을 도입시킴으로써 아치 형태를 갖게 하는 특수한 설치 공법을 채택하고 있다. 그리고 강재 트러스, 아치 및 스트랜드의 장점을 살려 재료의 효율적인 이용과 구조적인 안정성을 동시에 얻을 수 있는 복합 구조 시스템이다. 이 시스템은 구조재의 조립, 설비 덕트, 조명시설 및 각종 배관의 설치와 지붕마감 등을 기둥 높이에서 시공한 후, 유압잭으로 하현재 내의 스트랜드에 긴장력을 도입하여 최대 300m 정도의 무주 대공간 구조물을 세울 수 있으며, 항공기의 격납시설, 교량, 물류 창고 등 무주 대공간이 필요한 다양한 구조물에 광범위하게 적용될 수 있는 시스템으로 알려져 있다.

이 시스템의 구조적인 성능의 안정성은 시드니 대학의 Hancock 교수(1995)의 연구 결과 및 세계 각국에서의 시공 사례 등을 통하여 규명되고 있으나, 시공 공법의 가장 큰 특징인 불안정 구조물에서 안정 구조물로 전개되는 안정화 이행과정에서의 구조 안정성에 대한 연구는 현재 전무한 실정이다. 따라서 구조물이 완성된 후의 구조 성능에 관한 평가뿐만 아니라 시공 과정 중의 구조 안정성에 관한 평가가 필요하다. 또한, 현재 국내 제반 여건의 미성숙으로 인하여 독자적으로 이 시스템을 이용한 구조물을 시공한 경험이 없다. 따라서 향후 스트라치 시스템의 효율적인 운용을 위해 시공 및 구조적 성능에 관한 직접적인 확인 및 검토가 필요하다.

이 연구는 서로 다른 솟음높이-스팬(rise-span)비를 갖는 스트라치 시스템의 안정화 이행과정 해석을 통하여 시공 과정 중의 각각의 부재 내력 변화를 관찰하고, 구조물이 완성된 후 각 부재에 작용하는 초기응력을 구함으로써 시공 과정에 대한 구조적 안정성을 평가하고자 한다. 또한, 실물크기의 단위부재 시험체의 구조 실험을 통하여 안정화 이행과정 해석의 정확성을 판단하고, 완성된 구조물의 구조 성능을 확인하고자 한다. 이를 통하여 스트라치 시스템에 대한 해석 이론 및 수치 해석 기법을 정립하고, 안정화 이행과정 해석 및 구조 실험을 수행하여 시스템의 시공 과정 및 구조 부재의 구조적 안정성을 평가하는데 연구의 목적을 두고 있다.

(나) 스트라치 시스템의 개요

스트라치 시스템은 상현재, 웨브재, 기둥, 스트랜드를 포함하는 하현재로 구성되어 있으며, 이 프레임들은 전체 구조 부재, 또는 중도리와 철재 지붕으로 구성된 지붕과 벽에 의해 연결되어 있다. 하현재의 긴장 결과 구조물은 볼트 형상을 갖게 되며 양단은 케이블 정착공법에 의해 마감된다. 그림 3.3.49는 이 시스템의 일반적인 프레임 배열을 보여주고 있으며, 용도에 따라 여러 가지 형태로 응용할 수 있다.

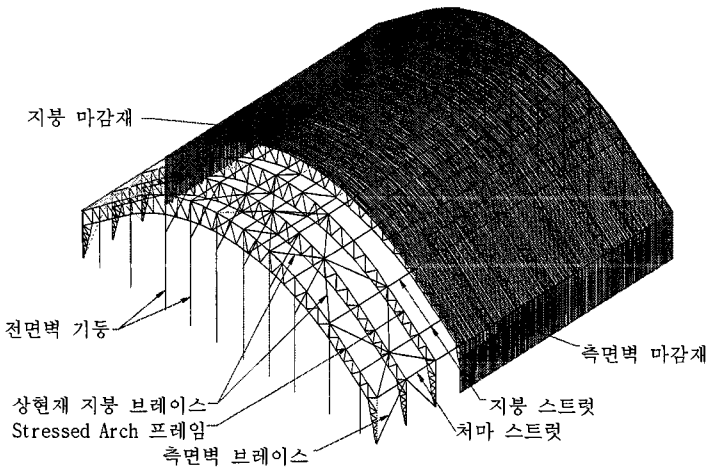


그림 3.2.49 스트라치 시스템

(다) 스트라치 시스템의 형태

스트라치 시스템은 솟음높이-스팬 비에 따라 그림 3.2.50과 같이 분류할 수 있으며 다양한 요구 조건에 따라 지붕높이, 처마 높이 및 스팬이 결정된다.

스트라치 시스템의 구조는 안정화 이행과정 도중이나 이후에 연성부분(flexible truss)과 강성부분(rigid haunch)으로 나뉘어지며, 트러스 하현재의 접합부는 특수한 sliding joint(그림 3.2.51에서 보이는 갭)를 갖는다. 하현재의 갭(gap)이 안정화 이행과정 중에 닫히면서 트러스의 연성부분을 휘게 하여 목적 형상을 얻으며, 정확한 형태는 갭의 크기와 분배에 따라 결정된다.

시스템의 상현재는 대부분 각형 강관, 하현재 및 웨브재는 원형 강관으로 구성된다. 그림 3.2.51은 시스템의 전형적인 프레임을 나타내고 있으며, 갭은 트러스의 연성부분 하현재에 위치한다.

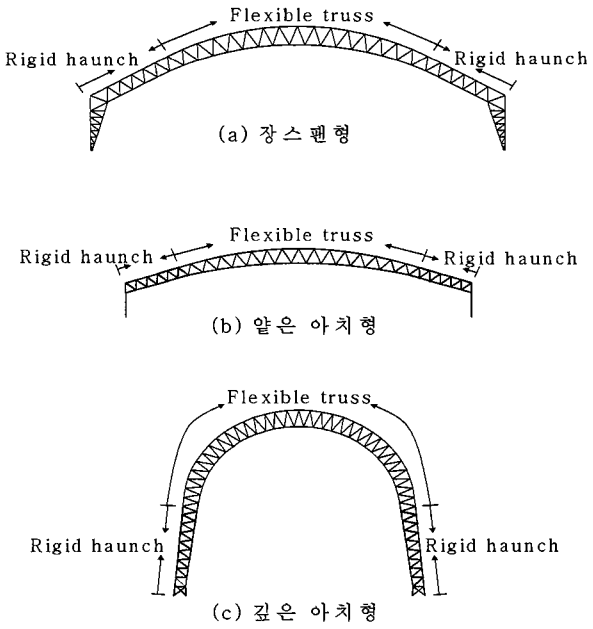


그림 3.2.50 스트라치 시스템의 형태

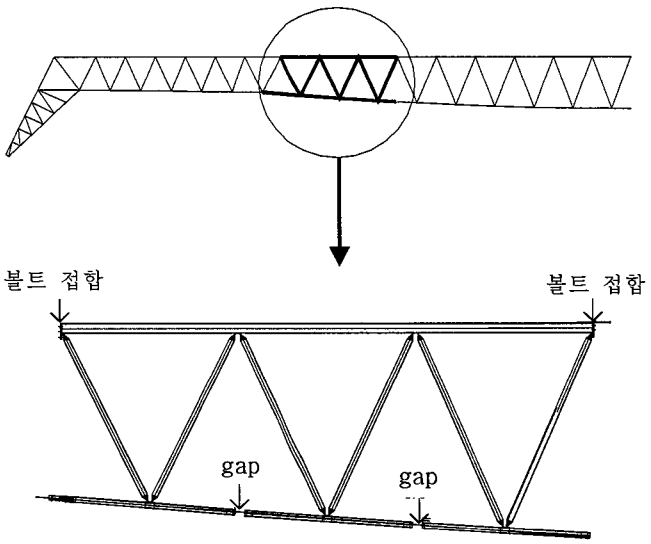


그림 3.2.51 스트라치 시스템의 부재 구성

(라) 스트라치 시스템의 안정화 이행과정 해석

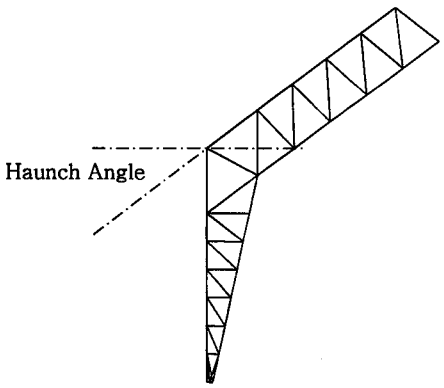
① 해석 모델

이 장에서는 스트라치 시스템의 안정화 이행과정에 있어서 솟음높이-스팬 비와 트러스 깊이에 따른 각 부재의 내력을 산정하기 위하여 표 3.2.1, 그림 3.2.52에 보이는 바와 같이 해석 모델을 설정하여 해석을 수행하였다.

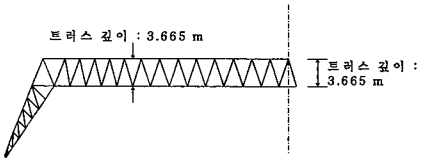
표 3.2.1 해석 모델의 종류

해석 모델	헌치 각도 (°)	트러스 깊이 (m)	유동부 상현재 길이 (m)	갭의 전체길이 (m)	상현재 곡률	솟음높이-스팬 비
H25T1	25	3.665	57.6	3.185	0.01515	0.111
H25T2		3.665~4.695		3.743		
H32T1	32	3.665		4.079	0.01939	0.143
H32T2		3.665~4.695		4.866		
H40T1	40	3.665		5.088	0.02424	0.182
H40T2		3.665~4.695		5.976		
H45T1	45	3.665		5.711	0.02727	0.207
H45T2		3.665~4.695		6.720		

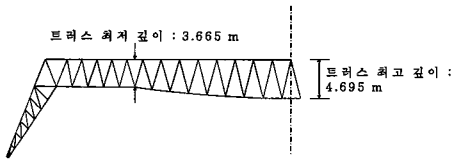
※ 여기서 H25는 헌치 각도가 25도임을 나타내며, 트러스 깊이가 일정할 때 T1, 깊이의 변화가 있을 때를 T2로 한다.



(a) 헌치 각도



(b) T1 계열 트러스 깊이



(c) T2 계열 트러스 깊이

그림 3.2.52 헌치 각도 및 트러스 깊이

스트라치 시스템의 헌치 각도는 일정한 곡률을 갖는 유동부 상현재의 반개각의 크기와 같다. 이는 유동부 상현재와 직선 형태의 고정부 상현재의 접합 부분에서의 응력 집중을 막기 위해서 그 지점의 접선 방향과 고정부 상현재의 방향을 일치시키기 위함이다. 따라서 헌치 각을 통해 상현재가 얻고자 하는 곡률을 구할 수 있다.

$$R = \frac{360 l_T}{4\pi\theta_h}$$

여기서,

R : 곡률 반경(m)

l_T: 유동부 상현재 길이(m)

θ_h : 헌치 각도$(^\circ)$

여기서 구한 곡률 반경을 이용하여 각 단위부재의 갭 크기를 산정할 수 있다. 단위부재의 상현재 길이를 l_{Tu} 로 하여 단위부재 상현재의 반개각 θ_u 를 구하면 다음과 같다.

$$\theta_u = \frac{360\, l_{Tu}}{4\pi\, R}$$

상현재가 원하는 곡률을 갖게 되었을 때 하현재의 줄어든 길이가 갭의 크기와 같다고 할 수 있으므로 다음 식을 통하여 갭의 크기 g를 구할 수 있다.

$$g = l_{Bu} - 2\times(R - T_d)\times\tan\theta_u$$

여기서,

l_{Bu} : 초기 하현재 길이(m)

T_d : 트러스 깊이(m)

θ_h : 헌치 각도$(^\circ)$

안정화 이행과정 해석에 적용된 해석 모델은 총 17개의 단위부재로 이루어져 있으며 중앙을 중심으로 대칭이다. 따라서 트러스 깊이가 변화하는 T2 계열 모델에는 8 개의 갭 크기가 있으며, 트러스 깊이가 일정한 T1 계열 모델의 갭크기는 모두 일정하다. 식을 통해 구한 갭의 크기는 표 3.3.2 와 같다.

표 3.2.2 갭의 크기와 분배

	갭의 크기 (mm)							
단위부재	H25T1	H25T2	H32T1	H32T2	H40T1	H40T2	H45T1	H45T2
1	199	255	255	327	318	408	357	458
2		255		327		407		458
3		252		323		402		453
4		246		316		393		442
5		239		307		382		430
6		230		295		368		413
7		219		281		350		393
8		206		264		329		370
9	100	96	127	132	159	153	178	172

해석 모델의 각 부재의 제원은 8개의 모델이 전부 같은 부재로 이루어져 헌치 각도 및 트러스 깊이에 따른 부재 내력의 차이를 알 수 있게 하였으며, 제원은 표 3.2.3과 같다.

표 3.2.3 부재 제원

유동부	상현재	SHS 250*250*12	SM 490
	하현재	CHS 2-ø139.8*6	SM 490
	웨브재	CHS ø139.8*6	SM 490
고정부	상현재	SHS 250*250*12	SM 490
	하현재	SHS 2-150*150*6	SM 490
	웨브재	SHS 150*150*6	SM 490
기둥	바깥기둥	H-250*250*9*14	SM 490
	안쪽기둥	H-300*300*10*15	SM 490
	웨브재	SHS 150*150*4.5	SM 490

② 해석 방법 및 결과

해석 방법은 하현재 내에 삽입된 스트랜드에 의해 긴장력을 10톤씩 단계별로 증가시키면서 상·하현재, 웨브재 및 기둥부재의 부재 내력과 최종형상을 갖출 때까지의 수렴 여부를 검토하였으며, 각 모델의 해석결과는 그림 3.2.53~그림 3.2.60 표 3.2.4에 나타난 바와 같다.

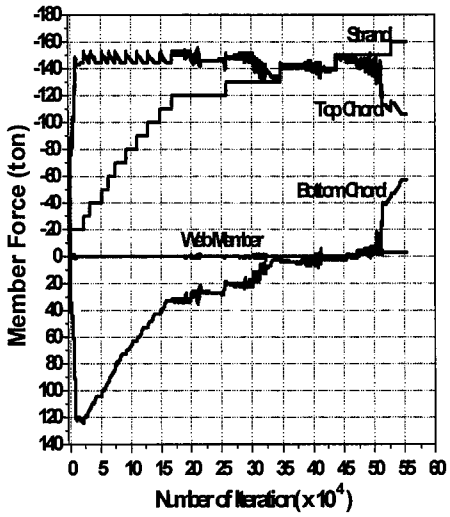


그림 3.2.53 해석모델 H25T1의 안정화 이행과정에 따른 각 부재의 내력 변화

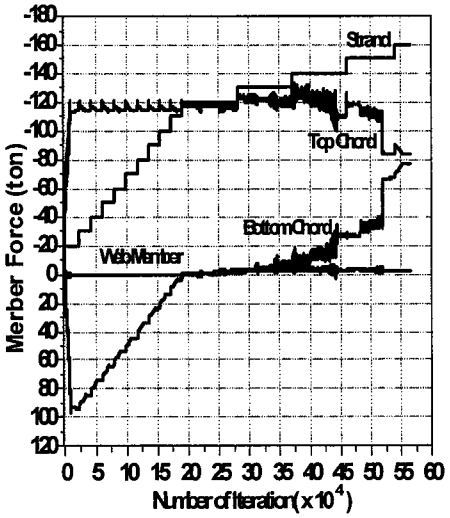


그림 3.2.54 해석모델 H25T2의 안정화 이행과정에 따른 각 부재의 내력 변화

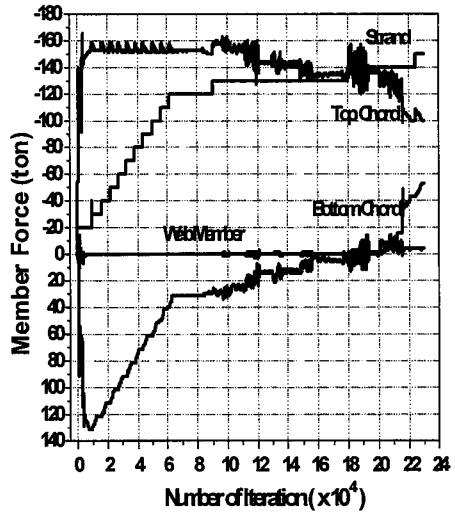


그림 3.2.55 해석모델 H32T1의 안정화 이행과정에 따른 각 부재의 내력 변화

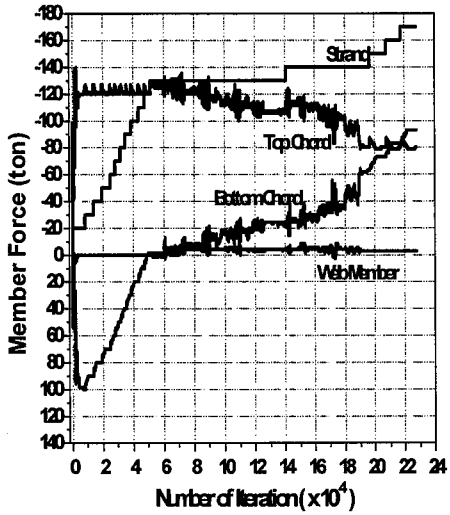


그림 3.2.56 해석모델 H32T2의 안정화 이행과정에 따른 각 부재의 내력 변화

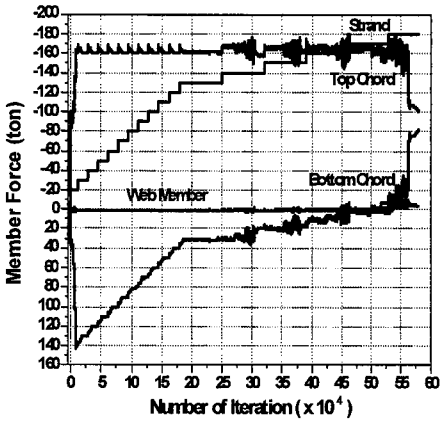


그림 3.2.57 해석모델 H40T1의 안정화 이행과정에 따른 각 부재의 내력 변화

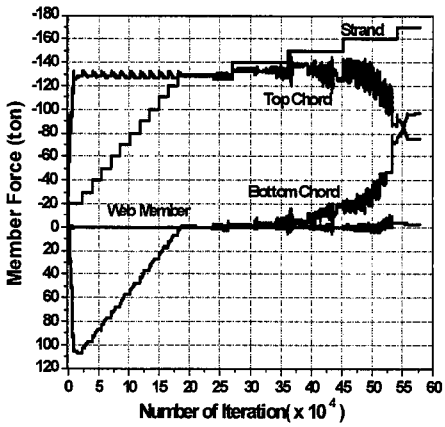


그림 3.2.58 해석모델 H40T2의 안정화 이행과정에 따른 각 부재의 내력 변화

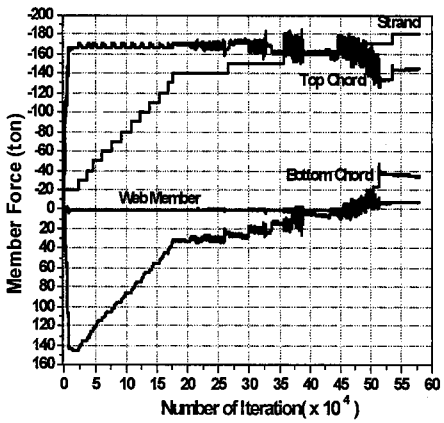


그림 3.2.59 해석모델 H45T1의 안정화 이행과정에 따른 각 부재의 내력 변화

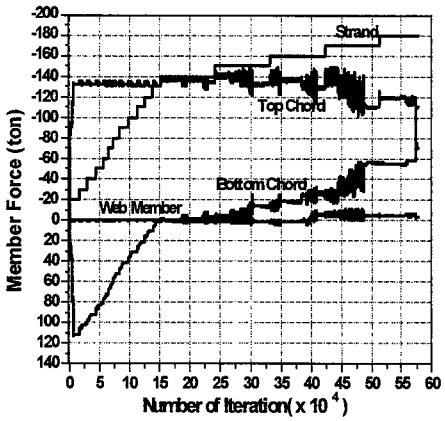


그림 3.2.60 해석모델 H45T2의 안정화 이행과정에 따른 각 부재의 내력 변화

표 3.2.4 gap이 닫히는 순간의 각각의 부재 내력

부재명 / 모델명	상현재 (ton)	하현재 (ton)	웨브재 (ton)	스트랜드 (ton)
H25T1	-137.10	-0.02	-0.53	140
H25T2	-117.73	-0.10	-2.93	120
H32T1	-140.98	-0.08	-0.35	140
H32T2	-120.12	-0.01	-0.55	120
H40T1	-163.26	-0.02	-0.66	170
H40T2	-128.75	-0.00	-0.55	130
H45T1	-169.67	-0.07	-0.43	170
H45T2	-137.21	-0.02	-0.32	140

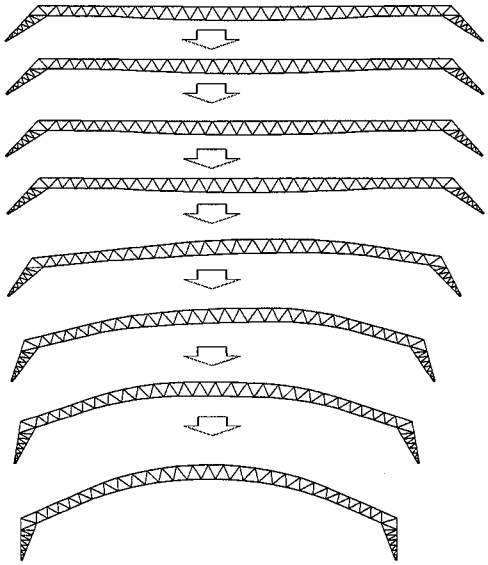


그림 3.2.61 H32T2의 안정화 이행과정

(마) 해석 결과의 고찰

이 장에서는 헌치 각도와 트러스 깊이, 솟음높이-스팬 비를 다르게 설계한 총 8개의 스트라치 시스템의 안정화 이행과정에 대한 해석을 수행하였고, 이에 따른 구조체의 거동을 예측하였다. 구조 해석을 통해 얻어진 결과와 고찰 내용을 살펴보면 다음과 같다.

안정화 이행과정을 수행하는데 가장 큰 긴장력을 필요로 한 해석 모델은 H45T1으로 나타났으며, 헌치의 각이 작아질수록 긴장력의 크기가 줄어드는 것을 알 수 있다. 또, 헌치의 각이 일정할 때는 유동부의 트러스 깊이가 중앙으로 갈수록 깊어지는 T2 계열 모델의 긴장력의 크기가 트러스 깊이가 일정한 T1 계열 모델의 긴장력보다 작게 나타나고 있다.

유동부의 트러스 깊이가 중앙으로 갈수록 깊어지는 T2 계열의 해석 모델의 안정화 이행과정에서 필요한 긴장력의 크기가 일정한 트러스 깊이를 갖는 T1 계열의 해석 모델보다 작게 나타난 것은 트러스의 깊이가 다르기 때문에 생기는 긴장력의 분력이 웨브재를 통해 상현재에 전달됨으로써 안정화 이행과정 초기에 상현재가 곡률을 갖는데 유리한 방향으로 작용했기 때문이라고 판단된다.

헌치의 각이 클수록 긴장력의 크기가 더 크게 나타난 것은 시스템의 곡률이 커짐에 따라 하현재 내에 위치한 갭의 전체 길이가 커지게 되고, 따라서 갭을

완전히 닫히게 하기 위하여 스트랜드에 도입되는 긴장력이 보다 더 요구되는 것으로 판단된다.

안정화 이행과정이 일어나고 있는 동안 하현재 및 웨브재의 내력은 매우 작고, 상현재가 받는 압축력과 스트랜드에 도입된 긴장력의 크기가 유사함을 알 수 있다. 이는 갭이 완전히 닫히기 전까지는 상현재가 곡률을 갖도록 하는데 대부분의 긴장력이 작용하였기 때문인 것으로 판단된다.

3. 강성구조물의 안정해석이론 개발

(1) 동적이완법을 이용한 공간구조의 후좌굴 해석에 관한 연구

(가) 개 요

공간구조는 넓은 공간을 덮을 수 있는 구조시스템으로 좌굴하중 및 좌굴형상에 대한 검토가 필요하게 된다. 좌굴해석 및 그에 관한 이론에 관해서 그동안 수많은 연구가 수행되어 왔으며, 현재도 진행 중에 있다. 이러한 연구에 사용된 해석법은 일반적인 뉴튼-랩슨법이나 호장법 등이다. 이 방법들은 공통적으로 전체 구조물의 요소강성매트릭스를 조합하여 전체강성매트릭스를 만들며, 만들어진 전체강성매트릭스를 이용하여 변위, 부재응력 등을 계산하고, 필요에 따라서 고유값해석, 경로변경(path switch)계산을 수행하여 선형 좌굴하중이나 비선형 좌굴하중 및 좌굴모드 등을 계산한다. 위의 계산은 모두 강성매트릭스를 통해서 구조물의 특성을 파악하는 방법으로, 가장 일반적이고, 비교적 효과적으로 구조물의 비선형거동 특성을 파악할 수 있는 장점이 있다. 그러나 이러한 강성도법에 의한 비선형 해석은 구조물의 자유도가 커짐에 따라 여러 가지 면에서 해석적 제약이 따른다. 우선 하드웨어적인 문제가 있을 수 있다. 이 문제는 컴퓨터의 성능이 향상됨에 따라 점차적으로 해결되고 있다고 볼 수 있다. 또 하나의 제약은 해석방법상 따르는 피할 수 없는 문제로서, 구조물이 복잡하고 과대한 하중상태에 놓이게 되면, 강성매트릭스가 점차적으로 불안전해짐에 따라 특이현상이 발생하게 되어 더 이상 해석할 수 없는 상태가 된다.

좌굴해석에 관한 연구를 살펴보면, Papadrakakis(1981)는 explicit-vector iteration method로 공간구조에 대한 기하학적 비선형 후좌굴 해석을 수행하여 해석법의 정확성을 검증하였다. Meek(1984)은 Crisfield(1981)의 호장법을 이용하여 트러스 및 보요소의 기하학적 비선형해석을 수행하여 여러 검증문제에 대한 비교적 정확한 결과를 보여주었다. Chan(1998)은 이전의 연구자와 달리 하나의 부재를 2개의 요소로 모델링하여 기하학적, 재료적 비선형 해석을 수행하여 해석상 정확성 및 효율성을 검증하였다. 근래 들어 국내에서는 한상을, 이경수 등에 의해 래티스돔 및 하이브리드구조물에 대한 향상된 좌굴해석법이 발표되었다.

본 연구는 Papadrakakis(1981)가 사용한 Vector Iteration Method 중의 하나로서 Barnes, Topping(1988) 등이 제안한 DRM(dynamic Relaxation Method)를 사용

하여 새로운 후좌굴해석 방법을 제안한다. 이를 위한 검증예제로 트러스, 빔요소에 의한 비교모델을 각각 사용하였으며, 기하학적 비선형성이 고려된 snap-through 형 후좌굴 해석을 수행하였다.

(나) 검증예제

트러스요소와 보요소에 의한 대표적인 검증예제를 통해 DRM에 의한 후좌굴 해석을 수행하였으며, 변위 증분형 비선형 해석방법을 사용하였다.

① hexagonal shallow dome(star-dome)

스타돔으로 알려진 본 예제는 트러스요소의 대변형 해석의 검증예제로 사용되는 대표적인 예제이다. 부재는 트러스로 구성되며 지점은 고정이고 중앙부에 절점 ①번에 집중하중 *P*가 작용한다. DRM에 의한 해석결과의 검증을 위해 본 연구에서는 절점 ①번에 *Z*축으로 증분변위를 일정하게 적용하여 해석을 수행하였으며, 해석결과를 그림 3.2.63, 그림 3.2.64에 나타내었다. 기존의 연구결과와 해석결과가 유사함을 알 수 있다.

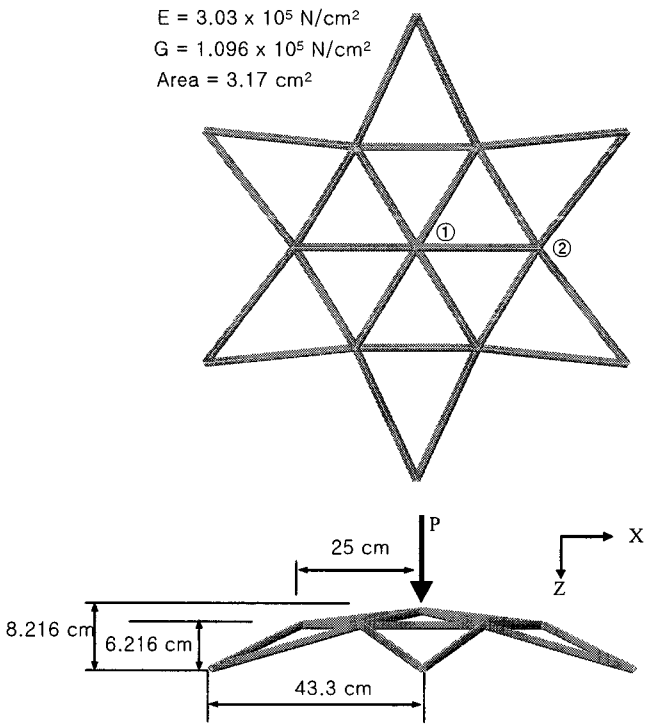


그림 3.2.62 스타돔의 형상 및 재료상수

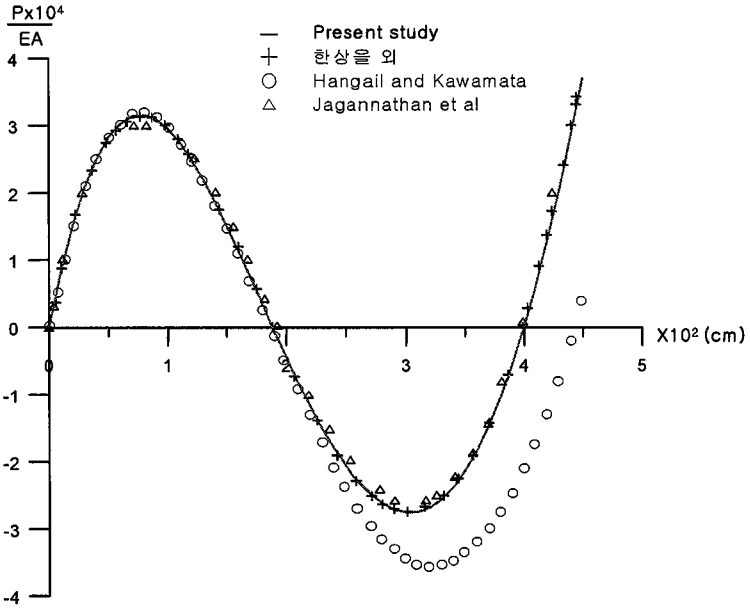


그림 3.2.63 1번 절점의 변위 및 결과비교

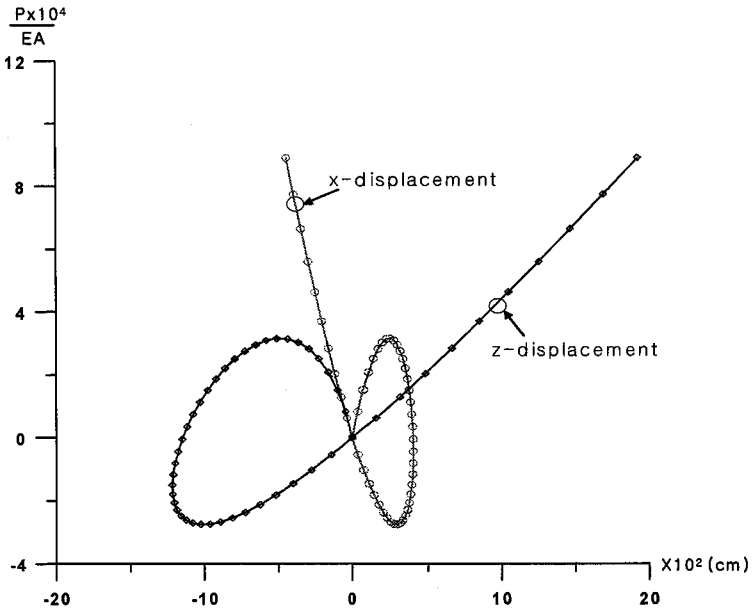


그림 3.2.64 2번 절점의 변위

② 12 member hexagonal frame

12개의 보요소로 이루어진 본 예제도 보요소에 의한 대변형 해석의 검증예제로 사용되는 대표적인 모델이다. 지점의 지지방식은 수평방향으로 움직일 수 있는 롤러지지이고, 중앙부에 집중하중이 작용한다.

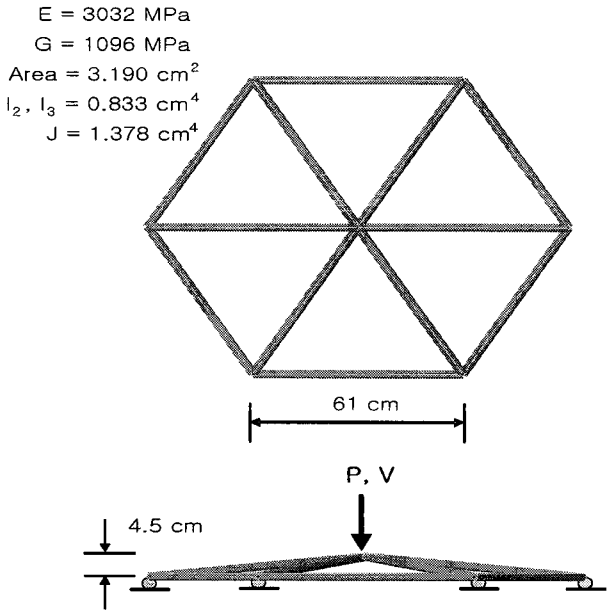


그림 3.2.65 hexagonal frame의 형상 및 재료상수

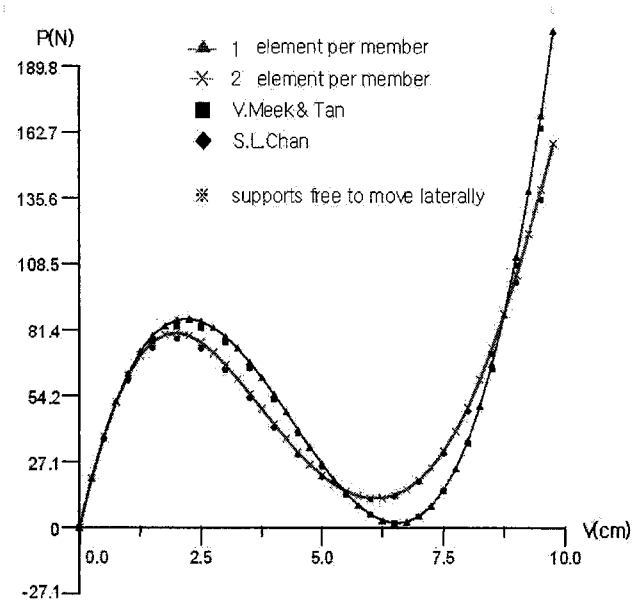


그림 3.2.66 해석 결과비교

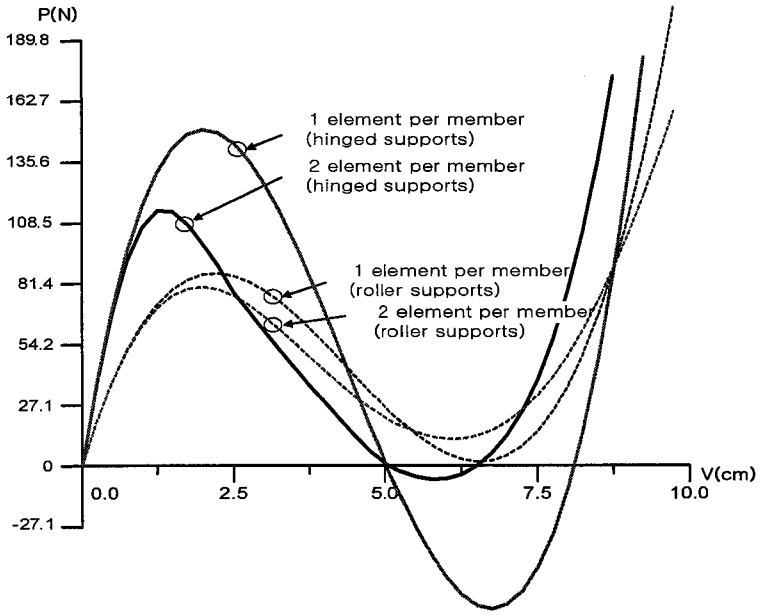


그림 3.2.67 지지조건에 따른 해석결과

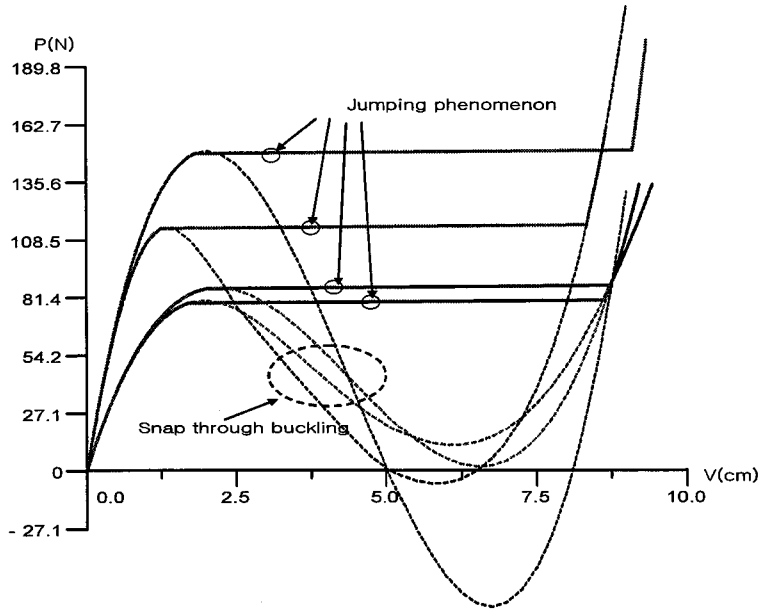


그림 3.2.68 DRM에 의한 jumping 현상

Meek(1984)과 Chan(1998)은 1개의 부재를 각각 1개, 2개의 요소로 모델링하여 해석을 수행하였다. 따라서 기존의 연구결과와의 비교를 위해 본 해석에서도 부재를 1개와 2개로 각각 모델링하여 해석을 수행하였다. 그림 3.2.66은 기존의 연구결과와 비교한 것이고, 그림 3.2.67은 지지조건을 달리하였을 때의 거동특성을 비교

한 것이다. 그림 3.2.68은 본 연구의 DRM으로 하중증분형 대변형 해석을 수행하였을 경우와 변위증분형 해석을 수행했을 때를 비교한 그래프로, 하중증분형 해석을 수행하면 비교적 정확히 점핑 현상을 규명할 수 있었다.

(다) 결 론

DRM에 의해 트러스 및 보요소로 이루어진 공간구조의 대변형 해석을 수행함으로써 후좌굴 해석을 수행하였다. 검증예제 해석결과 기존의 연구결과와 비교적 정확히 일치하였고, 돔형 구조물의 점핑 현상도 파악할 수 있었으며, 여러 요소가 복합적으로 구성된 실제 대형 구조물의 효과적인 기하학적 비선형 해석을 수행할 수 있었다.

뉴튼-랩슨형 해석법과 달리 DRM은 강성매트릭스를 만들지 않고도 정확한 비선형 해석을 수행할 수 있었으며, DRM이 주로 인장구조의 해석에 사용되었지만, 본 연구의 검증을 통해 강성구조물의 대변형 해석 및 좌굴, 후좌굴 해석에도 효과적으로 적용 가능함을 알 수 있었다.

기존의 연구에서의 일반적인 좌굴해석이나 후좌굴해석이라 함은 해석적인 입장에서 강성매트릭스의 특이점을 분석하여 snap-through형, bifurcation형 좌굴을 예측하고 이러한 좌굴경로를 찾는 문제가 주로 이루어졌다.

본 연구에서는 ①과 ②의 검증예제를 통하여 DRM과 변위증분형 해석기법을 사용하여 기존의 연구에서 검증하였던 좌굴후 경로를 찾을 수 있었다. 또한 ②에서는 DRM과 하중증분형 해석을 통하여 기존의 연구에서 해석하지 못하였던 현상인 현재의 안정 상태에서 다음 단계의 안정 상태로 진행하는 점핑 현상을 규명할 수 있었다.

향후 본 연구의 성과를 바탕으로 DRM에 의한 셸요소의 후좌굴 해석에 관한 연구가 추가로 수행될 것이며, 실제 구조물에 대한 지속적인 구조해석적 적용성 검토가 수행될 것이다.

(2) 호장법의 이용한 공간구조의 후좌굴 해석에 관한 연구

(가) 개 요

좌굴해석 및 이론에 관해 그동안 수많은 연구가 수행되어 왔으며, 현재도 진행 중이다. 이러한 연구에 사용된 해석법으로는 일반적으로 뉴튼-랩슨법이나 호장법 등이 있으며, 이 방법들은 공통적으로 전체 구조물의 요소강성매트릭스를 조합하여 전체강성매트릭스를 만든다. 이에 반하여 강성매트릭스를 만들지 않는 동적이완법을 이용하여 좌굴해석을 수행하는 방법도 있지만, 하중증분법이나 변위증분법 등 단순 증분형 비선형 해석에만 적용되어 왔다.(Papadrakakis, 1981, 한상을, 2006).

좌굴해석에 관한 연구를 살펴보면, Papadrakakis(1981)는 보-기둥요소(beam column element)와 explicit vector iteration method를 이용하여, 12-member space frame 모델에 대한 기하학적 비선형 해석을 수행하였는데, 1개의 부재를 1개의 요소로 모델링한 해석결과가 실험값에 매우 근접한 결과를 나타내었다. Meek(1984)은 Crisfield(1981)의 호장법과 유한요소법에 의해 유도한 보요소를 이용하여, 검증문제에 대한 기하학적 비선형 해석을 수행하였는데, 축력에 의한 휨응력의 추가적인 증가와 휨변형에 의한 축변형의 증가(bowing effect, Jennings, 1968)를 고려하였다.

Meek(1984)은 Papadrakakis(1981)가 해석한 12 member space frame 검증문제에서 Papadrakakis(1981)와 같이 1개의 부재를 1개의 요소로 모델링하여 해석을 수행하였는데, 해석결과는 실험값에 비교적 유사하였지만, Papadrakakis (1981)의 보-기둥요소에 의한 결과와 비교하였을 때 정확성이 떨어짐을 알 수 있었다.

Chan(1988), 김문영(1996)은 Papadrakakis(1981), Meek(1984)과 같은 이전의 연구자와 달리 하나의 부재를 2개 이상의 요소로 모델링하여 해석을 수행하였다. Chan (1988)은 Meek(1984)이 사용한 허미트 큐빅(Hermite-Cubic)보요소를 사용하여 기하학적, 재료적 비선형 해석을 수행하였는데, Papadrakakis(1981)의 보-기둥요소와 근접한 결과를 보여주었다. 김문영(1996)은 Bathe(1979)의 감절점 보요소를 사용하였으며, 1개의 부재를 2개의 요소로 모델링하여 해석을 수행하였으며, 해석결과를 Papadrakakis(1981)의 결과와 비교하였다. Bathe(1979)와 Chan(1988, 1993)은 유한요소에 의해 모델링한 Hermite-Cubic 보요소는 보다

더 정확한 결과를 얻기 위해서 부재를 2개 이상의 요소로 분할하여 해석을 수행해야 한다고 지적하였다. 또 다른 연구로 Atluri(1986), Nee (1988)는 가정응력법(assumed stress method)을 도입하였고, Chan(1993)은 부재 중간에 제약식을 도입한 보요소를 개발하여, 기존의 Hermite-Cubic 보요소의 성능을 향상시켰다.

본 연구는 트러스나 보요소로 이루어진 공간구조의 후좌굴 거동(post buckling behavior)을 파악하기 위해, 비선형 해석알고리즘으로 Crisfield(1981)가 제안한 constant arc-length method를 이용하였고, 트러스와 보요소의 강성매트릭스와 비선형 응력-변형도관계식은 유한요소법에 근거한 허미트 큐빅(Hemite-Cubic) 보요소(Przemieniecki, 1968, Makowiski, 1990, Chen, 1991, Yang,1994 등)를 이용하였다. 이 요소는 축방향, 횡방향으로 각각 선형, 3차식으로 변형한다고 가정하여 요소를 정식화한다. 따라서 기하학적 비선형성이 강한 문제에 대해서는 보다 정확한 값을 얻기 위해서는 부재를 2개 이상으로 나누어서 해석해야 한다. 그러나 Bathe(1979)가 지적했듯이 Hermite-Cubic 보요소는 비교적 쉽게 구현이 가능하고, 이론적으로 명확하며, 축력, 휨응력, 비틀림응력이 서로 독립적으로 표현되기 때문에 해석적으로 매우 안정적이라는 장점이 있다. 따라서 일반적인 비선형해석에 적용하였을 때 더 유리할 수 있다.

(나) 검증예제

본 연구에서 사용하고 있는 비선형 요소 해석법의 정확성 및 적용성을 검증하기 위해서, 트러스 및 보요소로 구성된 셸 형 공간구조의 기하학적 비선형 검증예제를 수행하였다.

트러스요소를 사용한 그림 3.2.69의 hexagonal 24-member shallow dome(star dome)은 Hangai(1972)가 최초로 후좌굴해석을 시도한 모델로, 본 연구의 해석결과는 Papadrakakis(1981), 한상을(2000) 등이 제시한 결과에 매우 근접함을 알 수 있었다. 이와 달리 Hangai(1972)의 해석결과는 정해와 오차가 있음을 알 수 있다.

본 연구에서 사용한 Hermite-Cubic 보요소의 정확성을 검증하기 위해서, 그림 3.2.70과 같이 이론해가 있는 순수휨을 받는 캔틸레버에 대한 비선형 해석을 수행하였다. 본 연구에서는 8개의 요소로 분할하였고, Epstein(1975)은 4개, 6개요소로 분할하여 해석을 수행하였다. 외단에 작용하는 모멘트 M에 대한 절점변위

θ, u, v의 이론해는 각각 다음과 같다.

$\theta = ML/EI,\ u = L(1-\sin(\theta)/\theta),\quad v = L(1-\cos(\theta)/\theta)$

비선형 해석법으로 뉴튼-랩슨법과 동적이완법(한상을, 1999, 2006, Han, 2003)을 사용하였으며, 2가지 모두 정해와 매우 일치하는 해석결과를 얻을 수 있었다.

평면프레임의 비선형해석 예제로 자주 사용되는 그림 3.2.71의 예제는 극한점(limit point)이후 snap-back 현상이 발생한다. 따라서 하중증분법이나 변위증분법을 이용하여 전체 평형경로를 해석한다는 것은 매우 어려운 문제로써, 현재까지는 호장법이나 이와 유사한 해석법에 의해서만 해석이 가능한 문제이다. 본 예제는 Cichon(1983) 등 다수의 저자에 의해 해석이 수행되었고, 본 연구의 해석결과와 비교적 일치하고 있음을 알 수 있다.

그림 3.2.72는 3D 보요소의 검증예제로 자주 사용되는 12-member space frame의 형상 및 해석결과를 나타낸 것이다. 그림 3.2.72의 그래프에는 지점조건과 요소분할 수에 따른 해석결과를 참고문헌의 결과와 비교하여 도식하였다.

Papadrakakis(1981), Nee(1988) 등은 각각의 부재를 1개의 보요소로 모델링하였다. 우선 지점이 이동단으로 지지된 경우, 부재를 2개의 요소로 모델링한 결과가 Papadrakakis의 결과에 더 근접하고 있음(Chan, 1988, 1993, 김문영, 1996)을 알 수 있었다. 이는 지점이 핀으로 지지된 경우에도 동일한 경향을 나타내었다. 그러나 핀지지의 경우 부재의 분할 수에 대한 좌굴하중의 변화정도가 더 심하게 나타났으며, 2개의 요소를 사용하여 해석한 본 연구의 결과는 Atluri(1986)의 가정응력법(assumed stress method)을 사용한 Nee(1988)의 결과에 접근하고 있음을 알 수 있다.

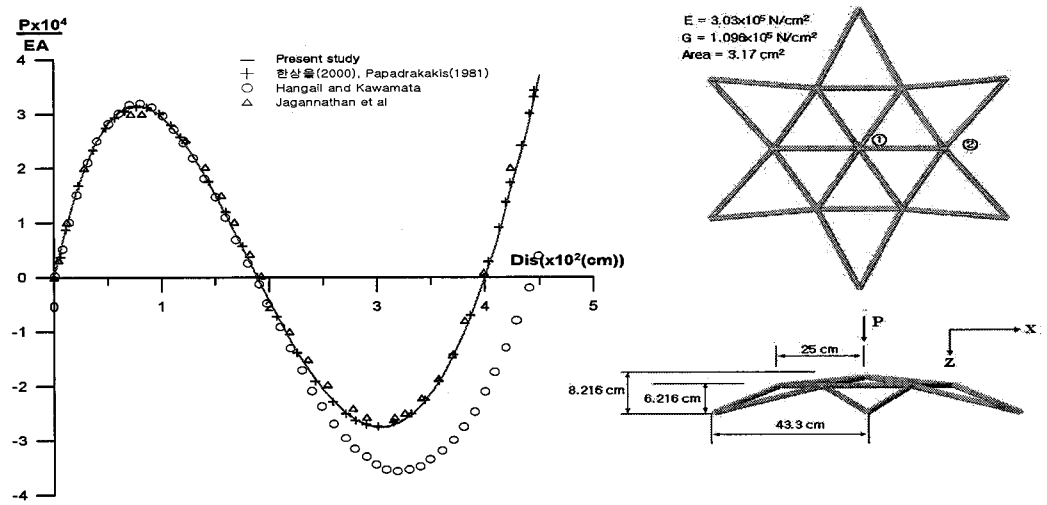


그림 3.2.69 24부재 얕은 트러스 돔 : 기하 및 하중-처짐 곡선

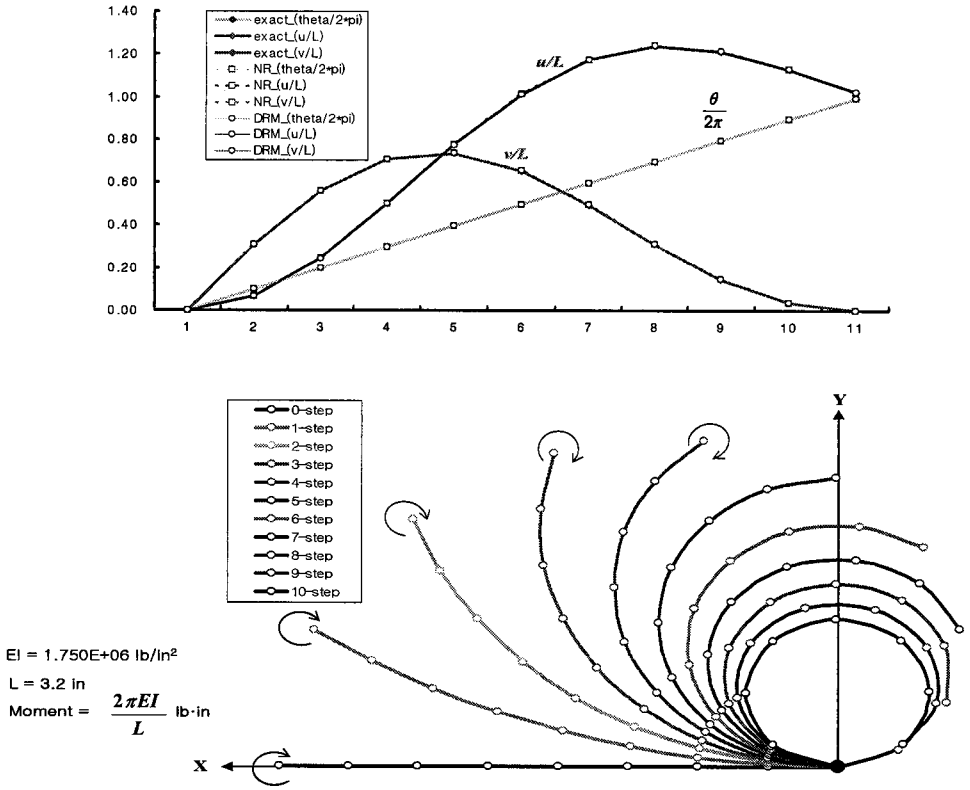


그림 3.2.70 순수휨을 받는 캔틸레버 보 : 기하 및 하중-처짐 곡선

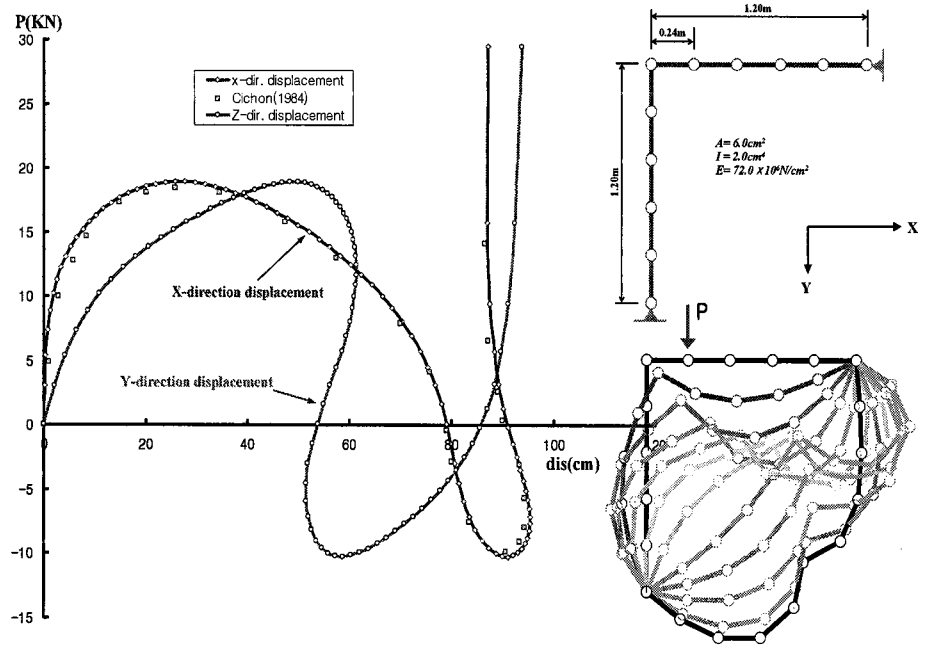


그림 3.2.71 2부재 평면 프레임 : 기하 및 하중-처짐 곡선

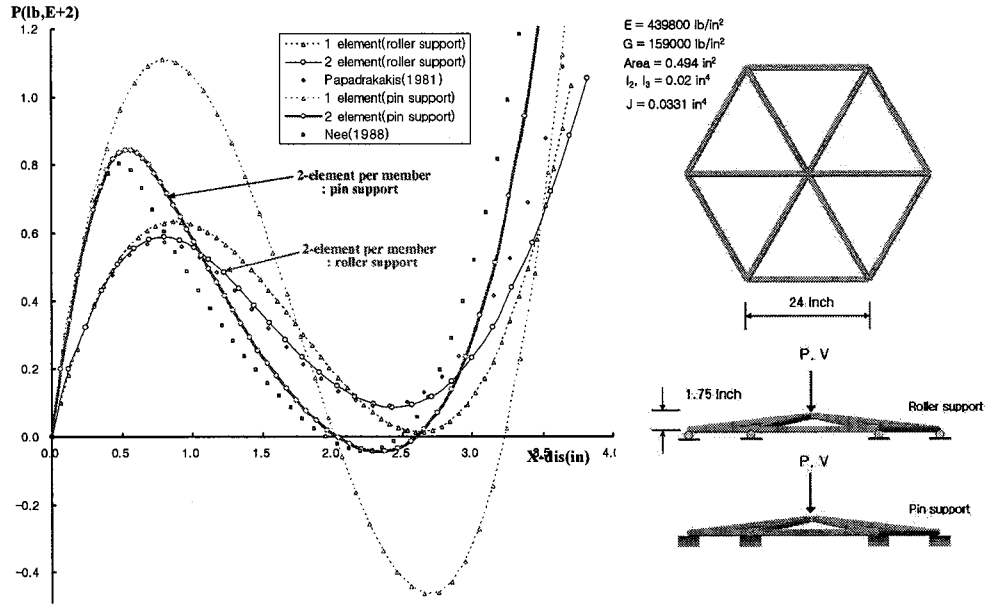


그림 3.2.72 12부재 공간 프레임 : 기하 및 하중-처짐 곡선

(다) 결 론

본 연구는 유한요소법에 의해 유도된 일반적으로 널리 사용되는 Hermite -cubic 보요소와, 비선형 해석법으로 극한점 이후의 거동까지 추적하여, 후좌굴 해석을 수행할 수 있는 Crisfield(1981)의 호장법을 사용하여 공간구조의 비선형 해석을 수행하였다.

해석결과 본 연구에서 사용한 보요소는 단일부재를 1개의 요소로 모델링하여 사용하였을 경우에 부재강성이 과대평가되는 경향을 보였으나, 2개 이상으로 분할할 경우 정해나 기존의 연구결과에 근접함을 알 수 있었다. 일반적으로 보-기둥요소는 1개의 요소만으로도 정해에 가까운 정확한 계산 결과를 얻을 수 있지만, 해석과정이 복잡하고 부재강성에 대한 부재축력의 영향이 커서 뜀좌굴이후의 해석과정 중 해석적 안정성이 떨어지고, 단면형상이 복잡해 질 경우 일반구조물에 대한 적용성이 떨어질 수 있다.

따라서 일반적인 비선형해석을 수행할 경우 해석적으로 안정적이고, 비교적 단순하고 명확한 유도과정을 가지는 본 연구의 Hermite-cubic 보요소를 사용하면, 단일 부재를 2개 이상으로 분할하여 해석할 경우, 후좌굴해석과 같이 복잡한 비선형문제에 대한 정확한 결과를 얻을 수 있을 것으로 사료된다.

(3) 공간구조물의 비선형 탄소성 후좌굴해석에 관한 연구

(가) 개 요

근래 들어 국내에도 한계상태에 의한 철골구조물의 설계법이 도입되고 있다. 이에 따라 프레임구조물의 비선형 해석에 대한 관심이 높아지고 있는 상황이다. 구조물의 외부하중에 대한 실제적인 거동 예측을 위해서는 재료적 비탄성과 기하학적 비선형 특성이 동시에 고려된 상태의 해석모델 및 해석프로그램을 이용하여 최대 하중지지능력을 산정할 수 있어야 한다. 이러한 구조물의 보다 더 정확하고 체계적인 해석을 위해서 LRFD(1986), 강구조 한계상태 설계기준(1998)과 같은 진보된 설계코드에서는 철골프레임 구조물의 비선형 해석이 가능하도록 하였다. 따라서 구조해석 및 구조설계를 수행하는 일반 엔지니어에게 업무의 효율적인 수행을 위해서는 정확하면서 빠른 시간 안에 해석을 수행할 수 있으며, 사용하기 편리한 비선형해석프로그램을 갖추는 것이 필수조건이 되었다.

이를 위해서 비선형 해석을 수행할 수 있는 효율적인 요소 및 해석법의 개발이 필수적이며, 실무적 차원의 효율적인 모델링을 위해서 구조해석 모델의 복잡성을 줄이고 해석결과의 수월한 판단을 위해서 단일부재를 한개의 요소로 모델링하여 정확한 결과를 얻을 수 있어야 한다. 또한 재료의 한계상태를 파악하기 위해서는 부재의 대변형에 의해 발생하는 기하학적, 재료적 비선형 효과를 동시에 고려할 수 있어야 하며, 공간구조에서 자주 발생하는 뜀좌굴이나 분기좌굴해석을 위해서는 극한점 이후의 평형경로를 찾을 수 있는 후좌굴 해석기법이 도입되어야 한다. 위의 필요조건을 모두 만족할 수 있는 이론 및 해석프로그램의 개발은 현재에도 많은 연구자들에 의해 진행 중에 있으며, 본 연구의 목적은 이러한 필요성을 만족시킬 수 있는 비선형 해석프로그램의 개발에 있다.

지난 30여 년간 공간트러스와 공간프레임 구조는 많은 연구자들에 의해 주목받아왔으며, 비선형 지배방정식의 개발을 위해 유한요소법이나 보-기둥이론에 의한 접근방법이 적용되어왔다. 유한요소법에 의한 정식화에서는 Total Lagrangian이나 증분형 Updated Lagrangian 정식화가 적용되었고, 보-기둥이론에 의한 정식화는 변형 후 좌표계에서 계산된 부재좌표계(Eulerian coordinate)의 도입을 통해 부재변형을 계산하는데, 해석적인 면에서 효율적이라고 알려져 있다.

비선형 요소를 개발하는 가장 단순하면서 쉬운 방법은 3차 다항식(cubic

Hermitian polynomial)을 형상함수로 사용하는 보요소의 선형 혹은 탄성강성에 기하강성을 추가하여 접선강성행렬을 구성하여 비선형 보요소를 개발하는 것이다. 이러한 접근방법은 많은 연구자들에 의해 성공적으로 적용되었다. 그러나 각각의 부재를 1개의 요소로 모델링하여 해석을 수행하였을 때의 결과가 여러 개의 요소로 나누어 보다 더 정확한 해석을 수행한 결과와 비교했을 때 오차가 크게 되어 정확성이 떨어지는 단점이 있었다. 그러나 이 요소는 다른 해석법에 비해서 쉽게 적용가능하며, 부재 길이 방향으로 수치적분이 가능하기 때문에 분포소성화(distributed plasticity)의 해석이 가능하다. 부재의 모델링에 따른 해석결과의 정해에 대한 오차에도 불구하고 3차 다항식에 의한 보요소는 일반적인 비선형 해석문제에 가장 안정적으로 적용 가능한 요소이다.

보-기둥이론에 의한 3차원 강접구조물의 대변형 및 탄성좌굴 안정해석에 대한 연구에서는, Oran(1973)에 의해 제시된 부재좌표계에 기초하여, 임의의 대변위가 발생된 구조물에서 강체변위와 실제 부재변형을 구분하여 보-기둥의 부재력-변형관계식에 대입하여 안정함수에 의한 평형방정식을 만족시키는 접선강성행렬을 유도하며, 절점의 회전은 절점방향행렬로 표현된다. 부재를 여러 개의 요소로 나눠야 하는 유한요소법의 개념과 달리 보-기둥이론에 의한 정식화과정에서는 하나의 부재를 한 개의 요소로 모델링한다. 보-기둥요소에서는 부재축력이 도입된 상태의 평형조건식을 풀어서 부재 강성 행렬을 만든다. 부재력의 부호에 따라서 서로 다른 해를 얻기 때문에 일반성이 떨어질 수 있고, 부재력이 영에 가까워질 경우 안정함수가 수치적 오류를 일으킬 수 있다. 또한 부재의 축력값에 대한 휨-회전간의 정확한 강성을 결정하기 위해서 부재별로 반복계산이 필요 하게 된다. 보-기둥요소는 강성행렬이 정확하게 유도된다면, 앞에서도 언급했듯이 각각의 부재를 한 개의 요소로 모델링하여 좌굴하중을 정확히 계산할 수 있다. 이는 평형조건식에 국한된 것으로, 부재 단면 특성이 부재 길이에 대해서 일정해야 하기 때문에 부재 길이에 걸쳐 발생하는 분포 소성화를 위해 필수적인 수치적분을 수행할 수 없는 특징이 있어 보-기둥요소를 이용하여 소성해석이나 비탄성해석을 수행하기 위해서는 집중소성(lumped plasticity)모델을 이용해야 한다. 따라서 보-기둥요소는 유한요소법에 의한 접근방법으로 구분 지을 수 없으며, 일반적인 해석법과는 구별되는 점이 있다.

Chan(1993)은 보잉 효과(bowing effect)를 고려한 상태에서 5차 다항식에 의

한 형상함수를 이용하여 Oran(1973)의 보-기둥요소와 비슷한 형식으로 보-기둥 요소의 결과와 근사한 결과를 나타내는 요소를 제안하였다. 그러나 이 요소는 해석상의 간편성 및 정확성에도 불구하고 굽힘과 비틀림변형 간의 관계식 성분이 생략되어, 횡좌굴해석을 수행할 수 없는 단점이 있다.

Kondoh와 Atluri(1986)는 가정응력장(assumed stressed field)에 의한 접선강성행렬을 유도하였는데, 각각의 부재를 한개의 요소로 모델링하여 2차원 문제에 대한 정확한 해석을 수행하였다. Nee와 Haldar(1988)그리고 Shi와 Atluri(1988)는 이 요소를 이용하여 독자적으로 3차원 문제에 대한 탄소성 후좌굴해석을 수행하였다. 이 요소는 가정된 변위장에 의한 형상함수를 사용하지 않고, 가정된 응력장의 도입을 통한 에너지법으로 요소 평형방정식의 해를 구하였다. 이 요소는 부재축력의 부호에 따라 강성행렬이 다르게 표현되고, 평형방정식의 해를 통해 부재 강성을 구하는 등 보-기둥요소의 이론전개과정이 흡사함을 알 수 있다.

부재의 소성모델은 집중형과 분포형으로 구분할 수 있는데, 이중 집중형 소성모델은 부재 단부에 길이가 영인 소성힌지를 두어 모델링한다. 따라서 이론적으로 간단하고 위의 모든 요소에 적용가능하다. 또한 신뢰할 수 있을 정도의 우수한 해석결과를 주는 것으로 알려져 있다. 소성힌지 모델에서는 재료적으로 완전탄소성으로 가정하고, 항복 발생에 의한 내력의 재분포는 항복면의 소성흐름에 의해 고려된다.

비선형 지배방정식을 풀기위한 수치해석법으로 70년대 초까지는 하중증분형 반복계산법으로 뉴튼-랩슨법, 수정 뉴튼-랩슨법이 주로 사용되어왔으며, 좌굴이전까지의 평형경로를 매우 정확하게 해석할 수 있었다. Bergan(1978)은 현강성계수(current stiffness parameter) 개념을 도입하여 step length 및 후좌굴해석에 이용하였다. 그러나 현강성계수를 이용하여 후좌굴해석을 수행하기 위해서는 한계점 근처에서 매우 많은 수의 계산단계를 필요로 하는 단점이 있었다.

Crisfield(1981)와 Ramm(1981)은 후좌굴해석을 수행하는데 매우 효과적인 수치기법으로, 변위증분해석을 확장한 일정호장법(constant arc-length method)을 제안하였고, Papadrakakis(1981, 1986)는 변위증분해석에 의한 2가지 벡터반복법으로 후좌굴해석을 수행하였다.

국내에서는 김문영 등에 의해 유한요소법에 의한 3차원 공간구조의 탄소성해석을 수행하였는데, 단일 부재를 여러 개의 요소로 나누어 해석을 수행하였다.

한상을, 정명채, 김종민 등은 접합부의 재료적 특성이 고려된 탄소성 보-기둥요소를 이용하여 래티스돔의 좌굴해석을 수행하였다.

본 연구에서는 공간구조물의 각 부재를 하나의 요소로 모델링하여, 탄성 혹은 탄소성 후좌굴해석을 수행할 수 있는 이론 및 프로그램의 개발을 목표로 하고 있다. 이를 위해 후좌굴 비선형 해석법으로 Crisfield(1981)의 호장법을 이용하였고, 휨에 의한 비선형 축변형 증가(bowing 효과) 및 축력에 대한 휨과 비틀림강성 관계식이 모두 고려된 보-기둥이론을 적용하였다. 또한 해석을 위하여 완전탄소성모델에 의한 소성힌지이론을 적용하였으며, 항복 발생 시 소성힌지에서의 내력의 재분포는 항복면 이론에 의해 고려되었다. 기하학적, 재료적 비선형을 동시에 고려할 수 있는 본 연구의 비선형 탄소성해석프로그램을 이용하여 2차원, 3차원 프레임구조물의 검증예제에 대한 해석을 수행하고, 해석결과를 바탕으로 적용이론 및 개발된 프로그램에 대한 효율성 및 정확성을 검토한다.

(나) 검증예제

본 연구에서 적용한 탄소성 보-기둥요소 및 비선형 해석법의 정확성 및 적용성을 검증하기 위해 선행 연구자들에 의해 수행되었던 수치예제에 대한 검증을 수행하였다.

① William toggle frame : 비선형 탄성 후좌굴해석

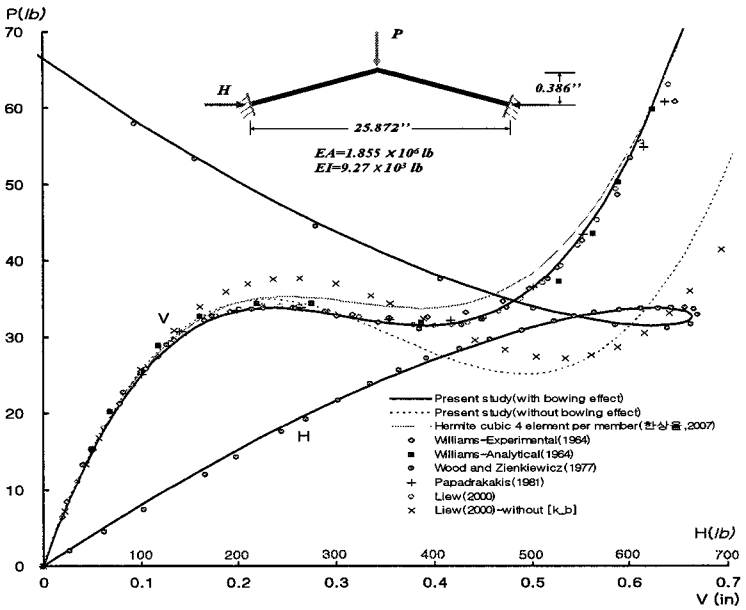


그림 3.2.73 william toggle frame의 하중-수직처짐 곡선

본 예제는 William(1964)에 의해 제시되어 2차원 평면프레임의 검증예제로 자주 사용되는 예제이다. William은 본 예제에 대한 실험 및 해석결과를 제시하였는데, 초기 변형 전 상태를 기준으로 하중증가에 따른 절점변화와 부재축력과 휨모멘트와의 평형관계식을 고려하여 해석을 수행하였다. Wood와 Zienkiewicz(1976)는 하나의 부재를 5개의 등매개변수(isoparametric)요소로 모델링하여 total Lagrangian 기법을 통해 해석을 수행하였고, Papadrakakis(1981)와 Liew(2000)는 본 연구에서 적용하였던 보-기둥요소 이론에 의해 부재를 하나의 요소로 모델링하여 해석을 수행하였다. 본 예제에 대한 기존의 해석결과와 본 연구에 의한 해석결과를 하중-변위곡선을 그림 3.2.74를 통해 비교하였다.

저자는 본 연구에서 적용한 보-기둥요소로 bowing 효과의 적용유무 및 이전 연구(한상을,2007)에서 수행하였던 3차 보요소에 의해 해석을 수행하였다. 보-기둥요소에 대해서는 부재를 하나의 요소로 모델링하였고, 3차 보요소는 하나의 부재를 4개의 유한요소로 모델링하였다. 그림 3.2.74에 이에 대한 수치해석결과를 나타내었다.

검증예제의 해석결과 본 연구에서 적용한 보-기둥요소는 bowing 효과를 고려하여 해석을 수행하였을 경우 기존의 연구자들에 의한 해석결과와 매우 만족할 만한 정도의 유사성 및 정확성을 가지고 있음을 알 수 있었다. 이전의 연구결과들 중 특히 Liew(2000)의 해석결과와 본 연구결과가 거의 일치하는 것을 알 수 있었다. 또한, Liew(2000)의 연구결과에서 지적하였듯이, 보-기둥요소를 사용한다 하더라도 본 예제와 같이 외부 하중에 대한 구조물의 변위가 크고, 축력의 변화가 크게 나타날 경우에는 bowing 효과를 무시하여 해석을 수행하면, 정해에 대해 오차가 크게 나타날 수 있음을 알 수 있었다.

4개의 요소로 부재를 모델링하여 해석을 수행하였을 때, 요소수의 증가에 따라 보-기둥요소의 결과에 근접함을 알 수 있었다.

② 12member hexagonal space frame : 비선형 탄성 후좌굴해석

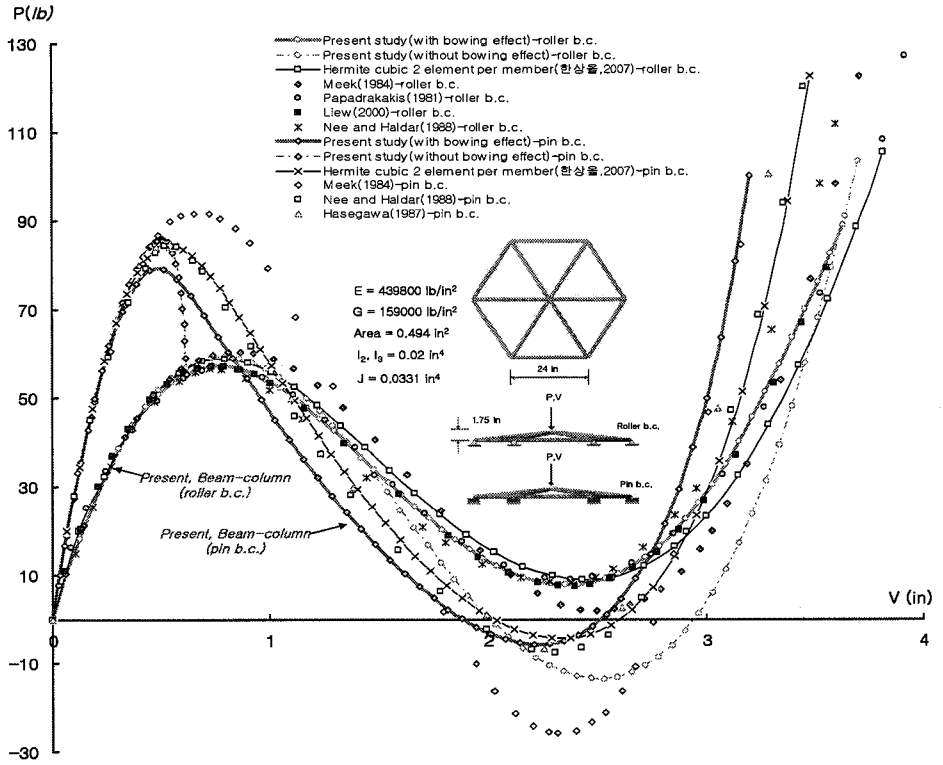


그림 3.2.74 공간프레임의 하중-수직처짐 곡선

본 예제는 Griggs(1966)에 의해 실험적 연구가 수행된 이래로 3차원 보요소에 의한 좌굴해석 및 후좌굴해석 검증예제로 자주 사용되고 있다. 검증예제1에서와 마찬가지로, 본 예제의 해석에서도 해석결과에 대한 보-기둥요소의 bowing 효과를 비교 검토하였고, 유한요소법에 의한 보요소의 요소 분할 수에 따른 해석결과의 특성을 보-기둥요소의 결과와 비교하였다. 그림 3.2.75에 본 연구에 의한 해석결과와 이전 연구자들의 해석결과를 종합적으로 나타내었다.

해석결과 bowing 효과가 고려된 본 연구의 보-기둥요소는 Paradrakakis(1981) 등, 기존의 연구결과에 비교하였을 때 매우 정확한 결과를 나타내었다. 특히 검증예제 ①에서와 같이, Liew(2000)의 연구결과와 거의 일치하고 있음을 알 수 있었다. 또한 해석적인 면에서 안정적으로 3차원 프레임구조물의 탄성 후좌굴해석을 수행 할 수 있었다.

그림 3.2.75, 76의 지지조건에 따른 해석결과를 극한점 부근을 중심으로 지지조건별로 확대하여 다시 그린 것이다. bowing 효과가 고려된 보-기둥요소의 결과가 그렇지 않은 결과에 비해 실험값에 근접하는 등 우수한 결과를 나타내고 있음을 알 수 있다.

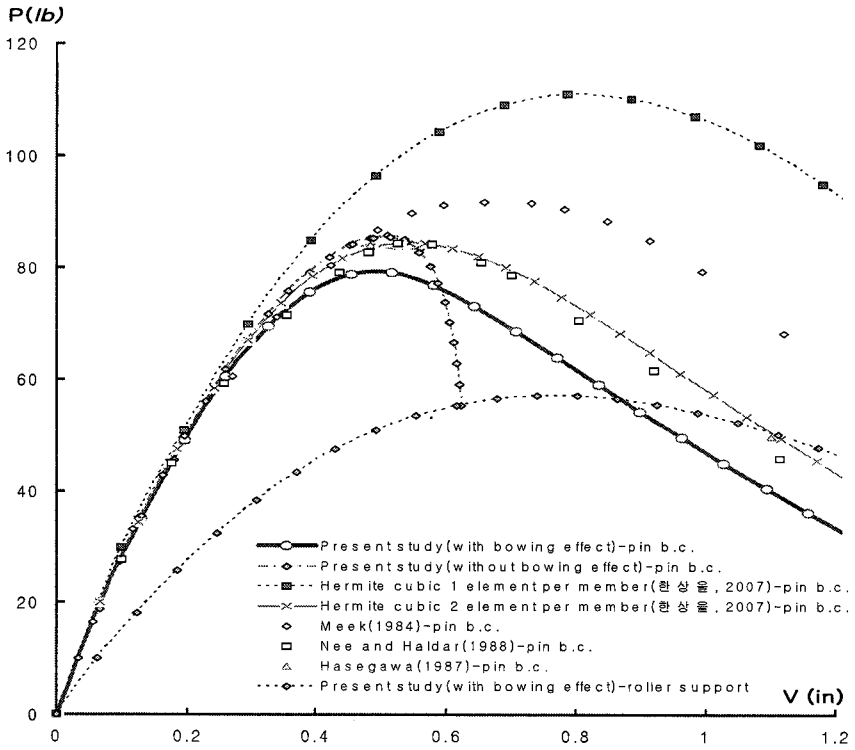


그림 3.2.75 핀 지점을 갖는 프레임의 처짐 곡선

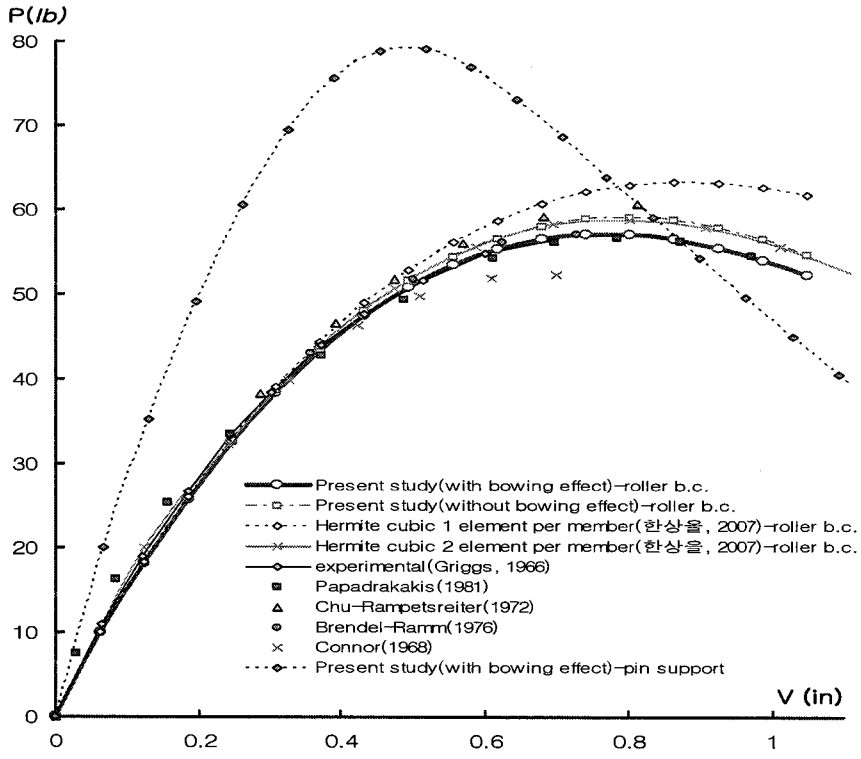


그림 3.2.76 이동지점을 갖는 프레임의 처짐곡선

③ horizontal bent : 비선형 탄소성 해석

본 검증예제는 3차원 프레임구조물의 탄소성해석으로 자주 사용되는 검증예제로 부재 중간 B점에 작용하는 집중하중에 의해 부재에 휨모멘트와 비틀림모멘트가 발생한다. 작용하중을 점차 증가 시키면 결국 A→D→B 절점순서로 소성힌지가 발생하게 된다.

Hodge(1959)는 B절점에서 소성힌지가 발생하는 하중계수를 4.9로 예측하였다. Ueda와 Yao(1982)는 Hodge가 계산한 하중계수 4.9가 lower bound임을 보였다. 따라서 계산된 하중계수가 4.9를 초과하는 참고문헌의 해석결과는 적절한 결과임을 알 수 있다. 그림 3.2.77, 78에 참고문헌의 해석결과와 저자에 의해 수행한 해석결과를 비교하였는데, 부재길이 L이 40 in 인 모델(Kassimali, 1995)과 20 in인 모델(Nee 와 Haldar, 1988)의 2가지 해석모델에 대해서 모두 해석을 수행하고 기존의 연구결과와 비교하였다. 해석모델은 3개의 보-기둥요소로 모델링하였는데, 김문영(1994, 1996)등은 총 8개의 유한요소로 분할하여 해석을 수행하였다.

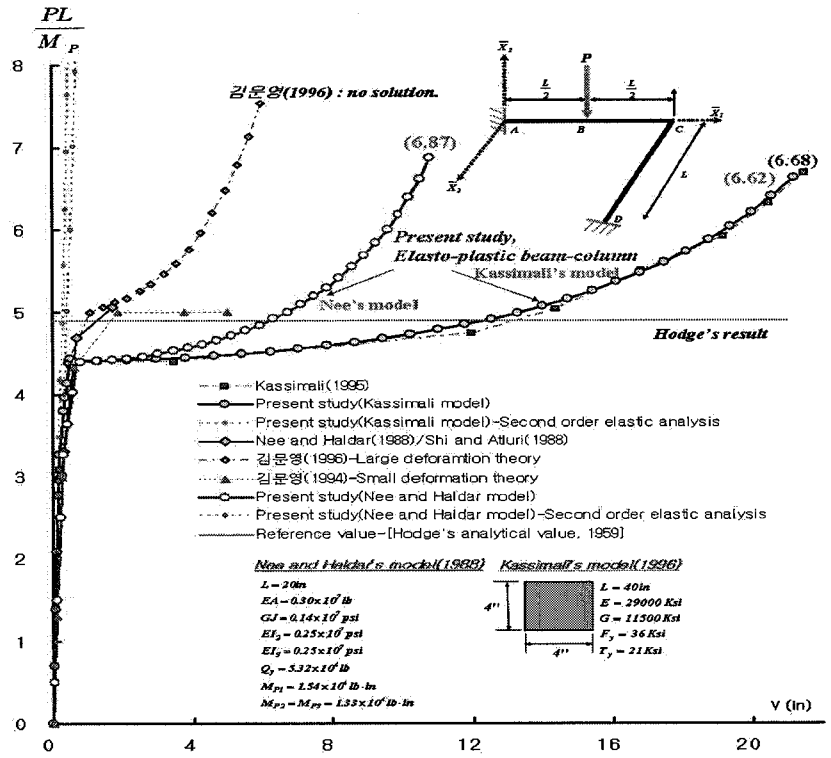


그림 3.2.77 휨을 받는 프레임의 하중-처짐 곡선

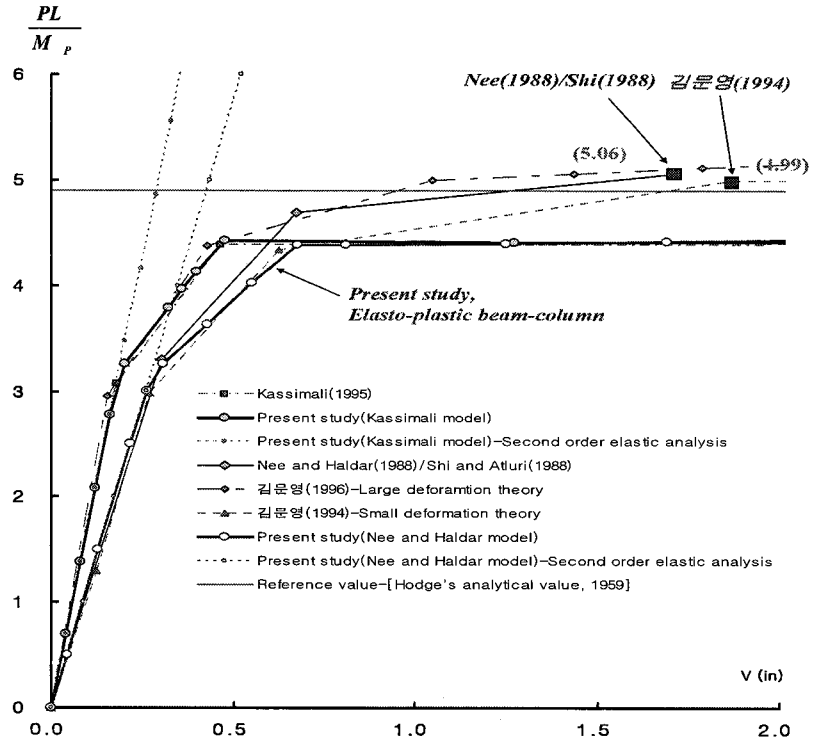


그림 3.2.78 휨을 받는 프레임의 상세 하중-처짐 곡선

④ shallow rigid dome : 비선형 탄소성 후좌굴해석

강절점으로 이루어진 프레임돔의 탄성/탄소성 후좌굴해석을 수행하였다.

Paradrakakis는 총 48개의 유한요소에 의한 보요소로 탄성 후좌굴해석을 수행하였고, Kassimali(1991, 1995)와 본 연구는 18개의 보-기둥요소로 탄성/탄소성 후좌굴해석을 수행하였다.

강절점의 18개 보-기둥요소로 이루어진 프레임돔의 탄성/탄소성 후좌굴해석을 수행하였다. bowing 효과에 따른 탄성 후좌굴해석 결과 기존의 연구자들의 결과와 잘 일치하는 하중-변위 곡선을 나타냈으며, 이중 보-기둥이론을 적용한 Kassimali (1991)의 결과와 가장 근접하였다. 탄성해석 시 bowing 효과의 적용 여부에 따라 축력이 크게 작용하는 부분의 거동차이가 그렇지 않은 구간에 비해 크게 나타났다.

Agyris(1982)는 부재를 세분화하여 소성영역 해석을 수행하였고, Kassimali (1995)는 소성힌지해석을 수행하였다. 해석결과 구조물의 정상부 절점 1에서 소성힌지가 먼저 발생하고, 소성화가 진전되어 2번 절점에서 동시에 소성힌지가 발생하여 뜀좌굴(snap-through)형 좌굴거동을 일으킴을 알 수 있었다.

또한, 본 연구의 해석결과는 탄소성 좌굴 이전 단계의 평형경로에서 Agyris (1982), Kassimali(1995)의 해석결과와 잘 일치하는 결과를 얻을 수 있었고, 이전의 연구에서 보고되지 않은, 탄소성 후좌굴 평형경로를 정확히 예측하여, 1→2→3번 절점으로의 소성화 진행과정을 성공적으로 규명하였다.

탄소성해석에 있어서는 탄성해석과 달리 bowing 효과에 대한 영향이 비교적 미미하였는데(그림 3.2.79, 그림 3.2.80), 그 이유는 부재력이 과도하게 발생한 부재단부에서는, 항복조건식에 의해 소성힌지를 도입하여 하중분산효과를 발휘하기 때문인 것으로 사료된다.

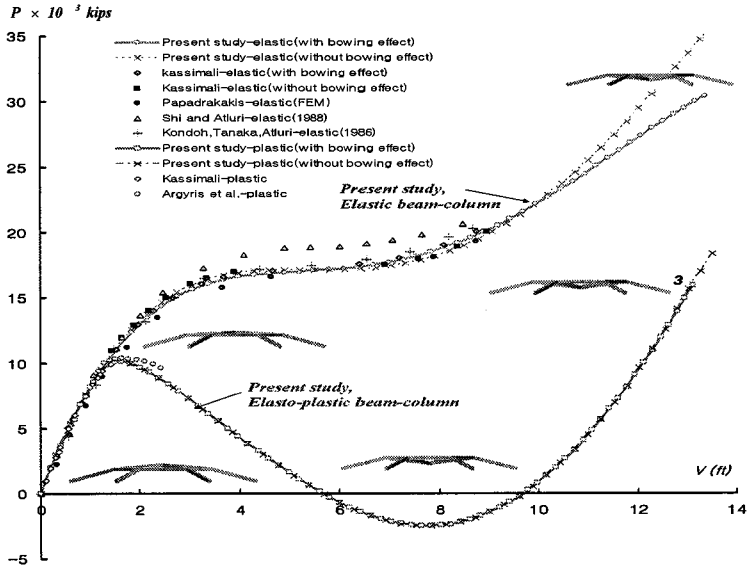


그림 3.2.79 얕은 강절돔의 하중-처짐 곡선

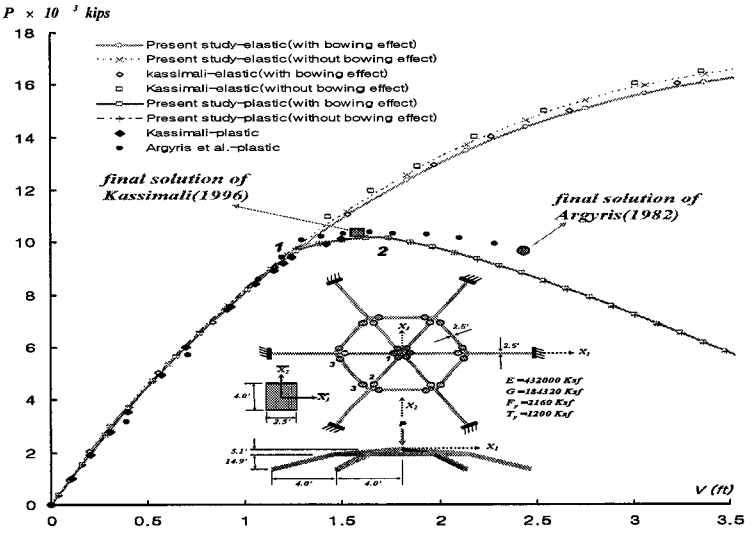


그림 3.2.80 얕은 강절돔의 상세 하중-처짐 곡선

(다) 결 론

본 연구에서는 공간구조물의 각 부재를 하나의 요소로 모델링하여, 탄성 혹은 탄소성 후좌굴해석을 수행하였다.

이를 위해 후좌굴 비선형 해석법으로 Crisfield(1981)의 호장법을 이용하였고, 휨에 의한 비선형 축변형 증가효과(bowing effect) 및 축력에 대한 휨과 비틀림 강성 관계식이 모두 고려된 보-기둥이론을 적용하였으며, 탄소성 해석을 위하여 완전 탄소성모델에 의한 소성힌지이론을 적용하였다. 항복 발생 시 소성힌지에서의 내력의 재분포는 항복면 이론에 의해 고려되었으며, 기하학적, 재료적 비선형 효과를 동시에 고려할 수 있는 본 연구의 비선형 탄소성해석프로그램을 이용하여 2차원, 3차원 프레임구조물의 검증예제에 대한 해석을 수행하였다. 해석결과 본 연구의 해석결과는 기존 연구들의 해석결과와 잘 일치하는 결과를 나타냈으며, 검증예제 ④의 경우, 기존 연구에서는 해석하지 못하였던 탄소성 후좌굴 평형경로를 정확히 예측할 수 있었다.

해석결과를 바탕으로 본 연구의 적용이론 및 개발된 비선형 해석프로그램의 정확성 및 효율성을 검증할 수 있었으며, 향후 보다 진보된 비탄성, 탄소성해석을 위한 이론의 개발 및 개발된 이론의 실제 적용을 위해 노력해야 할 것으로 사료된다.

4. 최적화 설계에 관한 이론 및 알고리즘

(1) TABU 알고리즘에 의한 대공간 구조물의 최적화 및 유전 알고리즘과의 비교분석

대공간 구조물은 외력을 자체의 곡률을 이용하여 면내력으로 저항할 수 있게 하는 형태 저항형 구조물로써, 다른 구조물과 달리 작은 단면을 가지고 내부 기둥 없이 넓은 공간을 계획할 수 있는 장점과 구조적 성질이 동일한 등가 연속체로 치환하여도 비교적 정확한 해를 얻을 수 있는 특징을 가지고 있다. 이러한 대공간 구조물의 특징을 이용한 설계에 있어 부재들의 경량화와 모듈화가 필수적이라 할 수 있으며, 이는 경제성 확보 측면에서 매우 중요한 역할을 할 것이다.

경제성 확보를 위한 대공간 구조물의 설계를 위해서는 최적설계 개념의 적용이 요구된다. 또한 대공간 구조물이 가지고 있는 특징은 최적화 기법 활용에 있어 유용하다고 볼 수 있으며, 지금까지는 유전 알고리즘을 이용한 최적설계 연구가 많이 진행되어 왔다. 그러나 유전자 알고리즘이 갖고 있는 통계적 특성상, 함수계산 횟수가 많고 국부 최적해에 빠질 수 있는 단점, 그리고 수렴 시간에 있어 확률이 적은 영역에 많은 시간을 소비하는 단점이 있다.

한편, 1970년대 초반에 통계적인 방법으로서의 유전 알고리즘과는 달리 발견론적인 방법으로서 터부 알고리즘(TABU algorithm)이 Hansen(1960)에 의해 제시되었으며, 본 연구에서는 전역적 최적해의 발견과 탐색시간의 단축을 위하여 인간의 기억과정을 이용한 방법이라고 말할 수 있는 터부 알고리즘 적용의 타당성을 검증한다. 또한 터부 알고리즘을 이용하는 최적화문제에 있어서, 설계변수는 실질적인 설계의 적용성을 높일 수 있도록 크기와 형상으로 설정하고 있으며, 각각 크기 최적화 문제에 있어서는 구조물을 이루는 부재 총 중량의 최소를 목적으로 하고 있고, 형상 최적화 문제에 있어서는 3차원적으로 자연스러운 힘의 흐름을 유도하여 처짐의 최소화를 목적으로 하고 있다.

(가) 터부 알고리즘

인간의 기억과정을 이용한 터부 알고리즘은 Hansen(1960)에 의하여 처음으로 제시되었다. Hu(1992)는 처음으로 구조설계에 적용을 하였고 제한조건이 있는 최적화 문제를 해결하기 위하여 무작위 이동(random moves)방법을 제시하였다. 또한 Dhinga(1995)는 국부 최적해에 빠지는 문제를 해결하기 위한 방법으로 열망기준(aspiration criteria)을 제시하였으나, 오히려 함수계산을 증가시키는 단점

으로 인해 자동화된 정지조건을 제공하지 않고 임의의 반복횟수를 선택하였다. Machado(2001) 등은 정지조건을 정의한 자동화된 알고리즘을 제시하였으나 터부목록(TABU list)을 제거하고 있다. 그러나 터부목록은 함수계산 횟수의 감소를 위해 필요한 개념이며, 이를 이용하는 터부 알고리즘은 구조물의 최적설계 문제를 다루는데 있어 대단히 가능성 있는 방법으로 예측된다.

① 터부 알고리즘의 기본 개념

터부 알고리즘과 타 알고리즘과의 차이점을 살펴보기 위하여 일반적인 조합 최적화문제를 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\text{minimize} \quad c(x) : x \in X \text{ in } R_n \tag{3.2.6}$$

식(3.2.6)에서 $c(x)$는 목적함수로 선형 혹은 비선형일 수 있다. X는 $c(x)$의 가능해이며, R_n은 n차원의 실수공간을 의미한다. 식(3.2.6)과 같은 다양한 문제들을 풀기위한 발견적 기법의 최적탐색 과정은 제약조건을 만족하는 임의의 해에서 다른 해로 이동하는 움직임(moves)의 연속이라고 할 수 있다. X의 부분집합 $X(s)$에 움직임 s를 사상(mapping)하면 $s : X(s) \rightarrow X$으로 정의한다. X에 적용될 수 있는 움직임 $s \in S$들의 집합 $S(x)$는 이웃함수(neighborhood function)라 한다.

$$\begin{aligned} S(x) &= s \in S : x \in X(s) \\ X(s) &= x \in X : s \in S(x) \end{aligned} \tag{3.2.7}$$

식(3.2.6)과 같은 알고리즘의 기본원리는 최적해 탐색과정이 개선하는 방향으로만 진행하는 것이다. 이 기법은 시작점에서 국부 최적해를 향하여 유일한 한쪽 방향으로만 진행하며, 더 이상 개선할 수 없어 종료될 때 지역 최적해를 얻는다. 그러나 이것은 전역 최적해라 할 수 없다. 이와 달리 터부 알고리즘은 기존의 알고리즘과는 다르게 한쪽 방향으로만 진행하지 않고, 이미 지나왔던 국부 최적해에 다시 빠지는 일 없이 '최고로 가능한 움직임'으로 탐색을 진행하여 전역 최적해를 구한다. 터부 알고리즘의 단순화된 진행과정은 다음과 같다.

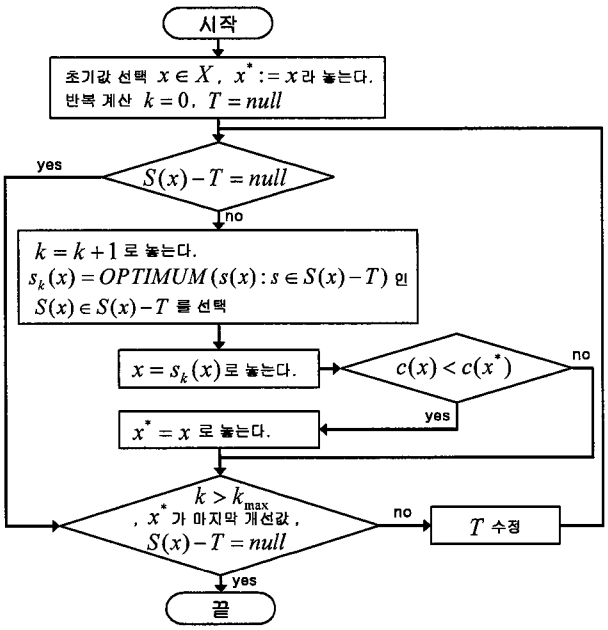


그림 3.2.81 터부 알고리즘의 개요

그림 3.2.81에서 T는 터부목록, $k_{\max}$는 최대반복수, x^*는 최적해, *OPTIMUM*은 이웃함수 중에 최적해를 찾는 함수이다. 터부 알고리즘 진행시 터부목록에 포함된 이웃함수들은 진행에서 제외된다. 터부 알고리즘 과정에는 다음과 같이 3가지 중요한 점이 있다.

- 터부목록 T를 사용함으로서 제약적인 탐색을 하며 생성된 해들은 업데이트된 T에 의해 결정된다.
- 전 스텝에서 찾은 지역 최적해중 가장 좋은 해를 개선하는 경우를 제외하고, 지역 최적해의 조건을 참고하지 않는다.
- 개선하는 움직임 중에서 가장 좋은 움직임은 각 단계에서 선택되고, *OPTIMUM* 함수 안에 삽입된 기준을 사용한다.

OPTIMUM 함수는 다음식을 만족하는 s_k을 선택한다.

$$c(s_k(x)) = \min[c(s(x)) : s \in S(x) - T] \tag{3.2.8}$$

터부목록 T를 제외한 원소들은 부등식 제약들의 집합을 만족해야 한다. *OPTIMUM* 함수가 $c(s(x))$ 최소화를 빨리 이루기 위해서는 $S(x) - T$를 축소화시키고, 이 범위에서 샘플링하는 방법을 사용한다. 극단적으로 후보해가 하나만 존재할 수 있고 이 경우는 $c(s) < c(x)$인 s를 뽑는 샘플전략은 무시할 수 있다. 그러므로 터부 알고리즘은 최적해가 있을 확률이 적은 영역에 많은 시간을 소비하지 않고, 최적해가 있을 확률이 높은 지역을 탐색하는데 더 많이 시간을 소비한다.

② 터부 알고리즘에 의한 최적화 알고리즘

본 연구에서 사용된 최적화 알고리즘은 다음과 같다.

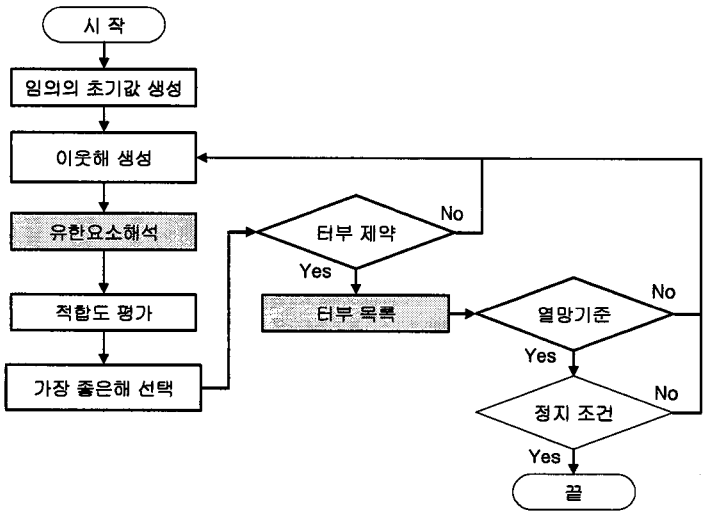


그림 3.2.82 본 연구에서 사용한 최적화 알고리즘

그림 3.2.82에서 보는바와 같이 시작단계에서 임의의 초기해를 선택하고 그 해를 최적해로 놓는다. 그리고 터부 목록을 초기화한다. 그 다음 임의의 초기해로부터 이웃해들을 생성하며, 그 이웃해들로부터 유한요소 해석을 수행한다. 그 다음 유한요소 해석을 통하여 얻은 결과값으로 적합도를 평가한다. 적합도 평가는 제약조건을 만족하는 상태에서 목적함수의 값이 최소가 되는 것을 의미한다.

터부제약을 통하여 목적함수를 최적해에 유도하는 이웃해들의 생성빈도를 파악하고 전 단계보다 더 좋은 해들을 터부목록에 저장함으로써, 다음 단계에서는 터부목록에 저장된 해들을 제외한 범위 안에서 이웃해를 생성한다. 그러므로 전 단계에서 찾은 최적해를 다시 찾는 일 없이 탐색하여 전역최적해로 인도한다. 하지만 현 단계까지 찾은 최적해가 국부최적해일 가능성이 있으므로 열망기준을 통하여 이웃해를 다시 생성한다. 만약 이웃해를 생성하여도 더 이상의 최적해를 찾지 못한다면, 종료하게 되고 터부 목록에 저장된 값이 전역최적해가 된다.

③ 최적화 문제의 정식화

구조물의 최적설계는 주어진 물리적 상태에서 제약조건을 만족하고 목적함수를 최소화 또는 최대화시키는 설계변수의 값을 구하는 것이다. 일반적인 구조물의 최적설계는 다음과 같이 정식화할 수 있다.

목적함수 : $f(x) = f(x_1,\ x_2,\ ...,\ x_n)$ (3.2.9)

제약조건 : $g_i(x) \leq 0, \quad i = 1, 2, 3, ..., m$ (3.2.10)

$$x_l \leq x \leq x_u \tag{3.2.11}$$

식(3.2.9)에서 $f(x)$는 목적함수, 식(3.2.10)의 $g_i(x)$는 제약조건식, m은 제약조건의 수, x_l, x_u는 각각 설계변수의 상한값, 하한값으로 최적해의 범위를 나타낸다.

구조물의 최적화에 대해서 목적함수는 부재의 중량, 구조물의 형상 등 다양한 형태가 될 수 있으며, 목적함수를 평가하는 제약조건에는 등호 제약조건과 부등호 제약조건이 있다. 이 두 가지 제약조건은 한 가지만 고려할 수도 있으며, 동시에 두 가지 모두를 고려할 수도 있다.

등호 제약조건 : $h_i(x) = 0$ (3.2.12)

부등호 제약조건 : $g_j(x) = \psi_{j+1} - \psi \leq 0$ (3.2.13)

$$\Phi(x,\ r) = f(x) + P(h(x),\ g(x),\ r) \tag{3.2.14}$$

$$P(h(x),\ g(x),\ r) = r\left\{\sum_{i=1}^{p}[h_i(x)]^2 + \sum_{i=1}^{m}[g_i(x)]^2\right\} \tag{3.2.15}$$

식(3.2.12), (3.2.13)에 정의된 제약 최적화 문제는 식(3.2.14), (3.2.15)와 같이 정의되며, 식(3.2.14)의 $\Phi(x,\ r)$는 목적함수를 평가하는 함수로 목적함수에 벌점함수 P를 더하도록 한다. r은 벌점 조정 매개변수로 임의의 큰 수로 벌점함수가 큰 값을 갖게 한다.

본 연구에서의 최적화 문제는 크기, 형상 최적화이고 정지조건은 다음과 같다.

크기 최적화 문제의 정식화

목적함수 : $Minimize \quad W(x) = \sum_{k=0}^{ng} A_k \sum_{i=0}^{mk} \rho_i L_i$ (3.2.16)

제약조건 : $g_{\delta i}(x) = \delta_i - \delta_{iu} \leq 0, \quad i = 1, 2, ..., p$

$g_{\sigma j}(x) = \sigma_j - \sigma_{ju} \leq 0, \quad j = 1, 2, ..., nm$

$g_k(x) = \lambda_u - \lambda \leq 0$ (3.2.17)

식(3.2.16)에서 $W(x)$는 전체 구조물의 총 중량을 나타내는 목적함수이고 ρ_i, L_i는 i부재의 비중과 길이이다. A_k는 그룹 k부재의 단면적을 나타내고 있으며, 그룹화한 이유는 설계변수가 많아지면 함수계산 횟수가 증가하기 때문에 많은 계산 시간이 요구되어 그룹화를 통하여 설계변수를 줄이게 된다. ng는 그룹의 수를 나타내며, mk는 그룹 k의 부재수이고 p는 절점수, nm는 부재수를 나타낸다.

식(3.2.17)은 변위, 응력, 전체 좌굴의 제약조건을 나타내고 있으며, δ_i는 i절점의

변위, σ_j는 j부재의 응력, λ는 하중계수로 비선형 해석에 의한 좌굴시 하중 스텝을 나타낸다. δ_{iu}, σ_{ju}, λ_u는 각각 변위, 응력의 제약값, 하중의 스텝수를 나타내며, λ_u는 비선형 해석시 사용되는 하중 증분법에서의 하중 스텝수를 의미한다. 따라서 $\lambda < \lambda_u$일 경우는 구조물이 설계하중에 도달하기 전에 좌굴이 일어남을 의미한다.

④ 형상 최적화 문제의 정식화

목적함수 : $$Minimize\ f(x) = \sum_{i=1}^{m} (\delta_i)^2 \tag{3.2.18}$$

제약조건 : 역학적 제약조건

$$P_k \geq 0, \quad k \in (\text{cable number})$$

$$g_{\delta i}(x) = \delta_i - \delta_{iu} \leq 0, \quad i = 1,\ 2,\ ....,\ p$$

기하학적 제약조건

$$h_j(x) = \psi_{j+1} - \psi_j \leq 0$$

$$H/R = constant \tag{3.2.19}$$

식(3.2.18)에서 $f(x)$는 모든 절점변위의 합을 나타내는 목적함수이며, m은 절점 번호를 의미한다. 식(3.2.19)은 제약조건식으로 역학적 제약조건과 기하학적 제약조건으로 나눌 수 있다. 역학적 제약조건은 역학적 원리를 따르며, $P_k \geq 0$은 케이블의 장력이 항상 '0' 이상이어야 함을 나타내고, $g_{\delta i}(x)$는 변위 제약으로 δ_i는 i절점의 변위, δ_{iu}는 i절점의 변위 제약값을 나타낸다. 또한 케이블의 내력이 '-'가 되면 불안정한 구조물이 되기 때문에 케이블 구조물의 내력은 하중이 가해지 않은 상태에서 평형을 유지해야 한다.

기하학적 제약조건은 설계자의 요구와 목적에 의하여 주어진다. $\psi_{j+1} - \psi_j \leq 0$은 포스트의 위치를 나타내고 있으며, H, R은 구조물의 높이와 반경을 나타낸다.

터부 알고리즘에 있어서 정지조건은 조건을 너무 완화시키면 국부 최적해에 빠지기 쉽고, 과도하게 설정하면 함수계산횟수가 급격히 증가하므로 정지조건은 함수계산횟수에 큰 영향을 미친다. Machado(2001) 등은 경험적으로 정지조건을 다음과 같이 부여하였다.

$$\left| f_e^* - f_{e-q}^* \right| \leq \epsilon, \qquad q = 1, 2, 3, ..., n_q \tag{3.2.20}$$

$$f_e^* - f_{opt} \leq \epsilon \tag{3.2.21}$$

식(3.2.20), (3.2.21)에서 f_e^*는 e번째 순환에서 찾은 최소해이며 f_{opt}는 지금까지의

최소해, ϵ은 아주 작은 수이다. 그리고 n_q는 규정된 정수로써 6, 7, 8 등이 적합하다. 다른 조건으로는 미리 설정된 최대 반복수에 도달했을 때, 잠정 최우수해의 개선 기간이 너무 길 때와 최적해가 이미 발견 되었을 때가 있다. 본 연구에서는 최대 반복수를 사용하고 있다.

(나) 구조물의 최적설계

① 터부 알고리즘의 타당성 검토

구조물의 최적화 문제에 있어 터부 알고리즘의 타당성을 검토하기 위하여 유전알고리즘과 터부 알고리즘을 비교하였다. 그림 3.2.83은 최적화의 검증을 위해 많이 적용되고 있는 구조물의 예로써, 중량의 최소를 목적함수로 사용하는 크기 최적화 문제이다. 사용된 재료의 탄성계수는 $E=68.95\times10^6\,kN/m^2$이고 밀도는 $\rho=2767.042$ kg/m³이며, 해석 및 시공사항을 고려하기 위하여 표1과 같이 부재를 그룹화 하였으며, 하중조건은 표 3.2.6과 같다. 크기 최적화를 위한 정식화 과정은 다음과 같다.

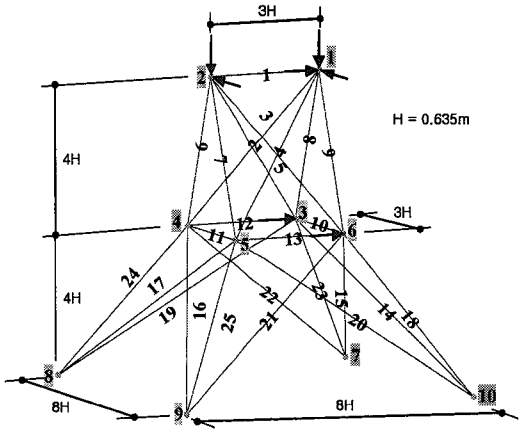


그림 3.2.83 10절점 25부재 입체트러스 모델

표 3.2.5 부재 그룹화

그 룹	부재 번호
G1	1
G2	2, 3, 4, 5
G3	6, 7, 8, 9
G4	10, 11
G5	12, 13
G6	14, 15, 16, 17
G7	18, 19, 20, 21
G8	22, 23, 24, 25

표 3.2.6 하중조건 단위: (kN)

절점번호	x	y	z
1	4.45	44.5	-22.24
2	0.0	44.5	-22.24
3	2.224	0.0	0.0
6	2.224	0.0	0.0

설계변수 : $A_i, \quad i = 1, 2, 3, ..., 25$

목적함수 : $f(x) = \sum_{i=1}^{25} \rho l_i A_i$

제약조건 : $\sigma_i \leq \sigma_y,\ \sigma_i < \sigma_{ei}$

σ_y = 항복응력$(275.79 \times 10^3 kN/m^2)$, $\sigma_{ei} = -\frac{\pi^2 EI}{l_i^2}/A_i$

단면적 : $A_i \in \{6.4516,\ 64.516 \times k\} \times 10^{-6}, \quad k = 1, 2, ..., 40$

초기값 : $[A_1, A_2, ..., A_{41}] = 64.516 \times 40 \times 10^{-6} m^2$

각 부재의 단면적을 연속설계변수가 아닌 이산화한 값을 이용하였으며, 유전 알고리즘의 조건은 집단 크기를 100, 교배율 1.0, 돌연변이율 0.2를 사용하였고 터부 알고리즘의 조건은 이웃해 수 10, 최대 반복수를 100으로 하였다.

유전 알고리즘과 터부 알고리즘에 의한 해석 결과는 표 3.2.7과 같으며, 시행수 10회로 하여 정규화한 값이다. 표 3.2.7의 두 결과를 비교해 보면 함수 계산수에서 터부 알고리즘은 유전 알고리즘에 비해 30% 이상 적은 계산횟수를 보이고 있으며, 중량에 있어서도 더 최적한 값을 찾고 있음을 알 수가 있다. 이 결과를 통하여 터부 알고리즘은 유전자 알고리즘에 비해 수렴성이 좋을 뿐만 아니라, 우수한 해를 찾고 있음을 알 수 있다.

터부 알고리즘에 의한 최적 단면형상을 그림 3.2.85에 나타내고 있다. 그림 3.2.85를 보면 주어진 하중에 의한 힘의 흐름에 따라 지점에 연결된 외각의 부재의 단면이 크게 나오는 것을 알 수가 있다. 그림 3.2.84는 터부 알고리즘의 반복횟수에 따른 목적함수의 수렴과정을 나타내고 있으며, 반복수 50회 이상이 되면 목적함수는 더 이상 최소값의 개선 없이 더 최적한 해를 찾지 못하고 있다. 이는 반복수 50회 안에 최적해를 찾고 있음을 나타내고 있다.

표 3.2.7 10절점 25부재의 최적화결과

단위: ($\times 10^{-6}$ m²)

	유전 알고리즘	터부 알고리즘
함수 계산수	93	67
G1	6.4	6.4
G2	65.0	65.0
G3	258.0	258.0
G4	6.4	65.0
G5	6.4	6.4
G6	65.0	65.0
G7	258.0	194.0
G8	258.0	258.0
중량(kg)	210.3	208.8

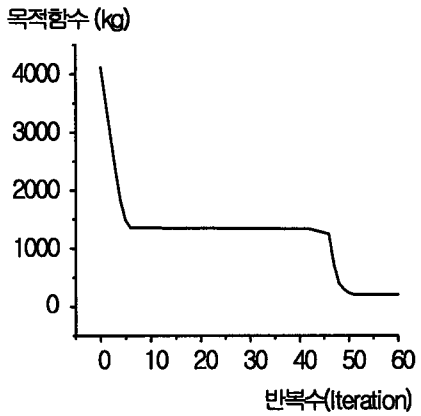


그림 3.2.84 10절점 15부재의 수렴과정

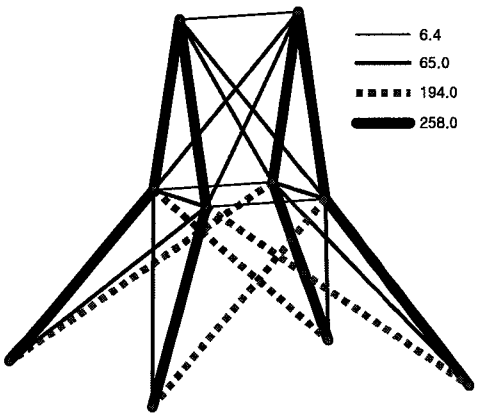


그림 3.2.85 10절점 25부재의 단면 최적형상

② 대공간 구조물의 크기 최적화 문제

대공간 구조물에 대한 터부 알고리즘의 실질적인 적용성을 검토하기 위하여 그림 3.2.86과 같은 31절점 75부재 지오데식 돔 구조물의 크기 최적화 문제이다. 하중조건은 그림 3.2.87과 같이 1번 절점에 $20kN$을 재하하였고 나머지 절점에 $10kN$을 재하하였다. 해석의 간편성과 시공성을 향상시키기 위하여 그림3.2.88과 같이 부재를 그룹화 하였다.

본 문제에서는 제약조건과 하중조건에 따른 최적화 결과를 비교·분석하기 위하여 4가지의 경우를 고려하여 최적화를 수행하였다. 수치해석 방법으로는 기하학적 비선형 해석을 고려한 하중 증분법을 사용하여 구조물의 전체좌굴을 고려하였다. 탄성계수는 $E=210\times10^6 kN/m^2$, 밀도 $\rho=7698.0 kg/m^3$로 하였고 설계변수는 그림 3.2.88과 같이 각 부재의 단면을 그룹화 하였다.

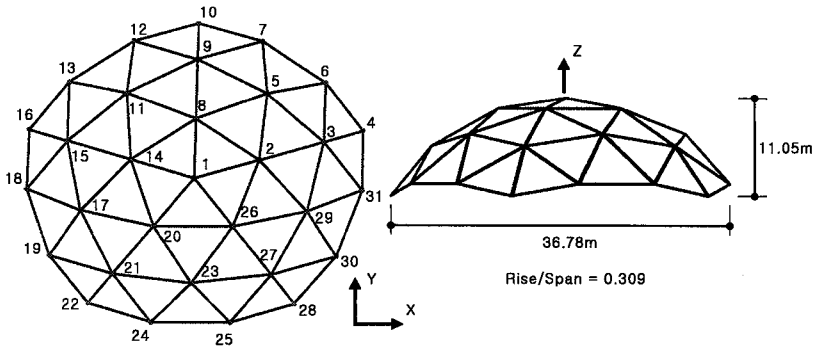


그림 3.2.86 지오데식 돔 모델

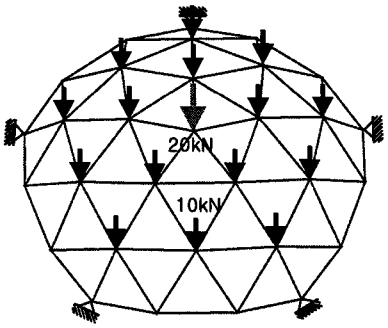


그림 3.2.87 하중조건

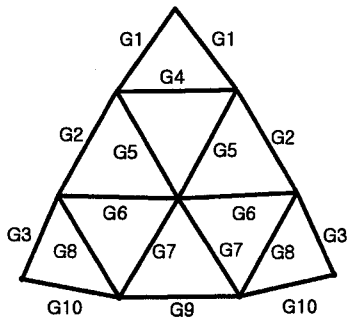


그림 3.2.88 변수 그룹

목적 함수 : $f(x)=\sum_{i=1}^{75}\rho l_i A_i$

설계 변수 : $A_i, \quad i=1,2,3,...,10$

제약 조건 : 응력제약 $\sigma_i \le \sigma_y,\ \sigma_i < \sigma_{ei}$

σ_y = 항복응력$(275.79\times10^3 kN/m^2)$, $\sigma_{ei}=-\dfrac{\pi^2 EI}{l_i^2}/A_i$

변위제약 = $g_i(x)=\delta_i-\delta_u \le 0.1\text{m}$

δ_i = 각절점의 변위, δ_u = 변위제약값$(\pm0.1\text{m})$

단면적 : KS규격 구조용 강관 61개

표 3.2.8 지오데식 돔의 하중 및 제약조건

경우	하중조건	제약조건
Case 1	집중하중(1번 절점 20kN)	응력제약(허용, 좌굴응력)
Case 2	집중하중(1번 절점 20kN)	변위 및 응력제약 (허용, 좌굴응력)
Case 3	등분포하중(그림 3.2.87)	변위 및 응력제약 (허용, 좌굴응력)

터부 알고리즘의 조건은 최대 반복수를 500, 이웃해 수는 10으로 하였다. 지오데식 돔의 경우별 크기 최적화 결과는 표 3.2.9에 나타나 있다. 이 결과는 경우에 따라 시행수를 10회로 하여 목적함수가 최소가 된 결과이며, 단면 형상은 그림 3.2.89~92에 나타내었다.

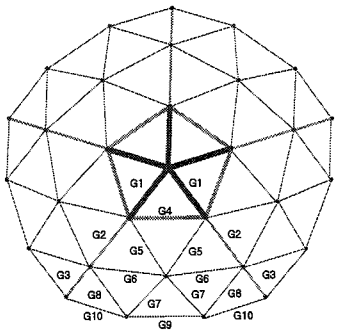


그림 3.2.89 case 1의 결과

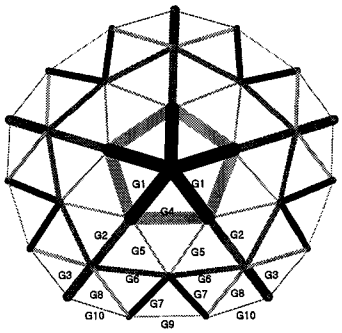


그림 3.2.90 case 2의 결과

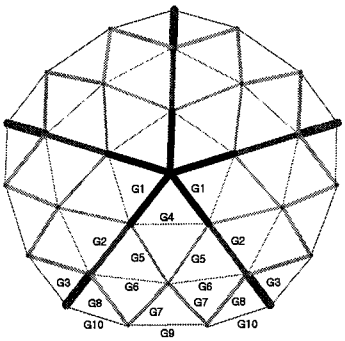


그림 3.2.91 case 3의 결과

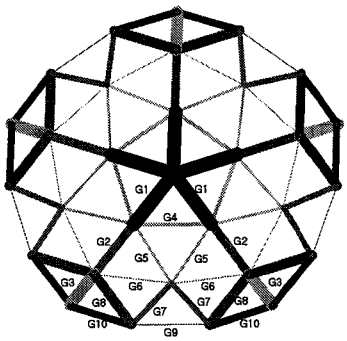


그림 3.2.92 case 4의 결과

그림 3.2.89~92를 보면 case 1의 경우 집중하중의 부근 단면이 크게 나오고 있으며, 응력제약만 고려하여 1번 절점 처짐이 0.192m로 변위제약을 넘어서고 있다. 그러나 처짐이 크게 나오지 않는 이유는 응력제약으로 허용응력과 좌굴응력을 고려하여 이를 만족하는 부재들을 선택하기 때문이다. case 2의 경우도 마찬가지로 집중하중 부근의 단면이 크게 나오고 있으며, 변위제약을 고려하여 1번 절점의 변위는 0.089m로 제약조건에 만족하는 범위 내의 값을 갖지만 전체적으로 각 부재의 단면이 크게 나오는 것을 알 수 있다. case 3은 분포하중으로 인하여 힘의 흐름에 따라 지점에 직접 연결된 부재의 단면이 크게 나오는 것을 알 수 있었다. 또한 1번 절점의 처짐은 0.264m로 집중하중만 받는 case 1의 경우보다 작용하중이 크므로

처짐과 각 부재의 단면이 크게 나오는 것을 알 수 있다. case 4의 경우 case 3과 마찬가지로 분포 하중으로 인한 힘의 흐름에 따라 지점의 부재들이 크게 나오고 있으며, 변위제약을 고려하여 1번 절점의 변위가 0.097m로 제약조건을 만족하고 있다. 하지만 case 3의 경우보다 각 부재의 단면이 크게 나오는 것을 알 수 있었다.

이러한 지오데식 돔의 경우에 따른 크기 최적화 결과 터부 알고리즘은 주어진 제약조건에 따라 최적해 결과가 다르게 나타나며, 터부 알고리즘은 제약조건을 만족하는 범위 안에서 가장 최적한 것을 찾고 있음을 알 수가 있었다.

표 3.2.9 지오데식 돔의 경우에 따른 최적화 결과

단위:($\times 10^{-6}$ m²)

경우	case 1	case 2	case 3	case 4
시행수	1	6	3	9
중량(kgf/m^3)	11751.125	170809.094	22711.231	279542.736
G1	864	11850	864	20940
G2	220	2516	735	2272
G3	220	7021	1552	14880
G4	576	9890	118	989
G5	118	941	348	864
G6	118	1552	118	420
G7	118	2272	420	1201
G8	118	1079	420	7021
G9	118	151	220	735
G10	118	420	220	1552

③ 대공간 구조물의 형상 최적화 문제

대공간 구조물에 많이 이용되고 있는 케이블 돔의 형상 최적화를 위하여 그림 3.2.93은 단위 모델로 14절점 25부재로 이루어진 구조 시스템이다. 이 문제에서는 포스트의 길이와 위치에 따라 각 절점의 변위가 최소가 되는 최적 형상을 결정한다.

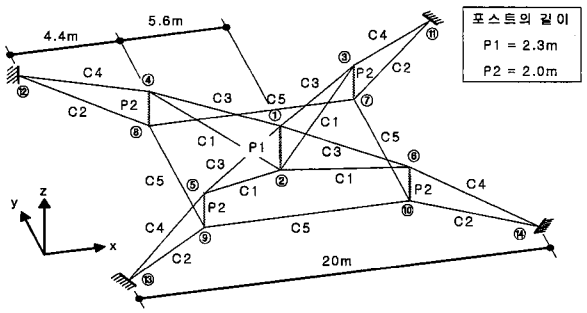


그림 3.2.93 단위 케이블 돔 모델

설계변수 : $D_i,\quad i=1,2,3,...,10$

목적함수 : $f(x)=\sum_{i=1}^{10}\delta_i^2$

제약조건 : $P_i \geq 0 (i$ = C1 ~ C5), P_k=케이블의 장력

$$g_i(x)=\delta_i-\delta_u \leq 0, \qquad i=1,2,3,...,10$$

δ_i = i 절점의 변위, δ_u = 변위 제약 값(0.5m)

부재 제원 및 초기장력은 표 3.2.10과 같으며, 단위 케이블 최적화 수행 과정에서 부재의 단면적, 초기장력, 탄성계수 등은 변하지 않고, 부재 길이와 절점 좌표만 변화한다. 또한 케이블 돔의 형상을 유지하기 위하여 압축재 P2의 길이 변화는 같게 하였으며, 인장재 C2, C4의 길이변화도 같게 설정하였다. 그리고 케이블은 인장재이므로 압축을 받을 경우 탄성계수를 0으로 하는 벌점전략을 사용하였다. 설계변수의 영역은 이산화한 값이 아닌 실수영역을 사용하였으며, 터부 알고리즘의 조건은 최대 반복수를 300으로 하였고, 이웃해 수는 10으로 하였다.

케이블과 포스트의 길이 변화는 표 3.2.11과 같고 10번 시행하여 얻은 결과이다. 표 3.2.11에서 P1의 포스트는 초기 길이 2.30m에서 2.75m로 나타났으며, P2 포스트도 초기 길이 2.00m에서 2.38m로 38cm 증가하였고, 형상 최적화 결과는 그림 3.2.94와 같다.

표 3.2.10 부재 제원 및 초기장력

부 재		단면적 ($\times 10^{-6} m^2$)	탄성계수 ($\times 10^6 kN/m^2$)	초기장력 (kN)
인장재	C1	1734	186.3	25.9
	C2	867	186.3	130.4
	C3	1494	127.5	71.5
	C4	1060	127.5	72.4
	C5	1186	127.5	199.8
압축재	P1	5361	205.9	0
	P2	3087	205.9	0

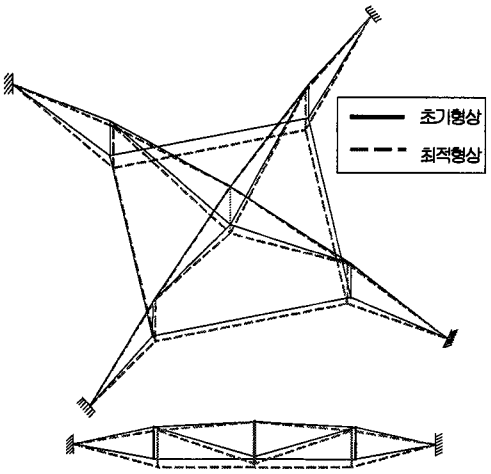


그림 3.2.94 케이블 돔의 최적형상

표 3.2.11 케이블과 포스트의 길이

단위: (m)

시행수	최대 반복수 (함수)	C1	P1	P2	$f(x)$
1	60	7.61	2.71	2.34	0.235
2	55	6.61	2.35	2.96	0.170
3	50	6.80	1.73	2.46	0.645
4	55	7.04	2.50	2.32	0.618
5	51	7.38	2.94	2.60	0.173
6	63	7.64	2.75	2.38	0.167
7	55	6.84	2.37	2.96	0.187
8	55	7.18	2.43	3.19	0.168
9	50	7.18	2.75	2.38	0.216
10	56	7.04	2.50	2.68	1.040

④ 서울 올림픽 체조경기장

터부 알고리즘의 실질적인 적용성을 검토하기 위하여 올림픽 체조경기장의 형상 최적화 문제이다. 그림 3.2.95는 형상 최적화를 위해 중앙의 센터링을 단일 부재로 가정하고, 막구조를 제외한 케이블 돔 시스템을 동일하게 구조 모델링한 모습으로 본 문제에서는 초기형상으로 한다. 또한 기하형상 및 프리스트레스, 절점 좌표는 실제 구조물과 동일하게 설정하였으나, 초기장력의 결정 부분은 생략하고 안정화 이행과정을 통해 결정된 초기장력으로 이루어진 구조물의 최적형상을 찾는다.

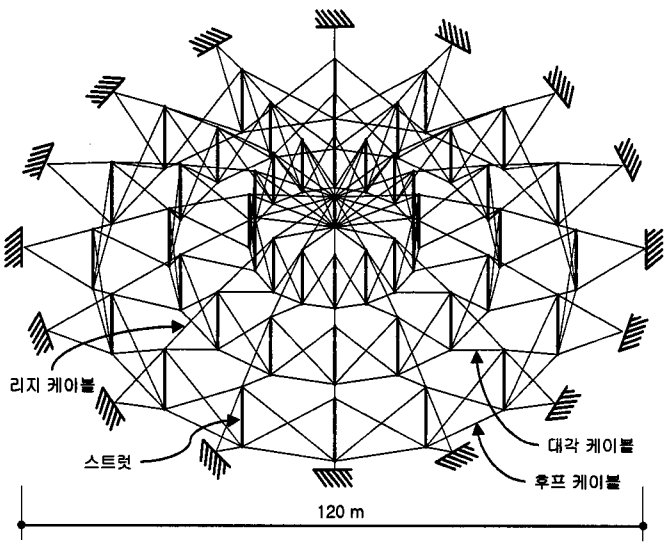


그림 3.2.95 올림픽 체조 경기장의 최적화 모델

최적화 모델의 지점은 모두 핀지지로 하였으며, 최적화 수행을 위한 부재 제원 및 초기장력은 표 3.2.12에 나타내었으며, 부재명은 중앙으로부터 '1'로 시작하였다. 설계하중은 고정하중으로 그림 3.2.96과 같이 포스트 상부의 모든 절점에 $22.1kN$으로 재하하였으며, 설계변수는 그림 3.2.97과 같이 전체 모델을 단순화하여 높이와 반경은 고정하고 포스트의 길이와 리지 케이블의 길이의 변화로 하였다. 또한 포스트의 항복강도는 $330{,}000kN/m^2$를 사용하였고 케이블의 허용인장강도는 $1{,}570{,}000kN/m^2$를 사용하였다.

표 3.2.12 부재 제원 및 초기장력

부 재 명		단면적 ($\times 10^{-6}$ m²)	탄성계수 ($\times 10^{6}$ kN/m²)	초기장력 (kN)
스트럿 (post)	P3	9973	210	-
	P2	5361	210	-
	P1	5361	210	-
대각 케이블 (diagonal)	D4	2240	160	1055.0
	D3	1400	160	659.4
	D2	1080	160	508.6
	D1	540	160	252.5
리지 케이블 (ridge)	R4	3480	160	1639.3
	R3	2080	160	979.9
	R2	1502	160	707.7
	R1	1380	160	649.9
후프 케이블 (hoop)	H3	5883	160	2760.3
	H2	3336	160	1571.6
	H1	1650	160	1359.8

올림픽 체조 경기장의 크기 최적화 정식화 과정은 다음과 같다.

설계변수 : $D_i, \quad i = 1, 2, 3, ..., 145$

목적함수 : $f(x) = \sum_{i=1}^{145} (\delta_i)^2$

제약조건 : $P_k \geq 0, \qquad P_k$=케이블의 장력

$$g_i(x) = \delta_i - \delta_u \leq 0, \quad i = 1, 2, 3, ..., 145$$

δ_i = i 절점의 변위, δ_u = 변위 제약 값(0.5m)

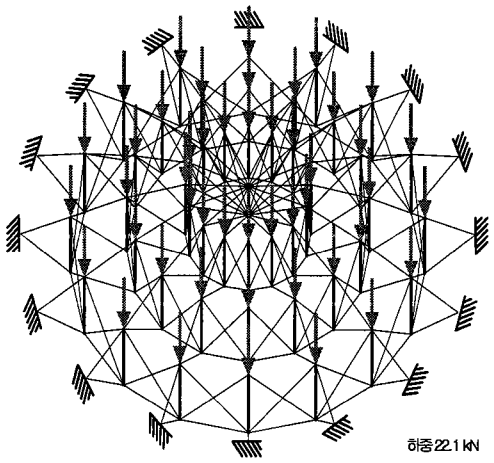


그림 3.2.96 최적화 모델의 하중조건

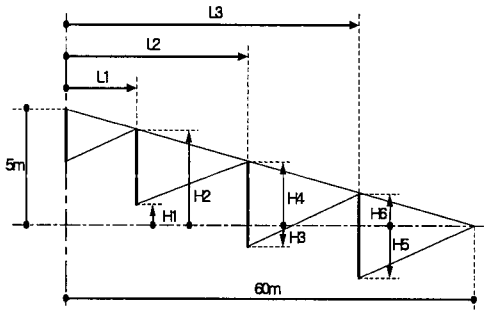


그림 3.2.97 단순화한 설계변수

터부 알고리즘의 조건은 최대 반복수 500회, 이웃해 수를 10으로 하였으며, 시행수는 10회로 하였다. 설계변수는 이산화 값이 아닌 실수 영역을 사용하였다.

고정하중 상태에서 10회 시행한 결과는 표 3.2.13과 같으며, 최적형상은 그림 3.2.98에 나타내었다. 표 3.2.13의 결과를 보면 반복수가 150회 이상으로 100회 미만에서 해의 값을 찾은 전 절들의 해석 모델에 비해 반복횟수가 급격히 증가하는 것을 알 수가 있었다. 반복횟수의 증가 이유는 설계변수가 많고, 설계변수의 영역이 실수 영역이기 때문에 해 탐색의 범위의 증가로 사료된다. 최적형상은 초기형상에 비해 L1의 길이는 증가하고 L2의 길이는 감소, L3의 길이는 증가하는 것을 알 수 있었으며, 포스트의 길이는 증가하고 전체적 형상에 있어서는 트러스 형태의 형상을 보여주고 있다.

본 연구에서 사용하고 있는 터부 알고리즘은 유전 알고리즘에 비해 설계변수의 개수와 변수영역이 커지면 목적함수 계산 횟수가 급격히 증가하는 것을 알 수 있었다. 이것은 터부 알고리즘은 최적해를 찾기 위하여, 해의 영역을 계속적으로 반복 탐색하면서 발견적인 탐색을 하지만, 유전 알고리즘은 해의 영역을 계속적으로 반복 탐색하면서 발견적인 무작위 탐색이 아닌 확률적 탐색을 한다. 그러므로 터부 알고리즘은 유전 알고리즘에 비해 설계변수의 개수와 영역이 작으면 해의 수렴성이 좋지만, 설계변수의 영역이 커지면 목적함수의 계산횟수의 증가로 인하여 수렴시간이 급격히 증가되는 것을 알 수 있었다.

표 3.2.13 고정하중 상태에서의 최적화 결과

단위: (m)

시행수	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
L1	14.60	14.38	14.15	15.02	14.83	14.35	15.23	13.98	13.78	17.57
H1	-0.05	-0.04	-0.47	-2.58	-3.00	-1.53	-1.09	-1.60	-2.59	-0.92
H2	5.13	5.72	6.66	6.62	5.46	5.52	5.16	5.42	5.34	5.86
L2	30.49	29.97	30.13	30.72	31.99	29.01	31.98	30.15	30.48	30.78
H3	-2.40	-2.57	-2.55	-3.06	-2.62	-3.00	-2.51	-2.93	-2.82	-3.23
H4	4.09	4.37	4.18	4.10	3.30	4.03	3.95	3.90	3.55	4.02
L3	49.23	50.23	47.90	48.14	48.53	50.73	50.95	50.14	49.83	48.95
H5	-6.85	-6.69	-6.73	-5.23	-4.89	-5.43	-5.24	-5.43	-5.10	-6.64
H6	2.79	2.95	2.88	2.41	2.20	2.74	2.80	2.52	2.30	3.08
반복	155	218	169	255	196	229	190	255	240	260
총 처짐량	11.40	11.39	10.75	3.79	1.99	1.44	2.17	0.71	0.68	0.54

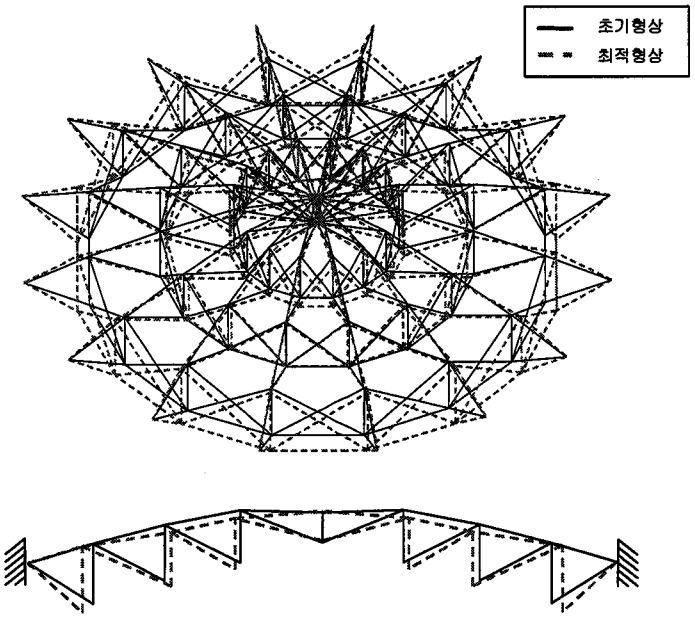


그림 3.2.98 초기형상 및 최적형상

(다) 결 론

본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

터부 알고리즘과 유전 알고리즘의 비교를 위하여 10절점 25부재 입체 트러스의 크기 최적화 결과, 터부 알고리즘은 유전 알고리즘에 비해 수렴속도가 30% 이상 빠르고 더 정확한 수렴값을 얻을 수 있음을 규명하였다.

지오데식 돔의 제약조건 및 하중조건에 따른 크기 최적화 결과, 터부 알고리즘은 주어진 조건을 만족하는 범위 안에서 최적해를 찾고 있음을 알 수 있었다. 이 결과로부터, 터부 알고리즘은 구조설계의 적용에 있어 효과적인 방법으로 판단된다. 단 제약조건의 설정에 있어서는 설계자의 적절한 고려가 필요하다고 사료된다.

터부 알고리즘을 이용하여 단위 케이블 모델의 형상 최적화를 수행해 본 결과, 처짐에 대한 구조성능을 갖는 최적형상을 찾았으며, 초기형상과 최적형상을 비교해 본 결과, 최적형상은 초기형상에 비해 약 1.8배의 처짐에 대한 저항성능을 갖고 있음을 알 수 있었다. 그러므로 터부 알고리즘은 대공간 구조물의 최적설계의 적용에 있어 효과적인 방법으로 사료된다.

실제 구조물의 적용성을 검토하기 위하여 올림픽 체조 경기장의 형상 최적화를 수행한 결과, 초기형상보다 처짐에 대한 저항성능이 뛰어난 최적형상을 찾고 있음을 알 수 있었다. 그러나 터부 알고리즘은 설계변수의 영역이 작거나 설계변수의 개수가 적으면 유전 알고리즘에 비해 좋은 수렴성을 가지고 있지만, 올림픽 체조 경기장과 같이 설계변수의 영역이 넓어지거나 설계 변수가 많아지면 함수계산 횟수가 급격히 증가되는 단점이 있다.

추후 연구로는 이를 상호 보완할 수 있도록 두 알고리즘을 복합적으로 사용하는 연구가 필요할 것으로 판단된다.

(2) ANSYS에 의한 이산화 변수 격자 구조의 최적화 설계(Fuzzy theory)

1960년대부터 발전해온 최적화 설계기법은 최적화 원리와 컴퓨터 기술을 설계 영역에 응용하는 기법이다. 이 최적화 설계 기법은 기계/조선, 항공우주, 석유, 화공, 건축/토목 등 각 분야에서 이미 광범위하게 응용되고 있으며, 설계 변수에 따라 연속 변수 최적화 설계, 이산 변수 최적화 설계 등으로 분류 할 수 있다. 지금까지의 대다수 최적화 설계기법은 연속 변수에 의한 것이며, 이 연속 변수에 의한 최적화 설계 기법은 이산 변수에 의한 최적화 설계 기법에 비해 상대적으로 발전되어 있다. 또한, 연속 변수 최적화 설계기법은 극한값이론 기준법과 수리계획법 등을 포함하고 있다. 그러나 실제 공학 설계의 경우에는 각 분야의 엄격한 규격과 기술 표준을 만족해야 하기 때문에 설계 변수가 이산값을 취해야 하는 상황이 필수적이다. 이산화 변수의 최적화 설계 문제를 연속 변수 최적화 설계기법을 이용할 경우, 우선 연속 변수 최적해 중 가장 가까운 이산화 수치 중 큰 것을 선택하여, 해를 얻는 것이다. 이러한 경우 얻어진 해는 두 가지 가능성을 초래 할 수 있다. 첫째는 합리적인 이산해가 아닐 가능성과, 둘째는 그에 따른 결과로서 이산화 최적해가 아닐 가능성이다. 그러므로 이산화 변수의 구조 최적화 설계기법에 관한 연구는 매우 중요한 의미가 있다.

이산화 변수 최적화 설계기법은 최적화 설계 과정에 설계 변수가 일정한 범위 안에서 불연속하고, 제약조건을 만족하는 경우 이산값을 구할 수 있다. 또한, 설계 변수의 불연속성으로 인해 목표 함수와 제약 조건도 불연속성을 가진다. 따라서 연속 변수 최적화 설계 과정에는 수치해석기법을 응용할 수가 없다.

ANSYS는 대형 유한요소해석 소프트웨어 중 하나이다. 이미 토목과 건축 업계 컴퓨터 시뮬레이션 등에 많이 사용되고 있다. ANSYS가 갖는 최적화 도구는 0계와 1계 두 가지가 있는데, 모두 연속 변수에 의한 방법이다. 이 방법을 이용하면 위에서 언급한 두 가지 가능성의 문제가 나타날 수 있는데, 본 연구에서 1차원 탐색 방법과 개정한 응력비법을 이용하여 이산화 변수에 의한 격자 구조에 적합한 최적화 결과를 얻을 수 있다.

(가) 1차원 탐색 방법과 개정한 응력비법

1차원 탐색 방법은 최적화 방법 중 가장 쉬운 방법이다. 우선 이산화 설계 변수 집합들 가운데 증가하는 순서에 따라 배열하고, 목표 함수를 설계 변수에 단

조롭게 증가하는 함수로 설정한 뒤, 제약 함수를 설계 변수에 단조롭게 감소하는 함수로 설정한다. 다음으로 이산 설계 변수 집합의 첫 번째 단면을 제약 조건에 대입하고 만족하지 않으면 다시 다음 단면을 검사한다. 모든 제약 조건을 만족할 경우, 단조성에 의한 목표 함수와 제약 함수의 최적의 해가 될 수 있다. 1차원 탐색 방법을 이용하여 해를 구하면 비선형 방정식을 이용하지 않고, 계산의 효율성과 정밀도를 만족할 수 있다.

극한강도 설계법은 구조역학의 원리에 따라 모든 부재의 응력을 충분히 발휘하게 하는 방법이다. 응력비법은 극한강도 설계법 중 기본적인 반복 방법 중 하나이다. 응력비법은 응력비를 임의의 범위 안에서 제어할 수 있다. 이 조건을 만족하지 않으면 모든 조건을 만족할 때까지 계속 반복한다. 여기서 응력비란 실제 응력과 허용응력의 비를 뜻한다.

(나) 수학 모형

① 설계 변수 : 부재의 단면적을 설계 변수로 하고 행렬로 나타내면,

$$X=[A_1,A_2,\cdots,A_n]^T \tag{3.2.22}$$

여기서, n : 부재의 총 개수

② 제약 조건 : 부재의 강도, 강성, 안정성, 단면적과 허용 처짐 등을 충분히 고려해야 한다.

- 강도 제약 조건 :

$$\sigma_i=\frac{N_i}{A_i}\le f(i=1,2,\cdots,n) \tag{3.2.23}$$

- 강성 제약 조건 :

$$\lambda_i \le [\lambda] \tag{3.2.24}$$

여기서, $[\lambda]$: 허용 세장비

- 안정성 제약 조건 : 압축된 부재에 대해서

$$\sigma_i=\frac{N_i}{A_i\phi}\le f(i=1,2,\cdots,m) \tag{3.2.25}$$

여기서, ϕ : 축 방향 압축된 부재의 안정 계수

- 처짐 제약 조건 :

$$\delta_{\max} \le L_2/250 \tag{3.2.26}$$

여기서, L_2 : 격자 짧은 변의 길이

- 부재 단면적 제약 조건 :

$$A_i \geq A_{\min} \tag{3.2.27}$$

여기서, $A_{\min}$: 허용 최소 단면적

③ 목표 함수 : 격자 구조의 총 무게를 목표 함수로 하고, 다음과 같은 형식으로 나타낼 수 있다.

$$\min W = \rho \sum_{i=1}^{n} A_i l_i \tag{3.2.28}$$

다음의 수학 모형을 아래의 식으로 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} &\min W = \rho \sum_{i=1}^{n} A_i l_i \\ &\text{s.t. } \sigma_i = \frac{N_i}{A_i} \leq f(i=1,2,\cdots,n) \\ &\sigma_i = \frac{N_i}{A_i \phi} \leq f(i=1,2,\cdots,m) \\ &\lambda_i \leq [\lambda] \\ &\delta_{\max} \leq L_2/250 \\ &A_i \geq A_{\min} \end{aligned} \tag{3.2.29}$$

(다) 구체적인 실현 방법

① 비균등 이산 변수의 균등화 처리

이산 변수에 대하여 설계 공간 좌표축 상에 있는 점을 이산점이라고 하고, 각 점의 좌표값을 이 점의 이산값라고 하며, 모든 이산값의 집합은 이산 설계 공간이다. 이산 설계 변수가 취할 수 있는 이산값 $q_{ij}(i=1,2,\cdots,P\,;\,j=1,2,\cdots,L)$의 집합은 이산값역이다. 여기서 P는 이산 변수의 개수이고, L은 이산 변수를 취할 수 있는 수치의 개수이다. 따라서 이산값역은 한 $P \times L$의 행렬인 Q로 나타날 수 있다. 즉,

$$Q = \begin{pmatrix} q_1 & q_2 & \cdots & q_{1l} \\ q_{21} & q_{22} & \cdots & q_{2l} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ q_{l1} & q_{l2} & \ldots & q_{pl} \end{pmatrix} \tag{3.2.30}$$

먼저 이산 변수를 대소 순서에 따라서 배열한다.

즉, $q_{i1} < q_{i2} < \cdots < q_{iL} (i = 1,2,\cdots,P)$

서로 인접하는 두 이산점의 이산값 차이는 이산증분이라고 하며, 모든 이산증분이 완전하게 일치하지 않으면 비균등 이산 변수라고 한다. 최적화 설계를 쉽게 응용하기 위해서 일정한 처리를 통해 비균등 이산 변수를 균등한 이산변수로 바꾼다.

설계 변수 $x_i (i = 1,2,\cdots,P)$를 i번째 이산 변수로 나타내면, 그의 이산값 순번은 j라고 가정한다. 예를 들면 "$x_3 = 5$" 3번째 설계 변수가 5번째 이산값을 취한다는 뜻이다. 따라서 비균등 이산 변수를 증분량이 1인 균등 이산 변수로 바꿀 수 있다.

② 이산 변수 최적화의 절차

이산 변수 최적화의 주요 알고리즘은 그림 3.2.99와 같다.

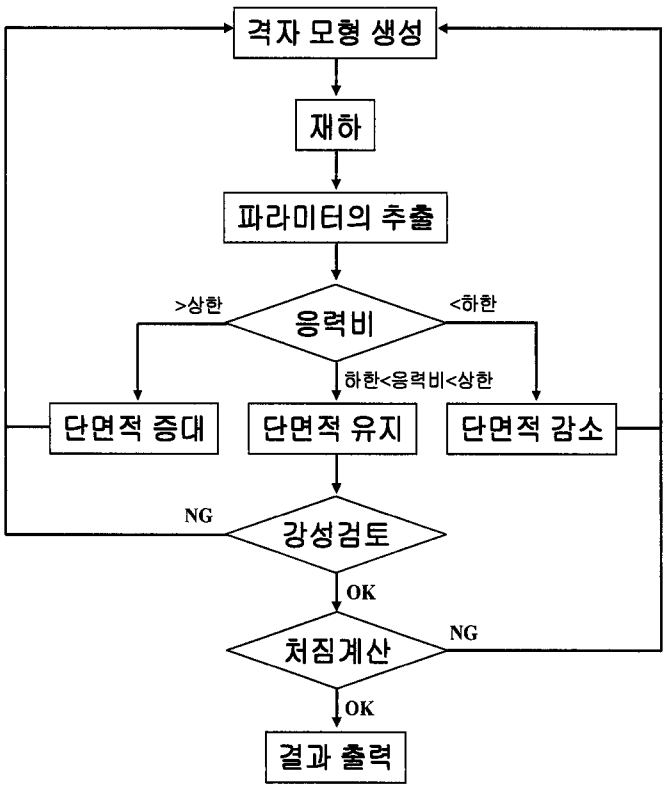


그림 3.2.99 이산 변수 최적화 주요 절차

- 격자 모형을 만든다

ANSYS로 내력을 분석하는 단계에서 이 과정은 매우 중요하다. 본 연구는 ANSYS의 파라미터 설계 언어(APDL)를 사용한다. 이 방법은 수정이 용이하고, 비슷한 문제의 경우에도 쉽게 프로그램을 사용할 수 있다. 격자 구조와 같이 절

점과 원소가 많고, 반복되는 구조에 대해서는 APDL의 순환 부분을 충분히 이용할 수 있기 때문에 매우 효율적으로 해석 시간을 단축 할 수 있다.

모형을 만들기 이전에 우선 강관의 단면을 가정하며, 6가지 상용 강관 단면을 선택한다. $\varnothing 60mm \times 3.5mm$, $\varnothing 70mm \times 3.5mm$, $\varnothing 76mm \times 4mm$, $\varnothing 89mm \times 5mm$ $\varnothing 102mm \times 5mm$, $\varnothing 114mm \times 6mm$)

두 가지 1차원 정렬(array)을 정의하여 강관 단면의 외경과 두께를 정한다. 상용 강관 단면에 따라서 수치를 입력한다.

```
*dim, D, , 6              /외경
*dim, t , , 6             /두께
```

1차원 탐색 방법의 요구를 만족하기 위해서는 6가지 상용 강관 단면 가운데 최소 단면을 선택한다. 즉 부재의 단면적이 $\varnothing 60mm \times 3.5mm$인 강관을 선택한다.

전처리 중 먼저 실상수 원소 유형과 재료 특성 등을 정의한다. 실상수는 부재의 단면적으로 정의하고 원소 유형이 LINK8 원소를 선택한다. 이 원소가 축방향의 인장과 압축을 받을 수 있고 매 절점이 3 자유도를 갖기 때문에 격자 구조의 부재를 시뮬레이션 할 수 있다. 재료 특성의 탄성 계수와 푸아송비와 밀도를 각각 정의한다.

```
*dim, i, 1, 6
r, I, area(i)             /실수
*enddo
ET, 1, LINK8
MP, EX, 1, 2.06e5         /탄성계수
MP, PO, 1, 0.3            /프아송비
MP, DENS, 1, 7.85e-9      /밀도
```

절점과 원소 모두 상현, 하현과 웨브 세 부분으로 나뉘며, 모형이 모두 만들어 진다.

- **하중을 가해서 내력을 구한다.**

실제 구조에 가하는 하중은 등분포로 작용한다. 그러나 본 연구는 아래와 같은 간략화 방법을 이용해 하중을 집중하중으로 변하게 한다. 등분포 하중을 격자마다 받는 하중을 구하고, 균등하게 네 절점에 분배한다. 따라서 하중을 가하고 부재의 내력을 분석할 수 있다. APDL언어를 이용하면 매우 효율적이나, 하중을 가할 때 반복 절점을 고려해야 한다.

- **후처리**

이전 단계에서 구한 내력을 기초로 하여, 위에 언급한 수학 모형에 따라 계산 결과와 상응한 매개 변수를 출력하고 판단한다.

- **응력비**

인장부재에 대한 응력비가 바로 구하려는 응력과 저항 장력의 비이다. 압축부재에 대한 작용 하중의 안정성을 고려해야 하기 때문에 응력비는 인장부재 계산 방법을 기초로 상응한 안전 계수로 나눠줘야 한다.

따라서 응력비의 강도와 안정성 두 가지 경우를 검토 할 수 있다.

각 부재의 계산한 응력비와 응력비의 상·하한값을 각각 비교한다. 계산된 부재의 응력비 제한 범위 안에 있을 경우에는 부재의 단면적을 유지하며, 그 밖의 경우에는 단면적을 조정해야 한다. 계산한 응력비가 응력비의 상한을 초과하면 단면적을 증대해야 하고, 계산한 응력비가 응력비의 하한보다 낮으면 재료가 충분히 발휘하지 못하기 때문에 부재의 단면적을 줄여야 한다.

- **최대 처짐**

격자 모든 절점의 처짐을 순서를 대로 나타내고, 최대값을 얻는다. 이것을 격자의 허용 처짐과 비교하여 실제의 최대 처짐이 허용 처짐보다 크면 단면적을 다시 수정해야 한다.

구체적인 APDL언어는 아래와 같다.

```
nsel, all                          /모든 절점을 선택한다.
nsort, u, z, 0, 1                  /모든 절점의 처짐을 순서대로 나타낸다.
*get, uz, sort, 0, max             /최대 처짐을 얻는다.
uz=abs(uz)                         /처짐의 절대값
```

- **부재의 총 중량**

격자구조의 모든 부재의 강재 용량을 최적화의 목표함수로 한다. ANSYS 중 추출할 수 있는 수치가 한 부재의 체적이다. 모든 부재 체적의 합계를 구하고 강재의 밀도를 곱하면 격자구조의 총 강재 용량을 얻을 수 있다.

구체적인 APDL언어는 아래와 같다.

etable, evol, volu	/부재의 체적을 출력한다.
ssum	/합계를 구한다.
*get, vtot, ssum, , item, evol	/총 체적을 vtot로 저장한다.
dens=7.85e-9	/밀도를 정의한다.
wt=dens*vtot	/부재의 총 강재 용량

- **부재의 세장비**

부재의 세장비를 출력하고 허용 세장비와 비교한다.

- **반복**

격자구조는 부정정 구조이기 때문에 부재의 내력이 부재의 단면적과 관계가 있다. 따라서 단면적을 조정하고 부재의 내력이 다시 분배되고 계속해서 반복하면 궁극적으로 최적한 결과를 얻을 수 있다.

반복 중지 조건 : 모든 부재가 강도, 강성 ,안정성, 처짐 제약 조건을 모두 만족하고, 두 번 계산한 목표함수의 수치 차이가 어떤 한계를 만족할 때 반복을 중지한다.

(라) 예제

평면 치수가 $30m \times 42m$의 사각추 격자이다. 부재는 강관이며, 주변은 고정이다. 격자수 10×14이며, 격자 치수가 $3m \times 3m$이고 높이는 $2.121m$이다.

고정하중: 0.70 kN/m^2, live load: 0.50 kN/m^2

격자의 정면도와 측면도는 그림 3.2.100과 같다.

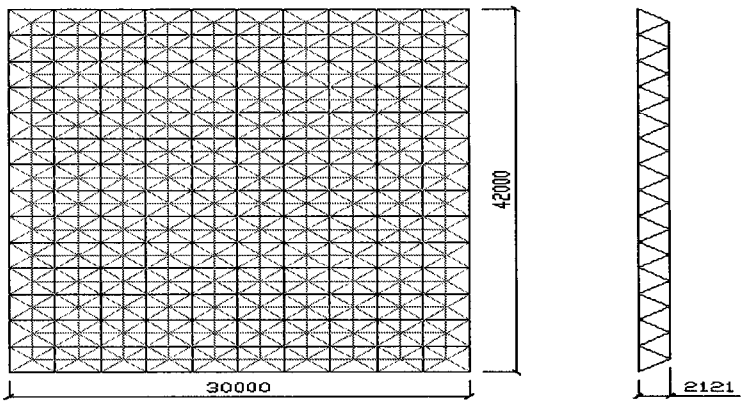


그림 3.2.100 사각추 격자의 정면도와 측면도

표 3.2.14 최적화 결과

번호	부재 단면	단면적/mm^2	수량/개
1	ø60mm×3.5mm	621.25	986
2	ø70mm×3.5mm	731.21	66
3	ø76mm×4mm	904.78	28
4	ø89mm×5mm	1319.47	34
5	ø102mm×5mm	1523.67	6

원 설계 중 부재의 강재 중량이 19.251tf이다. 본문의 최적화 방법을 이용하면 6차례 반복을 거쳐 수렴할 수 있다. 최적화 결과가 17.430tf이므로, 원 설계보다 10.45%로 절약할 수 있다. 구체적인 결과는 표 3.2.14과 같다.
동시 격자의 최대 처짐이 69.55mm이고, 허용 처짐은 30000/25=120mm보다 낮다. 따라서 처짐 제한 조건도 만족한다.

(마) 결 론

상용의 유한 요소 해석과 분석 소프트웨어 ANSYS로 격자 구조 부재 단면의 이산 최적화를 수행하였다. ANSYS를 이용하여 연속 변수 최적화 문제를 해결하고, 유한요소 계산 소프트웨어로 내력을 분석한다. 본 연구에서 제안한 프로그램으로 최적화하면 데이터를 전달하는데 어려움을 극복할 수 있다.

부재 단면 이산 변수의 최적화는 1차원 탐색 방법과 극한강도 설계 기준법 중의 응력비법을 이용한다. 예제를 통하여 이 방법의 수렴 속도가 매우 빠르고 최적화 결과가 좋은 점을 알 수 있다. 또한 이 방법의 원리가 쉽기 때문에 실무에 이용하는데 어려움이 없다.

5. 스펙트럴요소법을 이용한 대공간 구조 시스템의 동적해석

최근 건축구조물의 내진설계에 대한 중요성과 함께 정확한 동적해석에 대한 필요성이 증대되고 있으며, 이에 필수적인 시간이력해석을 빠르고 정확하게 수행할 수 있는 해석기법의 개발은 매우 중요할 것으로 사료된다. 특히 가장 널리 쓰이는 해석법인 유한요소법은 구조물의 실제거동을 정확히 파악하기 위해서 일반적으로 많은 수의 요소분할이 요구되어 계산량이 늘어나는 문제점을 가지고 있으므로 이러한 문제를 해결하기 위해 본 연구에서는 파동역학의 원리를 이용한 스펙트럴해석법(spectral analysis method)과 이산화된 구조물의 해석에 적합한 유한요소법의 원리를 동시에 반영한 스펙트럴요소법(spectral element method)을 대공간 구조물의 해석에 적용하였다.

본 연구에서는 힘과 변위의 관계를 이용하여 스펙트럴 요소를 정식화하고, 정식화된 스펙트럴요소법을 적용하여 대공간 구조물의 동적해석을 수행하며, 얻어진 변위응답 및 해석시간(CPU time)을 유한요소법 결과와 비교하여 스펙트럴요소법의 적용성을 평가한다.

스펙트럴요소법 및 유한요소법의 동적해석은 직접적분법에 의한 시간이력해석을 수행하고, 스펙트럴요소해석은 코딩한 포트란(FORTRAN) 프로그램을, 유한요소해석은 범용프로그램인 MIDAS/Gen을 이용한다.

(1) 스펙트럴요소법

구조물의 진동현상은 수많은 탄성 이동파(traveling wave)가 모여서 형성된 정상파(standing wave)의 한 형태로 볼 수 있으므로 구조물의 동적응답은 기존의 모드해석법이나 유한요소법과 달리 구조물내의 탄성파동의 분산관계(dispersive relation)를 이용하여 파의 개수(number of wave)와 진동수의 함수로 유도된 파동해를 모두 진동수의 함수로 표현한 후 푸리에변환(Fourier transform)과 역 푸리에변환(inverse Fourier transform)을 해석과정에서 적용시켜 진동수영역 혹은 시간영역에서 정확하게 얻어질 수 있다. 이와 같이 파동방정식으로부터 구해진 파동해를 이용하여 구조물의 동적거동을 해석하는 과정에서 푸리에변환과 역 푸리에변환을 적용하는 해석기법을 스펙트럴해석법이라고 하며 진동수를 변수로 하는 형상함수를 사용하여 저차모드에서부터 고차모드까지의 영향을 모두 반영할 수 있으므로 진동수와 독립된 일정한 형상함수를 사용하는 유한요소법에 비해 구

조물의 동적응답을 정확하게 구할 수 있다. 이러한 스펙트럴해석법과 유한요소법의 장점을 결합한 해석기법을 스펙트럴요소법이라 하며 동적강성행렬은 운동방정식의 해로부터 직접 유도되므로 구조체의 동적거동을 정확하게 반영할 수 있다. 또한 특별한 경우를 제외하고는 탄성범위의 정밀한 동적해석시에도 부재의 길이에 상관없이 요소분할이 필요치 않으므로 유한요소법에 비해 행렬식의 크기 및 계산시간을 크게 줄일 수 있다. 이러한 관점에서 스펙트럴요소법은 스펙트럴해석법과 유한요소법의 장점을 결합한 해석기법이라 할 수 있으며 개념은 그림 3.2.101과 같다.

스펙트럴요소법의 기본 개념은 Narayanan과 Beskos(1978)에 의해 처음 소개되어 평면골조의 동적해석에 적용되었고, Spyrakos와 Beskos(1982)에 의해 보다 일반화되었으며, 그 후 Doyle(1997)에 의해 구조체의 파동전파해석(wave propagation analysis)에 적용되었다. 이우식의 저서 "Spectral Element Method in Structural Dynamics(2004)"에서는 수퍼요소(super element) 및 스마트 구조(smart structure)에 대한 응용개념이 소개되어 향후의 광범위한 적용 가능성을 보여주고 있다.

기존의 유한요소는 구조체의 강성을 나타내는 강성행렬과 관성효과를 나타내는 질량행렬에 의해 표현되며, 차분법 등의 수치해석법을 통해 두 행렬을 합한 후 해를 구한다. 그러나 스펙트럴요소는 구조물의 운동방정식으로부터 구해진 파동해에서 직접 유도되므로 구조체의 관성효과와 강성효과를 동시에 정확히 반영할 수 있고, 처음부터 동적강성행렬이 질량행렬과 강성행렬이 조합된 형태로 유도되어 차분법 등의 수치해석법이 필요치 않으므로 유한요소법에서처럼 수치해석법의 선택에 따라 수렴성 및 해가 변화하는 현상은 발생하지 않는다. 또한 유도된 동적강성행렬의 행렬값을 0으로 하는 진동수가 구조체의 고유진동수이므로 고유값 해석 등 고유진동수를 구하기 위한 별도의 과정이 필요치 않고, 구조체의 자유도수와 관계없이 무한개의 고유진동수를 구할 수 있다. 이러한 장점과 더불어 요소의 길이에 관계없이 정확한 값을 얻기 위한 요소분할이 필요치 않으므로 유한요소법에 비해 적은 계산량으로도 신뢰성이 높은 해석결과를 얻을 수 있다. 그러나 전체 해석과정은 중첩의 원리를 기본적으로 적용하므로 현재까지는 탄성범위내의 해석에 국한된다.

스펙트럴요소의 동적강성행렬(dynamic stiffness matrix)은 운동방정식(파동방정식)으로부터 직접 유도되고 시간영역이 아닌 진동수영역에서 구성되므로, 계산

을 통해 구해진 변위와 외력은 진동수영역에서의 변위와 외력을 나타낸다. 그러므로 시간영역에서 주어지는 외력이나 변위는 푸리에변환을 통해 진동수 영역으로 변환되어야 하고, 계산된 값은 역 푸리에변환을 통해 다시 시간영역에서의 값으로 되돌릴 수 있다.

그림 3.2.102는 스펙트럴요소법의 해석과정을 보여주는 흐름도이며 스펙트럴 해석법과 비교했을 때 스펙트럴요소의 유도과정과 각 요소의 결합과정(점선으로 표시된 부분)이 추가적으로 필요함을 알 수 있다.

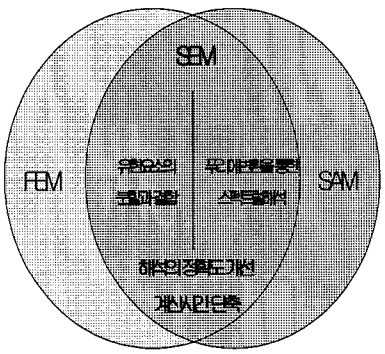


그림 3.2.101 스펙트럴요소법의 개념

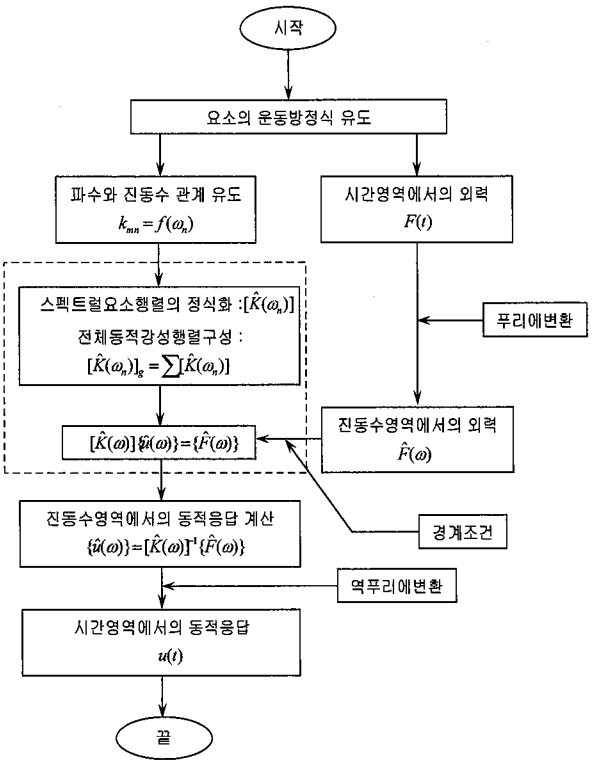


그림 3.2.102 스펙트럴요소법의 흐름도

(2) 스펙트럴요소의 정식화

본 장에서는 베르누이-오일러 보요소, 트러스요소 및 비틀림요소로부터 그림 3.2.103과 같은 진동수영역에서의 3차원 골조요소를 정식화 하며, 행렬의 조합 및 좌표변환 방법은 유한요소법과 동일하므로 정식화 결과만을 표현한다. (각 요소의 정식화 과정은 생략함.)

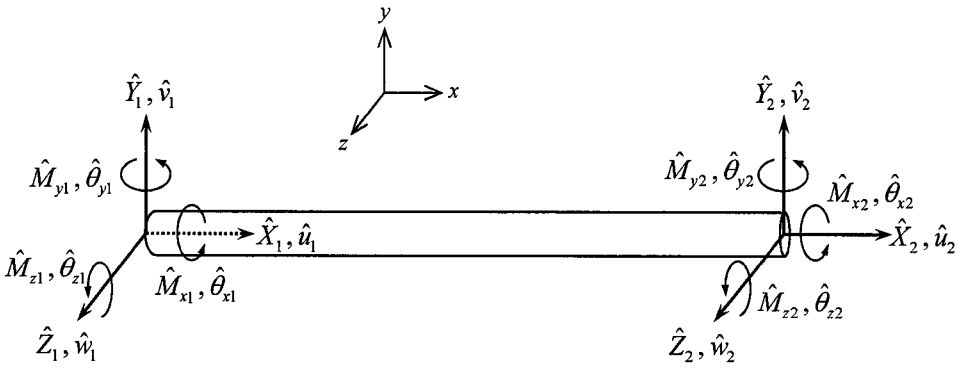


그림 3.2.103 진동수 영역에서의 3차원 골조요소

$$\begin{Bmatrix} \widehat{X}_1 \\ \widehat{Y}_1 \\ \widehat{Z}_1 \\ \widehat{M}_{x1} \\ \widehat{M}_{y1} \\ \widehat{M}_{z1} \\ \widehat{X}_2 \\ \widehat{Y}_2 \\ \widehat{Z}_2 \\ \widehat{M}_{x2} \\ \widehat{M}_{y2} \\ \widehat{M}_{z2} \end{Bmatrix} = \left[\widehat{K_{dyn.}}\right] \begin{Bmatrix} \widehat{u}_1 \\ \widehat{v}_1 \\ \widehat{w}_1 \\ \widehat{\theta}_{x1} \\ \widehat{\theta}_{y1} \\ \widehat{\theta}_{z1} \\ \widehat{u}_2 \\ \widehat{v}_2 \\ \widehat{w}_2 \\ \widehat{\theta}_{x2} \\ \widehat{\theta}_{y2} \\ \widehat{\theta}_{z2} \end{Bmatrix}$$

$$\left[\widehat{K_{dyn.}}\right] = \begin{bmatrix} \hat{k}_{T11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \hat{k}_{T12} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & \hat{k}_{B11z} & 0 & 0 & 0 & \hat{k}_{B12z} & 0 & \hat{k}_{B13z} & 0 & 0 & 0 & \hat{k}_{B14z} \\ & & \hat{k}_{B11y} & 0 & -\hat{k}_{B12y} & 0 & 0 & 0 & \hat{k}_{B13y} & 0 & -\hat{k}_{B14y} & 0 \\ & & & \hat{k}_{S11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \hat{k}_{S12} & 0 & 0 \\ & & & & \hat{k}_{B22y} & 0 & 0 & 0 & -\hat{k}_{B23y} & 0 & \hat{k}_{B24y} & 0 \\ & & & & & \hat{k}_{B22z} & 0 & \hat{k}_{B23z} & 0 & 0 & 0 & \hat{k}_{B24z} \\ & & & & & & \hat{k}_{T22} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & sym. & & & & \hat{k}_{B33z} & 0 & 0 & 0 & \hat{k}_{B34z} \\ & & & & & & & & \hat{k}_{B33y} & 0 & -\hat{k}_{B34y} & 0 \\ & & & & & & & & & \hat{k}_{S22} & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & \hat{k}_{B44y} & 0 \\ & & & & & & & & & & & \hat{k}_{B44z} \end{bmatrix}$$

$$\widehat{k_{T11}} = \widehat{k_{T22}} = \frac{EA}{L}(k_L L)\cot(k_L L)$$
$$\widehat{k_{T12}} = \widehat{k_{T21}} = -\frac{EA}{L}(k_L L)\csc(k_L L)$$
$$\widehat{k_{S11}} = \widehat{k_{S22}} = \frac{GJ}{L}(k_R L)\cot(k_R L)$$
$$\widehat{k_{S12}} = \widehat{k_{S21}} = -\frac{GJ}{L}(k_R L)\csc(k_R L)$$

$$\widehat{k_{B11y}} = \widehat{k_{B33y}} = \Delta_y L^2 k_F^2[\cos(k_F L)\sinh(k_F L) + \sin(k_F L)\cosh(k_F L)]$$
$$\widehat{k_{B22y}} = \widehat{k_{B44y}} = \Delta_y L^2[-\cos(k_F L)\sinh(k_F L) + \sin(k_F L)\cosh(k_F L)]$$
$$\widehat{k_{B12y}} = -\widehat{k_{B34y}} = \Delta_y L^2 k_F \sin(k_F L)\sinh(k_F L)$$
$$\widehat{k_{B13y}} = \Delta_y L^2 k_F^2[-\sin(k_F L) - \sinh(k_F L)]$$
$$\widehat{k_{B14y}} = -\widehat{k_{B23y}} = \Delta_y L^2 k_F[-\cos(k_F L) + \cosh(k_F L)]$$
$$\widehat{k_{B24y}} = \Delta_y L^2[-\sin(k_F L) + \sinh(k_F L)]$$

$$\widehat{k_{B11z}} = \widehat{k_{B33z}} = \Delta_z L^2 k_F^2 [\cos(k_F L)\sinh(k_F L) + \sin(k_F L)\cosh(k_F L)]$$
$$\widehat{k_{B22z}} = \widehat{k_{B44z}} = \Delta_z L^2 [-\cos(k_F L)\sinh(k_F L) + \sin(k_F L)\cosh(k_F L)]$$
$$\widehat{k_{B12z}} = -\widehat{k_{B34z}} = \Delta_z L^2 k_F \sin(k_F L)\sinh(k_F L)$$
$$\widehat{k_{B13z}} = \Delta_z L^2 k_F^2 [-\sin(k_F L) - \sinh(k_F L)]$$
$$\widehat{k_{B14z}} = -\widehat{k_{B23z}} = \Delta_z L^2 k_F [-\cos(k_F L) + \cosh(k_F L)]$$
$$\widehat{k_{B24z}} = \Delta_z L^2 [-\sin(k_F L) + \sinh(k_F L)]$$

$$\Delta_y = \frac{EI_y}{L^3}\left(\frac{k_F L}{1-\cos(k_F L)\cosh(k_F L)}\right)$$
$$\Delta_z = \frac{EI_z}{L^3}\left(\frac{k_F L}{1-\cos(k_F L)\cosh(k_F L)}\right)$$

$$k_L = \omega\sqrt{\frac{\rho A}{EA}}, \quad k_F = \sqrt{\omega}\sqrt[4]{\frac{\rho A}{EI}}, \quad k_R = \omega\sqrt{\frac{\rho J}{GJ}}$$

(3) 스펙트럴요소를 이용한 해석의 신뢰성 검증

앞에서 유도한 스펙트럴요소의 신뢰성을 검증하기 위하여 그림 3.2.104의 단위 캔틸레버 보를 1개, 2개, 3개, 100개의 등간격 부재로 분할하고 그림 3.2.105와 같은 조건으로 하중을 가하여 각각의 A점 수직 변위응답을 한 개의 스펙트럴요소로 해석한 결과와 비교하였다. 그림 3.3.105의 하중조건은 짧은 시간의 충격하중 후의 자유진동상태에 대한 스펙트럴요소법의 신뢰성을 검증하기 위한 것이며, 그림 3.2.106의 하중조건은 하중의 강제진동상태에 대한 신뢰성을 검증하기 위한 것이다. 결과에 대한 오차는 가진구간과 자유진동구간 각각에서 스펙트럴요소법에 의한 결과를 기준으로 유한요소법의 상대오차를 계산한다. 오차의 음의 값은 유한요소법에 의한 변위응답이 스펙트럴요소법에 의한 변위응답보다 작다는 것을 의미한다.

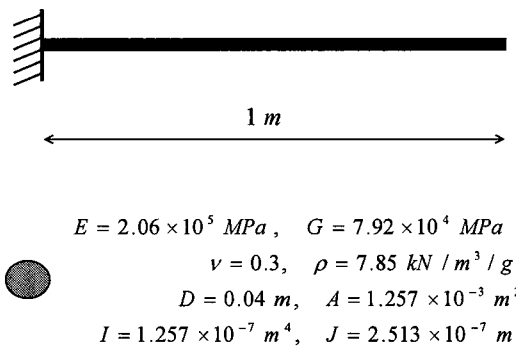


그림 3.2.104 단위 캔틸레버 보

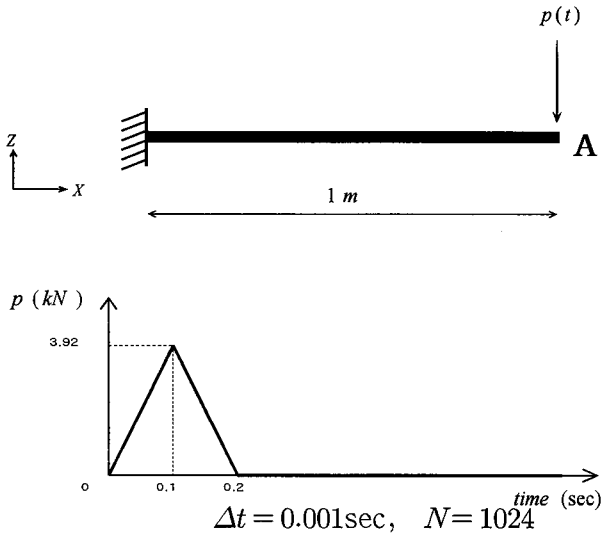


그림 3.2.105 하중조건 1

그림 3.2.106 및 그림 3.2.107은 시간영역의 외부하중을 푸리에변환을 통하여 진동수영역의 하중으로 표현한 것이며 그림 3.2.108 및 그림 3.2.109는 진동수영역에서 계산된 변위응답이다. 그림에서 보이는 바와 같이 푸리에 변환된 하중의 실수부는 진동수 0에 대하여 대칭이며 허수부는 역대칭이다. 이러한 특성을 이용하면 컴퓨터 해석 시 외부하중을 푸리에 변환하여 양의 값을 갖는 진동수의 하중만 계산한 후 응답의 켤레복소수 값을 음의 진동수에 해당하는 응답으로 직접 취할 수 있으므로 시간이력해석 시 하중스텝의 절반만 계산하여 해석시간을 단축할 수 있다. 진동수영역의 변위응답은 역 푸리에변환을 통해 시간영역의 변위응답으로 표현할 수 있으며 그 결과는 그림 3.2.112 및 3.2.113과 같다.

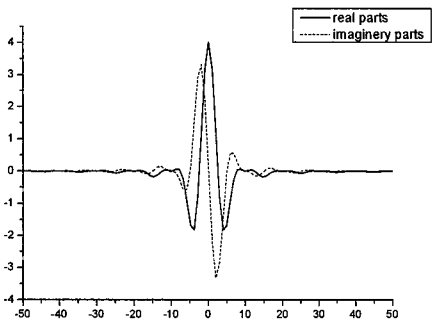


그림 3.2.106 진동수영역의 하중조건1

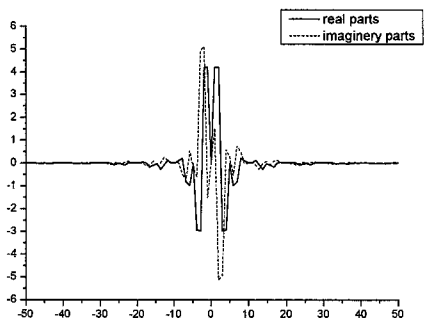


그림 3.2.107 진동수영역의 하중조건2

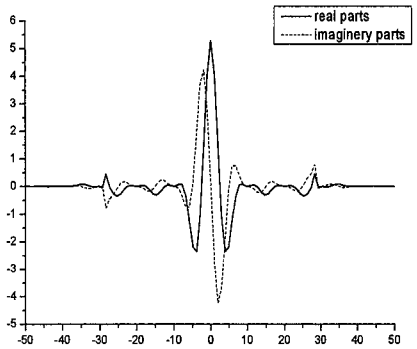


그림 3.2.108 진동수영역의
하중조건 1에 대한 변위응답

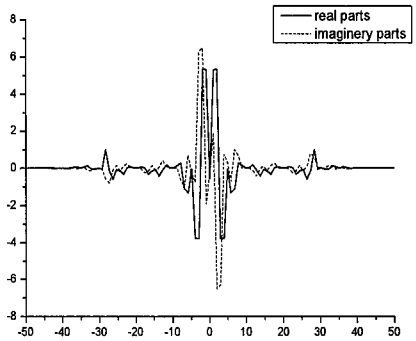


그림 3.2.109 진동수영역의
하중조건 2에 대한 변위응답

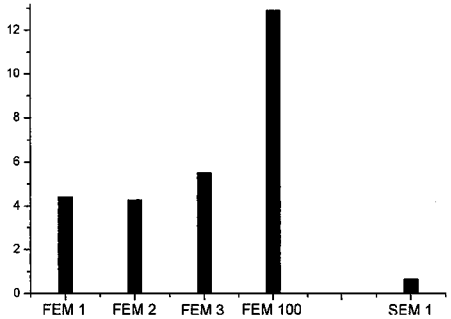


그림 3.2.110 하중조건1 해석시간 비교

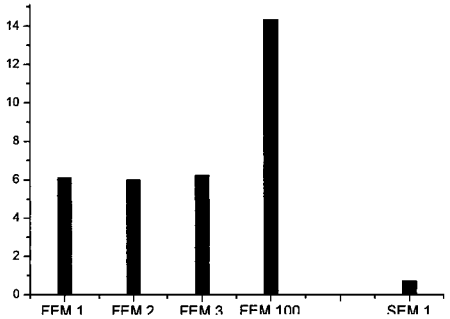


그림 3.2.111 하중조건2 해석시간 비교

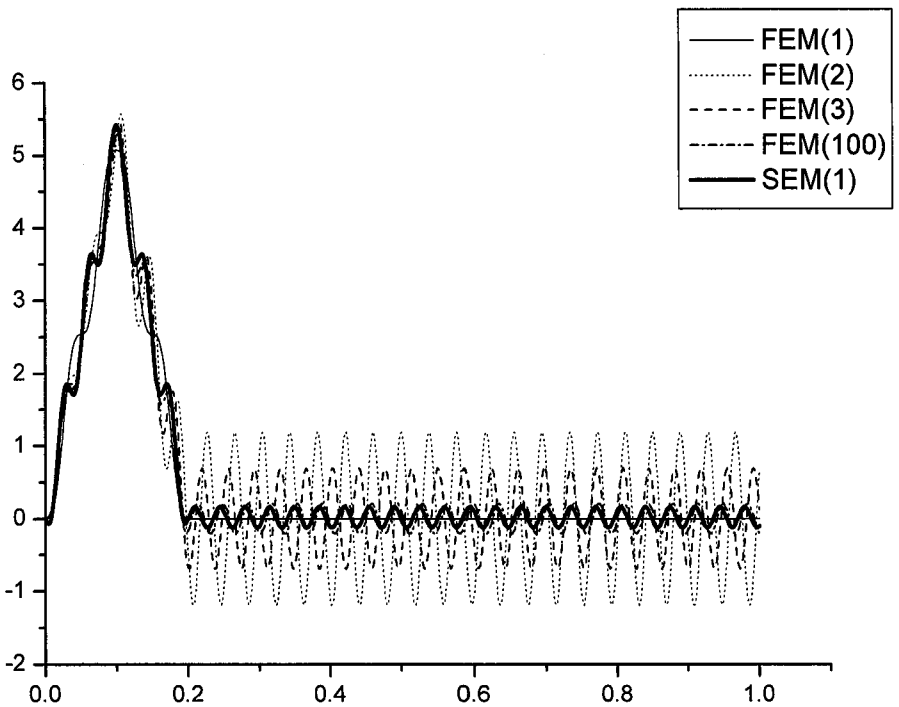


그림 3.2.112 하중조건1에 대한 A점의 수직 변위응답

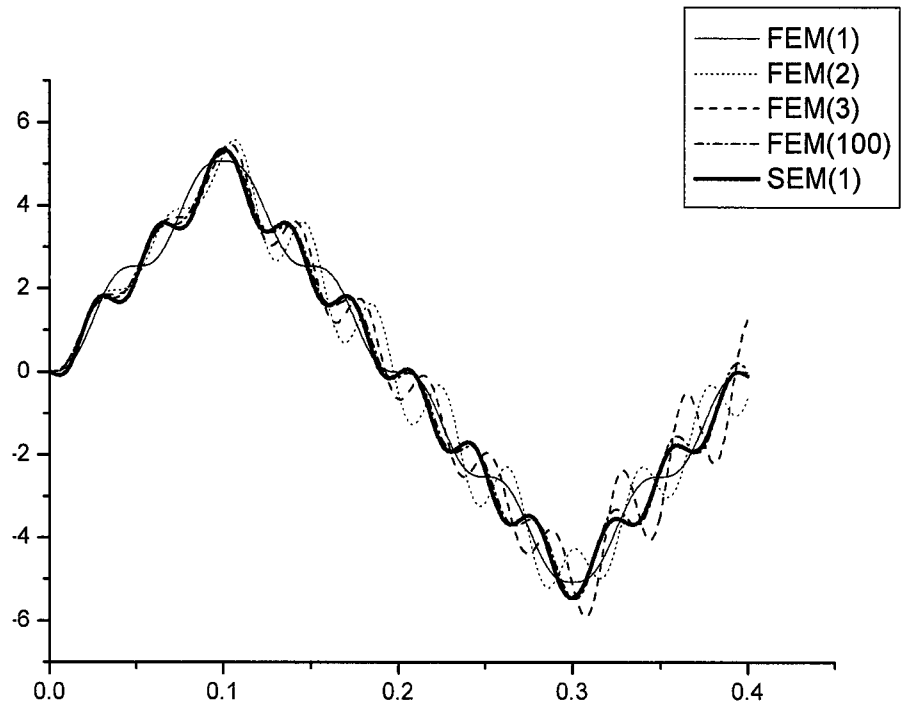


그림 3.2.113 하중조건2에 대한 A점의 수직 변위응답

표 3.2.15 하중조건1에서 SEM에 대한 FEM의 최대변위 상대오차

유한요소 분할개수	1	2	3	100
가진구간 오차율	-6.36%	2.85%	2.35%	1.08%
자유진동구간 오차율	-99.56%	634.10%	328.19%	4.37%

표 3.2.16 하중조건2에서 SEM에 대한 FEM의 최대변위 상대오차

유한요소 분할개수	1	2	3	100
가진구간 오차율	-7.06%	2.23%	8.41%	0.31%

해석결과, 하중조건1에 대하여 100개로 분할된 유한요소의 단일 스펙트럴요소 최대변위응답에 대한 상대오차는 가진구간에서 1.08퍼센트, 자유진동구간에서 4.37퍼센트이며 하중조건2의 가진구간에서는 0.31퍼센트이다. 특히 하중조건1에 대한 자유진동구간에서 단일 유한요소는 진폭이 미소하여 자유진동상태를 표현하지 못하고 있으며, 요소를 2개로 분할한 후부터는 진폭이 최대 634퍼센트까지 커진 후 다시 요소를 분할함에 따라 줄어드는 경향을 보인다. 또한 자유진동구간의

진동주기는 유한요소를 분할함에 따라 줄어드는 경향을 보이며, 단일 스펙트럴요소의 진폭 및 주기는 100개로 분할된 유한요소의 결과값과 유사한 값을 보인다.

하중조건2의 가진구간 응답은 유한요소의 경우 시간이 지날수록 일시적 진동(transient vibration)의 영향이 초기보다 크게 반영되는 현상을 보이나 스펙트럴요소의 경우에는 시간에 관계없이 일정한 현상을 보인다. 표 3.2.16에서 3개로 분할된 유한요소의 오차는 2개로 분할된 유한요소보다 크지만, 진동주기를 고려한 전체적인 응답의 양상은 2개로 분할된 유한요소보다 100개로 분할된 유한요소의 결과에 더 가까우며, 하중조건2에 대한 단일 스펙트럴요소의 결과값은 100개로 분할된 유한요소의 결과값과 매우 유사하다.

해석시간의 비교에서 하중조건 1의 경우 스펙트럴요소해석은 0.65초, 100개로 분할된 유한요소해석은 12.89초이며, 하중조건 2의 경우 스펙트럴요소해석은 0.71초, 100개로 분할된 유한요소해석은 14.34초로 해석 정확도가 유사한 상황에서 스펙트럴요소법이 약 20배 빠른 것으로 나타났다. 이는 계산하는 행렬의 크기가 단일 스펙트럴요소인 경우 4×4인데 비해 100개로 분할된 유한요소인 경우 202×202으로 그 크기에서 약 50배 차이가 나며, 스펙트럴요소법은 전체 하중개수의 절반인 512개에 대해서만 계산하지만 유한요소법은 전체하중개수 1024개에 대하여 모두 계산하기 때문이다. 또한 스펙트럴요소해석을 위한 프로그래밍에서는 역행렬계산 시 안정성 확보를 위해 가우스 조단법을 사용하지만 계산속도가 타 수치해석법보다 느린 것으로 알려져 있어 보다 효율이 높은 수치해석법을 적용한다면 해석시간을 크게 단축할 수 있을 것으로 판단된다.

(4) 대공간 구조시스템에 대한 스펙트럴요소법의 적용성 평가

(가) 스펙트럴요소의 신뢰성 검증

스펙트럴요소의 신뢰성을 검증하기 위해 캔틸레버보를 해석하여 변위응답을 유한요소법과을 비교한 결과, 단일 스펙트럴요소는 100분할 유한요소의 응답과 거의 같은 값을 나타내며 해석시간은 약 20배가 빠른 것으로 나타나 스펙트럴요소의 신뢰성이 검증되었다.

(나) 스펙트럴요소의 적용성 평가

검증된 보요소로 구성된 13절점 24부재 스타돔을 하중조건 및 강성을 변화시키며 해석한 결과, 단일 스펙트럴요소에 의한 결과는 조건에 관계없이 30개로 분할

된 유한요소에 의한 해석결과와 유사한 진동양상을 보여 요소가 조합된 구조물에서 부재의 강성변화 시에도 유한요소법보다 신뢰성 있는 결과를 제시하였다.

보다 실제적인 대공간 구조물에 대한 적용성 평가를 위해 보요소로 조합된 그림 3.2.114의 스팬 40m 단층 패러렐 라멜라 돔에 그림 3.2.115의 하중을 지지점을 제외한 전 절점에 x방향으로 가하여 변위응답을 각각 1분할, 2분할, 8분할된 유한요소해석과 비교하였다. 각 부재는 SS400재질의 원형강관 $E=2.06\times10^{5}\,MPa$, $A=9.89\times10^{-4}\,m^2$, $I=1.2\times10^{-6}m^4$, $J=2.40\times10^{-6}m^4$ 이다.

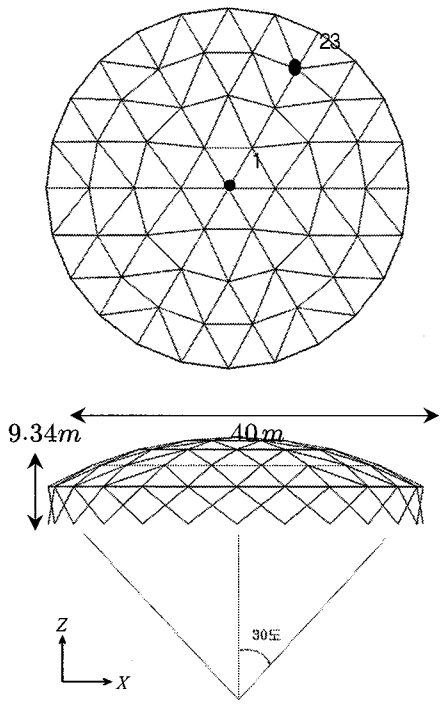


그림 3.2.114 85절점 204부재 해석모델

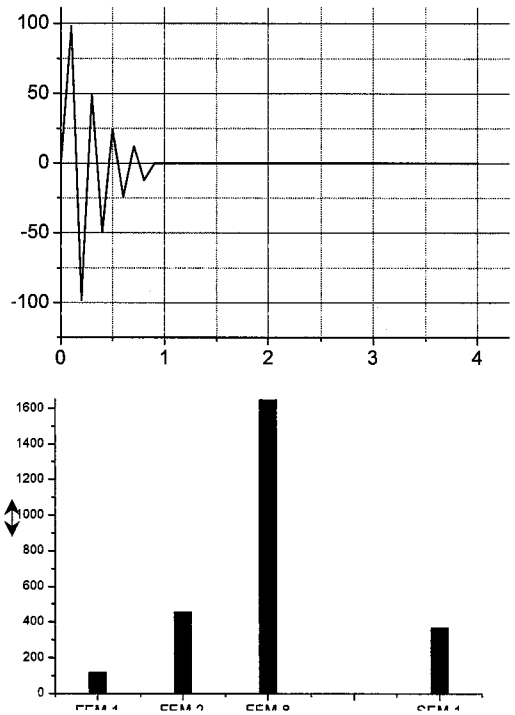


그림 3.2.115 변위응답

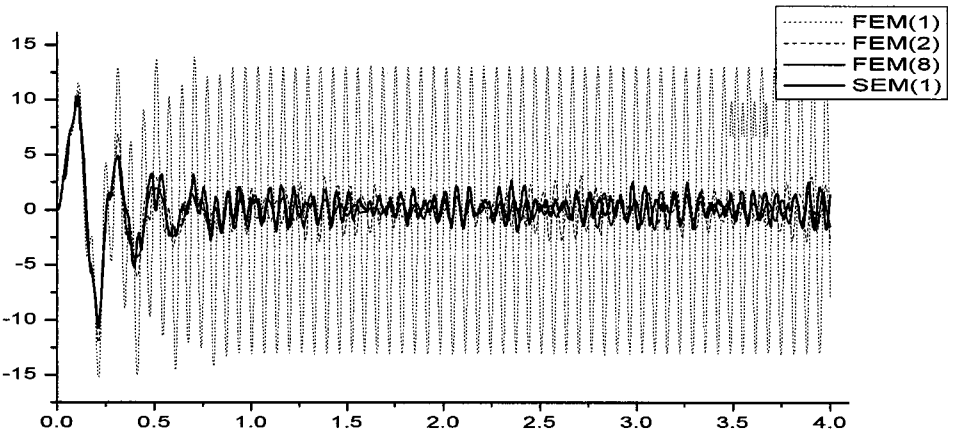


그림 3.2.116 1번 절점 z방향 변위

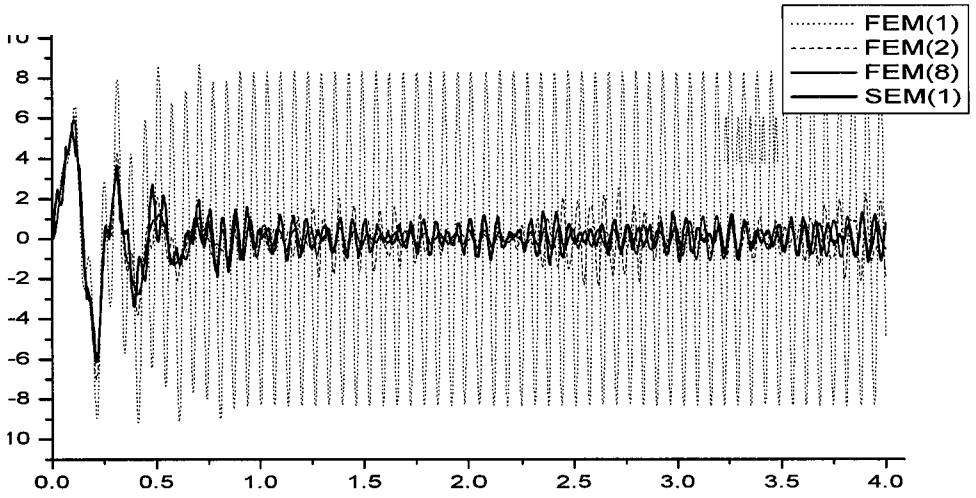


그림 3.2.117 23번 절점 x방향 변위

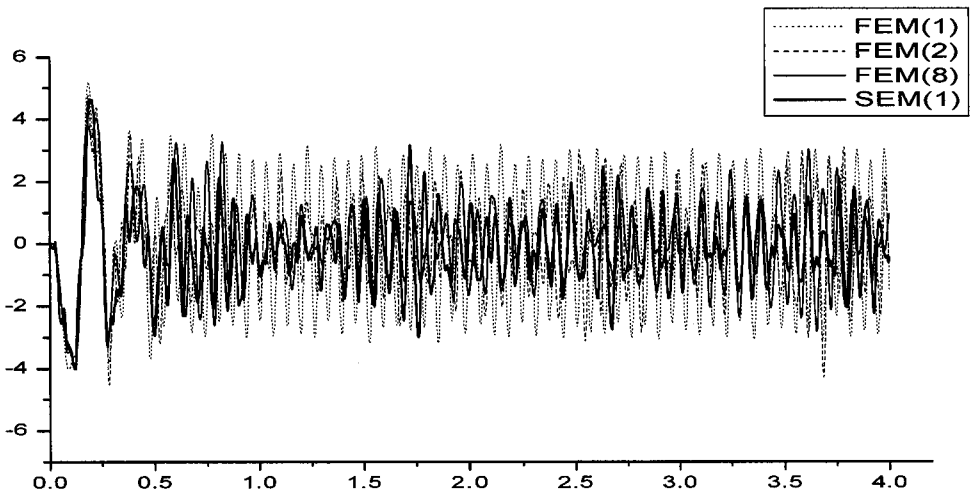


그림 3.2.118 23번 절점 z방향 변위

표 3.2.17 1번 절점의 x방향 최대변위 상대오차

유한요소 분할개수	1	2	8
가진구간 오차율	43.11%	13.40%	1.04%
자유진동구간 오차율	387.73%	34.24%	11.32%

표 3.2.18 23번 절점의 x방향 최대변위 상대오차

유한요소 분할개수	1	2	8
가진구간 오차율	52.45%	16.51%	2.53%
자유진동구간 오차율	518.27%	87.06%	14.35%

표 3.2.19 23번 절점의 z방향 최대변위 상대오차

유한요소 분할개수	1	2	8
가진구간 오차율	12.79%	10.53%	2.79%
자유진동구간 오차율	4.52%	35.37%	1.14%

해석결과, 단일 유한요소해석의 변위는 단일 스펙트럴요소해석의 변위와 최대 518%의 오차를 보이며 전체적인 진동양상을 잘 표현하지 못하나 8분할 유한요소해석의 변위는 최대 14퍼센트의 오차를 보이고 진동양상도 유사하여, 타 구조물에 비해 상대적으로 자유도가 많고 일반적으로 고차모드가 지배적인 대공간 구조물에 대한 스펙트럴요소법 적용의 타당성을 보여준다.

8분할 유한요소해석과 단일 스펙트럴요소해석의 계산시간은 스펙트럴요소법이 유한요소법에 비해 약 4.5배 빠른 것으로 나타나 부재수가 많아진 경우 획기적으로 시간을 단축하지는 못하였다. 이는 유한요소해석의 경우는 전체적인 행렬이 커지더라도 역행렬 계산시 매우 빠른 해석법으로 알려진 Multi Frontal Sparse Gaussian법을 이용하여 그 크기를 단축하여 해석할 수 있으나, 스펙트럴요소해석 시에는 안정된 계산 결과를 얻기 위해 역행렬 계산법 중 비경제적인 것으로 알려진 가우스 조단법을 사용하기 때문이며 개선된 수치해석법을 도입하면 보다 효율적인 해석이 가능할 것으로 사료된다.

(5) 결 론

본 연구에서는 탄성범위에서 대공간 구조물의 시간이력해석을 보다 빠르고 정확하게 수행하기 위하여 스펙트럴요소법을 적용하였으며 그 결과는 다음과 같다.

균일단면인 단위 캔틸레버 보를 해석한 결과, 100개로 분할된 유한요소의 단일 스펙트럴요소 최대변위응답에 대한 상대오차는 가진구간에서 최대 1.08퍼센트, 자유진동구간에서 4.37퍼센트이며, 해석시간은 약 20배 빠른 것으로 나타나 균일단면부재 해석 시 해석의 정확도 및 시간에서 유한요소법의 결과를 개선할 수 있는 것으로 나타났다. 또한 유한요소법은 요소의 분할에 따라 동적응답의 변위뿐만 아니라 주기에서도 차이를 보이며, 특히 단일 유한요소는 자유진동상태의 최대변위에서 단일 스펙트럴요소의 해석결과와 99.6퍼센트의 오차를 보이고 진동주기도

적절히 표현하지 못하는 등 결과의 차이를 나타내었으나, 100분할 유한요소해석의 결과는 최대변위에서 4.4퍼센트의 오차를 보이고 진동주기도 단일 스펙트럴요소해석의 결과와 유사하여 스펙트럴요소해석은 별도의 요소분할 없이도 부재의 전체적인 진동양상을 표현하는데 신뢰성 있는 결과를 제시하는 것으로 나타났다.

검증된 균일단면 보 요소로 구성된 13절점 24부재 스타돔을 하중의 방향을 변화시키며 해석한 결과, 수평방향하중 작용시 30개로 분할된 유한요소의 단일 스펙트럴요소 최대변위응답에 대한 상대오차는 가진구간에서 최대 0.61퍼센트, 자유진동구간에서 최대 3.41퍼센트이고, 수직방향하중 작용시 가진구간에서 최대 2.17퍼센트, 자유진동구간에서 최대 4.28퍼센트이며, 해석 정확도가 유사한 상황에서 해석시간은 약 80배 빠른 것으로 나타나 요소가 조합된 구조물의 해석시에도 스펙트럴요소법 적용이 가능함을 보여주었다.

스팬 $40m$ 의 단층 패러렐 라멜라 돔을 해석한 결과, 단일 유한요소해석의 결과는 자유진동구간에서 500퍼센트 이상의 큰 오차를 보이며 진동양상을 잘 표현하지 못하나, 단일 스펙트럴요소해석의 결과는 8부재 유한요소해석의 결과와 15퍼센트 이내의 오차를 보이며 진동양상을 비교적 잘 나타내고 있어 자유도가 증가한 대공간 구조물 해석의 경우에도 스펙트럴요소해석법 적용의 타당성을 입증하였다. 그러나 자유도가 많아지는 경우 역행렬 계산법(가우스 조단법)의 한계로 인해 해석시간을 크게 단축시키지 못하여 향후 좀 더 효율적인 수치해석법의 적용이 필요할 것으로 사료된다.

스펙트럴요소법은 앞의 연구결과와 같이 균일단면부재로 구성된 대공간 구조물의 변위응답 계산 시에는 유한요소법보다 개선된 결과를 줄 수 있지만, 변단면부재의 해석, 구조안정해석 등에 적용이 난해하여 아직 이론이 완전히 정립되지 않은 발전단계이므로, 유한요소법과 같이 일반적인 구조물 해석에 실용적으로 적용하기 위해서는 향후 이 부분에 대한 연구가 추가로 필요할 것으로 판단된다.

6. 무요소법(RPIM)을 이용한 구조 요소의 응력해석

유한요소법은 광범위한 분야의 여러 공학적인 문제들을 해결하기 위한 가장 강력한 수치해석방법중의 하나로 지속적인 발전을 거듭하여 왔다. 그러나 유한요소법은 해의 정확도가 요구되는 부분에서 세분화된 요소망을 사용하여야 하며, 요소분할시 요소를 구성하는 절점들 사이에 어떤 규칙성과 연속성을 만족시켜야 하는 제약성을 지니고 있다. 이러한 제약은 응력이나 변형률이 집중되는 국부화 및 특이성(singularity)이 발생하는 문제, 불연속 구간이 존재하는 문제, 기하학적 형상이나 경계조건, 불연속 구간 등이 계속적으로 변화하는 문제와 같은 공학적 문제의 해결에 있어서는 유한요소법 사용상의 큰 단점으로 지적되고 있다. 이러한 단점을 극복하기 위하여 요소의 개념을 사용하지 않고 절점들의 상호관계와 경계영역의 조건만을 사용하여 문제를 해결할 수 있는 무요소법(meshfree method)이라는 새로운 수치해석 방법이 개발되었다. 무요소법에서는 어떤 기준점을 중심으로 그 점으로부터 일정한 영향영역 내에 포함되어 있는 불규칙하게 분포된 절점들과의 위치적 상관관계에 의해 형상함수가 도출되고 변위함수가 결정된다. 이때 경계영역에 위치한 절점들은 필수경계조건을 정확히 만족시키지 못하는 경우가 발생할 수 있으므로 추가의 구속조건을 사용하여 경계조건이 만족될 수 있도록 하여야 한다. 본 연구에서는 무요소법의 수치해의 정도를 향상시키기 위하여 해의 정확성을 유지시키고 필수경계조건을 만족시킬 수 있는 무요소 RPIM법을 사용한다. 무요소 RPIM법은 특이성문제를 극복하고 임의로 분포된 절점에서도 안정적으로 해를 구할 수 있다. 방사기저함수(radial basis function)를 사용하여 RPIM법의 형상함수가 유도되고 이를 이용하여 무요소 RPIM법의 수치해석과정을 정식화한다. 수치해석 예제로 캔틸레버형 평판, 유공평판, 속이 빈 원통 모델을 모델링하여 구조 요소의 응력해석을 이론 해, 유한요소법과 비교, 분석한다.

(1) 무요소법의 형상함수

Liu(2002)는 문제영역을 적절하게 분포된 절점으로 나타내고 갤러킨법의 약형식에 기반을 둔 Meshfree Point Interpolation Methods를 제안하였다. PIM법의 주요 특징은 형상함수가 크로네커 델타(kronecker delta) 성질을 가지고 있고, 필수 경계조건은 유한요소법처럼 쉽게 적용될 수 있다는 점이다. 그러나 PPIM (Polynomial Point Interpolation Method)법에서 모멘트 행렬은 특이성 문제가 발

생할 수 있으므로 2단계의 MTA(Matrix Triangularization Algorithm)를 사용하여 모멘트 행렬의 정식화에 사용된 다항식의 절점과 조건을 제외함으로써 이 문제를 해결할 수 있었다. 또한 PPIM법은 단지 국부영역에서 임의로 분포된 절점 그룹을 토대로 형상함수를 사용하고, 전체 적분격자는 갤러킨 약형식에서 적분을 평가하나 형상함수의 비적합성 때문에 이 방법은 특히 국부지지영역에서 너무 많은 절점을 사용한 불규칙 절점분포에서는 오차가 많이 발생하는 단점이 있다. 반면, 방사기저함수를 사용한 무요소 RPIM법은 특이성문제를 극복하고 임의로 분포된 절점에서도 안정적으로 해를 구할 수 있으며, 유일한 변수는 반지름이기 때문에 3차원에서도 쉽게 해석할 수 있다. 이런 장점으로 최근 개발된 무요소 RPIM법은 PPIM법보다 더 널리 사용된다.

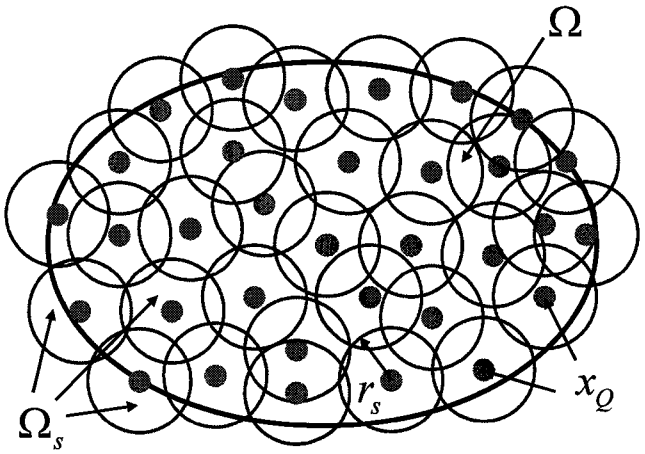


그림 3.2.119 관심점 x의 원형지지영역

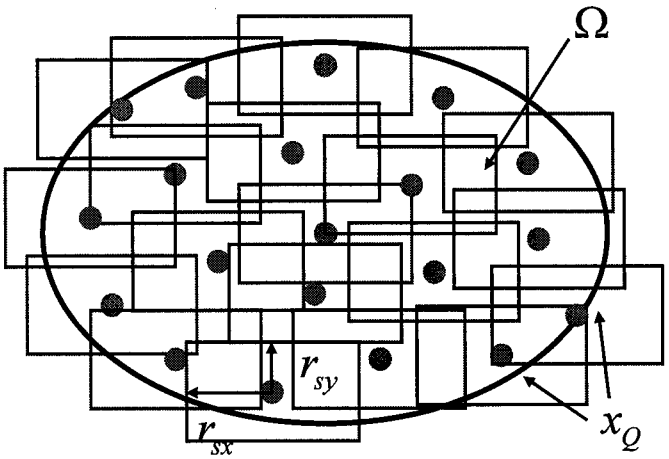


그림 3.2.120 관심점 x의 사각지지영역

(2) RPIM법의 정식화

경계 Γ, 영역 Ω인 2차원 선형탄성문제에서 고체역학문제의 편미분방정식과 경계조건은 다음과 같다.

$$\text{평형방정식: } L^T\sigma+b=0 \quad \text{in } \Omega \tag{3.2.31}$$

$$\text{자연경계조건: } \sigma n=\bar{t} \quad \text{in } \Omega \tag{3.2.32}$$

$$\text{필수경계조건: } u=\bar{u} \quad \text{in } \Omega \tag{3.2.33}$$

식(3.2.33)의 변분형태 수식은 다음과 같다.

$$\int_{\Omega}(L\delta u)^T(DLu)d\Omega-\int_{\Omega}\delta u^T b\,d\Omega-\int_{\Gamma_t}\delta u^T\bar{t}\,d\Gamma=0 \tag{3.2.34}$$

식(3.2.34)에서 D는 전체 문제영역 Ω에 약형식으로 정의된 탄성상수매트릭스이다. 식(3.2.34)를 적분하기위해서 전체 문제영역은 교차되지 않은 적분 격자로 이산화한다. 문제영역은 변수를 근사화하기 위해 필드절점의 형태로 나타내고 필드절점은 연속적으로 1부터 N까지 절점번호가 부여된다. RPIM 형상함수는 국부지지영역의 필드절점을 이용한 관심점의 변위를 근사화하는데 사용된다.

$$u^h_{(2\times1)}=\sum_I^n\begin{bmatrix}\phi_I & 0\\ 0 & \phi_I\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}u_I\\ v_I\end{Bmatrix}=\sum_I^n\Phi_I u_I \tag{3.2.35}$$

Φ_I는 절점 I의 형상함수 매트릭스, u_I는 절점변위, n은 국부지지영역의 절점 수이다. 식(3.2.35)에서 u^h는 샘플링포인트(sampling point or quadrature point)가 될 수 있는 관심점의 근사절점이다.

$$\delta u^h_{(2\times1)}=\Phi_{(2\times2n)}\delta u_{(2n\times1)}=\sum_I^n\Phi_I\delta u_I \tag{3.2.36}$$

변형률은 변위와의 관계를 이용하여 얻을 수 있다.

$$\varepsilon_{(3\times1)}=Lu^h=L_{(3\times2)}\Phi_{(2\times2n)}u_{(2n\times1)}$$

$$=\begin{bmatrix}\frac{\partial}{\partial x} & 0\\ 0 & \frac{\partial}{\partial y}\\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\phi_1 & 0 & \cdots & \phi_n & 0\\ 0 & \phi_1 & \cdots & 0 & \phi_n\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}u_1\\ v_1\\ \vdots\\ u_n\\ v_n\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}\frac{\partial\phi_1}{\partial x} & 0 & \cdots & \frac{\partial\phi_n}{\partial x} & 0\\ 0 & \frac{\partial\phi_1}{\partial y} & \cdots & 0 & \frac{\partial\phi_n}{\partial y}\\ \frac{\partial\phi_1}{\partial y} & \frac{\partial\phi_1}{\partial x} & \cdots & \frac{\partial\phi_n}{\partial y} & \frac{\partial\phi_n}{\partial x}\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}u_1\\ v_1\\ \vdots\\ u_n\\ v_n\end{Bmatrix}$$

$$=B_{(3\times2n)}u_{(2n\times1)}=\sum_I^n B_I u_I \tag{3.2.37}$$

B_I는 절점 I의 변형률 매트릭스이고, 구성방정식을 통하여 응력벡터를 구할 수 있다.

$$\sigma = D\varepsilon = \sum_{I}^{n} D_{(3\times3)}(B_I)_{(3\times3)}(u_I)_{(2\times1)} \tag{3.2.38}$$

식(3.2.37)을 식(3.2.34)의 첫 번째 항에 대입하면 다음을 얻을 수 있다.

$$\int_{\Omega}(L\delta u)^T(DLu)d\Omega = \int_{\Omega}\sum_{I}^{n}\sum_{I}^{n}\delta u_I^T[B_I^T D B_J]u_J d\Omega \tag{3.2.39}$$

지금 단계까지 I, J는 국부지지영역에서 절점번호를 부여하였으나, 1부터 절점의 전체번호인 N까지 국부영역의 절점을 전체영역의 절점으로 각각 바꿀 수 있다.

$$\int_{\Omega}(L\delta u)^T(DLu)d\Omega = \sum_{I}^{N}\sum_{I}^{N}\delta u_I^T(\underbrace{\int_{\Omega} B_I^T D B_J d\Omega}_{K_{IJ}} \tag{3.2.40}$$

K_{IJ}는 2×2의 절점강성매트릭스이다. 또한 식(3.2.35)를 식(3.2.34)의 두 번째 항에 대입하면, 식(3.2.41)이 유도되며,

$$\int_{\Omega}\delta u^T b\, d\Omega = \sum_{I}^{N}\delta u_I^T \underbrace{\int_{\Omega}\Phi_I^T b\, d\Omega}_{F_I^b} \tag{3.2.41}$$

b는 물체력벡터이고, F_I^b는 절점 물체력벡터이다. 식(3.2.41)에서 물체력벡터를 표면력벡터로, 영역을 경계영역으로 대체하여 식(3.2.34)의 마지막 항에 대입하면 식(3.2.42)를 얻을 수 있다.

$$\int_{\Gamma_t}\delta u^T \bar{t}\, d\Gamma = \delta U^T \sum_{I}^{N}\underbrace{\int_{\Gamma_t}\Phi_I^T \bar{t}\, d\Gamma}_{F_I^t} = \delta U^T F^t \tag{3.2.42}$$

F_I^t는 절점 표면력벡터이고, F^t는 절점 표면력벡터를 이용하여 취합한 전체 표면력벡터이다. 식(3.2.40), 식(3.2.41)과 식(3.2.42)를 평형방정식의 변분형태인 식(3.2.34)에 대입하면 다음과 같고, 여기에서

$$\delta U^T[KU - F^b - F^t] = 0 \tag{3.2.43}$$

δU는 임의적이기 때문에 식(3.2.43)은 다음을 만족한다.

$$KU = F^b + F^t \tag{3.2.44}$$

무요소 RPIM법의 이산화방정식은 최종적으로 다음과 같이 표현된다.

$$KU = F \tag{3.2.45}$$

절점변위는 변위경계조건을 만족시켜 구할 수 있고, 변형률과 응력은 절점변위를 구한 후 식(3.2.37), 식(3.2.38)을 통해 각각 얻을 수 있다.

(3) RPIM 형상함수의 수치예제

국소지지영역에서 25절점을 사용한 RPIM법의 형상함수와 형상함수의 미분을 수치해석을 통해 제시한다. 그림 3.2.121에서 보여주는 25절점(5×5)은 사각영역 $\{x_i \in \{-1, 1\}, y_i \in \{-1, 1\}\}$에서 규칙적으로 분포된다. 그림 3.2.122는 MQ-RBF 형상함수가 크로네커 델타 성질을 만족한다는 것을 보여주며, 그림 3.2.123~124는 MQ-RBF 형상함수의 미분을 나타낸다. 형상계수로는 Liu(2006)에 의해 검증받은 $\alpha_c = 2.0$, $d_c = 0.5$, $q = 0$, 그리고 $m = 0$을 사용하였다.

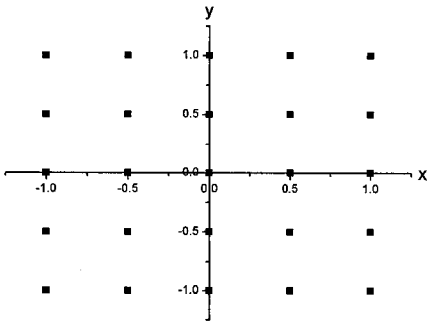


그림 3.2.121 필드절점

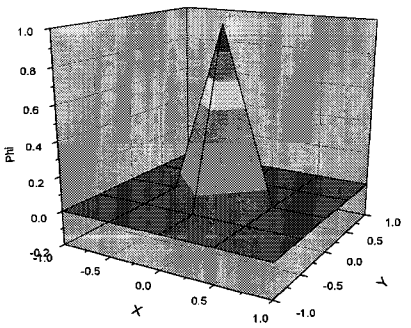


그림 3.2.122 RPIM법의 형상함수

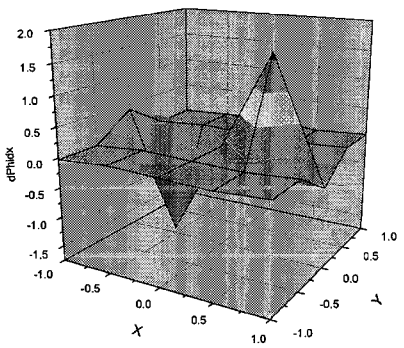


그림 3.2.123 x에 관한 1차 미분

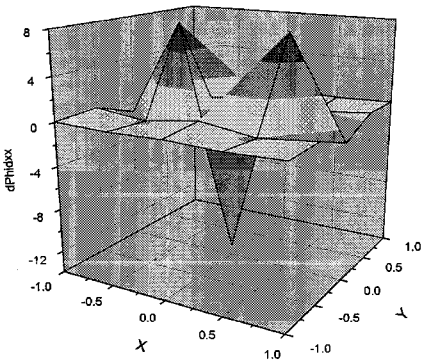


그림 3.2.124 x에 관한 2차 미분

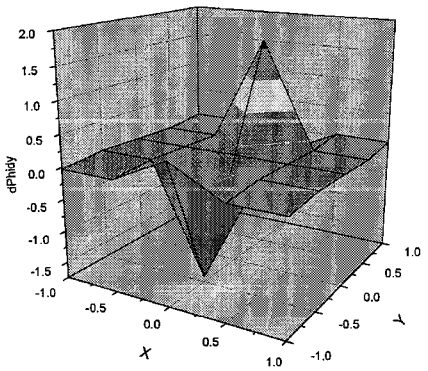


그림 3.2.125 y에 관한 1차 미분

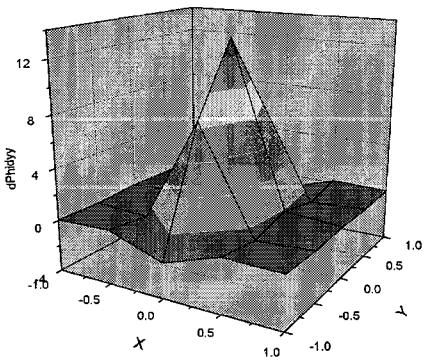


그림 3.2.126 y에 관한 2차 미분

(4) 무요소법의 프로그래밍과 흐름도

(가) RPIM법의 형상함수 수치해석 과정

그림 3.2.127과 같이 수치해석 과정에서 메인함수는 방사기저함수를 이용하여 무요소 RPIM법의 형상함수와 형상함수의 미분값을 계산한다. 방사기저함수를 포함한 서브루틴은 방사기저함수와 미분값을 해석하고 앞장에서 언급한 MQ-RBF, EXP-RBF, TPS-RBF 함수를 활용한다.

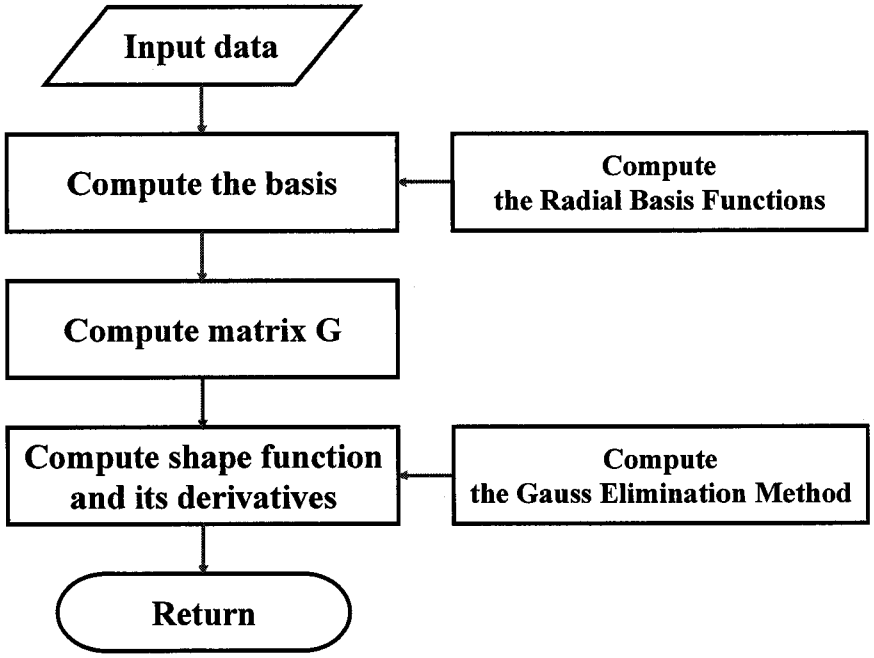


그림 3.2.127 RPIM 형상함수의 흐름도

(나) 무요소 RPIM법의 수치해석 과정

그림 3.2.127은 무요소 RPIM법의 수치해석 과정 흐름도이고 분석 절차는 다음과 같다.

① 문제영역의 기하학적 형태를 구성하고 입력데이터를 통해 필드절점을 생성시킨다.

② 적분격자(background cells)를 수치적분과정에 사용한다.

③ 매트릭스는 2개의 루프로 조합된다. 이 때, 외부 루프는 모든 적분격자, 내부 루프는 격자의 샘플링포인트를 해석한다.

④ 2개의 루프가 해석된 후 경계조건을 만족시킨다.

⑤ 이산화방정식은 가우스소거법을 이용한다.

⑥ 최적해(응력, 변형률, 변위)를 분석한다.

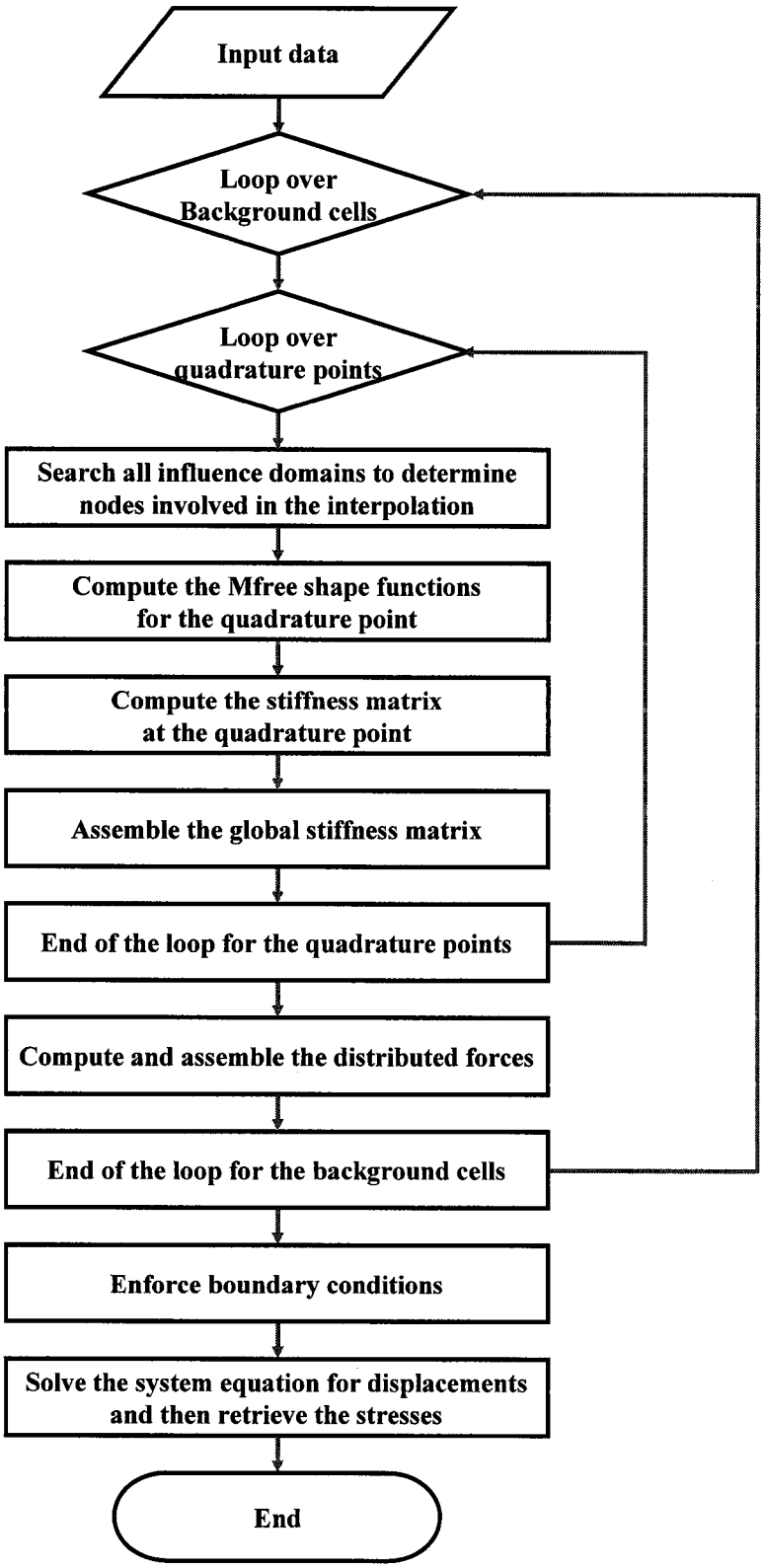


그림 3.2.128 무요소 RPIM법의 흐름도

(5) 적응적 세분화 방법

적응적 세분화 방법(adaptive refinement method)은 수치해석의 정확성을 효율적으로 확보하기 위하여 해석오차가 상대적으로 크거나 작은 부분의 해석정밀도를 선택적으로 조정하는 해석기법 중의 하나이다. 적응적 세분화 방법은 크게 (1)오차추정부분과 (2)적응적 모델링 부분으로 나눌 수 있는데 특히 정확한 오차를 산정하는 것이 해석의 효율성을 확보하는데 있어서 매우 중요하다.

첫 번째는 국부부분과 전체부분의 오차를 추정하는데 중요하고 세분화가 필요하다고 판단 시 사용된다. 두 번째는 오차추정에서 나온 결과를 이용하여 오차분포의 결과를 보고 판단한다. 이 두 가지의 효율성과 효과성은 적응적 절차의 수행에 있어 매우 중요하다. 사후 오차추정 기법(posterior error estimates)을 수행하기 위해 해석값(computed value)과 기준값(reference value)이 필요하다. 기준값은 후처리법(postprocessing method : e.g., smoothing or projection)에 의해 얻어진 값이고 후처리법은 해석과정에서 구한 해를 이용하여 더욱 향상된 해를 얻은 다음, 이 해를 해석값으로 가정하여 먼저 구한 해와의 차이를 세분화 오차로 간주하여 오차추정값을 계산하는 방법으로 비교적 믿을 수 있는 오차추정값을 구할 수 있고 실무적인 응용에도 편리한 방법이다.

무요소법에서는 응력의 요소 간 불연속성이 없고 전체 문제영역에서 부드럽기 때문에 유한요소법에서 개발된 응력평활화기법(stress smoothing method)은 오차추정에 사용될 수 없다. 무요소법에 적합한 오차추정 기법의 개발이 필요하다.

(가) 격자에너지오차 추정법

격자에너지오차 추정법(cell energy error estimates)은 적분격자를 이용하는 무요소법의 적응적 세분화 기법에 사용된다. 이것은 무요소법이 지배방정식을 토대로 적분영역에 전체적으로 또는 국부적으로 적분격자를 이용한다는 것에 기반을 두고 해석을 수행한다. 또한 각 적분격자의 에너지오차를 조사하고 오차를 추정한다.

① 오차지수(error indicator)

일반적으로 오차를 추정하기 위해 정해와 근사해의 차이에 기반을 둔다. 영역 Ω에서 정의된 q와 근사화된 $\hat{q}$에서 일반적인 근사화의 오차지수는 다음과 같다.

$$e = L(q, \hat{q}) \tag{3.2.46}$$

여기서 L은 정해와 근사해가 적용된 연산자(e.g., L_1 norm, L_2 norm 등)이고 e는 연산에 따른 오차이다. 대부분의 문제에서 정해의 형태인 q는 사용하지 않고 근사화된 $\hat{q}$로부터 유도된 참고값이 사용된다. 수치해석에서 변수는 변위, 변형률, 응력 또는 에너지가 될 수 있다. 식(3.2.46)은 다음과 같이 L_2 놈 오차를 사용한다.

$$\begin{aligned} e &= \| q(x) - \hat{q}(x) \| \\ &= [(q(x) - \hat{q}(x))^T \cdot (q(x) - \hat{q}(x))]^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \tag{3.2.47}$$

점별적인 오차추정 대신 격자에너지오차 추정법은 무요소에서 적분격자의 에너지오차를 이용한다. 적분격자에 의해 계산된 변수 q는 적분격자의 변형률 에너지이고 격자에너지는 다음과 같다.

$$E = \int_{cell} \sigma \varepsilon d\Omega \tag{3.2.48}$$

무요소법의 근사화에서 계산된 격자에너지 E_{comp}는 지배방정식에 의해 적분된 가우스 적분으로부터 얻어진다.

$$E_{comp} = \sum_{i=1}^{m} c_i \sigma_i \varepsilon_i \tag{3.2.49}$$

m은 적분을 위해 사용된 적분격자의 관심점의 수이고 c_i는 적분에 따른 계수이다. 가우스 적분에 의해 해석된 기준값 E_{ref}는 다음과 같다.

$$E_{ref} = \sum_{i=1}^{n} c_i \sigma_i \varepsilon_i \tag{3.2.50}$$

n은 참고값에 사용된 관심점의 수이다($n \neq m$). 격자의 에너지오차는 다음과 같다.

$$e = |E_{comp} - E_{ref}| \tag{3.2.51}$$

관심점 n의 응력과 변형률은 정해에 따라 주어진 변위에 의해 계산되므로, 관심점 m의 경우와 같은 정확도를 갖는다. 계산량을 줄이기 위해서 관심점 n은 관심점 m보다 작다고 가정한다. 다음과 같이 문제영역에서 모든 격자의 격자에너지오차의 합은 전체에너지오차와 같다.

$$e_{Global} = \sum_{i=1}^{N} e_i \tag{3.2.52}$$

여기서 N은 전체 격자의 수이고, 격자에너지오차의 일반적인 측정은 다음과 같다.

$$e_n = \frac{e}{A} \tag{3.2.53}$$

A는 격자의 면적이다. 일반화된 측정은 특이점 위치를 파악하는데 유용하다. 격자에너지오차 추정법의 주요 특징은 단지 한 개의 응력장만 필요하다는 것이다.

(나) 국부 적응적 세분화 방법

적응적 세분화 방법에서 정해에 도달하지 않으면 다시 세분화된다. 일반적으로 전체영역을 세분화하는 것은 바람직하지 않고 높은 효율성을 위해서 단지 국부영역에 세분화 방법을 적용한다. 국부영역에 쉽게 적용할 수 있는 삼각적분격자와 밀도계수를 이용한 국부 들로네 알고리즘(local Delaunay algorithm)을 사용한다.

① 밀도계수(density factor)

격자에너지오차 추정법에 의한 국부 오차 분포에 따라 절점의 밀도계수는 변한다. 밀도계수는 격자에너지오차를 절점에너지오차로 전환시킨다. 전자는 격자의 꼭지점에 똑같이 분포되고 후자는 적분격자로부터 분포된 합을 의미한다.

$$e_{nodal} = \sum_{i=1}^{m} \frac{e_i}{n} \tag{3.2.54}$$

여기서 m은 절점에 연관된 적분격자의 수, n은 격자의 꼭지점 수(삼각격자일 경우 $n=3$) 그리고 e_i는 배격격자의 i번째 에너지오차이다. 상대적인 오차추정은 각 절점마다 정의된다.

$$R_{nodal} = \frac{e_{nodal}}{E_{nodal}} = \frac{\sum_{i=1}^{m} \frac{e_i}{n}}{\sum_{i=1}^{m} \frac{E_i}{n}} \tag{3.2.55}$$

R_{nodal}는 절점의 상대적인 오차, E_i는 i번째 배경격자 에너지이고 E_{nodal}는 격자에너지로부터 전환된 절점에너지이다. 세분화가 필요한 곳의 위치를 결정하기 위해

서 미리 절점의 상대오차 한계값을 정하고, 한계값을 초과하는 경우에는 해당 절점의 밀도계수를 다음과 같이 전환시킨다.

$$S^{*}_{nodal} = \frac{R_{threshold}}{R_{nodal}} S_{nodal} \tag{3.2.56}$$

S_{nodal}과 S^{*}_{nodal}은 각각 밀도계수의 이전, 이후의 값이다. 국부영역의 세분화 과정은 밀도계수의 변화에 따르고 밀도계수가 국부 밀도계수를 제어하기 때문에 세분화의 정도를 결정할 수 있다. 밀도계수의 변화에 따라 다음의 국부 들로네 알고리즘이 수행된다.

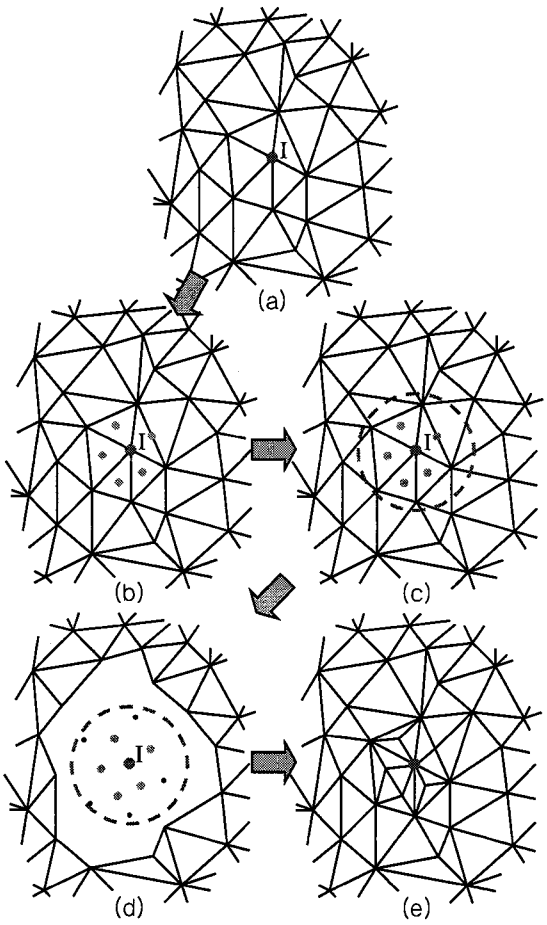


그림 3.2.129 국부영역 세분화 절차

② 국부 들로네 삼각화 알고리즘(local Delaunay triangulation algorithm)

들로네 삼각화 알고리즘 기법은 2차원의 국부 영역에서 절점과 경계에 쉽게 적용될 수 있다. 절점 I의 밀도계수는 S_I에서 S_I^*로 변한다.($S_I^* < S_I$) 국부 세분화 과정은 다음과 같고, 그림 3.2.129에 도식화하였다.

가. 절점을 삽입한다(그림 3.2.129a). 새로운 절점은 삼각배경격자의 루프에 의해 생성된다. 삼각적분격자가 예각일 경우에 외접원의 중심에 절점이 삽입되고, 둔각일 경우에는 가장 긴 변의 중간에 절점이 삽입된다(그림 3.2.129b).

나. 국부영역을 정식화한다. 절점 I의 중심에 원을 만든다(그림 3.2.129c). 원 내부 또는 원에 교차하는 격자를 제거한다(그림 3.2.129d). 원의 반경은 블록크기(block size)이고 격자수정의 범위를 제어한다.

다. 들로네 삼각화 알고리즘을 사용하여 국부 영역을 삼각화 시킨다. 들로네 삼각화 알고리즘은 블록 내부에 존재하는 절점을 기반으로 국부영역의 삼각적분격자를 재생성시킨다(그림 3.2.129e).

라. 밀도계수를 다시 계산한다. 삼각적분격자의 재생성으로 모든 절점의 밀도계수는 업데이트된다.

개선된 절점 I의 밀도계수가 S_I^*보다 크면 세분화 과정은 반복된다. 반복절차과정에서 새로운 절점의 변수는 이전의 적분격자에 의해 평가되고, 해석 완료시 반복을 위해 다음 반복과정이 수행된다. 이 방법은 절점이 많은 문제영역일수록 더욱 효과적이다.

(6) 해석모델1 - 캔틸레버형 평판

무요소 RPIM법의 신뢰성을 검증하기 위해 캔틸레버형 평판을 해석대상으로 고려한다. 본 연구에서 해석모델의 단위는 국제단위계(The international system of units)를 사용한다. 그림 3.2.130과 같이 왼쪽부분이 고정단인 캔텔레버형 평판을 모델링하고 평면 응력상태로 가정한다. 평판의 길이 $L=48m$, 높이 $H=12m$ 그리고 두께는 단위두께(unit)이다. 변수로 하중 $p=1000N$, 탄성계수 $E=3.0\times10^7N/m^2$ 그리고 푸아송 비 $\nu=0.3$이다.

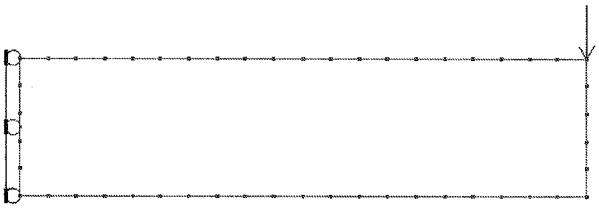


그림 3.2.130 캔틸레버형 평판 모델링

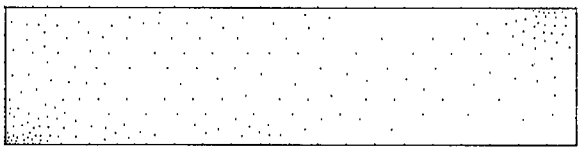


그림 3.2.131 무요소법의 필드절점

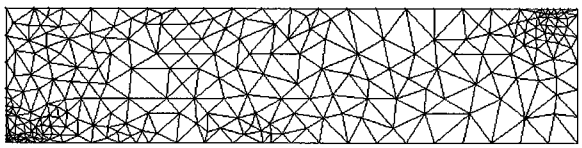


그림 3.2.132 무요소법의 적분격자

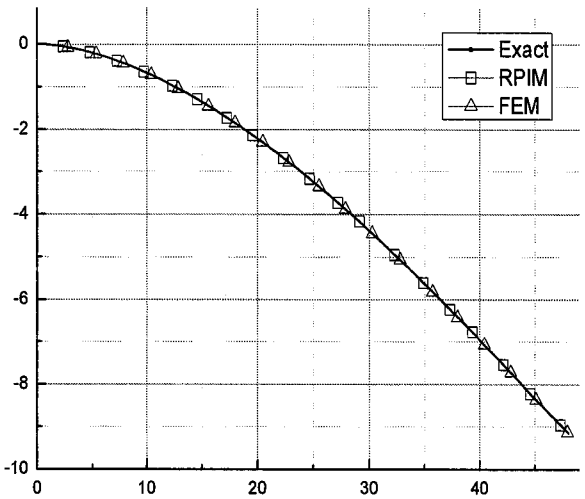


그림 3.2.133 중립축에서의 Y방향 처짐

그림 3.2.131은 RPIM법 해석과정에 사용된 272개의 불규칙한 필드절점, 그림 3.2.132는 수치적분을 위한 472개의 적분격자이다. 무요소 RPIM법과 유한요소법을 식(3.2.57)의 처짐에 관한 이론 해와 비교한 결과, 그림 3.2.133과 같이 동일한 처짐결과로 나타나 무요소 RPIM법의 신뢰성이 검증되었다.

$$v(x,y)=\frac{P}{6EI}\left[3\nu y^2(L-x)+(4+5\nu)\frac{D^2x}{4}+(3L-x)x^2\right] \tag{3.2.57}$$

(7) 해석모델2 - 유공평판

그림 3.2.134와 같이 x축 단일방향의 인장하중이 작용하는 유공평판문제를 해석대상으로 고려해보자. 해석모델을 그림 3.2.135와 같이 대칭성을 이용하여 평판의 상단 오른쪽 부분의 평판만 모델링하고 평면 응력으로 해석한다. 변수로 하중 $p=1000N$, 탄성계수 $E=1.0\times10^3N/m^2$, 푸아송 비 $\nu=0.3$, 원형 홀의 반경 $a=1.0m$ 그리고 평판의 길이 $b=5m$이다.

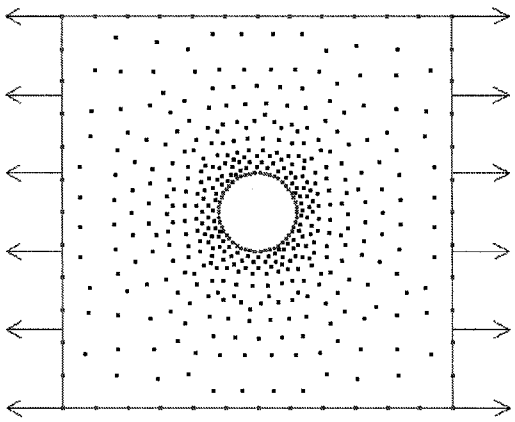


그림 3.2.134 유공평판

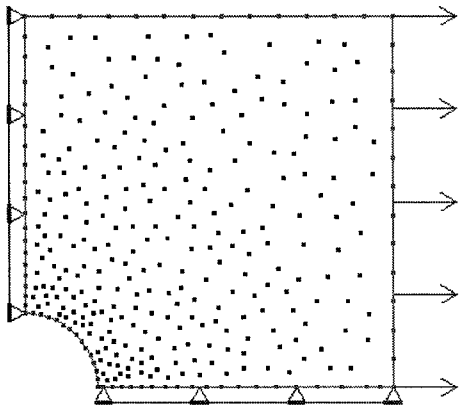


그림 3.2.135 유공평판 모델링

경계조건은 $x=0$, $y=0$에 다음의 조건을 만족한다.

$$\begin{aligned} u_x&=0,\quad \sigma_{xy}=0\quad (x=0),\\ u_y&=0,\quad \sigma_{xy}=0\quad (y=0)\end{aligned} \tag{3.2.58}$$

수평, 수직방향의 경계조건은 각각 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \sigma_{xx}&=p,\quad \sigma_{yy}=\sigma_{xy}=0\quad (x=5),\\ \sigma_{xx}&=0,\quad \sigma_{yy}=\sigma_{xy}=0\quad (y=5)\end{aligned} \tag{3.2.59}$$

그림 3.2.136은 $x=0$에서의 응력분포(σ_{xx}), 그림 3.2.137~138은 유공평판의 전단응력을 나타낸 것이다. 해석결과, 유공평판문제에서도 두가지 수치해석법은 만

족할 만한 결과를 보여주었으며, 정해와 비교한 결과 응력집중 범위에서 무요소 RPIM법과 유한요소법은 각각 4.17%, 7.89%, 6.54%와 11.67%, 22.28%, 18.67%의 오차로 무요소 RPIM법이 신뢰성 있는 결과를 제시하는 것으로 나타났다.

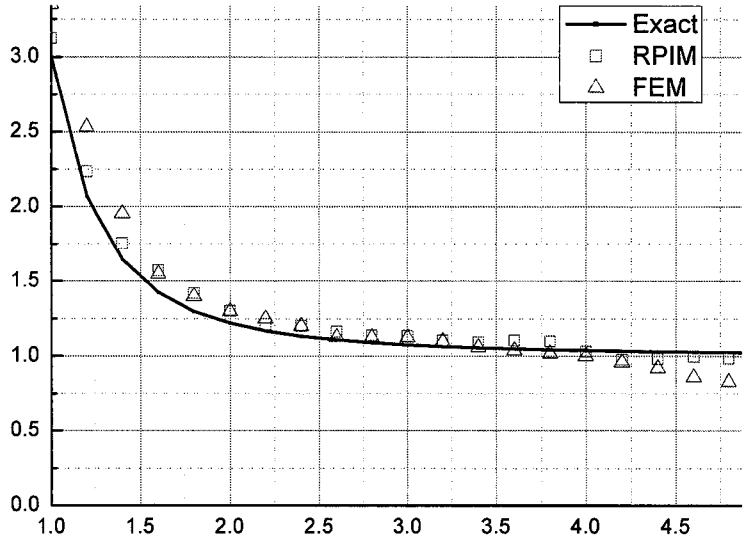


그림 3.2.136 X=0 에서의 σ_{xx}

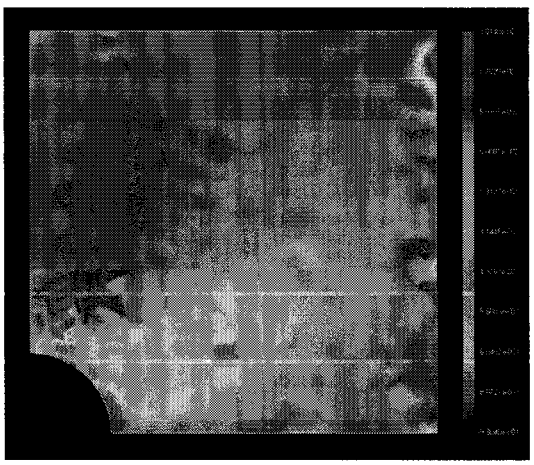


그림 3.2.137 무요소법(σ_{xv})

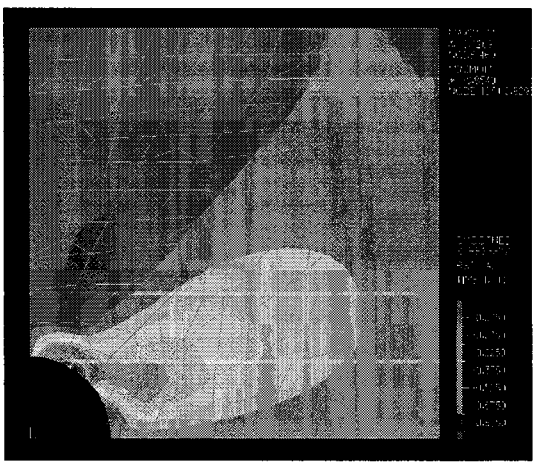


그림 3.2.138 유한요소법(σ_{xv})

(8) 해석모델3 - 속이 빈 원통

안쪽 반지름과 바깥쪽 반지름이 각각 $a=10m$, $b=25m$인 원통에 외압은 작용하지 않고 내압 $p=1000N$이 작용하는 원통의 응력을 고려해보자. 그림 3.2.139와 같이 대칭성을 이용하여 평판의 상단 오른쪽 부분의 평판만 모델링한다. 원통의 응력해석은 평면 변형률 문제로 가정하고 변수로 탄성계수 $E=3.0\times10^7 N/m^2$, 푸아송 비 $\nu=0.3$이다. 그림 3.2.140은 무요소 RPIM법의 해석과정에 사용된 533개의 불규칙한 필드절점과 수치적분을 위한 994개의 적분격자이다.

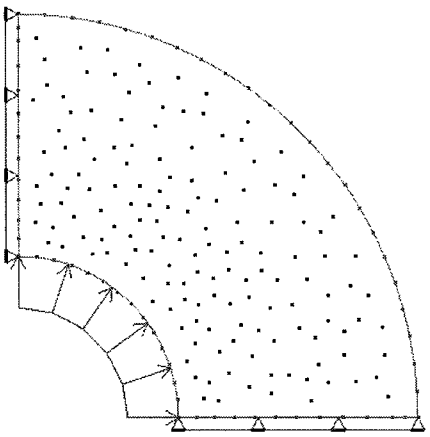


그림 3.2.139 원통 모델링

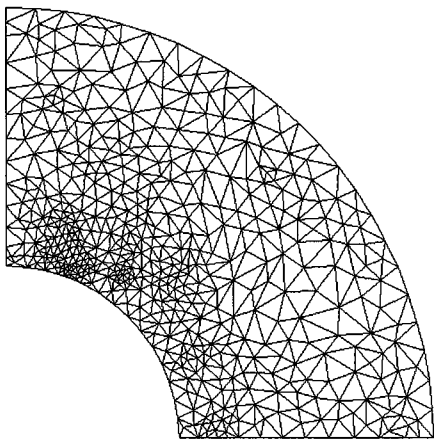


그림 3.2.140 절점과 적분격자

$$u_r = \frac{pa^2}{E(b^2-a^2)r}\left[(1-\nu)r^2+(1+\nu)b^2\right] \tag{3.2.60}$$

$$\sigma_r = \frac{a^2p}{b^2-a^2}\left(1-\frac{b^2}{r^2}\right) \tag{3.2.61}$$

$$\sigma_\theta = \frac{a^2p}{b^2-a^2}\left(1+\frac{b^2}{r^2}\right) \tag{3.2.62}$$

그림 3.2.141은 $x=0$에서의 변위, 그림 3.2.142는 $x=0$에서의 응력(σ_r,σ_θ)을 나타낸다. 해석결과, 속이 빈 원통문제에서 두 가지 수치해석법은 신뢰할 만한 결과를 보여주었으며, 식(3.2.60~62)의 이론 해와 비교한 결과 내압이 작용하는 부분에서 무요소 RPIM법과 유한요소법은 변위에 대해서 각각 5.3%와 1.78%의 오차, 응력(σ_r,σ_θ)에 대해서는 4.76%, 2.0%와 10.3%, 8.9%의 오차를 나타낸다. 그림 3.2.143~148은 무요소 RPIM법과 유한요소법의 x,y좌표계에서의 응력분포이다.

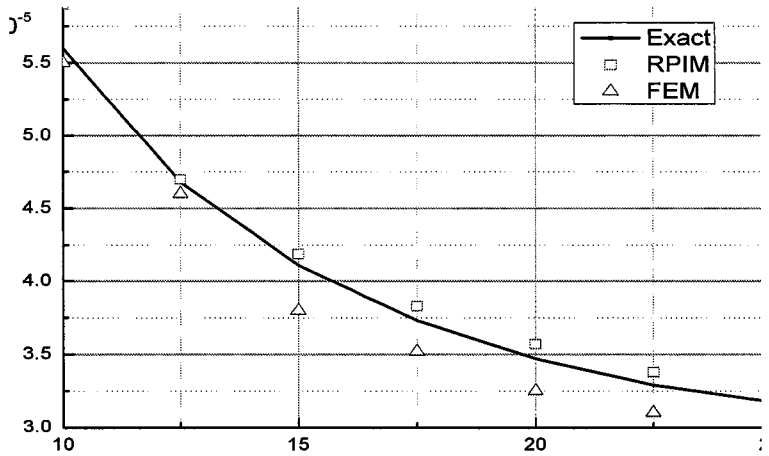


그림 3.2.141 $x=0$ 에서의 변위

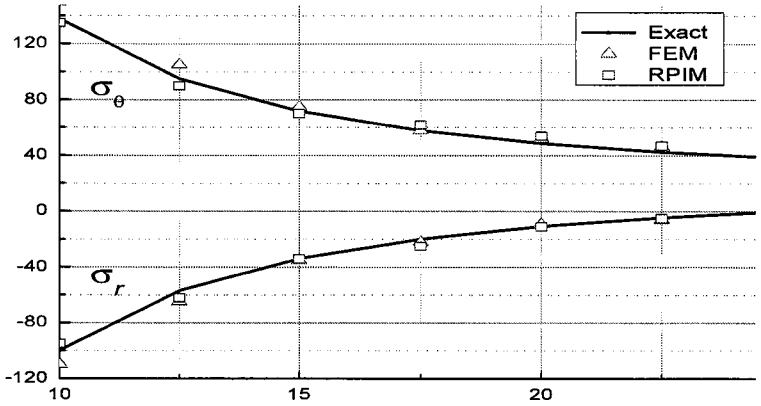


그림 3.2.142 $x=0$ 에서의 응력

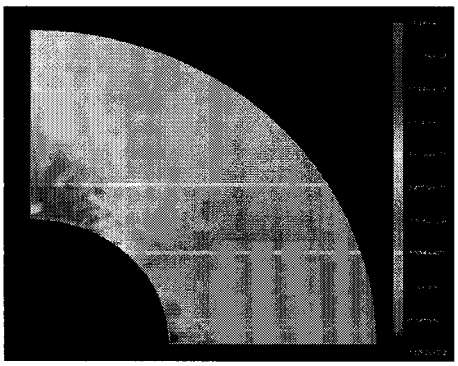


그림 3.2.143 무요소법(σ_{xx})

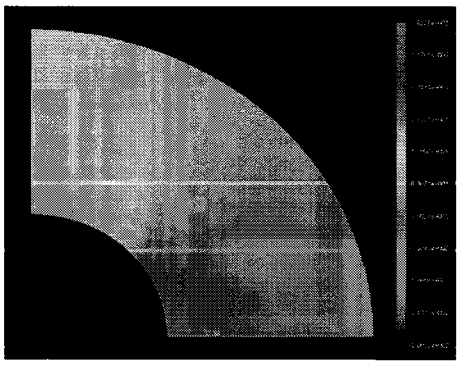


그림 3.2.144 무요소법(σ_{vv})

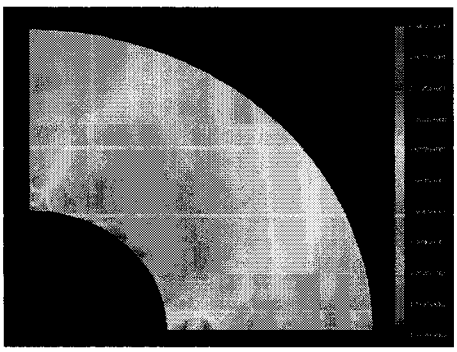


그림 3.2.145 무요소법(σ_{xv})

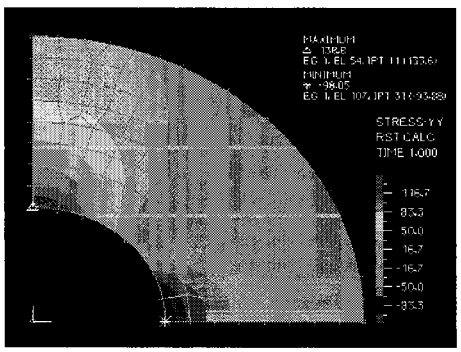


그림 3.2.146 유한요소법(σ_{xx})

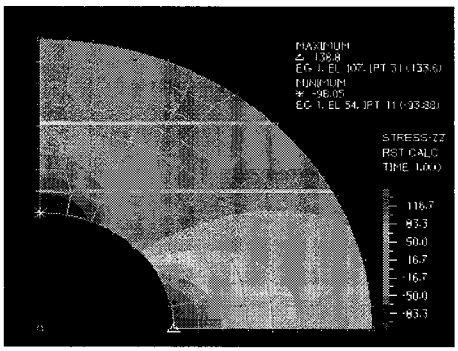


그림 3.2.147 유한요소법(σ_{vv})

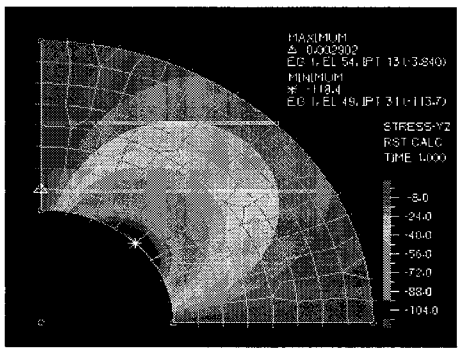


그림 3.2.148 유한요소법(σ_{xv})

(9) 해석모델 4 - 캔틸레버형 평판 (오차추정법)

방사식 절점보간 무요소법의 신뢰성을 검증하기 위해 캔틸레버형 평판을 해석 대상으로 고려한다. 본 연구에서 해석모델의 단위는 국제단위계를 사용한다. 그림 3.2.149와 같이 왼쪽부분이 고정단인 캔탤레버형 평판을 모델링하고 평면 응력상태로 가정한다. 평판의 길이 $L=48m$, 높이 $H=12m$ 그리고 두께는 단위두께(unit)이다. 변수로 하중 $p=1000N$, 탄성계수 $E=3.0\times10^7N/m^2$ 그리고 푸아송 비 $\nu=0.3$이다.

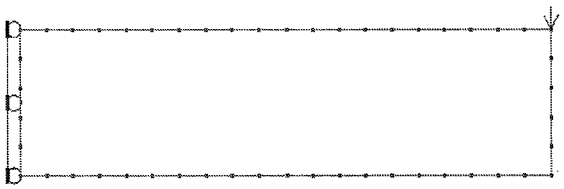


그림 3.2.149 캔틸레버형 평판 모델링

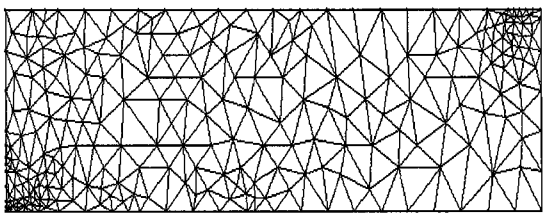


그림 3.2.150 무요소법의 필드절점과 적분격자

그림 3.2.150은 해석과정에 사용된 272개의 불규칙한 필드절점, 수치적분을 위한 472개의 적분격자이다. 국부에너지 오차의 크기에서 최대오차추정값은 2.52×10^{-4}, 정해값은 3.32×10^{-4}이고, 전체에너지 오차에서는 각각 2.14×10^{-3}, 2.92×10^{-3}으로 만족했으며 방사식 절점보간 무요소법 해석을 이론식(3.2.63)과 비교한 결과 그림 3.2.151과 같이 동일한 처짐이 나타났다.

$$v(x,y)=\frac{P}{6EI}\left[3\nu y^2(L-x)+(4+5\nu)\frac{D^2x}{4}+(3L-x)x^2\right] \tag{3.2.63}$$

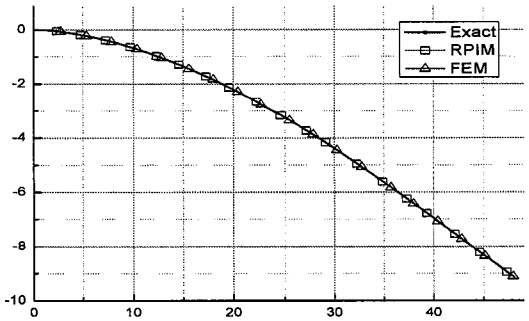


그림 3.2.151 중립축에서의 y방향 처짐

(10) 해석모델5 - 유공평판 (적응적 세분화)

그림 3.2.152와 같이 x축 단일방향의 인장하중이 작용하는 유공평판문제를 해석대상으로 고려해보자. 해석모델을 그림 3.2.153과 같이 대칭성과 경계조건을 이용하여 평판의 상단 오른쪽 부분만 모델링하고 평면 응력으로 해석한다. 변수로 하중 $p=1N$, 탄성계수 $E=1.0\times10^3N/m^2$, 푸아송 비 $\nu=0.3$, 원형 홀의 반경 $a=1.0m$ 그리고 평판의 길이 $b=5m$이다.

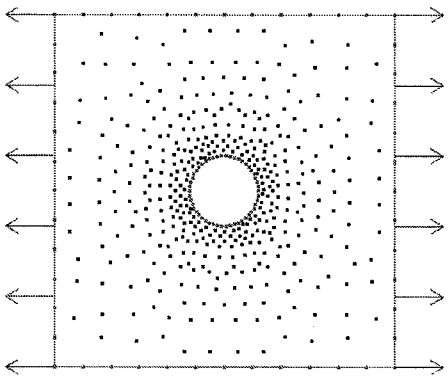


그림 3.2.152 유공평판

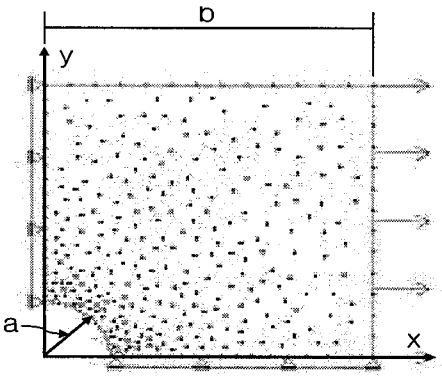


그림 3.2.153 유공평판 모델링

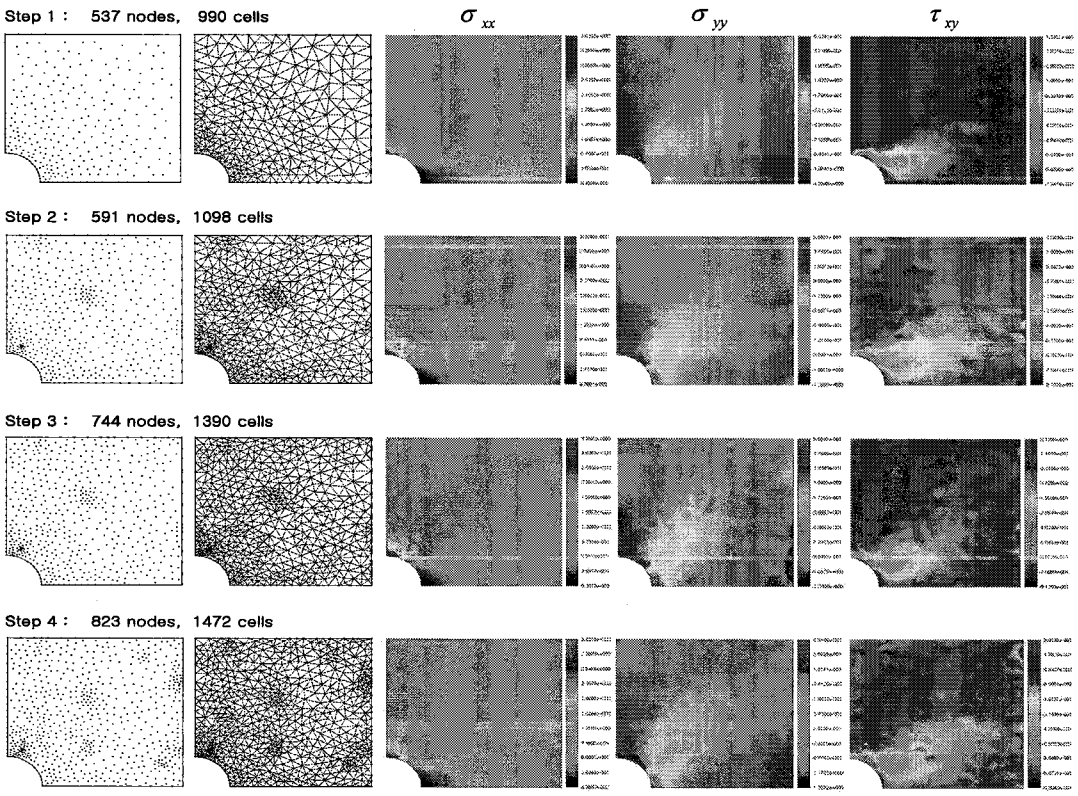


그림 3.2.154 유공평판의 적응적 세분화 단계 및 응력분포

그림 3.2.154는 4단계의 국부 적응적세분화 단계와 그에 따른 응력분포를 나타내었다. 원형 홀 주변에 응력집중현상이 나타나 절점이 자동적으로 추가되었으며 최종적인 4단계에서 블록에너지 4.6180×10^{-7}, 블록에너지오차 1.2784×10^{-8} 으로 세분화 과정이 정지되었고 이는 이론해와 매우 유사한 결과값을 나타냈다. 그림 3.2.155는 $x=0$에서의 응력분포(σ_{xx})를 나타낸 것으로 응력집중범위에서 정해와 비교한 결과 4.17%~7.89%의 신뢰성 있는 결과를 제시하였다.

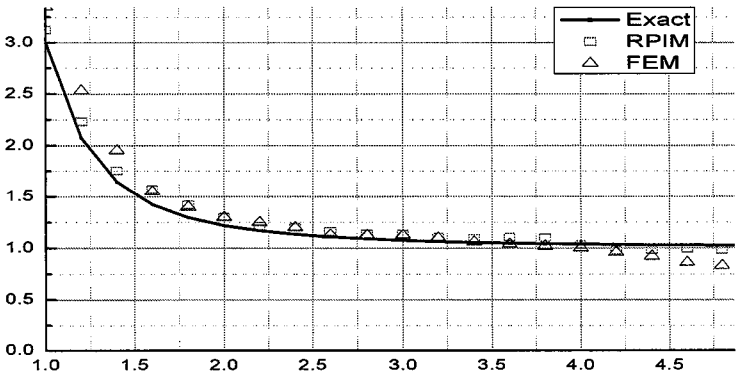


그림 3.2.155 $x=0$에서의 σ_{xx}

(11) 해석모델 6 - V형 인장시험체

그림 3.2.156과 같이 평면응력을 가정한 V형 인장시험체를 해석대상으로 고려해 보자. 길이 140mm, 폭 80mm, 두께는 단위두께이고 탄성계수 $E=1.96\times10^{5}N/mm^{2}$, 푸아송 비 $\nu=0.3$이다. x축 단일방향으로 V형 인장시험체에 하중 $p=1000N$이 작용한다.

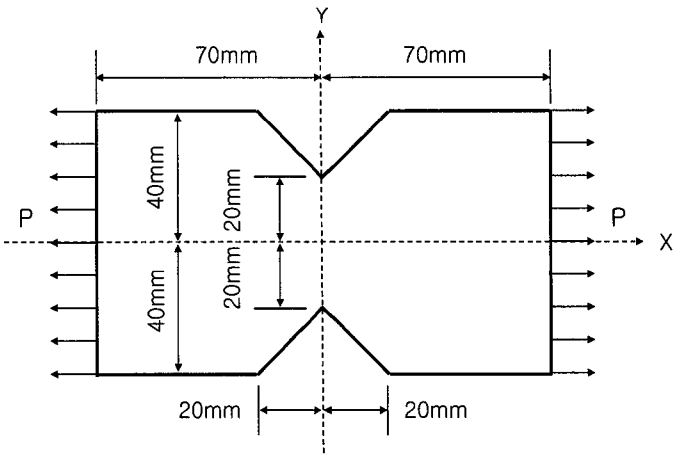


그림 3.2.156 V형 인장시험체 및 치수

그림 3.2.157은 중심에서부터 단부까지의 응력분포(σ_{xx})를, 그림 3.2.158~3.2.159는 방사절점보간 무요소법의 응력을 나타낸 것이다. 해석결과, V형 인장시험체 문제에서 두 가지 수치해석법은 만족할 만한 결과를 보여주었으며, 단부의 응력집중 범위에서도 방사절점보간 무요소법과 유한요소법은 신뢰성 있는 결과를 제시하는 것으로 나타났다.

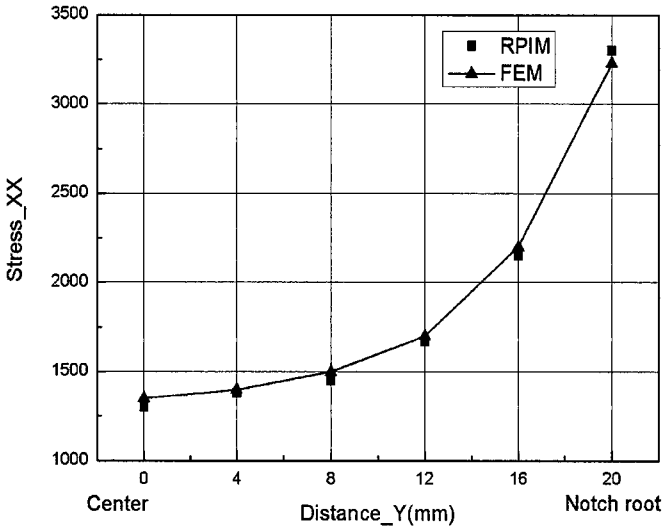


그림 3.2.157 x=0에서의 응력분포(σ_{xx})

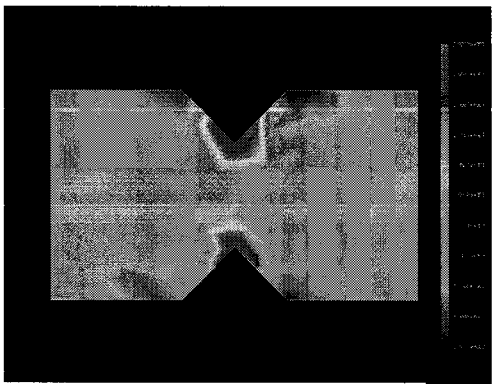


그림 3.2.158 무요소법(σ_{xx})

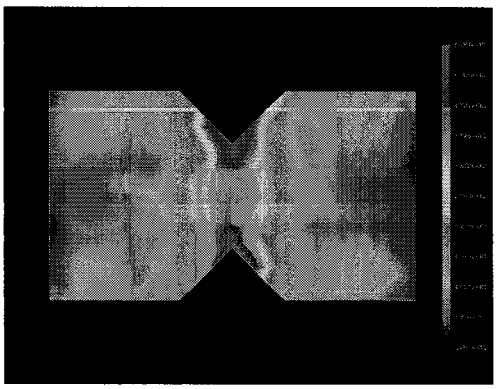


그림 3.2.159 무요소법(σ_{xy})

(12) 결 론

본 연구에서는 무요소법의 수치해를 향상시키기 위하여 해의 정확성을 유지시키고 필수경계조건을 만족시킬 수 있는 방사식 절점보간 무요소법(radial point interpolation meshfree method)의 형상함수를 제시하고 정식화하였다. 또한 무요소법의 적응적 세분화 기법에 이용되는 격자에너지오차 추정법(cell energy error estimates)을 사용하여 캔틸레버형 평판에 적용하였으며 이론해와 근사한 결과값을 제시하였다. 격자에너지오차 추정법은 두개의 다른 가우스적분에 의한 참고격자에너지와 해석이 수행된 격자에너지의 차에 의해 측정된다. 이를 근거로 격자에너지오차에 따라 변화하는 밀도계수(density factor)와 국부 들로네 삼각화 알고리즘(local Delaunay triangulation algorithm)을 유공평판 문제에 적용하였다. 원형 홀 주변에 응력집중현상이 나타나 절점이 자동적으로 추가되었으며 적응적 세분화 단계를 도시하였다. 수치예제들은 제안된 오차추정법이 오차분포 중 필수적인 특징들을 제어한다는 것을 보여준다.

격자에너지오차 추정법(CEE estimates)은 절점 대신 적분격자에 토대를 둔다는 점에서 일반적으로 사용되는 점별적인 오차 추정법(pointwise error estimates) 들과는 매우 다르다. 한편, 형상함수 및 근사함수의 정확도가 높지 않으면 오차추정법은 왜곡될 우려가 있다. 따라서 정밀한 오차추정법과 정해에 근접한 해를 얻기 위해서는 정확한 근사함수를 선택하는 과정이 필요하다. 앞으로 보다 다양한 수치해석을 통하여 적응적 세분화 방법에 사용되는 각 계수들의 최적값을 산정하여 보다 안정되고 효율적인 해석기법을 제안할 예정이다. 그리고 비선형해석 및 높은 정밀도를 요구하는 문제를 해석하는 알고리즘에 대한 추가 연구가 필요하다고 사료된다.

7. 대공간 구조물의 등가모델에 의한 지진응답 특성과 면진층 도입에 다른 거동 특성

지진하중이 작용하는 일반 구조물의 경우 내진성능을 향상시키기 위해 내진, 제진, 면진시스템의 도입이 실용화되고 있으며, 대공간 구조물의 내진설계에서도 내진성능을 확보할 수 있는 구조시스템에 대한 관심이 증가되고 있다. 특히 면진시스템은 면진층에서 지진입력에너지를 충분히 흡수함으로써 상부의 응답을 현저하게 저감시키는 것이 가능하므로, 상부 돔 구조와 하부구조 사이에 면진 층의 도입에 따른 거동특성파악 및 적용성에 대한 연구가 진행되고 있다. 또한 상부 돔 구조의 지진응답특성은 하부구조의 강성, 질량 및 소성화 등의 특성에 크게 영향 받을 것으로 예상되기 때문에, 이들을 고려하여 상부 돔 구조 지지부의 입력지진을 추정할 필요가 있다. 또한 상부 돔 구조는 대지진에 대해서도 탄성을 유지하며, 붕괴되지 않는다는 성능목표를 설정하는 경우, 상부 돔 구조와 하부구조 사이에 면진층을 도입하는 것은 상호구조에의 영향을 최소화할 수 있고, 최소한의 비용으로 설계목표를 달성할 수 있다.

또한 일반 고층구조물이 저차 모드에 크게 영향을 받는 반면, 대공간 구조물은 고차모드의 영향이 커서 이를 무시할 수 없으며, 또한 기하학적 비선형 및 수평지진동에 의한 연직방향의 응답도 고려할 필요가 있다. 이로 인해 자유도수가 많은 대공간 구조물은 해석에 많은 시간이 소요된다.

본 연구는 상부 돔 구조와 하부구조 사이에 면진 층을 도입함에 따른 구조물의 거동특성을 파악하기 위한 기초적인 연구로서 구조물의 등가모델화를 수행하고 다양한 지진파와 반개각을 파라미터로 하여 타당성을 검증한다. 또한 하부구조의 질량과 강성에 따른 상부 돔 구조의 거동특성을 규명한다.

(1) 대공간 구조물의 등가모델화

그림 3.2.160은 하부구조를 갖는 단층 래티스 돔으로, 지지부를 기준으로 상부 돔 구조와 하부구조로 구분한다. 여기에서 하부구조의 층수는 2층으로 가정하며, 서론에 서술한 것처럼 해석 시간의 단축과 해석의 단순화를 목적으로 구조물을 그림 3.3.161과 같이 모델화 한다.

하부구조는 다질점의 1축 모델로 가정할 수 있으며, 수평 두 방향에 변위가 발생하는 경우도 같은 방법으로 기술할 수 있기 때문에 여기에서는 단순화를 위하

여 수평의 x방향으로 이동하는 경우를 다룬다. 이 하부구조 모델은 같은 높이에서는 같은 수평변위로 가정하고 있기 때문에 상부 돔 구조의 지지부에서는 x방향과 동일한 수평변위가 발생하는 것으로 한정한다.

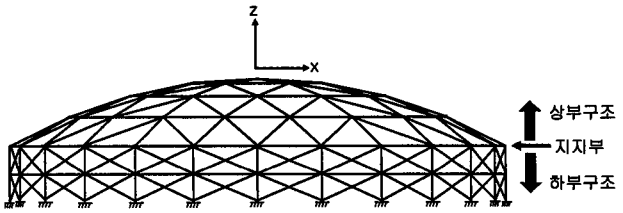


그림 3.2.160 하부구조를 갖는 단층 래티스 돔

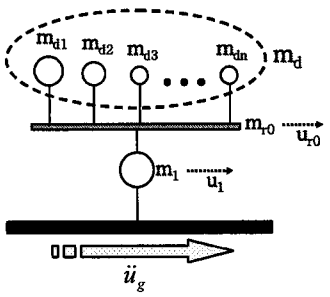


그림 3.2.161 등가 모델

입력위치 x방향의 입력지진가속도는 $\ddot{u}_g$로 하고 하부구조 1층과 최상층의 변위는 u_1, u_{r0}로 한다. 최상층의 변위는 상부 돔 구조의 지지부 위치 수평변위이며, 각 층의 질량은 m_1, m_{r0}이다. 단, 최상층의 질량은 최상층과 동일한 변위가 발생하는 지지부의 질량도 포함한 질량이고, 상부 돔 구조의 질량은 m_d로 한다.

상부 돔 구조는 트러스 부재로 구성되어 있고, 면진층 도입을 가정하여 탄성 선형거동을 전제로 한다. 지지부의 수평변위를 0으로 하고, 이것을 자유도로부터 제외한 경우의 운동방정식은 다음 식으로 나타낼 수 있다.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\xi_x\}\ddot{u}_g \tag{3.2.64}$$

여기에서 $\{u\}$, $[M]$, $[C]$, $[K]$는 각각 변위 벡터, 집중질량 매트릭스, 감쇠 매트릭스, 강성 매트릭스이다. 또한, $\{\xi_x\}$는 x방향 지진동에 의한 지진영향계수이고, 지진하중을 직접 받는 x방향 변위성분에 대해서는 1, 그 이외의 성분에 대해서는 0 이다. 따라서 $\{\xi_x\}$는 입력 지진동이 x방향의 성분만 존재하므로,

$$\{\xi_x\}^T = \{1\ 0\ 0\ 1\ 0\ 0\ \cdots\} \tag{3.2.65}$$

으로 표현되고, 비감쇠 자유진동모드와 진동수는

$$\omega_i^2[M]\{u_i\} = [K]\{u_i\} \tag{3.2.66}$$

로부터 구하며, 여기에서 ω_i는 i차 모드의 고유진동수이다. 고유모드는 상부 돔 구조의 질량 m_d를 기준으로 다음과 같이 정규화 한다.

$$\{u_i\}^T[M]\{u_i\} = m_d \tag{3.2.67}$$

하부구조의 응답 특성에 따른 상부 돔 구조의 영향을 고려하기 위해 상부 돔

구조의 변위, 가속도를 먼저 구한 n개의 고유모드, $\{\xi_x\}$와 최상층의 변위 u_{r0}를 이용하여 다음과 같이 표시한다.

$$\{u\}=\{\xi_x\}u_{r0}+\sum_{i=1}^{n}\eta_i\, q_i(t)\{u_i\} \tag{3.2.68}$$

$$\{\ddot{u}\}+\{\xi_x\}\ddot{u}_g=\{\xi_x\}\ddot{u}_g+\{\xi_x\}\ddot{u}_{ro}+\sum_{i=1}^{n}\eta_i(\ddot{q}_i(t))\{u_i\} \tag{3.2.69}$$

여기에서, $q_i(t)$는 일반화변위이고, η_i는 모드참여계수이며 다음 식으로 표현된다.

$$\eta_i=\{u_i\}^T[M]\{\xi_x\}/\{u_i\}^T[M]\{u_i\} \tag{3.2.70}$$

상부 돔 구조와 하부구조에 대하여 가상일의 원리를 이용하면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\delta E_D+\delta E_B=0 \tag{3.2.71}$$

단, δE_D과 δE_B는 각각 상부 돔 구조, 하부구조에 대한 가상일이며, 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\delta E_D=\delta\{u\}\left([M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}+[M]\{\xi_x\}\ddot{u}_g\right) \tag{3.2.72}$$

$$\delta E_B=\delta(u_{r0}-u_1)\{Q_{r0}\}+\delta(u_{r0})m_{r0}\{\ddot{u}_{r0}+\ddot{u}_g\}+\delta(u_1)\{Q_1\}+\delta(u_1)m_1\{\ddot{u}_1+\ddot{u}_g\} \tag{3.2.73}$$

여기에서, Q_{r0}, Q_1은 최상층과 1층의 복원력이다. 다시 식(5)를 식(9)에 대입하고, $y_i=q_i+u_{r0}$로 하여 식을 정리하면 다음과 같은 매트릭스 식으로 표현할 수 있다.

$$\begin{Bmatrix}\delta y_1\\ \delta y_2\\ \vdots\\ \delta y_n\\ \delta u_{r0}\\ \delta u_1\end{Bmatrix}^T\begin{bmatrix}\eta_1^2m_d & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\ 0 & \eta_2^2m_d & 0 & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & \ddots & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & \eta_n^2m_d & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_{r0}+\left(1-\sum_{i=1}^{n}\eta_i^2\right) & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_1\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\ddot{y}_1+\ddot{u}_g\\ \ddot{y}_2+\ddot{u}_g\\ \vdots\\ \ddot{y}_n+\ddot{u}_g\\ \ddot{u}_{r0}+\ddot{u}_g\\ \ddot{u}_1+\ddot{u}_g\end{Bmatrix}+$$

$$\begin{Bmatrix}\delta y_1\\ \delta y_2\\ \vdots\\ \delta y_n\\ \delta u_{r0}\\ \delta u_1\end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} 2h_1\omega_1\eta_1^2 m_d & 0 & 0 & 0 & -2h_1\omega_1\eta_1^2 m_d & 0\\ 0 & 2h_2\omega_2\eta_2^2 m_d & 0 & 0 & -2h_2\omega_2\eta_2^2 m_d & 0\\ 0 & 0 & \ddots & 0 & \vdots & 0\\ 0 & 0 & 0 & 2h_n\omega_n\eta_n^2 m_d & -2h_n\omega_n\eta_n^2 m_d & 0\\ -2h_1\omega_1\eta_1^2 m_d & -2h_2\omega_2\eta_2^2 m_d & \cdots & -2h_n\omega_n\eta_n^2 m_d & m_{r0}+\sum_{i=1}^{n}2h_i\omega_i\eta_i^2 m_d + c_2 & -c_1\\ 0 & 0 & 0 & 0 & -c_1 & c_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix}\dot{y}_1\\ \dot{y}_2\\ \vdots\\ \dot{y}_n\\ \dot{u}_{r0}\\ \dot{u}_1\end{Bmatrix}$$

$$+\begin{Bmatrix}\delta y_1\\ \delta y_2\\ \vdots\\ \delta y_n\\ \delta u_{r0}\\ \delta u_1\end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} \eta_1^2\omega_1^2 m_d & 0 & 0 & 0 & -\eta_1^2\omega_1^2 m_d & 0\\ 0 & \eta_2^2\omega_2^2 m_d & 0 & 0 & -\eta_2^2\omega_2^2 m_d & 0\\ 0 & 0 & \ddots & 0 & \vdots & 0\\ 0 & 0 & 0 & \eta_n^2\omega_n^2 m_d & -\eta_n^2\omega_n^2 m_d & 0\\ -\eta_1^2\omega_1^2 m_d & -\eta_2^2\omega_2^2 m_d & \cdots & -2\eta_n^2\omega_n^2 m_d & \sum_{i=1}^{n}\eta_i^2\omega_i^2 m_d + k_2 & -k_1\\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_1 & k_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1\\ y_2\\ \vdots\\ y_n\\ u_{r0}\\ u_1\end{Bmatrix} = 0 \quad (3.2.74)$$

상부 돔 구조는 그림 3.2.161에서 보는 바와 같이 2층 1축 모델의 최상층에 n 개의 집중질량으로 분해하여 모델화할 수 있다. 병렬 집중질량의 i모드 유효질량 m_{di}, 유효강성 K_{di}, 유효감쇠계수 C_{di}는 각각 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$m_{di} = \eta_i^2 m_{d,} \quad k_{di} = \omega_i^2 m_{di,} \quad , c_{di} = 2h_i k_{di}/\omega_i \quad (3.2.75)$$

여기에서 보인 바와 같이 모드분해법을 이용함으로써, 상부 돔 구조를 병렬 집중질량으로 모델화할 수 있다. 필요한 채용 모드 수는 구조시스템의 특성이나 정도에 따라 다르지만, 일반적으로 유효질량비가 90퍼센트 이상이 되도록 선택한다.

(2) 등가 모델을 이용한 해석의 타당성 검증

등가 모델을 이용한 해석의 타당성을 검증하기 위하여, 전체 모드를 모두 사용한 해석의 결과를 기준으로 등가 모델의 해석 결과와 비교하였다. 해석 모델은 그림 3.2.162와 같은 61개의 절점, 156개의 부재로 이루어진 단층의 패러렐 라멜라 돔으로 스팬 20미터, 반개각 30°인 모델을 사용하였다.

입력 지진파로 El-Centro 지진파, Kobe 지진파, Northridge 지진파를 사용하여 해석하였을 때와, 반개각을 20°, 30°, 40°, 50°로 변화시키면서 해석하였을 때의 결과를 비교하여 수평 응답과 연직 응답의 정확성을 검증하였으며, 결과는 표 3.2.20, 21과 같다.

표 3.2.20 지진파에 따른 오차의 변화

지 진 파	오 차			
	수평 가속도 응답	연직 가속도 응답	수평 변위 응답	연직 변위 응답
El-Centro	8%	11%	7%	10%
Kobe	6%	5%	2%	1%
Northridge	6%	3%	7%	1%

표 3.2.21 반개각에 따른 오차의 변화

반 개 각	오 차			
	수평 가속도 응답	연직 가속도 응답	수평 변위 응답	연직 변위 응답
20°	4%	39%	3%	34%
30°	7%	12%	6%	10%
40°	12%	3%	6%	7%
50°	2%	2%	2%	1%

(3) 해석 모델의 지진 응답 거동

(가) 해석 모델

해석 모델은 그림 3.2.163과 같이 상부 돔 구조는 단층의 패러렐 라멜라 돔으로 탄성계수는 $210000 N/mm^2$, 부재는 단면적 $12cm^2$인 원형 강관을 사용하였고, 제원은 표 3.2.22와 같다.

X방향의 수평 입력 지진파로 그림 3.2.162의 El-Centro NS파(1940)를 사용하였는데, 입력 지진파는 0.01초 간격이고, 해석시간 증분은 0.01초, 해석 시간은 20초로 하였다.

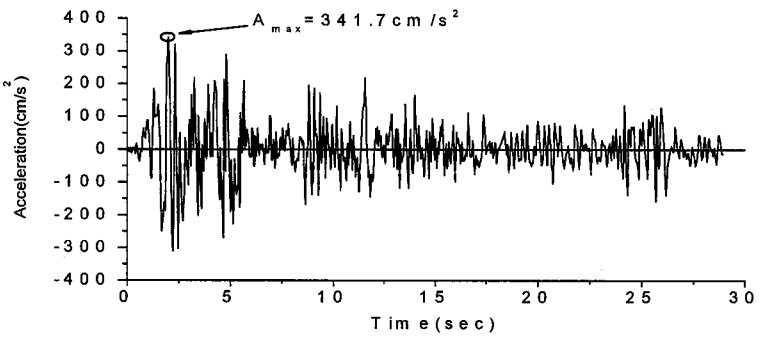


그림 3.2.162 입력지진파(El-Centro NS)

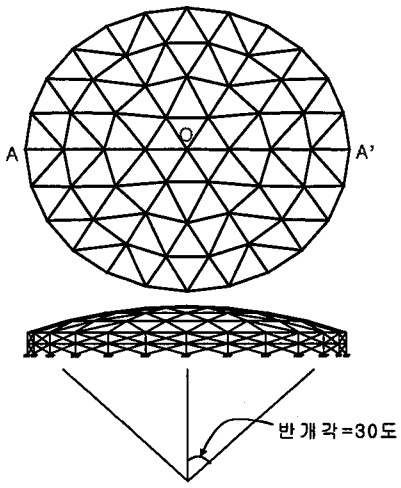


그림 3.2.163 해석 모델

표 3.2.22 해석모델의제원

상부 돔 구조		하부 구조	
형 식	단층 패러렐 라멜라 돔	형 식	단층 패러렐 라멜라 돔
스 팬	20m	절 점	72개
반개각	30°		
절 점	61개	부 재	144개
부 재	156개		
지지점	24개	지 점	24개

(나) 고유모드와 지진응답 특성

그림 3.2.164는 고유값 해석 결과 모드참여계수가 큰 순서대로 모드의 형상을 나열한 것이다. 모드참여계수가 가장 큰 39차 모드와 34차 모드, 21차 모드 등은 상하 역대칭인 형상을 보이고, 40차, 41차, 63차 모드 등은 절점이 z축을 중심으로 회전하는 형상을 보이고 있다.

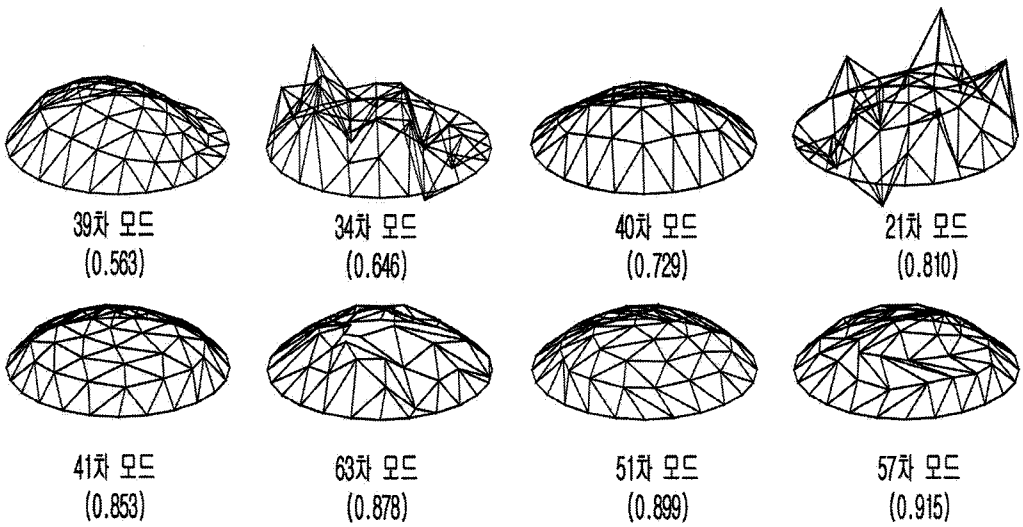


그림 3.2.164 해석 모델의 고유모드

표 3.2.23 고유값해석에따른 모드와 모드참여계수

i	모드참여계수 (η_i)	모드	유효질량비 ($\sum_{i=1}^{n}\eta_i^2$)
1	0.750	39	0.563
2	0.289	34	0.646
3	0.287	40	0.729
4	0.286	21	0.810
5	0.207	41	0.853
6	0.156	64	0.878
7	0.144	51	0.899
8	0.127	57	0.915

표 3.2.24 등가 모델 구성을 위한 유효값

i	유효질량 (kg)	유효강성 (kgf/cm^2)	유효감쇠 (kg·sec)
1	1716.165	46271.602	891.121
2	254.713	6903.501	132.605
3	251.670	7094.214	133.619
4	249.223	7025.262	132.320
5	131.237	3726.375	69.931
6	73.835	2096.491	39.344
7	63.578	1830.637	34.116
8	49.064	1465.346	26.813

(다) 하부구조의 질량·강성의 변화에 의한 상부 돔 구조의 응답 특성

하부구조의 질량과 강성을 변화시키면서 그에 따른 상부 돔 구조의 응답 특성을 알아보았다. 해석 모델의 하부구조 질량을 기준으로 하고, 그 질량의 10퍼센트에서 500퍼센트까지 하부구조의 질량을 변화시켰을 때 상부 돔 구조의 응답 특성을 규명하였다.

그림 3.2.165는 하부구조의 질량 변화에 의한 상부 돔 구조의 변위 응답을 나타낸 것인데, 하부구조의 질량이 증가함에 따라 변위 응답도 증가하였다.

하부구조의 질량 변화와 마찬가지로 하부구조의 강성을 변화시켰을 때, 그림 3.2.166과 같이 하부구조의 강성 변화에 의한 상부 돔 구조의 변위 응답은 일정한 패턴이 있다고는 할 수 없지만 하부구조의 강성 변화가 상부 돔 구조의 응답에 큰 영향을 미쳤다.

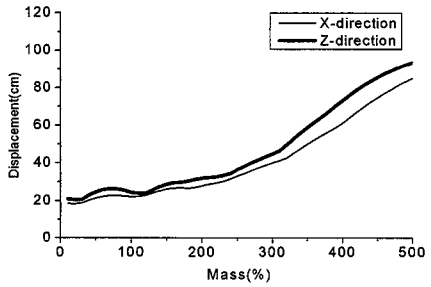


그림 3.2.165 면진층 도입 전 하부구조의 질량 변화에 의한 상부 돔 구조의 변위 응답

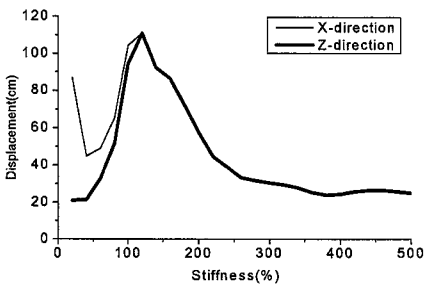


그림 3.2.166 면진층 도입 전 하부구조의 강성 변화에 의한 상부 돔 구조의 변위 응답

(라) 중간 면진층 도입

그림 3.2.167과 같이 상부 돔 구조와 하부구조 사이에 중간 면진층을 도입하고, 그림 3.2.168과 같이 등가 모델에 면진층을 적용하여 해석하였는데, 면진층 도입 시 하부구조의 질량과 강성의 변화에 의해 상부 돔 구조의 응답 특성을 알아보기 위해 비면진시와 마찬가지로 하부구조의 질량과 강성을 10퍼센트에서 500퍼센트까지 증가시키면서 상부 돔 구조의 응답 특성을 규명하였다.

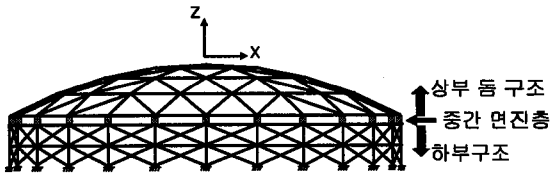


그림 3.2.167 중간 면진층을 도입한 대공간 구조 시스템

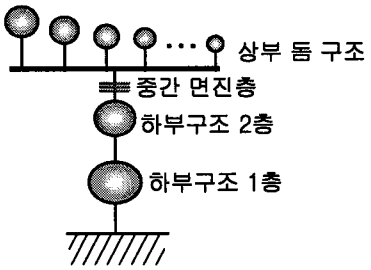


그림 3.2.168 중간 면진층 도입한 등가 모델

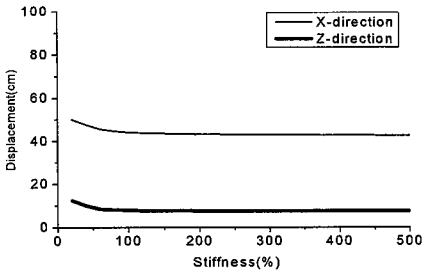


그림 3.2.169 면진층 도입 후 하부구조의 강성 변화에 의한 상부 돔 구조의 변위 응답

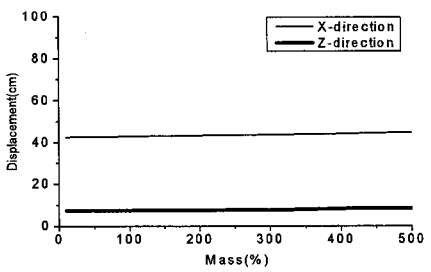


그림 3.2.170 면진층 도입 후 하부구조의 질량 변화에 의한 상부 돔 구조의 변위 응답

그림 3.2.169~170에서 볼 수 있듯이 면진층을 도입하면 하부구조의 질량과 강성의 변화는 상부 돔 구조의 응답에 별 영향을 주지 못하였다.

(4) 결 론

수평 방향의 입력 지진에 의한 대공간 구조 시스템의 응답은 일반 고층 구조물과는 달리 연직 방향의 응답이 매우 크게 됨을 확인할 수 있었고, 등가 모델을 이용한 해석의 타당성을 검증하기 위해서 전체 모드를 모두 사용한 해석의 결과를 기준으로 유효질량비 90퍼센트를 갖는 등가 모델의 해석과 비교하였다. 입력 지진파로 El-Centro 수평파, Kobe 수평·연직파, Northridge 수평·연직파를 사용하였을 때, 수평 지진파뿐만 아니라 연직 지진파에 대해서도 10퍼센트 내외의 오차를 보였다. 또한 반개각을 20°, 30°, 40°, 50°로 변화시키면서 그 오차를 비교해 보았을 때, 반개각이 20°일 때는 오차가 30퍼센트 이상으로 편평셸의 구조적 거동의 민감성으로 인하여 잘 맞지 않지만, 반개각이 커짐에 따라 오차가 10퍼센트 내로 생겨 공학적으로 인정할 수 있는 범위에서 수렴하였다.

등가 모델을 이용한 해석 모델의 동적 해석 결과 전체 모드 111개 중 8개(8/111)의 모드만을 사용하여 해석이 가능하였고, 고유 모드는 상하 역대칭의 형상을 갖는 모드가 지배적이며, 지배 모드 중 z축을 중심으로 회전하는 형상의 모드도 발생하였다.

하부구조의 질량이나 강성을 변화시키면서 상부 돔 구조의 응답을 살펴본 결과 하부구조의 질량이 증가함에 따라 상부 돔 구조의 응답도 증가하는 경향을 보였고, 하부구조의 강성의 변화에 따라서 상부 돔 구조의 응답은 일정한 패턴을 보이지는 않았지만, 크게 변화하였다. 따라서 설계 시 상부 돔 구조는 같고, 하부구조의 질량이나 강성을 변화시킨 모델의 동적 해석이 필요하다.

중간 면진층 도입 시 수평 변위 응답은 증가하지만, 수평 가속도와 연직 가속도·변위는 비면진시에 비해 약 20~30퍼센트의 크기로 감소하는 것을 확인 할 수 있었다. 또한 하부구조의 질량이나 강성을 변화시키면서 해석한 결과 상부 돔 구조의 응답에는 거의 영향을 미치지 못하였다. 따라서 설계 시 중간 면진층을 도입하면 상부 돔 구조의 응답을 저감시킬 수 있고, 하부구조의 설계를 용이하게 할 수 있다.

8. 기하학적 비선형을 고려한 공간구조시스템의 동적 좌굴 해석

(1) 연구의 배경 및 목적

대공간을 지지하는 구조시스템의 기본적인 하중 저항 메커니즘은 구조물 자체의 곡률을 이용하여 면외 방향으로 작용하는 외력을 주로 면내력으로 저항하도록 하는 것이며, 이는 결국 형태 저항형 구조시스템으로 귀착하게 된다. 대공간 구조시스템을 보다 세분화하여 그림 3.2.171과 같이 분류할 수 있다.

이산화 시스템 중 셸 구조의 원리를 이용한 강성구조인 래티스 돔이나 입체트러스 구조의 경우, 면내 압축력으로 하중을 지지하므로 하중이 어떤 임계값에 도달하게 되면, 좌굴현상을 나타내기 때문에 이를 구조설계 시 반드시 고려해야 한다.

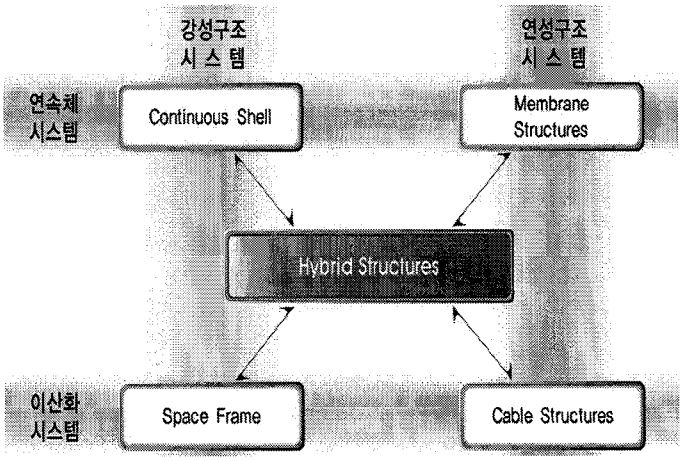


그림 3.2.171 대공간 구조시스템의 분류

또한 이들 구조물은 일반적으로 얇고 편평하기 때문에 주로 탄성영역에서 좌굴이 일어나게 되며, 스냅스루와 같은 대변형을 일으키게 되므로 기하학적 비선형성을 고려한 해석이 필요하다.

래티스 돔의 정적 안정 문제에 관한 연구는 현재까지 활발히 이루어져 왔으며, 비선형 수치해석기법에 대한 활발한 연구에 힘입어 어느 정도 발전단계에 이르렀다고 할 수 있으나, 동적 안정 문제에 관한 연구는 그 필요성은 널리 알려져 있지만 비선형 운동 방정식의 수치 해석의 어려움과 정확한 좌굴하중 판정식의 부재 등으로 인하여 충분한 연구가 되어 있지 않다. 정적 안정 문제에 있어 래티스 돔의 좌굴은 뛈 좌굴(snap-through) 또는 분기(bifurcation)에 의해 일어나며, 동

적 안정 문제에서 스냅스루는 직접좌굴(direct buckling)에, 분기좌굴은 간접좌굴(indirect buckling)에 대응하는 것으로 알려져 있다.

또한 동적 좌굴을 취급하는 문제에 있어, 충격하중(pulse load)또는 스텝하중(step load)등의 주기성을 갖지 않는 외력에 대하여는 하중의 크기만을 다루고 있으나, 외력이 시간에 따라 변화하여 주기성을 갖는 경우(조화하중, 지진하중), 외부하중에 포함된 주기 성분과 구조물의 고유 진동수와의 관계로 공진 현상을 일으켜 동적 좌굴에 영향을 미치게 되므로, 하중의 크기뿐 아니라 공진을 함께 고려할 필요가 있다.

따라서 이와 같은 연구의 배경을 고려하여 이 연구의 목적을 다음과 같이 설정한다.

1) 리아푸노프(Lyapunov)의 안정개념으로부터 유도된 동적좌굴 판별식을 이용하여 동적좌굴하중을 산정하고, 좌굴 전·후 구조물의 거동 특성을 파악한다.
2) 시간에 따라 크기가 변화하여 주기성을 가지는 하중을 받았을 때, 구조물과 하중의 진동수 관계를 통해 공진과 동적 좌굴과의 상호 영향을 파악한다.

(2) 연구의 방법

이 연구에서는 래티스 돔의 동적 좌굴 문제를 다룬다. 이를 위해, 유한요소법을 이용하여 구조물의 동적 비선형 해석, 고유값 해석 등을 수행한다.

수치해석 시 구조물의 각 부재는 트러스요소를 사용하여 모델링하며, 하중형태는 자중과 같은 보존력을 대상으로 하여 연직방향으로 적용하고, 감쇠는 없는 것으로 가정한다. 또한 비선형 해석을 수행함에 있어, 개별부재 좌굴이나 소성은 고려하지 않고, 기하학적 비선형만 고려한다.

연구의 방법은 다음과 같다. 대상구조물인 래티스돔의 해석모델 별로

1) 정적 선형 고유값 좌굴 해석, 비선형 해석을 수행하여 좌굴하중을 산정한다.
2) 비선형 시간이력해석, 고유값 해석을 수행하여 동적좌굴을 판별, 동적 좌굴하중을 산정하고 구조물의 거동특성을 파악한다.
3) 해석 결과를 종합하여 모델 별로 정적, 동적 좌굴하중을 비교하고, 하중 형태(스텝하중, 조화하중, 지진하중)를 달리한 동적좌굴해석 결과를 고찰한다.

(3) 수치해석 기법

(가) 리아푸노프 안정(Stability in Lyapunov Sense)

구조물의 뜀좌굴이나 분기좌굴 등의 불안정 현상은 본질적으로 동적 과정이므로, 좌굴이나 안정문제는 동적인 관점에서 접근하는 것이 더 실제적이라고 할 수 있다. 또한 안정, 불안정의 개념을 정확하게 정의하는 데에도 동적인 접근법이 필요하게 된다. 이 절에서는 안정에 대한 일반적인 정의로서 리아푸노프의 안정에 대해 설명한다.

일반적으로 힘과 변위관계의 좌표계는 물체의 위치만을 나타내어 시간에 따라 움직이는 물체의 운동을 정확히 표현할 수 없다. 따라서 동역학에서는 이러한 운동을 기술하기 위해 시간과 변위, 속도에 대한 좌표계를 사용하는데, 이를 물체의 상태를 나타낸다고 하여 위상공간(phase space) 또는 상태공간(state space)이라고 한다. 비선형 운동방정식의 해는 변위 d와 속도 $\dot{d}$가 되며, 위상공간에서는 식(3.2.76)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\mathbf{X} = \{\dot{\mathbf{d}}, \mathbf{d}\} \tag{3.2.76}$$

시각 t_0에서 초기조건 $\mathbf{X}_0 = \{\dot{\mathbf{d}}_0, \mathbf{d}_0\}$를 가지는 구조물의 기본운동 또는 기본응답을 $\overline{\mathbf{X}}(\overline{\mathbf{X}}_0, t_0, t)$라 하고, 여기에 식(3.2.77)과 같이 미소한 섭동(perturbation) $\hat{\mathbf{X}}$이 가해진 경우를 인접운동 또는 인접응답(neighboring motion) $\mathbf{X}(\mathbf{X}_1, t_0, t)$라 하면, 시간 $t \geq t_0$에서 구조물의 응답을 그림 3.2.172와 같이 나타낼 수 있다.

$$\| \hat{\mathbf{X}}(\hat{\mathbf{X}}_0, \overline{\mathbf{X}}_0, t_0, t_0) \| < \delta(\epsilon) > 0 \tag{3.2.77}$$

식(3.2.77)은 시간 t_0에서의 섭동 $\hat{\mathbf{X}}$의 크기가 $\delta(\epsilon)$보다 작은 초기값 $\hat{\mathbf{X}}_0$를 가진다는 것을 의미한다.

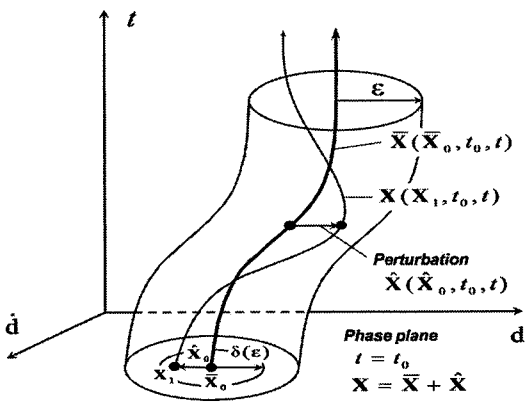


그림 3.2.172 위상공간에서의 구조물의 응답

리아푸노프의 개념에 따른, 기본응답 $\overline{\mathbf{X}}$의 안정에 대한 정의는 다음과 같다.

- 안정, $t>t_0$: $\| \hat{\mathbf{X}}(\hat{\mathbf{X}}_0, \overline{\mathbf{X}}_0, t_0, t) \| \leq \epsilon$ (3.2.78)

- 불안정, $t>t_0$: $\| \hat{\mathbf{X}}(\hat{\mathbf{X}}_0, \overline{\mathbf{X}}_0, t_0, t) \| > \epsilon$ (3.2.79)

- 수렴, $t \to \infty$: $\lim \| \hat{\mathbf{X}}(\hat{\mathbf{X}}_0, \overline{\mathbf{X}}_0, t_0, t) = 0$ (3.2.80)

특히, 안정이고 수렴인 경우 점근적 안정(asymptotic stability)이라고 하며, 강한 안정이 된다.

(나) 동적 좌굴의 판별

감쇠를 고려하지 않는 경우, 구조물의 비선형 운동방정식은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{d}}(t) + \mathbf{F}(\mathbf{d}(t)) = \mathbf{W}(t) \tag{3.2.81}$$

여기서, F는 내력에 의한 절점력 벡터이고, W는 외력을 나타낸다.

일반적으로 구조물의 질량행렬은 정치(positive definite)이므로, 식(3.2.82)로 주어진 초기조건에 대하여 다음 식과 같이 놓고,

$$\mathbf{d}(0) = \hat{\mathbf{d}}_0 \ , \ \dot{\mathbf{d}}(0) = \hat{\dot{\mathbf{d}}}_0 \tag{3.2.82}$$

식(3.2.81)을 가속도 $\ddot{\mathbf{d}}(t)$에 관하여 풀면

$$\ddot{\mathbf{d}}(t) = \mathbf{M}^{-1}\{\mathbf{W}(t) - \mathbf{F}(\mathbf{d}(t))\} \tag{3.2.83}$$

또는 간단히

$$\ddot{\mathbf{d}}(t) = \mathbf{P}(t\,;\,\mathbf{d}(t)) \tag{3.2.84}$$

가 되며, 위 식의 해는 식(3.2.82)의 초기값을 이용하여

$$\mathbf{d}(t) = \mathbf{p}\left(t\,;\,\hat{\mathbf{d}}_0, \hat{\dot{\mathbf{d}}}_0\right) \tag{3.2.85}$$

로 쓸 수 있다.

변위, 속도의 초기값에 대하여 각각 $\delta\hat{\mathbf{d}}_0$, $\delta\hat{\dot{\mathbf{d}}}_0$만큼의 미소한 변화를 준 경우 다음 식과 같고,

$$\hat{\mathbf{d}}_0 \to \hat{\mathbf{d}}_0 + \delta\hat{\mathbf{d}}_0 \ , \ \hat{\dot{\mathbf{d}}}_0 \to \hat{\dot{\mathbf{d}}}_0 + \delta\hat{\dot{\mathbf{d}}}_0 \tag{3.2.86}$$

동적방정식의 해는 섭동(perturbation) $\delta\mathbf{d}(t)$를 이용하여

$$\mathbf{d}(t) + \delta\mathbf{d}(t) = \mathbf{p}\left(t\,;\,\hat{\mathbf{d}}_0 + \delta\hat{\mathbf{d}}_0\,,\,\hat{\dot{\mathbf{d}}}_0 + \delta\hat{\dot{\mathbf{d}}}_0\right) \tag{3.2.87}$$

과 같이 쓸 수 있다.

(3)(가)에서 소개한 리아푸노프의 안정에 대한 정의에서 $\delta(\varepsilon)$, ε에 특정한 값을 도입하면, 구조물의 기본응답 $\mathbf{d}(t)=\mathbf{p}\left(t;\hat{\mathbf{d}}_0,\hat{\dot{\mathbf{d}}}_0\right)$의 안정과 불안정을 직접적으로 판별할 수 있다. 또한, 위상공간에서 초기조건과 구조물의 응답의 관계가 명시적으로 구해진 경우에도 쉽게 위의 정의를 이용하여 판별할 수 있다.

그러나 구조해석 과정에서, 보다 일반적이고 광범위한 적용이 가능한 판별식을 사용할 필요가 있으므로, 특정한 초기조건에 대한 하나의 기본응답만을 이용하여 불안정 판별식을 정식화한다.

식(3.2.84)과 (3.2.87)를 이용하면, $\delta\ddot{\mathbf{d}}(t)$는

$$\delta\ddot{\mathbf{d}}(t)=\mathbf{P}(t;\mathbf{d}+\delta\mathbf{d})-\mathbf{P}(t;\mathbf{d})=\delta\mathbf{P}(t;\mathbf{d},\delta\mathbf{d}) \tag{3.2.88}$$

로 쓸 수 있고, 기본응답과 인접응답의 해석과정에서 외력 W가 동일한 경우, 식(3.2.83)로부터,

$$\delta\ddot{\mathbf{d}}(t)=\mathbf{M}^{-1}\{-\mathbf{F}(\mathbf{d}+\delta\mathbf{d})+\mathbf{F}(\mathbf{d})\} \tag{3.2.89}$$

의 관계를 구할 수 있다. 식(3.2.89)의 우변을 $\delta\mathbf{d}$에 대하여 선형화하면

$$\delta\ddot{\mathbf{d}}(t)=\mathbf{M}^{-1}\left\{-\frac{\partial\mathbf{F}}{\partial\mathbf{d}}\delta\mathbf{d}(t)\right\} \tag{3.2.90}$$

와 같이 되고, $\mathbf{K}_T=\dfrac{\partial\mathbf{F}}{\partial\mathbf{d}}$의 관계를 이용하여,

$$\delta\ddot{\mathbf{d}}(t)=-\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}_T\,\delta\mathbf{d}(t) \tag{3.2.91}$$

로 쓸 수 있다.

한편, 식(3.2.93)~(3.2.96)을 이용하면 기본응답의 안정 또는 불안정에 상관없이 임의의 섭동 $\delta\mathbf{d}(t)$에 대하여 식(3.2.92)이 성립함을 알 수 있다.

$$\frac{1}{2}\delta\mathbf{d}(t)^{\mathrm{T}}\delta\mathbf{d}(t)=\frac{1}{2}\delta\hat{\mathbf{d}}_0^{\mathrm{T}}\delta\hat{\mathbf{d}}_0+\int_0^t\Big[\delta\hat{\dot{\mathbf{d}}}_0^{\mathrm{T}}\delta\hat{\mathbf{d}}_0+$$

$$+\int_0^{t'}\delta\ddot{\mathbf{d}}(t'')^{\mathrm{T}}\delta\mathbf{d}(t'')dt''+\int_0^{t'}\delta\dot{\mathbf{d}}(t'')^{\mathrm{T}}\delta\dot{\mathbf{d}}(t'')dt''\Big]dt' \tag{3.2.92}$$

위 식의 전개를 위한 적분연산은 식(3.2.93)~(96)과 같다.

$$\int_0^{t''}\delta\ddot{\mathbf{d}}(t'')^{\mathrm{T}}\delta\mathbf{d}(t'')dt''=\int_0^{t'}\left[\frac{d}{dt''}\{\delta\dot{\mathbf{d}}(t'')^{\mathrm{T}}\delta\mathbf{d}(t'')\}-\delta\dot{\mathbf{d}}(t'')^{\mathrm{T}}\delta\dot{\mathbf{d}}(t'')\right]dt'' \tag{3.2.93}$$

$$\int_0^t \left[\int_0^{t'} \delta\ddot{\mathbf{d}}(t'')^{\mathrm{T}} \delta\mathbf{d}(t'')\, dt'' + \int_0^{t'} \delta\dot{\mathbf{d}}(t'')^{\mathrm{T}} \delta\dot{\mathbf{d}}(t'')\, dt'' \right] dt' \tag{3.2.94}$$

$$= \int_0^t \delta\dot{\mathbf{d}}(t') \delta\mathbf{d}(t')\, dt' - \int_0^t \delta\hat{\dot{\mathbf{d}}}_0^{\mathrm{T}} \delta\hat{\mathbf{d}}_0 dt'$$

$$\delta\dot{\mathbf{d}}(t')^{\mathrm{T}} \delta\mathbf{d}(t') = \frac{\mathrm{d}}{dt'} \left[\delta\mathbf{d}(t')^{\mathrm{T}} \delta\mathbf{d}(t') \right] - \delta\mathbf{d}(t')^{\mathrm{T}} \delta\dot{\mathbf{d}}(t') \tag{3.2.95}$$

$$\delta\dot{\mathbf{d}}(t')^{\mathrm{T}} \delta\mathbf{d}(t') = \frac{1}{2} \frac{\mathrm{d}}{dt'} \left[\delta\mathbf{d}(t')^{\mathrm{T}} \delta\mathbf{d}(t') \right] \tag{3.2.96}$$

식(3.2.92)에서, 단순화를 위해 $\delta\hat{\mathbf{d}}_0 = 0$인 경우만을 고려하면, 우변의 마지막 항 $\delta\dot{\mathbf{d}}^{\mathrm{T}}\delta\dot{\mathbf{d}}$이 모든 t에 대하여 양의 값을 가지므로, 이 식은 섭동 $\delta\mathbf{d}(t)$의 유계성(bounded- ness)이 $\delta\ddot{\mathbf{d}}(t)^{\mathrm{T}}\delta\mathbf{d}(t)$항에 의해 지배된다는 것을 의미한다.

또한, 섭동 $\delta\mathbf{d}(t)$의 유계성에 따라 기본응답의 안정여부가 결정되므로, 식(3.2.91)으로부터

$$\delta\ddot{\mathbf{d}}(t)^{\mathrm{T}} \delta\mathbf{d}(t) = -\delta d(t) \mathbf{M}^{-1} \mathbf{K}_{\mathrm{T}}\, \delta\mathbf{d}(t) \tag{3.2.97}$$

가 되고, 특정한 시각 t_{cr}에서의 변위 $\delta\mathbf{d}(t)$에 대하여, 다음 식,

$$\delta\ddot{\mathbf{d}}(t)^{\mathrm{T}} \delta\mathbf{d}(t) > 0, \quad t > t_{cr} \tag{3.2.98}$$

가 성립하게 되면 $\delta\mathbf{d}$는 일정범위(bound)를 벗어나 증가하게 되고, 기본운동은 불안정해진다.

식(3.2.98)은 식(3.2.97)을 이용하여,

$$\delta\mathbf{d}(\mathrm{t}) \mathbf{M}^{-1} \mathbf{K}_{\mathrm{T}} \delta\mathbf{d}(\mathrm{t}) < 0 \tag{3.2.99}$$

로 쓸 수 있으며, 일반적으로 구조물의 접선강성매트릭스 $\mathbf{K}_{\mathrm{T}}$는 초기상태와 $t < t_{cr}$에서 정칙(positive definite)이며 안정이다. 이러한 초기상태로부터 구조물이 불안정해짐에 따라 식(3.2.99)가 성립하여 시각 t_{cr}에서 하나 이상의 진동모드가 커지기 시작하고, 급격한 구조물 응답의 증가가 발생한다. 따라서 동적좌굴의 판별은 식(3.2.100) 또는 식(3.2.101)과 같은 고유값 문제가 된다.

$$\left[\mathbf{M}^{-1} \mathbf{K}_{\mathrm{T}} - \Lambda \mathbf{I} \right] \mathbf{v} = 0 \tag{3.2.100}$$

또는,

$$\left[\mathbf{K}_{\mathrm{T}} - \Lambda \mathbf{M} \right] \mathbf{v} = 0 \tag{3.2.101}$$

비선형 시간이력해석 시, 각 시간증분단계에서 고유값 해석을 통해 고유값

$$0 < \Lambda_1(t) \leqq \Lambda_2(t) \leqq \Lambda_3(t) \leqq \ldots, \quad t < t_{cr} \tag{3.2.102}$$

와 대응하는 고유벡터

$$\mathbf{v}_1(t),\ \mathbf{v}_2(t),\ \mathbf{v}_3(t),\ \cdots \tag{3.2.103}$$

를 구한다.

구조물이 불안정해짐에 따라, 임계시각 $t=t_{cr}$에서 $\Lambda_1(t_{cr}) \leqq 0$인 고유값이 나타나게 되며, 구조물의 응답에 있어서는 대응하는 고유모드 $\mathbf{v}_1(t)$의 성분이 급격히 증가하게 된다.

(4) 스타돔의 동적좌굴

(가) 해석모델

해석모델은 13절점 24부재의 트러스로 이루어진 스타돔이며, 형상 및 부재 치수, 하중분포 등은 그림 3.2.173과 같다. 이 해석모델은 정적 비선형 해석의 수치예제에 많이 이용되고 있으며, 그림 3.2.173과 같은 하중분포에서 다분기 현상을 보이는 것으로 알려져 있다.

시간이력 해석에는 평균가속도법을 사용하며, 시간간격은 $\Delta t=0.01T_1$으로 하고, 해석 시구간은 $50T_1$로 한다. 여기서 T_1은 구조물의 1차 모드 고유주기이다.

동적 좌굴해석에 앞서 구조물의 정적 거동과 진동수 등의 특성을 알아보기 위해 정적 비선형 해석과 진동해석을 수행한다.

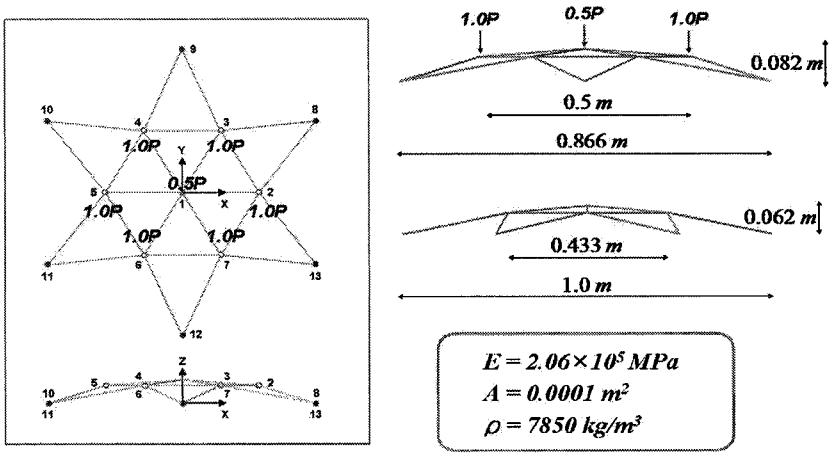


그림 3.2.173 13절점 24부재 스타돔

그림 3.2.174에 정적 비선형 해석에 의한 스타돔의 하중-변위 곡선을 나타낸다. 그림에서 나타난 바와 같이 극한점에 이르기 전, 하나 이상의 임계점이 존재하여 분기좌굴이 발생하는 것을 알 수 있다.

비선형 해석시 18kN에서 첫 번째 분기좌굴이 발생하는 것으로 나타났으며, 이때의 하중을 정적 좌굴하중 ${}_sP_{cr}$로 한다.

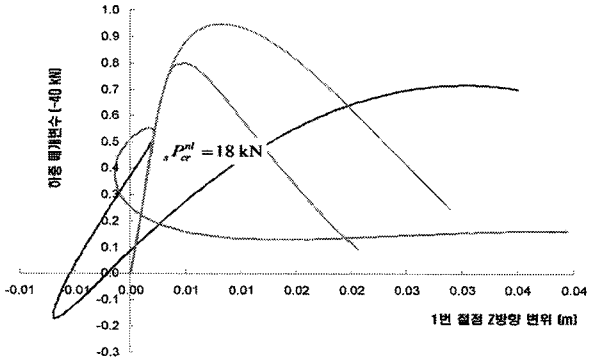


그림 3.2.174 스타돔의 하중-변위 곡선

고유값 해석을 통한 진동해석을 수행한 결과, 구조물의 1차 고유진동수는 279Hz, 2차 고유진동수는 295Hz로 산정되었다.

(나) 스텝하중(step excitation)

정적좌굴하중에 대한 스텝하중의 크기를 나타내는 하중계수 $\lambda = P/{}_sP_{cr}$를 도입하여, 스텝하중의 크기를 증가시켜가며 비선형 시간이력 해석을 수행한다. 또한 매 시간 증분마다 고유값해석을 수행하여 동적좌굴하중을 판별한다. 이러한 해석기법을 통하여 산정한 동적 좌굴하중계수는 $\lambda_{cr}=0.5$이며, 하중의 크기는 9kN이다.

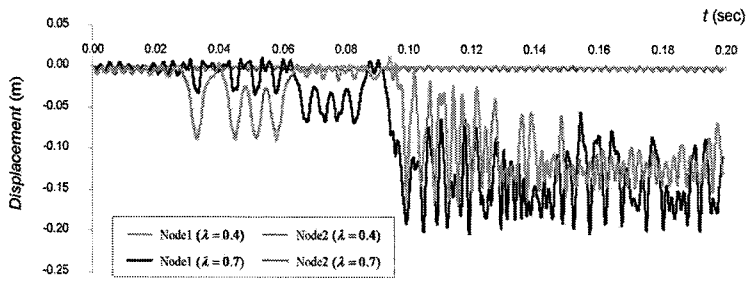


그림 3.2.175 스텝하중의 크기에 따른 시간이력응답

그림 3.2.175는 좌굴 전 하중레벨($\lambda=0.4$)과 좌굴 후 하중레벨($\lambda=0.7$)에서의 시간에 따른 구조물의 Z방향 변위응답이며, 동적 좌굴이 일어남에 따라 좌굴모드의 응답이 급격히 커짐을 보여준다.

(다) 조화하중(harmonic excitation)

시간에 따른 하중의 변화를 식(3.2.104)와 같은 사인함수 형태로 하여 좌굴해석을 수행한다.

$$P = \lambda_s P_{cr} \sin \alpha \omega_1 t \tag{3.2.104}$$

여기서, $\lambda = P/_s P_{cr}$은 진폭의 크기를 결정하는 하중계수가 되고, ω_1는 구조물의 1차 고유 각진동수이다. 또한 하중과 각진동수와의 관계를 나타내는 α를 도입하여 하중의 진동수를 변화시켜가며 비선형 시간이력 해석을 수행하고, 이 연구에서 사용된 고유값 문제를 통한 해석기법을 적용하여 동적좌굴하중을 산정한다.

그림 3.2.176에 α의 변화에 따른 동적 좌굴하중계수 λ_{cr}를 나타낸다. 스텝하중의 경우와 비교하면, 하중의 진동수에 따라 좌굴하중이 종속되어 변화하는 특성을 살펴볼 수 있다. 특히 $\alpha = 1.4$부근에서의 좌굴하중이 낮게 산정되었음을 알 수 있는데, 이는 래티스돔 구조물에서 고차모드의 영향이 지배적이기 때문인 것으로 사료된다.

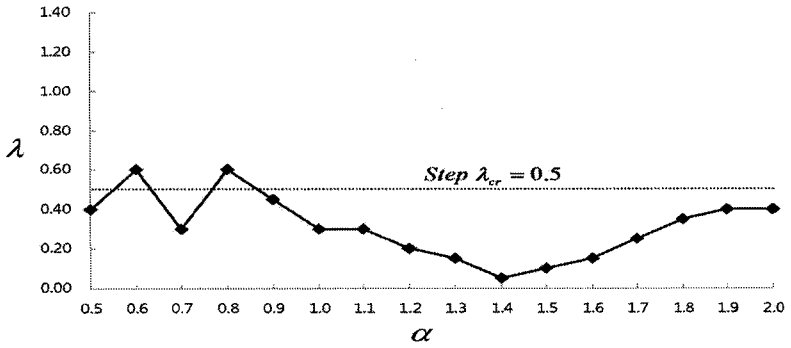


그림 3.2.176 조화하중에 의한 동적좌굴하중

그림 3.2.177은 $\alpha = 0.9$인 경우, 좌굴 전의 하중레벨($\lambda = 0.3$)과 좌굴 후의 하중레벨($\lambda = 0.7$)에서의 구조물의 시간이력응답이며, 동적 좌굴이 일어남에 따라 좌굴모드의 응답이 급격히 커짐을 보여준다.

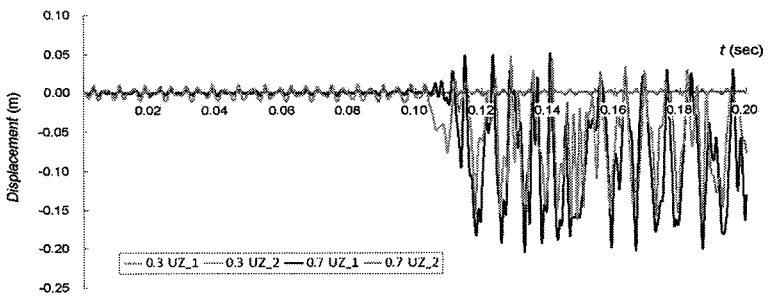


그림 3.2.177 조화하중의 크기에 따른 시간이력응답 (α=0.9)

(라) 지진하중(seismic excitation)

지진하중으로 Northridge-UD 지진파를 이용한다. 지반가속도 데이터는 그림 3.2.178과 같고, 이를 FFT(Fast Fourier Transform)를 통해 그림 3.2.179와 같이 진동수 영역에서의 스펙트럼으로 나타내면, 지진파의 푸리에 스펙트럼으로부터 지배적인 진동수(dominant frequency, 탁월진동수)가 6.94Hz가 됨을 알 수 있다.

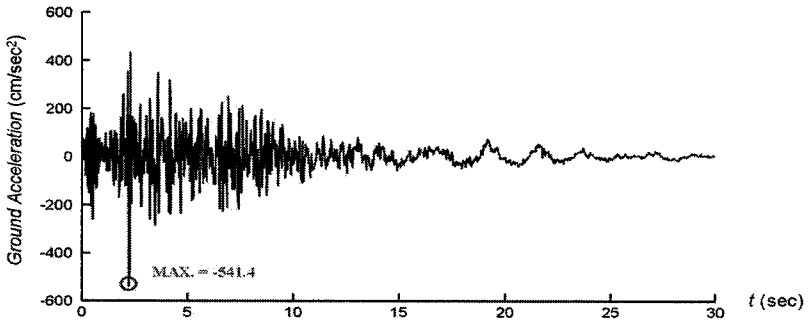


그림 3.2.178 입력지진파 (Northridge-UD)

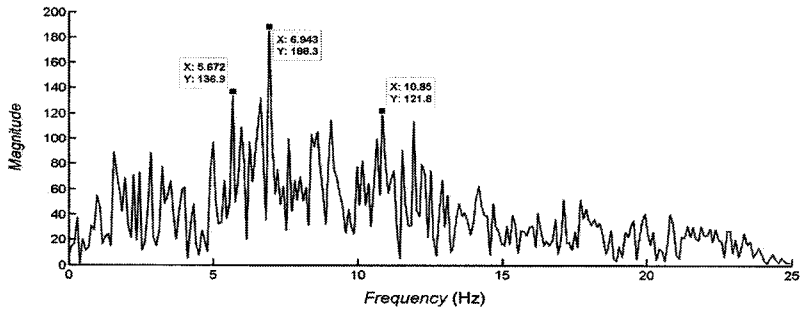


그림 3.2.179 입력지진파의 푸리에 스펙트럼 (1~15sec)

지진하중에 의한 동적좌굴해석을 수행하는데 있어, 지진하중의 탁월진동수와 구조물의 1차 고유 진동수와의 관계를 나타내는 매개변수 β를 도입하고 이 매개변수의 변화에 의한 동적 좌굴하중의 변화를 분석한다. 즉, 입력 지진파의 시간 축을 변화시켜, 탁월 진동수 성분을 각 모델의 1차 고유 진동수에 일치시켰을 경우를 $\beta=1.0$으로 한다.

동적좌굴하중의 크기를 구하기 위해 정규화된 지진파의 최대값이 λ가 되도록 하고, λ를 증가시켜가며 비선형 시간이력 해석을 수행, 매 시간증분단계마다 고유값 해석을 통해 동적좌굴을 판별한다.

그림 3.2.180은 β의 변화에 따른 동적 좌굴하중의 크기 λ_{cr}을 나타낸다. 사인함수 형태의 하중을 받는 경우와 비교할 때, 좌굴하중이 전체적으로 보다 낮게 분포하며 입력 지진파의 탁월진동수 변화에 대해서는 뚜렷한 경향을 보이지 않는

다. 이는 적용하중인 지진파의 진동성분 특성과 구조물의 상호작용에 의한 것으로, 각 지진파의 형태별로 동적좌굴거동의 특성이 달라짐을 의미한다.

또한 좌굴하중이 전체적으로 낮게 분포되는 이유는 지진파가 복잡한 형태의 주기성을 가지며 진동수, 크기 등이 변화하기 때문이다.

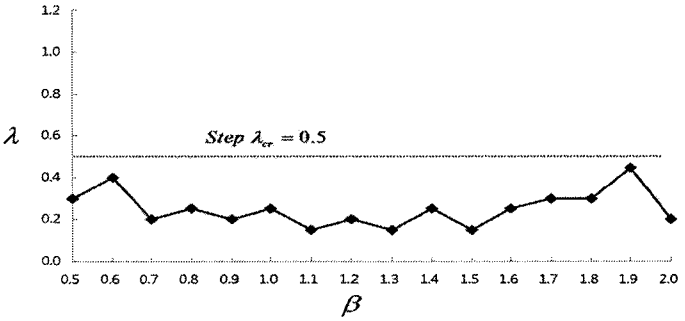


그림 3.2.180 지진하중에 의한 동적좌굴하중

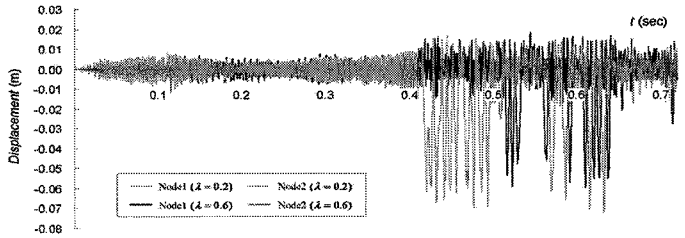


그림 3.2.181 지진하중의 크기에 따른 시간이력응답 ($\beta = 0.5$)

(5) 스팬 50m 단층 래티스돔의 동적좌굴

(가) 해석모델

해석모델은 절점수 127, 부재수 342인 단층 래티스돔으로, 반개각 20°인 얕은 셸 형태의 대공간 구조물이다. 모델의 형상 및 크기, 하중 분포, 부재의 치수 등은 그림 3.3.182와 같다.

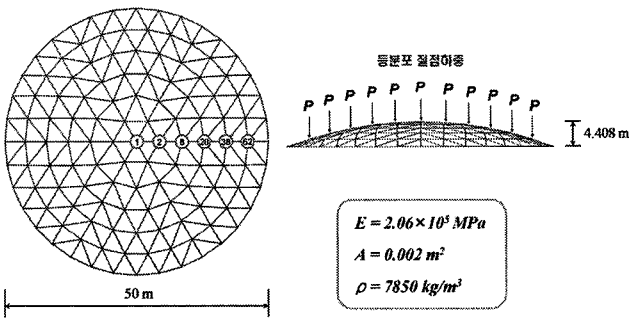


그림 3.2.182 127절점 342부재 단층 래티스돔

비선형 시간이력 해석 시 평균가속도법을 사용하며, 시간간격 Δt는 $0.01T_1$으로 하고, 해석 시구간은 $50T_1$으로 한다. 여기서 T_1은 구조물의 1차 고유주기이다.

(나) 스텝하중(step excitation)

정적 비선형 해석시 $P=17kN$의 하중레벨에서 좌굴이 발생하여, 해가 수렴에 이르지 못하고 발산한다. 이때의 하중을 정적 좌굴하중 ${}_sP_{cr}$로 한다.

고유값 해석을 통한 진동해석을 수행한 결과, 구조물의 1차 고유진동수는 5.41Hz, 2차 고유진동수는 5.42Hz로 산정되었다. 대공간 구조물의 대칭성으로 인해 동일한 고유진동수를 가지는 모드가 중복되게 된다.

정적좌굴하중에 대한 스텝하중의 크기를 나타내는 하중계수 $\lambda=P/{}_sP_{cr}$를 도입하여, 스텝하중의 크기를 증가시켜가며 비선형 시간이력 해석을 수행한다. 또한 매 시간 증분마다 고유값해석을 수행하여 동적좌굴하중을 판별한다. 이러한 해석기법을 통하여 산정한 좌굴하중은 $\lambda_{cr}=0.25$로 나타났고, 하중 값은 4.25kN이다.

그림 3.2.183~185는 모델의 정점으로부터 능선을 따라 연결되는 절점들의 연직방향 변위에 대한 시간이력응답으로, 좌굴하중보다 낮은 하중레벨($\lambda=0.2$)과 좌굴하중보다 높은 하중레벨($\lambda=0.4$)에서의 거동 특성을 보여준다. 동적 좌굴이 발생함에 따라 모든 절점에서 좌굴모드의 응답이 급격히 커짐을 확인할 수 있으며, 특히 정점인 1번 절점에서 국부적인 스냅핑(snapping) 현상을 보이는 좌굴의 형태가 나타난다.

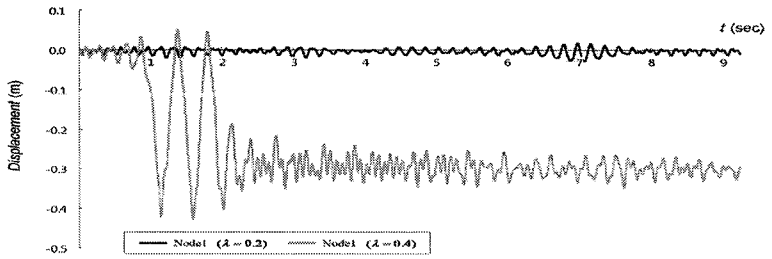


그림 3.2.183 스텝하중의 크기에 따른 시간이력응답 (1번 절점)

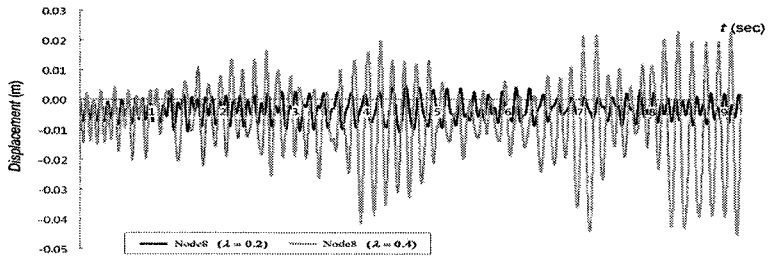


그림 3.2.184 스텝하중의 크기에 따른 시간이력응답 (8번 절점)

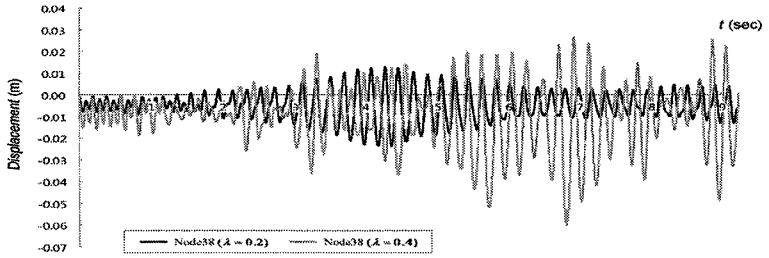


그림 3.2.185 스텝하중의 크기에 따른 시간이력응답 (38번 절점)

(다) 조화하중(harmonic excitation)

그림 3.2.186에 α의 변화에 따른 동적 좌굴하중계수 λ_{cr}을 나타낸다. 본 해석 모델의 경우 $\alpha=1.1$부근에서 좌굴하중이 낮게 나타났으며, 스타돔의 경우와 마찬가지로 고차진동영역으로 갈수록 좌굴내력이 저감됨을 알 수 있는데, 이는 래티스돔 구조물의 동적좌굴거동에 있어, 고차모드에 대한 공진의 영향이 지배적이기 때문인 것으로 분석된다.

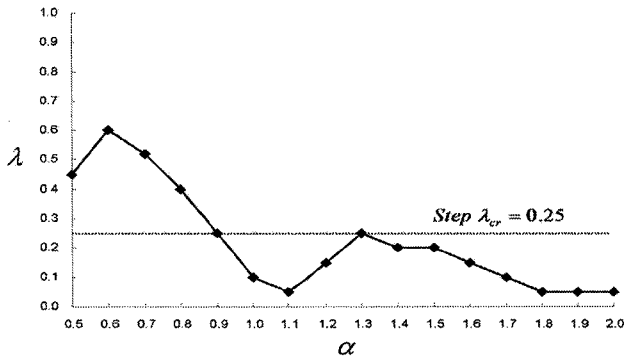


그림 3.2.186 조화하중에 의한 동적좌굴하중

그림 3.2.187~3.2.189는 $\alpha=0.7$인 경우, 좌굴 전의 하중레벨($\lambda=0.3$)과 좌굴 후의 하중레벨($\lambda=0.8$)에서의 구조물의 시간이력응답이며, 동적 좌굴이 일어남에 따라 좌굴모드의 응답이 급격히 커짐을 보여준다. 또한, 스텝하중에 의한 동적좌굴거동과 비교하면, 주기하중과 구조물의 상호 작용에 의해 응답이 증폭되거나 감소되는 경향이 뚜렷하게 나타난다.

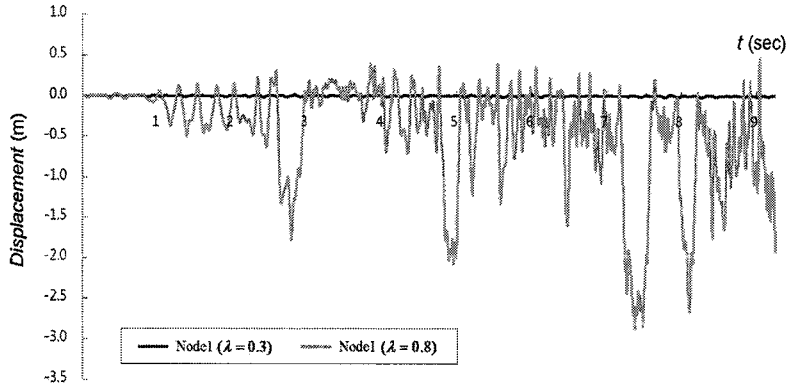


그림 3.2.187 조화하중의 크기에 따른 시간이력응답 (α=0.7, 1번 절점)

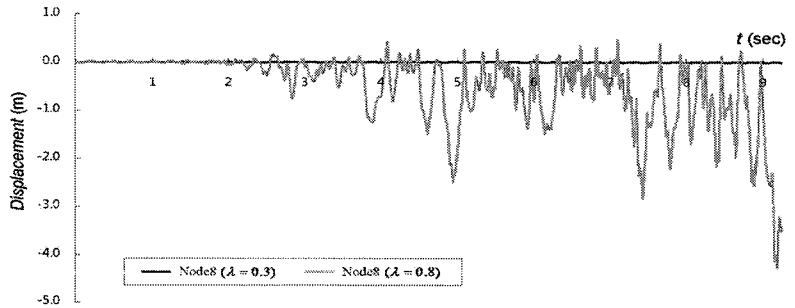


그림 3.2.188 조화하중의 크기에 따른 시간이력응답 (α=0.7, 8번 절점)

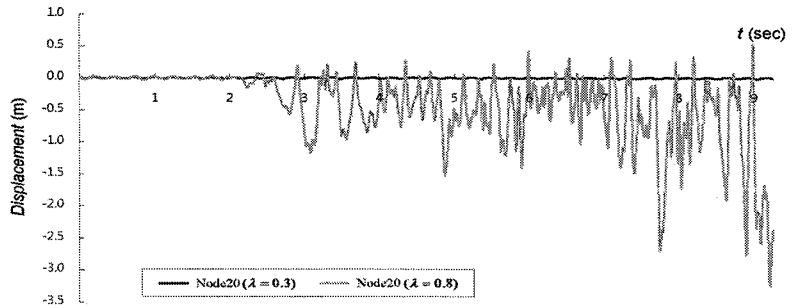


그림 3.2.189 조화하중의 크기에 따른 시간이력응답 (α=0.7, 38번 절점)

(라) 지진하중(seismic excitation)

그림 3.2.190은 β의 변화에 따른 동적 좌굴하중의 크기 λ_{cr}을 나타낸다. 사인함수 형태의 하중을 받는 경우와 비교할 때, 좌굴하중이 $\lambda_{cr} \leq 0.2$으로 전체적으로 매우 낮게 분포하며, 입력 지진파의 탁월진동수 변화에 대해서는 뚜렷한 경향을 보이지 않는다. 이는 적용하중인 지진파의 진동성분과 구조물 고유 진동의 상호작용에 의한 것으로, 지진파가 복잡한 형태의 주기성을 가지며 진동수, 크기 등이 변화하기 때문이다.

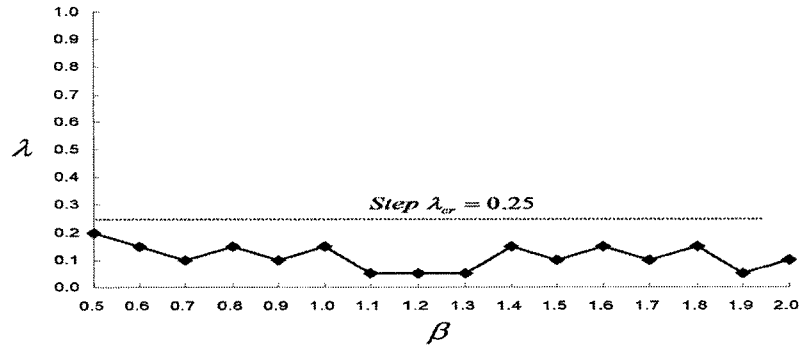


그림 3.2.190 지진하중에 의한 동적좌굴하중

그림 3.2.191~3.2.193은 $\beta=1.4$인 경우, 모델의 정점으로부터 능선을 따라 연결되는 절점들의 연직방향 변위에 대한 시간이력응답으로, 좌굴하중보다 낮은 하중레벨($\lambda=0.1$)과 좌굴하중보다 높은 하중레벨($\lambda=0.3$)에서의 동적 거동 특성을 보여준다.

동적 좌굴이 발생함에 따라 모든 절점에서 좌굴모드의 응답이 급격히 증가함을 확인할 수 있다. 특히, 지진파에 의한 동적좌굴시 구조물은 불규칙한 형태의 진동을 보이며, 시간이 진행함에 따라 서로 다른 좌굴모드가 출현하여, 각각 다른 시점에 각 절점들이 반전되는 거동 특성을 보인다.

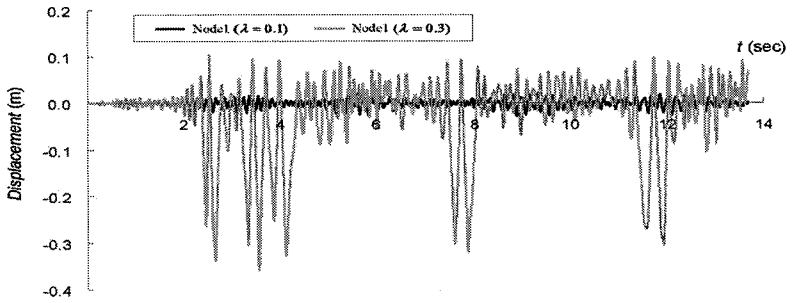


그림 3.2.191 지진하중의 크기에 따른 시간이력응답 ($\beta=1.4$, 1번 절점)

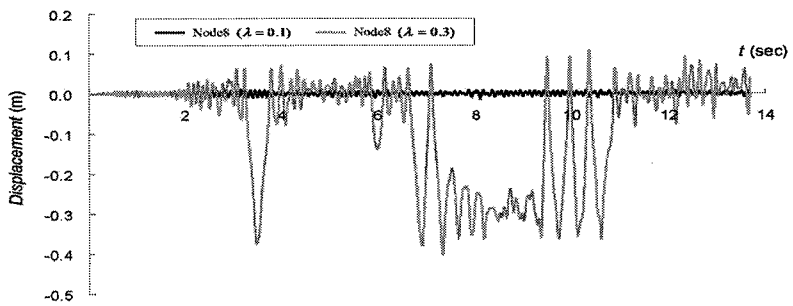


그림 3.2.192 지진하중의 크기에 따른 시간이력응답 ($\beta=1.4$, 8번 절점)

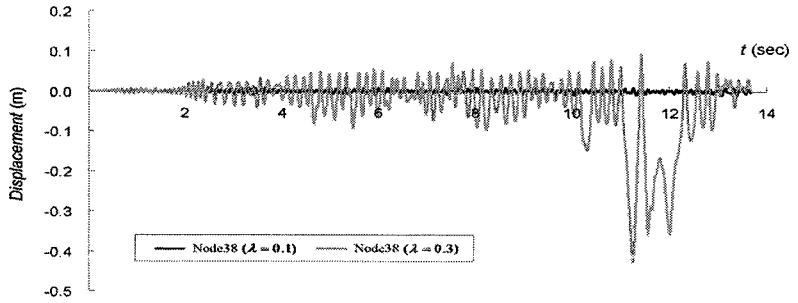


그림 3.2.193 지진하중의 크기에 따른 시간이력응답 (β=1.4, 38번 절점)

(마) 평행 라멜라 돔

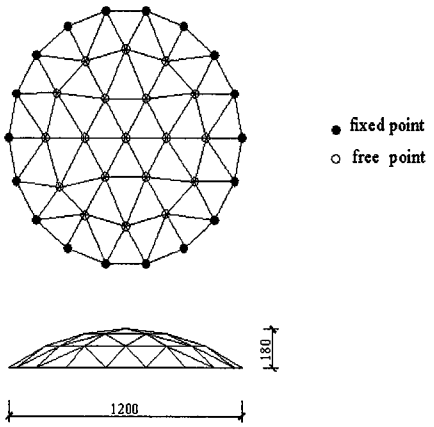


그림 3.2.194 평행 라멜라 돔 (단위: mm)

표 3.2.25 부재의 단면적

부재	단면적(m^2)
A	$2.34*10^{-6}$
B	$3.93*10^{-6}$
C	$5.95*10^{-6}$
D	$7.07*10^{-6}$
E	$1.57*10^{-5}$
F	$2.20*10^{-5}$

표 3.2.26 주요한 모드의 참여계수

모드	진동수(Hz)	모드참여계수
9	470.20	0.037
10	489.01	0.009
18	558.53	-0.006
19	721.45	0.010

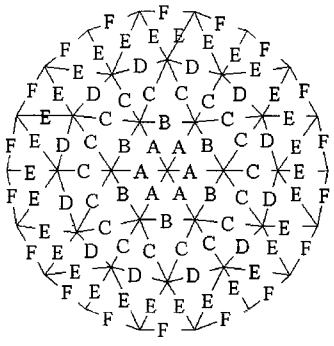


그림 3.2.195 부재의 배포

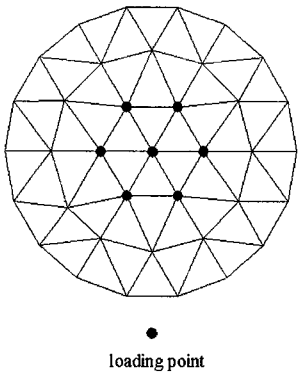


그림 3.2.196 하중을 가한 방식

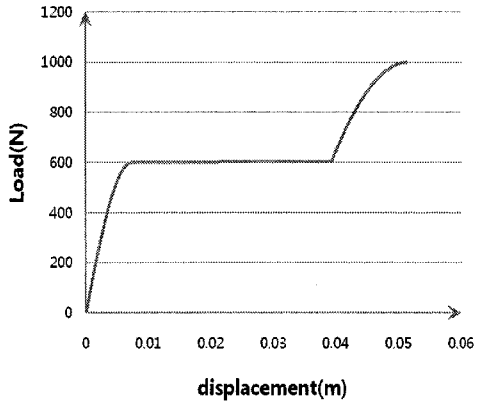


그림 3.2.197 래티스 돔의 하중-변위 곡선

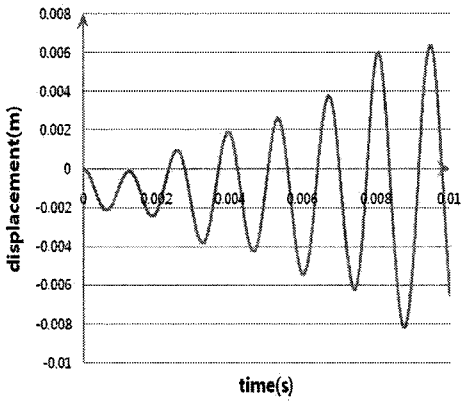


그림 3.2.198 불안정 구역 속에 있는 점에 상응한 변위 곡선

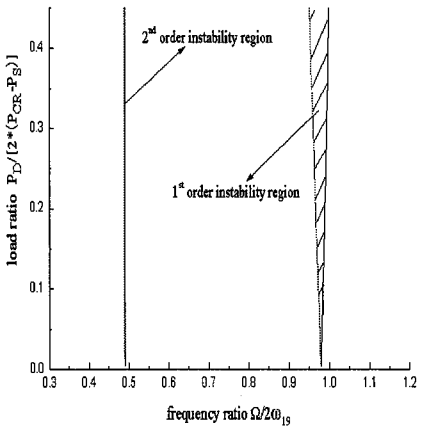


그림 3.2.199 첫 번째와 두 번째 불안정 구역

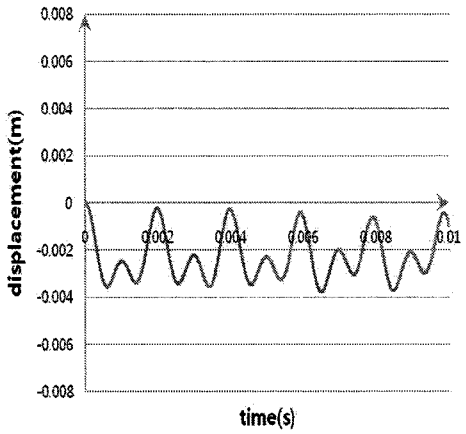


그림 3.2.200 불안정 구역 외에 있는 점에 상응한 변위 곡선

(6) 결 론

이 연구에서는 대공간 구조시스템 중 강성구조인 래티스 돔의 동적 좌굴해석을 수행하기 위하여, 리아푸노프의 안정개념을 이용하여 정식화한 동적 불안정 판별식을 적용하였다. 스타돔, 스펜 50m 래티스 돔을 대상 구조물로 하여 비선형 시간이력해석을 수행하고, 동적 불안정 판별식을 적용하여 좌굴 하중을 산정하였다. 또한 동적 해석에 앞서, 대상 구조물에 대한 정적 좌굴하중, 시간이력해석에서의 시간간격 등을 결정하기 위해 정적 좌굴해석 및 비선형 해석, 진동해석을 수행하였다.

외부하중은 중력과 같은 보존력을 대상으로 하여 모두 연직방향으로 적용하였고, 시간에 따라 크기가 일정한 스텝하중, 시간에 따라 크기가 변화하여 주기성을 가지는 조화하중 및 지진하중으로 구분하여, 각 하중 형태별 좌굴 거동 특성을 파악하였다.

이 연구의 결과를 정리하면 다음과 같다.

스텝하중(step excitation)에서의 동적 좌굴하중은 해석모델별로 정적좌굴하중의 25%, 50%로 나타났으며, 구조물의 자유도, 부재수가 증가할수록 동적좌굴하중이 저감되는 정도가 커지는 것을 알 수 있다.

조화하중(harmonic excitation)에서는 구조물의 지배적인 진동모드에 따라 공진현상을 일으키는 하중의 진동수가 결정되며, 그 부근에서 가장 낮은 동적 좌굴하중($\lambda_{cr}=0.05$, 정적좌굴하중의 5%)을 나타낸다. 또한 조화하중의 특정 진동수 부근에서는 반 공진(anti-resonance, 상쇄공명)의 영향으로 동적 좌굴하중 값이 스텝하중의 경우보다 커지는 현상이 발생한다.

지진하중(seismic excitation)에서는 입력 지진파에 포함되어 있는 다양한 진동수 성분들로 인하여, 탁월진동수(dominant frequency)에 따른 동적좌굴하중 크기의 변화가 일정한 패턴을 가지지 못하며 정적좌굴하중의 10%~30% 정도로 낮고 넓은 분포를 보인다.

9. 수퍼요소를 이용한 대공간 구조시스템의 구조적 거동 특성에 관한 연구

(1) 연구의 목적 및 절차

대공간 구조시스템을 해석하는 경우에는 일반적으로 몇 가지 가정을 통하여 해석 모델의 단순화 및 과정을 거치게 되며, 이러한 가정은 해석모델의 모델링 작업, 해석시간 및 단축 해의 정도개선 측면에서 신중한 접근이 요구된다.

지금까지 대형, 복합 구조물의 정적, 동적해석에 있어 유한요소법이 대표적인 수단으로 자리 잡아 왔다. 대공간 구조시스템을 정확하게 해석하기 위해서는 전체구조물을 다수의 유한요소로 세분하는 것이 필요하다. 그러나 이러한 요소분할로 인한 구조물의 모델화 방법은 막대한 해석시간과 컴퓨터 메모리를 요구하게 된다. 많은 요소들로 구성된 대공간 구조물들을 한 번에 유한요소법으로 해석하는 경우 많은 계산량이 요구되며, 컴퓨터의 능력을 초과하게 되어 계산이 불가능하게 되는 경우가 발생한다. 즉, 전체 강성행렬과 해를 위한 방정식이 컴퓨터의 용량을 초과할 경우이다. 따라서 대공간 구조시스템을 해석하기 위해 세분화하여 모델링 하는 방법을 실무에서 적용하기에는 많은 문제점을 내포하고 있다. 이런 경우 전체 구조물을 몇 개의 부분구조로 분할해서 각각의 부분구조를 하나의 수퍼요소로 치환하여 이 수퍼요소의 조합에 의한 전체 구조의 해를 구한 뒤, 그 결과를 이용하여 다시 각각의 부분구조 내에서의 해를 구하는 것이 효율적인 경우가 많다.

더욱이 수퍼요소를 이용한 해석을 하는 경우 구성요소의 거동에 대한 중간 결과가 주어져 있으므로 최적 설계, 비선형 해석, 동적해석 등 반복해석을 요하는 경우, 우선 중요한 부분에 대한 해를 먼저 구한 뒤, 그 해가 만족스러운 경우에만 수퍼요소 내부의 해를 모두 구하면 효과적이고 경제적인 해석이 가능하다.

대공간 구조 시스템은 일반적으로 유한요소법의 형상함수를 고차의 복잡한 형태로 가정하지 않는 한 해석의 정확도를 확보하기 위해 요소의 분할이 필요하다. 따라서 많은 계산량이 요구되며, 컴퓨터의 능력을 초과하게 되어 계산이 불가능하게 되는 경우가 발생한다. 이러한 문제점을 해결하기 위하여 정적행렬응축을 이용한 수퍼요소를 생성하고, 수퍼요소 간에 모서리 절점만을 공유하여 해석을 수행함으로써 효율성을 확보할 수 있을 것으로 사료된다. 정적행렬응축기법을 이용한 해석 모델은 자유도의 수를 변수로 하여 전체 모델의 1/10모델, 1/5모델, 1/2모델로 분리하여 각각의 수퍼요소를 생성하여 해석을 수행하였다.

따라서 본 연구에서는 효율적인 정적해석을 위해 정적행렬응축기법을 적용하며, 스팬 100미터, 반개각 30°인 단층 패러렐 스웨들러 돔을 예제 구조물로 하여 자유도수를 변수로 한 수퍼요소 모델을 생성한다. 전체 모델과 수퍼요소 모델을 이용하여 해석을 수행하고 해석결과를 비교해본다.

(2) 수퍼요소 알고리즘의 정식화

강성행렬의 크기를 축소시키기 위해서는 주자유도(master degree of freedom)와 부자유도(slave degree of freedom)를 먼저 구별해야 한다. 부자유도는 행렬의 크기를 줄이기 위하여 제거되는 자유도이고, 주자유도는 이들 부자유도를 제외한 자유도로서 구조해석의 전 계산과정에서 계속 사용되어진다. 이러한 주자유도와 부자유도의 상관관계는 그들 간의 정역학적인 관계로써 구해지므로 정적응축기법(static condensation method)이라 한다. 이 방법을 정역학적인 문제에 적용하면 오차가 발생하지 않는 정확한 해석이 가능하다.

정적응축기법을 설명하기 위하여 제거될 부자유도는 아래첨자 s, 주자유도는 아래첨자 m으로 나타내면 정적평형방정식은 식(3.2.105)과 같이 표현된다.

$$\begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sm} \\ k_{ms} & k_{mm} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_s \\ D_m \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} A_s \\ A_m \end{Bmatrix} \tag{3.2.105}$$

식(3.2.105)에서 D_s는 제거될 부자유도의 변위벡터이고, D_m은 주자유도의 변위벡터이다. A_s는 제거될 부자유도방향으로 작용하는 하중벡터이고, A_m은 주자유도방향으로 작용하는 하중벡터이다. 식(3.2.105)을 전개하면 다음과 같은 식(3.2.106), 식(3.2.107)으로 표현될 수 있다.

$$k_{ss} D_s + k_{sm} D_m = A_s \tag{3.2.106}$$

$$k_{ms} D_s + k_{mm} D_m = A_m \tag{3.2.107}$$

식(3.2.106)을 D_s에 대하여 정리하면 식(4)와 같다.

$$D_s = k_{ss}^{-1}(A_s - k_{sm} D_m) \tag{3.2.108}$$

식(3.2.108)을 다시 식(3.2.107)에 대입하여 D_m에 대해서 정리하면 식(3.2.109)와 같이 나타낼 수 있다.

$$k_{mm}^{*} D_m = A_m^{*} \tag{3.2.109}$$

여기서 축소된 강성행렬 k_{mm}^{*}과 하중벡터 A_m^{*}은 식(3.2.110) 및 식(3.2.111)과 같다.

$$k_{mm}^{*} = k_{mm} - k_{ms}k_{ss}^{-1}k_{sm} \tag{3.2.110}$$

$$A^{*} = A_m - k_{ms}k_{ss}^{-1}A_s \tag{3.2.111}$$

식(3.2.109)에서 축소된 강성행렬과 하중벡터로써 구하고자 하는 변위벡터 D_m을 구할 수 있으며, 이것을 식(3.2.108)에 대입하면 나머지 변위벡터 D_s를 직접 구할 수 있다.

동적행렬응축의 경우 질량과 감쇠행렬을 응축시키기 위하여, 주자유도와 부자유도 사이에 정적응축에서 적용되었던 것과 동일한 상관관계가 있다고 가정한다. 정적응축기법은 정역학적인 문제에 적용할 경우에는 정확한 해를 구할 수 있다. 그러나 동역학적인 문제에 적용하게 되면 관성력의 무시로 인하여 오차가 발생한다. 오차의 양은 축소된 자유도의 상대적인 수뿐만 아니라 축소될 자유도의 선택에 따라 좌우된다. 만일 구조물을 모델화할 때 부자유도에 질량이 존재하지 않도록 선택되어진다면 강성행렬에 대한 정적응축만을 한 다음 질량행렬의 경우에는 질량이 부과되지 않은 자유도에 해당하는 행과 열을 제거하기만 하면 된다. 이 경우에는 정적응축방법을 동적응축에 적용하여도 고유값 문제를 계산하는데 있어서 전혀 오차를 유발시키지 않는다.

일반적으로 질량이 부과된 부자유도를 제거하여 행렬의 크기를 축소하는 경우에는 다음과 같은 단계를 거치게 된다. 먼저 감쇠력을 무시한 동적평형방정식을 나타내면 식(3.2.112)과 같다.

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sm} \\ M_{ms} & M_{mm} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{D}_s \\ \ddot{D}_m \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} S_{ss} & S_{sm} \\ S_{ms} & S_{mm} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_s \\ D_m \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} A_s \\ A_m \end{Bmatrix} \tag{3.2.112}$$

식(3.2.112)에서 M은 질량행렬이고 $\ddot{D}$는 가속도벡터이다. 앞에서 언급했듯이 부자유도의 변위벡터와 주자유도의 변위벡터와의 관계는 정적행렬응축의 관계를 이용하여 Guyan은 식(3.2.113)과 같이 가정하였다.

$$D_s = T_{sm} D_m \tag{3.2.113}$$

식(3.2.114)의 가정에 의하여 주자유도 선택방법에 따라서 해석결과에 많은 영향을 주게 된다.

$$T_{sm} = -k_{ss}^{-1}k_{sm} \tag{3.2.114}$$

식(3.2.113)의 변위를 시간에 대하여 두 번 미분하면, 다음과 같이 가속도에서의 관계도 역시 얻을 수 있다.

$$\ddot{D}_s = T_{sm}\ddot{D}_m \tag{3.2.115}$$

식(3.2.112)을 축소시키기 위해 다음과 같은 변환행렬(transformation matrix)을 구성한다.

$$T_m = \begin{bmatrix} T_{sm} \\ I_m \end{bmatrix} \tag{3.2.116}$$

식(3.2.116)에서 I_m는 k_{mm}와 차수가 같은 단위행렬이다. 식(3.2.112에 식(3.2.113)와 식(3.2.115)을 대입하고 식(3.2.116)의 전치행렬을 양변에 미리 곱하여 정리하면 다음과 같다.

$$M_{mm}^{*}\ddot{D}_m + k_{mm}^{*}D_m = A_m^{*} \tag{3.2.117}$$

식(3.2.117)에서 k_{mm}^{*}와 A_m^{*}는 각각 식(3.2.110), 식(3.2.111)과 같으며, 축소된 질량행렬 M_{mm}^{*}은 다음의 식(3.2.118)과 같이 된다.

$$M_{mm}^{*} = T_m^T M T_m = M_{mm} + T_{sm}^T M_{sm} + M_{ms}T_{sm} + T_{sm}^T M_{ss}T_{sm} \tag{3.2.118}$$

만약 식(3.2.112)의 동적평형방정식에 감쇠력이 존재한다면, 축소된 감쇠행렬 C_{mm}^{*}도 위와 같은 방법으로 다음 식(3.2.119)와 같이 구할 수 있다.

$$C_{mm}^{*} = T_m^T C T_m \tag{15}$$

앞에서 나타낸 정적행렬응축과정을 살펴보면 특별한 가정 없이 식의 전개에 의해서 유도하므로 계산과정에서 발생하는 수치오차를 제외하면 응축한 평형방정식의 해와 응축하지 않은 평형방정식의 해가 정확히 같다. 그러나 동적행렬응축은 남아 있는 자유도의 변위에 의해서 응축된 변위가 결정된다는 가정을 바탕으로 한 식(3.2.113)의 관계를 사용하고 있다. 이 가정은 정적해석의 경우에도 응축되는 자유도에 가해지는 하중이 없을 때에만 유효하다.

따라서 동적행렬응축에는 불가피하게 오차가 발생하게 된다. 응축시키지 않은 모델과의 오차가 엔지니어링 측면에서 수용할 수 있는 범위인지 확인하는 것이 중요하다. 또한 응축시키지 않는 자유도의 선택 방법에 따라서 표현할 수 있는 모드형상이 달라진다. 이에 따라서 계산된 구조물 응답이 크게 달라지므로 동적행렬응축에서는 적절한 자유도의 선택이 매우 중요하게 된다.

(3) 수퍼요소를 이용한 모델화 개념

많은 요소들로 구성된 대공간 구조물을 한 번에 유한요소법으로 해석하는 경우 많은 계산량이 요구되며, 컴퓨터의 능력을 초과하게 되어 계산이 불가능하게 되는 경우가 발생한다. 이러한 경우 전체 구조물을 몇 개의 부분구조로 분할해서 각각의 부분구조를 하나의 수퍼요소로 치환하여 이 수퍼요소의 조합에 의한 전체 구조의 해를 구한 뒤, 그 결과를 이용하여 다시 각각의 부분구조 내에서의 해를 구하는 것이 효율적이다. 이러한 방법을 사용하면 많은 수의 자유도로 이루어진 평형방정식 보다 더 적은 평형방정식을 풀면 되므로 해석의 효율성을 크게 향상시킬 수 있다. 그러나 많은 수의 자유도를 행렬응축기법으로 한꺼번에 소거를 한다면 행렬응축에 막대한 시간이 소요될 것이다.

수퍼요소를 이용한 모델화를 수행할 때 수퍼요소 사이의 연결을 위해서 필요한 절점의 자유도를 제외하고 나머지 자유도는 행렬응축기법을 이용하여 소거한다. 이 과정을 그림 3.2.201~3.2.204에 나타내었다. 수퍼요소의 구성단계에서 행렬응축기법을 통하여 자유도를 소거하게 되면 행렬응축과정에서 계산을 해야 하는 역행렬의 크기가 전체 구조물의 자유도를 한꺼번에 응축할 때에 비하여 상당히 줄어들기 때문에 행렬응축시간을 크게 줄일 수 있다.

대공간 구조물은 동일한 부재가 여러 위치에서 반복적으로 사용되는 특징이 있다. 따라서 한번 구성한 수퍼요소의 강성 및 질량행렬을 반복적으로 사용할 수 있으므로 모델화 및 해석의 효율성을 크게 향상 시킬 수 있다. 또한 실제 구조설계를 할 때 자연 발생적인 부분구조(서로 다른 재료 및 형상의 구조가 만나는 면들에서 발생)들을 독립적으로 해석해서 합하게 되는 경우, 유용한 수퍼요소의 특성을 활용하는 좋은 예가 되며, 수퍼요소를 사용하는 경우 설계자는 구성요소의 거동에 대한 중간 결과를 감지 할 수 있는 장점도 있다.

수퍼요소를 이용한 단층 래티스 돔의 모델화 과정은 다음과 같다.

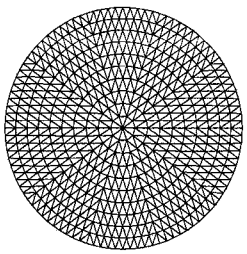


그림 3.2.201 전체모델

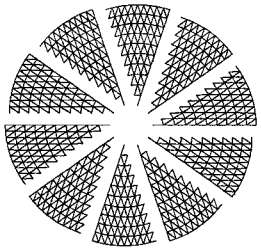


그림 3.2.202 수퍼요소 생성을 위한 분리

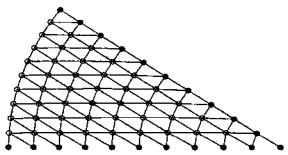


그림 3.2.203 수퍼요소 생성

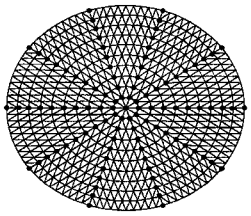


그림 3.2.204 수퍼요소 조합

그림 3.2.201은 단층 페러렐 라멜라 돔의 전체 모델을 표현한 것이다. 우선 전체모델을 구조형태가 동일한 부분으로 분리하면 그림 3.2.202와 같다. 수퍼요소 생성을 위한 분리 단계에서 모델별 응축 자유도수를 비교하기 위해 전체 모델의 1/10, 1/5, 1/2의 해당하는 부분을 분리하여 그림 3.2.205와 같은 SE1, SE2, SE3 모델을 생성하여 비교하였다.

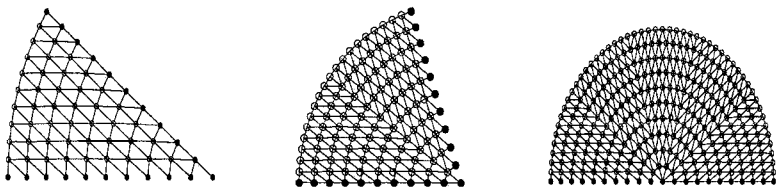


그림 3.2.205 수퍼요소 생성 모델

(a) SE 1 (b) SE 2 (c) SE 3

표 3.2.27 단층 페러렐 라멜라 돔의 모델별 자유도수

모델	전체모델	모델 SE1		모델 SE2		모델 SE3	
남은 자유도수	3006	576	19.16%	291	9.68%	120	3.99%

수퍼요소 모델을 이용한 해석의 타당성을 검증하기 위하여 다양한 종류의 예제 구조물에 대해 정적해석을 수행하였다. 반개각과 자유도수를 변수로 하여 다양한 예제 구조물의 해석을 수행하였고, 그 오차를 비교 하여 수퍼요소 모델의 타당성

을 검증하였다. 모든 해석 모델은 1/10, 1/5, 1/2 모델로 분리하여 그림 3.2.205와 같은 SE1, SE2, SE3 수퍼요소 모델을 생성하여 각각 수행하였다.

(4) 해석모델

해석모델은 그림 3.2.206과 같이 스팬 100미터, 반개각 30°로 이루어진 단층의 패러렐 스웨들러 돔으로 보요소로 이루어진 모델이다.

자유도수을 변수로 하여 모델 C는 1,146개, 모델 D는 3,546개, 모델 E는 7,086개로 하여 각각 해석을 수행하였다.

표 3.2.28 해석모델명

	변수			모델명
해석모델 1	자유도수	1,146개	C	C-Full
				C-SE1
				C-SE2
				C-SE3
		3,546개	D	D-Full
				D-SE1
				D-SE2
				D-SE3
		7,086개	E	E-Full
				E-SE1
				E-SE2
				E-SE3

표 3.2.29 해석모델 2의 부재 제원

구분	모델 C	모델 D	모델 E
자유도수	1,146개	3,546개	7,086개
ring 분할수	5개	10개	10개
반개각 (α)	30°		
높이/스팬비 (H/L)	0.134		
돔 형상	단층 패러렐 스웨들러 돔		
segment 분할수	10개		
스팬 (L)	100m		
접합부 모델	강접		
하중	등분포 연직하중(절점하중) 10KN		
지지조건	핀지지		

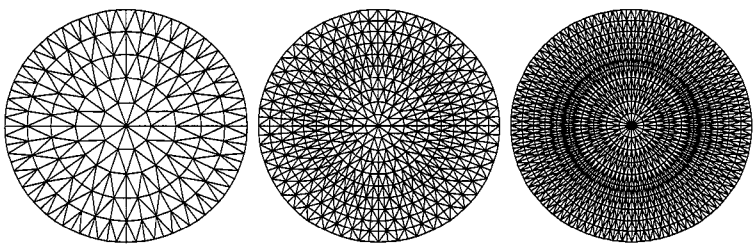


그림 3.2.206 해석모델 C, D, E의 평면

해석의 결과는 계산의 효율성 검증을 위해 전체 계산 과정의 CPU time을 비교하였다. 모델 중심으로부터 절점번호로 하여 모델 C는 절점1번~6번, 모델 D, E는 절점1번~10번의 x, y, z방향 변위를 비교 하였다.

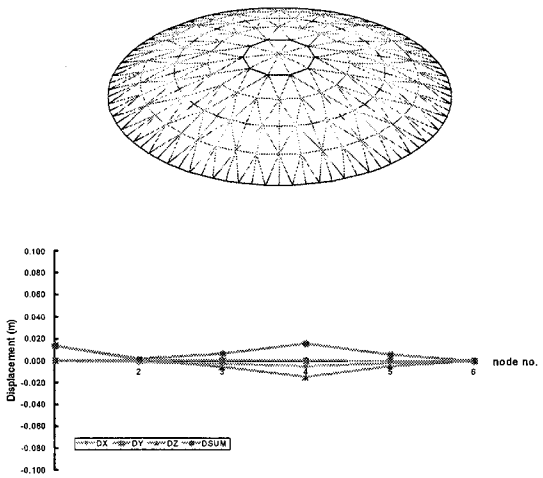


그림 3.2.207 해석모델 C-Full의 해석변위

그림 3.2.207은 모델 C-Full의 정적해석 변위를 나타낸다. 최대수평변위는 0.016 m, x방향 변위는 0.005m이며 y방향 변위는 z축 수직하중 작용으로 인하여 0에 가까운 값을 갖는다.

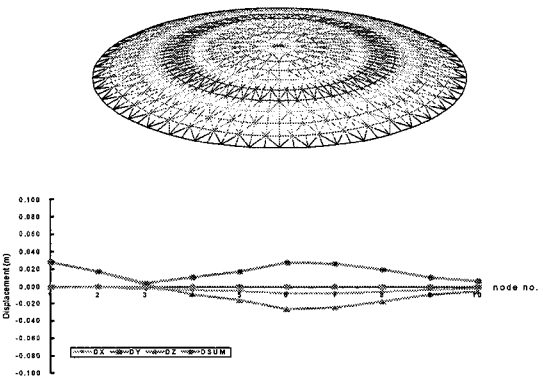
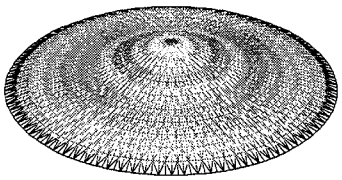


그림 3.2.208 해석모델 D-Full의 해석변위

그림 3.2.208은 모델 D-Full의 정적해석 변위를 나타낸다. 최대수평변위는 0.016 m, x방향 변위는 0.005m이며 y방향 변위는 z축 수직하중 작용으로 인하여 0에 가까운 값을 갖는다.



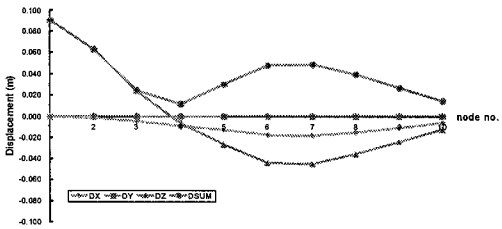


그림 3.2.209 해석모델 E-Full의 해석변위

그림 3.2.209는 모델 E-Full의 정적해석 변위를 나타낸다. 최대수평변위는 0.090 m, x방향 변위는 $0.018m$이며 y방향 변위는 z축 수직하중 작용으로 인하여 거의 발생하지 않는다.

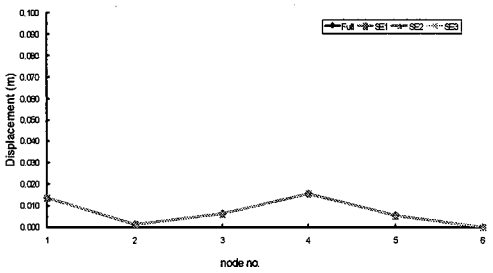


그림 3.2.210 해석모델 C의
총(x,y,z방향)변위

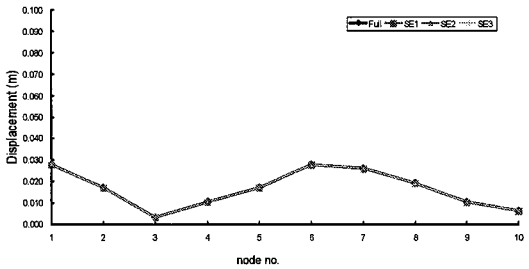


그림 3.2.211 해석모델 D의
총(x,y,z방향)변위

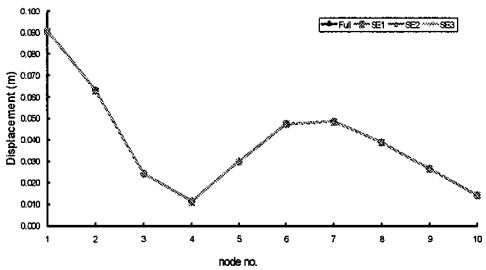


그림 3.2.212 해석모델 E의
총(x,y,z방향)변위

정적해석을 위한 행렬응축기법은 특별한 가정 없이 식의 전개에 의해서 유도하므로 계산과정에서 발생하는 수치오차를 제외하면 응축한 평형방정식의 해와 응축하지 않은 평형방정식의 해가 정확히 일치한다. 해석모델 C, D, E의 수퍼요소 모델 SE1, SE2, SE3 모두 전체모델의 해석결과와 일치하는 것을 볼 수 있다.

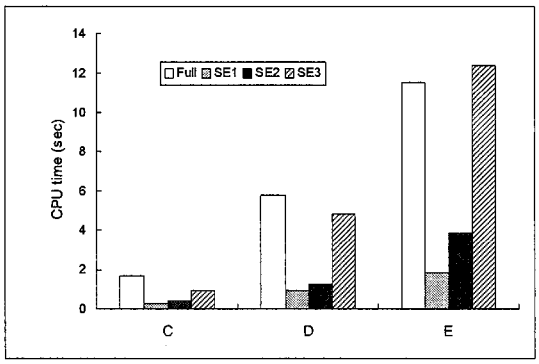


그림 3.2.213 해석모델 C, D, E의 해석시간 비교

표 3.2.30 해석모델C의 자유도수와 CPU time 저감비

구분	Full	SE1	저감비	SE2	저감비	SE3	저감비
자유도수	1,146개	660개	-42%	330개	-71%	132개	-88%
CPU time	1.66초	0.25초	-85%	0.4초	-76%	0.93초	-44%

표 3.2.31 해석모델 D의 자유도수와 CPU time 저감비

구분	Full	SE1	저감비	SE2	저감비	SE3	저감비
자유도수	3,546개	1,260개	-64%	630개	-82%	252개	-92%
CPU time	5.76초	0.94.초	-83%	1.80초	-69%	4.77초	-17%

표 3.2.32 해석모델 E의 자유도수와 CPU time 저감비

구분	Full	SE1	저감비	SE2	저감비	SE3	저감비
자유도수	7,086개	1,260개	-82%	630개	-91%	252개	-96%
CPU time	11.52초	1.86초	-84%	3.82초	-67%	12.41초	+8%

모델 C-Full의 총 CPU time은 수퍼요소 모델 SE1, SE2, SE3에 대하여 각각 약 6.6배, 약 4.15배, 약 1.8배 빠른 것으로 나타났다. 모델 D-Full CPU time은 수퍼요소 모델 SE1, SE2, SE3에 대하여 각각 약 6.1배, 약 3.12배, 약 1.2배 빠른 것으로 나타났다. 모델 E-Full CPU time은 수퍼요소 모델 SE1, SE2, SE3에 대하여 각각 약 6.2배, 약 3.0배, 약 0.9배 빠른 것으로 나타났다.

모델 C와D의 수퍼요소 모델은 전체 모델의 해석시간보다 단축되는 것을 알 수 있었다. 그러나 모델 D의 SE3 모델은 전체 해석시간보다 더 많은 시간이 소요된 것을 알 수 있다. 이 결과는 많은 수의 자유도 응축으로 인하여 응축시간이 증가 한 것이다. 행렬응축을 통하여 전체 해석시간에 많은 영향을 준 것을 확인할 수 있다.

동적행렬응축 과정에서 응축된 행렬을 구성하기 위해 주자유도의 선정이 매우 중요하다. 잘못된 주자유도의 선정은 저차 모드에서도 많은 missing mode를 발생 시킬 수 있고 정확도에 있어서도 매우 낮은 성능을 나타낼 수 있다. 부자유도의 질량을 무시함으로써 생기는 모드 형상이 달라지는 문제를 해결하기 위하여 고유값의 고차항을 질량행렬과 강성행렬에 대한 식으로 근사하여 좀 더 정확한 결과를 얻을 수 있도록 하는 것이 필요하다.

그림 3.2.214는 고유값 해석에 따른 전체 모델과 수퍼요소 모델별 고유진동수를 모두 나타낸 것이다. 수퍼요소 모델 모두 고차 모드로 갈수록 오차가 커지는 것을 알 수 있다.

수퍼요소 모델 DSE3은 약 21차 모드까지 전체모델의 결과와 거의 비슷한 것을 확인 할 수 있다. 이것은 다른 수퍼요소 모델 DSE1와 DSE2에 비해 많은 내부 주자유도 개수로 이루어져 있기 때문에 다른 모델에 비하여 좀 더 전체 모델과 근사한 고유진동수를 갖는다. 수퍼요소 모델 DSE1과 DSE2는 오차가 큰 것을 볼 수 있는데, 고차모드의 missing modes가 발생하여 질량행렬이 낮게 평가되기 때문에 많은 오차가 발생 되었다.

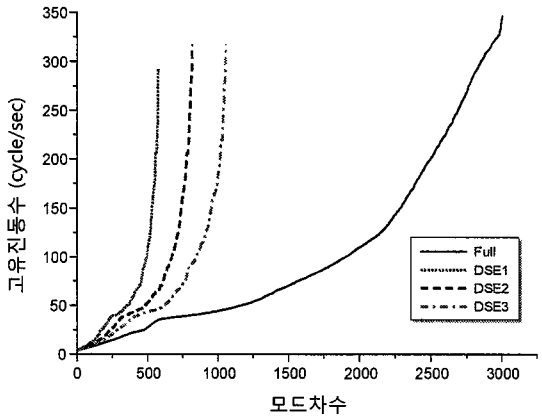


그림 3.2.214 고유값해석에 따른 모델별
고유진동수

(5) 결　론

본 연구에서는 대공간 구조 시스템의 특징을 이용한 효율적인 모델화 및 해석 방법을 제안하였다. 대공간 구조 시스템의 구조적 거동을 효과적으로 나타낼 수 있는 최소한의 자유도만 남기고 나머지 자유도는 행렬응축기법을 통하여 소거한 모델을 사용하였다. 다양한 예제구조물에 대해 수퍼요소 모델을 생성하여 제안기법의 정확성과 효율성을 검토하였다.

대공간 구조 시스템과 같이 자유도가 큰 모델에 대해서 수퍼요소 모델을 이용하며 효율성이 높은 해석을 수행 할 수 있음을 검증하였다.

해석결과는 전체 모델과 수퍼요소를 이용한 모델의 변위와 해석시간 비교분석을 하였다.

본 연구에서는 반개각과 자유도수를 변수로 하여 전체모델의 1/10, 1/5, 1/2 수퍼요소 모델을 각각 생성하였고, 제안한 해석기법을 이용하여 정적해석에서는 전체 모델의 해석결과와 거의 일치하는 결과를 얻을 수 있었다.

해석 시간은 1/10의 수퍼요소 모델의 경우 전체 모델에 비해 약 6.1배의 빠른 속도를 보였으며, 1/5과 1/2 모델의 경우에도 각각 약 3.1배, 약 1.2배 빠른 것으로 나타났다.

일반적으로 대공간 구조물에서는 구조적으로 동일한 부분이 반복되어 사용된

다. 따라서 본 연구에서 제안한 수퍼요소와 부분구조법을 사용한 모델화방법을 효과적으로 적용할 수 있고 행렬응축에 소요되는 시간과 모델링의 노력을 크게 절감할 수 있을 것으로 사료된다. 또한 제안된 해석모델은 행렬응축과정을 통하여 자유도수가 크게 줄어들기 때문에 해석시간 및 컴퓨터 메모리를 상당히 절약할 수 있을 것으로 판단된다. 수퍼요소를 이용한 모델화 방법은 많은 부재로 이루어진 대공간 구조 시스템의 구조적 거동특성을 전체 모델의 해석과 거의 일치하는 것을 알 수 있다. 그러나 주자유도 위치와 선택에 따른 오차와 경계적합조건 등 체계적인 이론이 정립되지 않은 발전단계이므로, 대공간 구조 시스템에 효율적이고 실용적으로 적용하기 위해서는 향후 이 부분에 대한 추가적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

3 절 연성구조 시스템의 해석기법

1. 가상점성 감쇠요소 도입에 의한 막구조의 형상탐색

(1) 연구의 배경 및 목적

일반적으로 막구조(membrane structure)라 하면, 막요소 단독으로 이루어진 공기막구조나 텐트구조물에서부터, 케이블, 트러스등의 구조요소와 복합적으로 구성된 하이브리드형 구조물 등을 전체적으로 일컫는 용어로 사용된다. 막구조과 일반구조의 가장 큰 차이점은, 막구조의 설계를 위해서는 형태해석 혹은 형상해석이라는 과정이 반드시 필요하다는 점이다.

막구조나 케이블네트구조의 형태해석을 위한 수치해석법으로 이전의 연구자들에 의해 많은 해석법이 개발되었으며, 이러한 해석법으로. 유한요소법에 기초한 해석법과 선재요소의 평형식에 기초한 선형해석법 그리고, 유한차분에 기초하여 개발되었고, 후에 유한요소법적 해석기법이 추가된 동적이완법으로 크게 나눌 수 있다.

위 해석법 중 Sheck(1974)에 의해 최초로 제안된 내력밀도법(force dencity method)은, 이론 및 해석과정이 비교적 간단하고, 매우 안정적인 해석결과을 얻을 수 있기 때문에, 막구조의 초기형상을 위한 해석법으로 가장 많이 사용된다. 그러나 내력밀도법은 막요소를 선재요소로 치환하기 때문에 막요소에 의한 비선형 해석이 불가능한 단점이 있어, 본 연구의 등장력곡면 해석을 수행 할 수 없다.

유한요소법에 의한 비선형 형상해석법은 막요소의 탄성강성행렬과 기하강성행렬로 이루어진 접선강성행렬을 이용하여 막구조물의 초기형상을 얻는 해석법으로, 주로 기하학적 비선형 해석만을 수행한다. 해석의 목적에 따라 등장력곡면이나 비등장력곡면 해석을 수행할 수 있는데, 등장력곡면에 대한 형상해석을 수행할 경우, 접선강성행렬에 대한 매우 많은 수의 반복계산을 수행해야 하는 등 수렴성이 떨어지며, 현수선곡면과 같이 형태적으로 안정적인 모델을 제외하면, 막요소만으로 이루어진 곡면의 등장력곡면에 대한 형상해석을 수행하기 어려운 경우가 많다.

정적 explicit 해석법인 동적이완법(dynamic relaxation method)은 상용프로그램에도 적용되어 널리 사용되고 있는 비선형 해석법으로, 막구조와 같은 불안정 구조물의 해석법으로 적용되어 왔다. 동적이완법은 구조물의 전체 포텐셜에너지를 최소화하는 에너지법에 기초한 것으로, 유한요소법에 의한 형상해석법과 동일한 비선형 해석을 수행할 수 있다. 동적이완법을 유한요소법과 구별 짓는 가장

큰 특징은 접선강성행렬을 필요로 하지 않는 점이다. 따라서 막구조의 비선형 등장력곡면 형상해석을 수행할 경우, 유한요소해석에서와 같이 매우 많은 반복수의 접선강성행렬의 선형방정식을 계산할 필요가 없게 되는 장점이 있다. 그러나 안정적 수렴을 위해서는, 점성감쇠나 시간스텝 등의 해석변수를 trial-error로 결정해야하는 단점이 있다. 따라서, 유한요소법과 비교했을 때 동적이완법의 장점은 형상해석, 불안정구조물해석, 후좌굴해석과 같이 특수한 상황의 해석에 대해서만 크게 나타나고, 일반적인 해석에서는 유한요소법이 더 큰 장점을 가지고 있다고 볼 수 있다.

이러한 이유로 형상해석도 필요하고 외부하중에 대해서 막요소의 국부좌굴(wrinkling)과 같은 불안정현상이 심하게 발생하는 막구조의 비선형 해석법으로는 동적이완법이 더 유리하며, 선형 형상해석법으로는 내력밀도법이 더 유리한 해석법이라고 볼 수 있다.

Day(1960)에 의해 최초로 제안된 동적이완법의 해석과정은 다음과 같다. 정적하중과 근사한, 시간에 대해서 일정한 동적하중이 구조물에 작용할 때, 매우 작은 시간증분간격, Δt로 구조물의 거동상태를 추적하면, 점성감쇠에 의해 안정된 평형상태를 찾아가게 되는데, 이 평형상태를 정적평형상태로 표현한다. 이때 점성감쇠는 수렴성에만 관여하고 해석결과에는 영향을 미치지 않는다. 따라서 안정적인 수렴을 위해서 임계감쇠(critical damping)에 의해 점성감쇠를 결정해야한다.

동적이완법의 다른 해석방법으로, Cundall(1976)이 암반역학해석에 최초로 적용한 동적감쇠(kinetic damping)기법이 있다. 이 해석방법은 해석적으로 안정적이며 빠른 수렴성을 나타내는데, 점성감쇠항을 0으로 설정한 상태에서 구조물의 운동에너지가 최대피크 상태에서 이르렀을 때 구조물의 속도항을 0으로 재설정하는 과정을 통해서 구조물의 정적평형상태를 찾는다.

따라서 위의 동적이완법에서 정의하는 점성감쇠나 동적감쇠는 해석과정 중 안정적인 수렴성을 확보하는 역할만 수행함을 알 수 있다.

본 연구의 감쇠요소는 Wood(2002)에 의해 최초로 제안된 해석기법으로, 3절점 막요소의 각 변에 임의의 선재 감쇠요소를 도입하는 것으로, 기존의 동적이완법의 감쇠의 역할이 수렴성에만 영향을 미치는 것과 달리, 등장력곡면 해석 수행시, 요소의 뒤틀림 현상에 대해 향상된 해석결과를 얻을 수 있는 해석기법이다.

본 연구는 저자의 이전 연구와 Wood(2000)의 점성요소의 결합에 의한 막면의

등장력곡면 기하학적 비선형해석을 수행하여, 제안된 해석기법의 효율성 및 개발된 프로그램의 정확성을 검증하는 것을 목표로 한다.

(2) 동적감쇠를 이용한 동적이완법의 정식화

본 절에서는 일반적인 동적이완법의 정식화 과정을 소개한다.

동적이완법은 운동방정식을 기본으로 하며 이산화시스템의 운동방정식은 식(3.3.1)과 같다.

$$p_i^t = M_i a_i^t + C_i v_i^t + K_i d_i^t \tag{3.3.1}$$

위 식에서 M_i, C_i 는 각각 i절점에서의 가상질량과 점성감쇠이고, K_i는 강성(stiffness), a_i^t, v_i^t,d_i^t는 t-시간스텝에서 절점의 가속도, 속도, 변위이다.

여기서 동적하중 p_i^t를 정적하중 p_i로 적용하고, 식을 고쳐 다시 표현하면 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$p_i - K_i d_i^t = M_i a_i^t + C_i v_i^t \tag{3.3.2}$$

동적감쇠를 이용하는 경우 $C_i = 0$ 이므로 식(3.3.2)는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$p_i - K_i d_i^t = M_i a_i^t \tag{3.3.3}$$

위 식의 왼쪽항은 외력과 내력의 차이를 나타내므로 t-시간스텝에서의 불평형력 r_i^t로 표현할 수 있으며 다시 정리하면 아래식과 같이 나타낼 수 있다.

$$r_i^t = M_i a_i^t \tag{3.3.4}$$

절점속도가 시간증분 Δt에 대해 선형으로 변화한다는 유한차분적기법을 도입하면 절점속도는 아래식과 같이 나타낼 수 있다.

$$v_i^t = \frac{v_i^{t+\frac{\Delta t}{2}} + v_i^{t-\frac{\Delta t}{2}}}{2} \tag{3.3.5}$$

따라서, 가속도벡터는 속도벡터를 시간증분 Δt에 대해 선형보간하여 아래식과 같이 나타낼 수 있다.

$$a_i^t = \frac{v_i^{t+\frac{\Delta t}{2}} - v_i^{t-\frac{\Delta t}{2}}}{\Delta t} \tag{3.3.6}$$

속도와 가속도에 관한 위식들을 식(3.3.4)에 대입하면

$$r_i^t = M_i \frac{(v_i^{t+\frac{\Delta t}{2}} - v_i^{t-\frac{\Delta t}{2}})}{\Delta t} \tag{3.3.7}$$

따라서 식(3.3.7)을 $t+\Delta t/2$ 와 $t-\Delta t/2$ 의 속도로 다시 정리하면 아래식과 같이 나타낼 수 있다.

$$v_i^{t+\frac{\Delta t}{2}} = v_i^{t-\frac{\Delta t}{2}} + \frac{r_i^t \Delta t}{M_i} \tag{3.3.8}$$

구조물의 $t+\Delta t$ 에서의 증분변위는 속도에 관한 식에 시간증분 Δt를 선형보간하여 아래식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta d_i^{t+\Delta t} = \Delta t\, v_i^{t+\frac{\Delta t}{2}} \tag{3.3.9}$$

따라서 i절점의 새로운 좌표 $X_i^{t+\Delta t}$는 식(3.3.9)의 증분변위를 이용해 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$X_i^{t+\Delta t} = X_i^t + \Delta t\, v_i^{t+\frac{\Delta t}{2}} \tag{3.3.10}$$

(3) 부재의 정식화

(가) 케이블 및 트러스의 정식화

케이블이나 트러스의 m부재의 $t+\Delta t$시간증분에서의 부재력 $T_m^{t+\Delta t}$는 다음의 식을 통해 계산할 수 있다.

$$T_m^{t+\Delta t} = \frac{EA}{L_m^0}(L_m^{t+\Delta t} - L_m^0) + T_m^0 \tag{3.3.11}$$

L_m^0, $L_m^{t+\Delta t}$ 는 각각 초기상태와 $t+\Delta t$시간증분에서의 부재길이를 나타내고, T_m^0은 케이블이나 트러스요소에 도입되는 초기장력이다.

식(3.3.11)로부터 $t+\Delta t$시간증분에서의 i 절점의 j축방향에 대한 내력에 의한 절점력은 아래의 (3.3.12)식과 같다.

$$\{f_i^j\}_{bar}^{t+\Delta t} = \left\{ \sum_{m=1}^{M_i} \frac{T_m}{L_m} \{(X_i^\alpha) - (X_i^\beta)\} \right\}^{t+\Delta t} \tag{3.3.12}$$

여기서, M_i은 i절점에서 만나는 부재수이고, α, β는 m부재의 시작점과 끝점이다.

(나) 막요소의 정식화

평면응력의 막요소는 요소내에서 일정한 면내응력을 받는 CST요소에 의해 정식화 할 수 있다.

식(3.3.13)는 $t+\Delta t$시간증분에서 면내응력에 의한 절점력을 나타내고 있다.

$$\left\{f_i^j\right\}_{ele}^{t+\Delta t}=\left\{\sum_{e=1}^{N_i}[T]^T\int_v[B_e]^T\{\sigma_e\}dv\right\}^{t+\Delta t} \tag{3.3.13}$$

위식에서 $[T]$는 좌표변환행렬이고, $[B_e]$는 선형 변형도-변위 관계행렬이고, $\{\sigma_e\}$는 막요소의 응력으로 고차항까지 포함된 변형-변위관계식에 의해 아래식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\{\sigma_e\}=[E]\{\epsilon_e\}=[B_e+B_n]\{\delta_e\} \tag{3.3.14}$$

(다) 점성감쇠요소의 정식화

점성감쇠요소는 단지 감쇠력만을 갖는 요소로, 삼각형 막요소의 세 변에 배치되어 삼각형 막요소에서 작용하는 힘과 유사한 형태로 절점사이의 상대속도에 의하여 감쇠력을 발생시키며, 발생된 감쇠력은 삼각형 막요소의 절점력을 조절하여 결과적으로는 막구조의 형상탐색시 삼각형 요소가 뒤틀리는 현상을 제어한다. 그러나 이 요소는 단지 요소의 뒤틀림만을 제어하기 위해 도입된 인공의 요소이므로, 사용되는 감쇠계수도 막의 재료와는 직접적으로 연관이 없는 가상의 값을 갖는다.

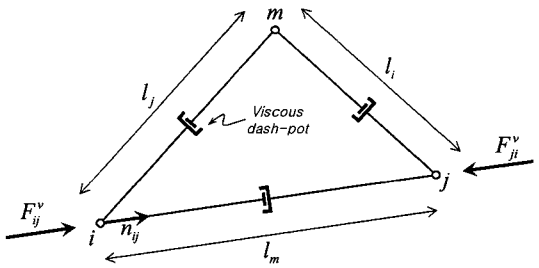


그림 3.3.1 점성감쇠요소

그림 3.3.1과 같이 절점 i, j사이의 선요소로 이루어진 감쇠요소의 $t+\Delta t$ 시간스텝에서의 감쇠력 $C_m^{t+\Delta t}$는 아래식과 같이 나타낼 수 있다.

$$C_m^{t+\Delta t}=\frac{c_0}{\Delta t}\left(L_m^{t+\Delta t}-L_m^0\right) \tag{3.3.15}$$

위 식에서 c_0는 임의의 감쇠계수를 의미하며, 감쇠력 $C_m^{t+\Delta t}$에 의한 감쇠 절점력은 식(3.3.12)와 비슷한 형식으로 아래식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\left\{f_i^j\right\}_c^{t+\Delta t} = \left\{\sum_{m=1}^{M_i} \frac{C_m}{L_m}\left\{(X_i^\alpha)-(X_i^\beta)\right\}\right\}^{t+\Delta t} \tag{3.3.16}$$

위식에 의해 계산된 감쇠력은 형상해석 중 막요소의 변형을 제어하여 요소가 국부적으로 심한 변형을 일으키는 것을 방지하는 역할을 수행한다.

식(3.3.4)의 불평형력은 위 식(3.3.12), 식(3.3.13), 식(3.3.16)에 의해 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_i a_i^t = r_i^t = p_i - (f_{bar}^t + f_{ele}^t + f_c^t) \tag{3.3.17}$$

점성감쇠요소가 도입된 동적이완법에 의한 구조물의 평형방정식은 위 식(3.3.17)과 같이 나타낼 수 있다.

막구조의 형상해석에서는 외부하중 $p_i = 0$ 인 상태에서 식(3.3.17)의 불평형력이 수렴한계에 도달할 때 반복계산을 수행한다.

동적이완법이론에서 감쇠효과를 고려할 수 있는 방법은 식(3.3.2)에 의해 감쇠행렬을 통한 방법과 식(3.3.17)과 같이 점성감쇠요소의 도입을 통해 구현하는 방법이 있다. 식(3.3.2)의 감쇠행렬은 평형방정식에서 불평형력과 독립적이며, 단지 해석과정의 수렴속도에만 영향을 미치게 된다. 이에 반해 식(3.3.17)의 감쇠항은 불평형력에 직접적으로 영향을 주어 구조물의 해석결과에 직접적으로 영향을 미치게 된다. 따라서 식(3.3.17)의 평형방정식을 이용하면, 국부적인 요소의 변형을 제어할 수 있는 등, 기존의 동적이완법보다 향상된 형상해석결과를 얻을 수 있다(Wood, 2002).

(4) 감쇠요소 도입에 의한 형상탐색 결과

본 절에서는 동적이완법에 의한 기하학적 비선형 해석을 수행하여 등장력곡면을 찾았으며, 감쇠요소의 도입 유무에 따른 형상해석결과를 비교, 분석하여 본 연구에서 제시하는 이론의 적용성을 평가하고, 개발된 해석프로그램의 정확성을 검토한다.

(가) 점성감쇠요소 도입의 신뢰도 검증

점성감쇠요소의 도입에 따른 등장력곡면의 정도를 검증하기 위해 그림 3.3.2의 이론식에 의한 현수곡면(catenoid minimal surface)에 감쇠요소를 도입한 동적이완법으로 해석하여 그 결과를 이론에 의한 결과와 비교한다.

그림 3.3.3과 같이 바깥원지름 10m, 안쪽원지름 $2m$, 높이 $2.29m$인 초기형상모델에 감쇠요소를 도입하여 시간간격 0.01초 감쇠계수 0.2를 사용하여 형상해석하였으며 그 결과는 그림 3.3.4와 같다.

$$z = a\{\ln(\sqrt{x^2+y^2}+\sqrt{x^2+y^2-a^2})-\ln(a)\}$$

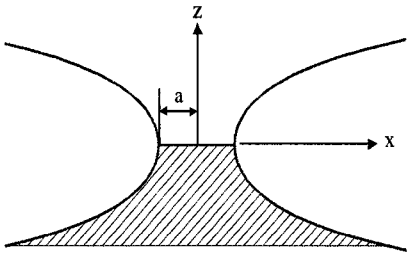


그림 3.3.2 이론식에 의한 현수곡면

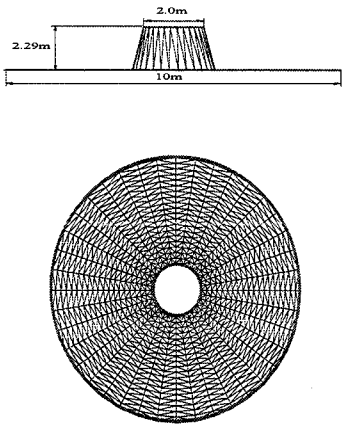


그림 3.3.3 현수곡면의 초기형상

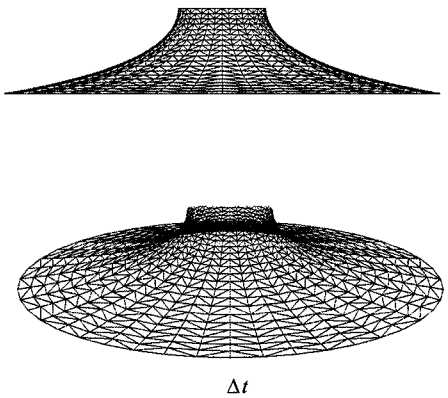


그림 3.3.4 현수곡면 해석결과

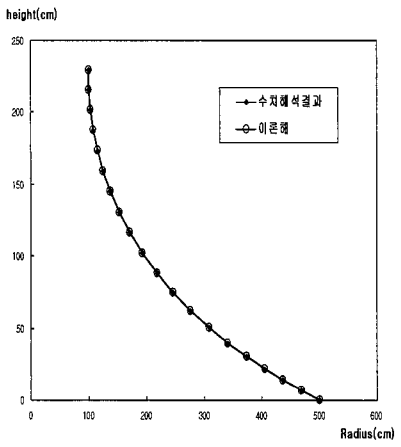


그림 3.3.5 이론해와 현수곡선 비교

표 3.3.1 절점의 오차

절점번호	오 차	절점번호	오 차
1	0.000%	11	0.155%
2	0.201%	12	0.143%
3	0.197%	13	0.132%
4	0.195%	14	0.122%
5	0.192%	15	0.115%
6	0.189%	16	0.110%
7	0.185%	17	0.108%
8	0.180%	18	0.106%
9	0.174%	19	0.102%
10	0.165%	20	0.000%

감쇠요소를 도입한 현수곡면을 형상해석한 결과와 이론해를 비교한 결과 그림 3.3.5와 같이 최대오차 0.201%, 평균오차 0.138%로 이론해와 거의 같은 곡면을 나타내어 감쇠요소의 도입이 최종적인 등장력곡면을 찾는 데에는 영향을 미치지 않으면서 요소를 균일하게 분포시킬 수 있는 것으로 나타났다.

(나) 점성감쇠요소 도입에 따른 요소의 개선효과

• 해석모델 1

해석모델 1은 그림 3.3.6과 같이 각 변의 길이가 1m인 정육면체의 변 8개를 경계조건으로 한 말안장형 곡면(Scherk's surface)의 초기형상이다.

그림 3.3.7은 감쇠요소 도입 전, 후의 형상해석 결과를 나타내고 있다. 그림과 같이 감쇠요소의 도입으로 전체적으로 요소가 균일하게 되었음을 알 수 있으며, 특히 점선으로 표시된 부분에서 감쇠요소 도입에 의하여 요소의 뒤틀림 현상이 현저히 제어되어 삼각형요소의 형상이 비교적 고르게 분포되고 있음을 알 수 있다. 따라서 본 모델과 같이 곡률의 변화가 큰 형상의 탐색시에는 점성감쇠요소를 도입하지 않으면 재단도 및 응력해석에 어려움이 있으나 감쇠요소를 도입하면 이러한 문제를 해결할 수 있을 것으로 사료된다.

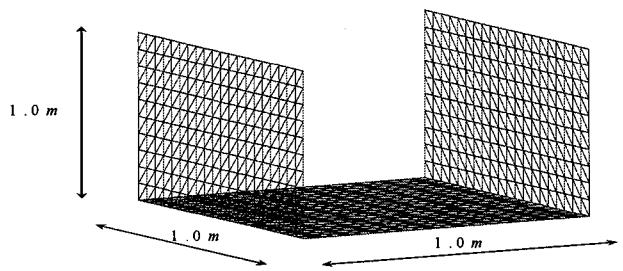


그림 3.3.6 해석모델 1 초기형상

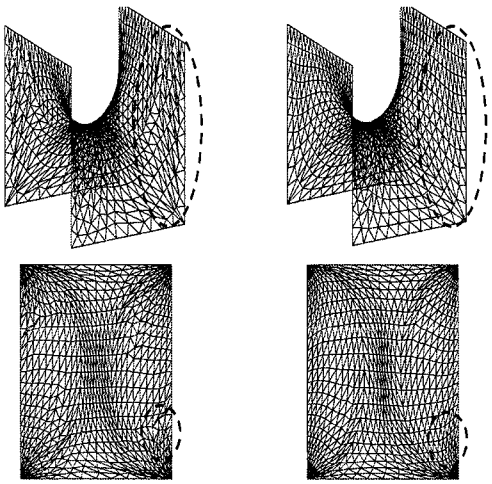


그림 3.3.7 해석모델 1의 감쇠요소 도입 전, 후 형상해석 비교

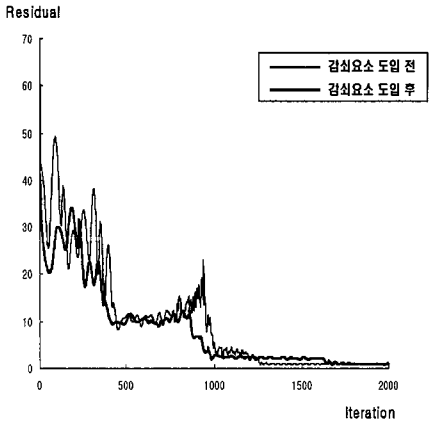


그림 3.3.8 감쇠요소 도입 전, 후 불평형력 비교

그림 3.3.8은 감쇠요소 도입 전, 후의 불평형력 변화 비교이다. 그림과 같이 감쇠요소를 도입하여도 불평형력이 0에 가깝게 수렴하는데에는 영향을 미치지 않음을 알 수 있다.

• 해석모델 2

해석모델 2는 그림 3.3.9와 같이 네 변의 길이가 각각 3.3m인 정사각형 평면의 테두리를 $z=x(x^2-3y^2)$ 으로, 나머지는 $z=0$ 으로 한 monkey saddle surface의 초기형상이며, 감쇠요소 도입 전, 후의 해석결과를 비교하여 감쇠요소의 도입에 의한 요소의 개선정도를 비교한다.

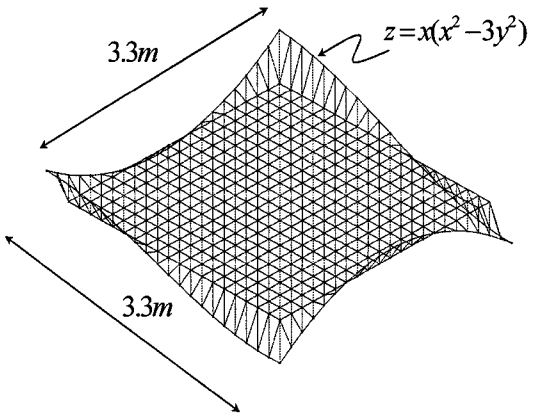


그림 3.3.9 해석모델 2 초기형상

그림 3.3.10은 감쇠요소 도입 전, 후의 형상해석 결과이다. 그림과 같이 감쇠요소 도입 전에는 요소의 형상이 불균일하고 심하게 뒤틀어져 있어 재단도 해석 및 응력해석 시 크게 불리한 결과를 나타내고 있으나 감쇠요소의 도입 후에는 균일한 요소형상을 유지하고 있다. 그림 3.3.11은 감쇠요소 도입 전, 후의 불평형력을 비교하고 있으며 타 모델과 달리 도입 전, 후의 불평형력 변화가 매우 유사한 특징을 보인다.

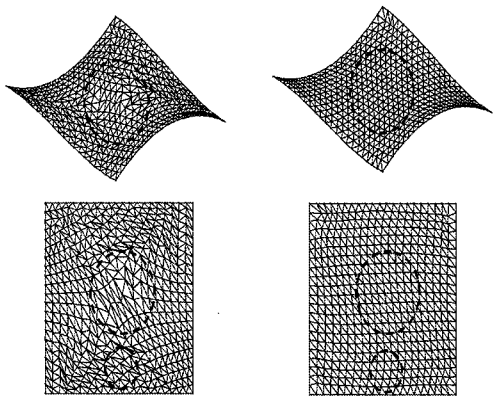


그림 3.3.10 해석모델 2의 감쇠요소 도입 전, 후 형상해석 비교
<감쇠요소 도입 전> <감쇠요소 도입 후 (c=0.2)>

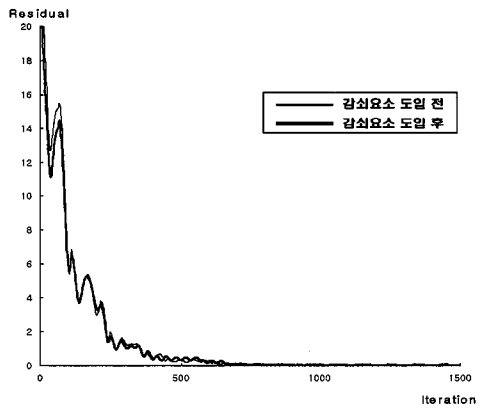


그림 3.3.11 감쇠요소 도입 전, 후 불평형력 비교

• 해석모델 3

그림 3.3.12는 안쪽원지름 $0.4m$, $z=0.0m$, 바깥원지름 $2.0m$, $z=x^2$ 을 경계조건으로 하는 나비모양곡면의 초기형상 모델이다

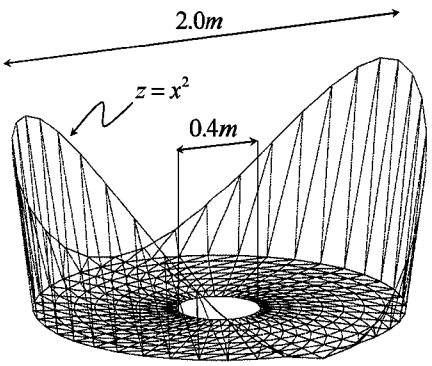


그림 3.3.12 해석모델 3 초기형상

그림 3.3.13은 감쇠요소 도입 전, 후의 형상해석 결과이다. 그림과 같이 감쇠요소 값이 0일 때에는 심하게 요소의 형상이 뒤틀어져 있음을 알 수 있으며 감쇠요소를 도입한 후에는 요소 형상이 크게 개선되어 균일하게 되었음을 알 수 있다. 이러한 모델에서는 감쇠요소를 도입하지 않으면 탐색한 곡면을 건축적으로 실현하는 것이 거의 불가능하며, 감쇠요소를 도입하여 요소의 형상을 개선하여야 실제적인 적용이 가능할 것으로 판단된다.

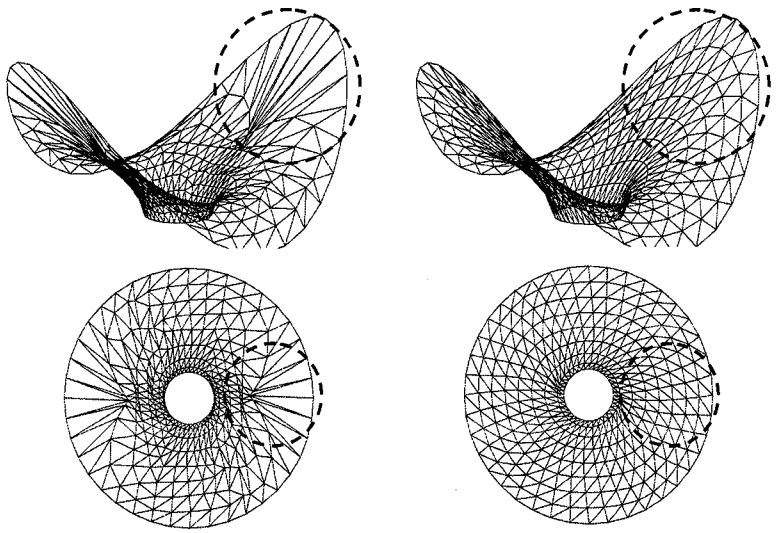


그림 3.3.13 해석모델 3의 감쇠요소 도입 전, 후 형상해석 비교
<감쇠요소 도입 전> <감쇠요소 도입 후 (c=0.5)

그림 3.3.14는 감쇠요소 도입 전, 후의 불평형력 변화이다. 이 모델에서는 감쇠요소 도입 후 좀 더 빠르게 불평형력이 0에 근접하고 있으며, 특히 감쇠요소 도입 전에는 점선으로 표시된 부분에서 불평형력이 급격히 증가하는 것을 볼 수 있다. 이는 일부 삼각형 막요소의 내각이 0에 가깝게 됨에 따라 절점력이 큰 값을 갖게 되어 순간적으로 불평형력이 크게 증가한 것으로 사료된다. 그러나 감쇠요소를 도입한 후에는 감쇠력에 의한 요소형상의 조절로 순간적으로 불평형력이 급격히 늘어나는 현상이 나타나지 않는다. 또한 이 모델과 같이 곡률의 변화가 심하고 초기형상이 최종형상과 차이가 큰 경우에는 감쇠요소의 도입으로 요소의 뒤틀림을 개선함과 동시에 불평형력을 보다 빠른 속도로 0에 가깝게 수렴시킬 수도 있음을 알 수 있다.

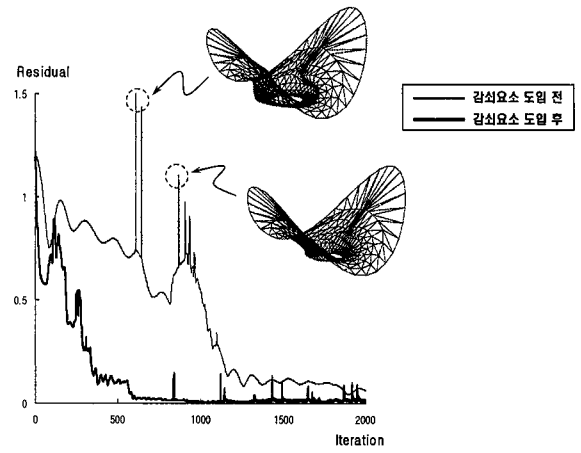


그림 3.3.14 감쇠요소 도입 전, 후 불평형력 비교

(5) 점성감쇠계수 변화에 따른 형상해석

(가) 해석모델1 (Scherk's surface) 해석

해석모델1과 동일한 초기형상을 형상해석하여 점성감쇠계수 변화에 따른 결과를 분석한다.

그림 3.3.15는 점성감쇠계수 값을 0.05, 0.2, 0.5, 0.7로 변화시키면서 요소의 개선정도를 비교한 결과, 감쇠계수 값이 0.05일때 0일때보다 약간의 요소의 뒤틀림 형상을 제어하였지만 점선으로 표시된 부분에서처럼 여전히 요소가 뒤틀어진 것을 알 수 있다. 그러나 그림에서와 같이 감쇠계수 값이 커짐에 따라서 요소의 형상이 개선되고 있음을 알 수 있다. 단, 감쇠계수 값이 0.5보다 큰 경우에는 개선효과가 크지 않은 것으로 나타났다.

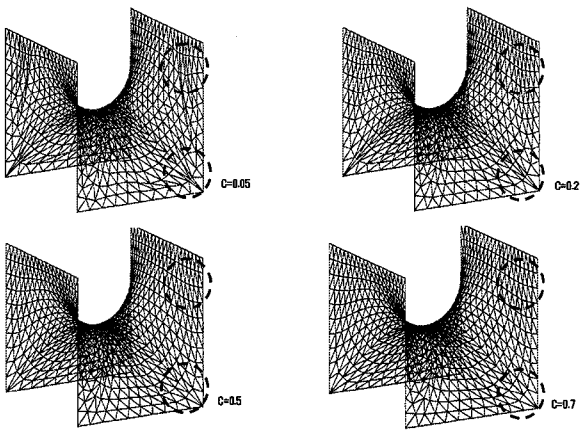


그림 3.3.15 감쇠계수값 변화에 따른 형상해석 결과 비교

(나) 해석모델 2 (monkey saddle surface) 해석

해석모델2와 동일한 초기형상을 형상해석하여 점성감쇠계수 변화에 따른 결과를 분석한다.

그림 3.3.16과 같이 점성감쇠계수 값을 0.01, 0.1, 0.2, 0.5로 변화시키면서 요소의 개선정도를 비교한 결과, 감쇠계수가 0.01인 경우에는 요소의 뒤틀림 현상이 비교적 심하지만 감쇠계수가 0.1 이후부터는 크게 개선되고 있음을 알 수 있다. 또한 계수가 커짐에 따라 중앙부의 요소는 점점 균일해지지만, 단부 삼각형 요소의 크기는 큰 경향을 보이고 있으므로 재단도 해석시에는 감쇠계수값이 0.5가 적절하지만 응력해석시에는 0.1인 경우가 유리하여 감쇠계수값 조절로 각 경우에 필요한 요소형태를 생성할 수 있을 것으로 사료된다.

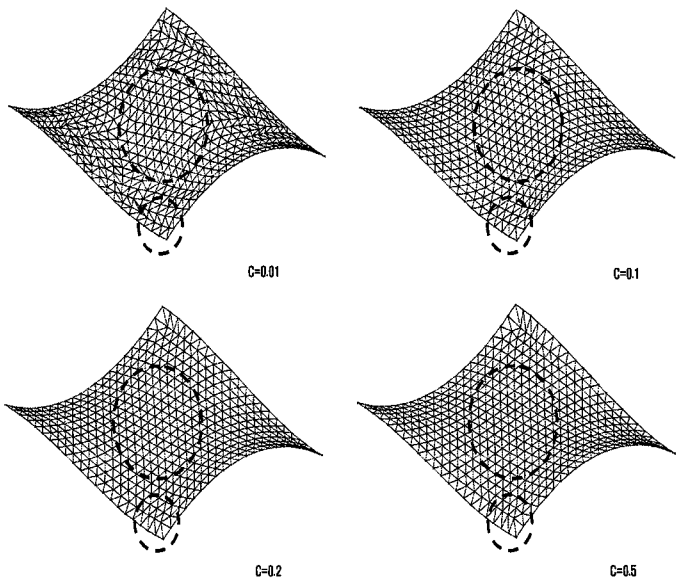


그림 3.3.16 감쇠계수값 변화에 따른 형상해석 결과 비교

(6) 결 론

본 연구의 결과는 다음과 같다.

현수곡면의 등장력곡면 해석결과 이론값과 최대 0.201%, 평균 0.138% 오차를 보였다. 따라서 감쇠요소 도입이 정해의 등장력곡면 형상해석을 해석하는데 미치는 영향이 미미한 것으로 판단되었다.

다양한 모델을 해석한 결과, 감쇠요소의 도입을 통해 형상해석결과의 요소형상이 국부적으로 찌그러지는 현상을 개선할 수 있었다.

나비모양곡면을 해석하여 불평형력을 비교한 결과, 감쇠요소의 도입에 따른 감쇠력으로 절점력을 조절하여 불평형력이 특정 시간스텝에서 크게 증가하는 현상을 줄일 수 있었고, 수렴성을 향상시킬 수 있었다.

점성감쇠요소의 감쇠계수값을 조절하면서 형상해석을 한 결과, 최적 감쇠계수값이 모델별로 다른 것으로 나타났는데, 여러 모델을 해석한 결과 일반적으로 0.1~1.0 범위에서 계수를 선택하면 적절한 요소형상을 얻을 수 있는 것으로 나타났다.

따라서 해석모델에 감쇠요소의 도입이 전체적인 곡면형상의 개선과 함께 해의 수렴성을 향상시킬 수 있는 것으로 나타났으며, 향후 최적 감쇠계수를 결정할 수 있는 이론의 개발이 필요할 것으로 판단된다.

2. 인장구조의 안정화 이행과정 및 시공과정 해석

일반적인으로 프레임구조와 같은 강성구조물은 초기상태에는 안정한 상태를 유지하며, 점차 과대한 외부하중상태에 놓이게 되면 좌굴과 같은 구조적으로 불안정한 상태에 놓이게 된다. 반면 공기막, 케이블돔과 같은 구조물은 초기상태는 불안정하지만 내압이나 초기장력(prestress)의 도입과정을 통해 안정상태를 찾아가는 불안정 구조물이다.

불안정구조물이 초기장력도입에 의해 안정한 상태로 이행하는 과정을 불안정구조물의 안정화이행과정(stabilizing process)이라 하며, 안정화이행과정을 통해 불안정 구조물의 부재강성이 결정되어 외부하중에 저항할 수 있는 안정구조물의 상태를 확보하게 된다. 따라서 초기장력의 도입이 필요한 케이블구조, 막구조와 같은 인장구조나 혹은 케이블과 트러스로 이루어진 복합구조가 불안정구조에 속하게 된다.

불안정구조의 안정화이행과정에 관한 연구로는 항가이(Y. Hangai, 1989)의 Link 모델에 대한 형태해석(shape analysis)을 들 수 있다. 항가이(1989)는 Link모델의 형태해석을 위해 일반역행렬(generalized inverse method)을 사용하였는데, 장방형행렬의 평형매트릭스를 통해 불안정구조물의 강체변위를 추적함으로써 구조물의 최소 포텐셜에너지 상태인 안정한 상태를 해석하였다.

동적이완법은 콘크리트구조물의 차분적 해석을 위해 데이(A.S. Day, 1965)가 제안한 수치해석법으로 유한요소법과 유한차분법의 성질이 고려된 비선형 해석기법이며, 최소 포텐셜에너지 상태인 정적평형상태를 구조물의 점성감쇠(viscous damping) 또는 동적감쇠(kinetic damping)작용에 의해 찾게된다. 동적이완법에서는 전체 시간증분단계마다 각 요소의 절점 속도벡터가 계산되며 이 속도벡터를 통해 구조물의 거동특성이 파악된다. 동적이완법은 동적 평형방정식으로부터 정적 평형상태를 찾는 정적해석기법이기 때문에, 구조물의 질량은 다만 해석과정 중 수렴성에만 관여하게 된다. 따라서 효과적으로 평형상태를 찾기 위해서는 최적의 임의의 질량행렬을 산정해야 한다.

본 연구에서는 동적이완법을 이용하여 현수막구조(catenary membrane), 강체로 연결된 링크구조, 공기막, 케이블돔에 대한 형상탐색(shape finding) 및 안정화 이행과정해석을 통해 불안정구조물의 구조적 특성 및 본 연구의 타당성을 검토하고자 한다.

(1) 전체 포텐셜에너지

구조물의 총 포텐셜에너지 Φ 는 변형에너지(strain energy) U와 외부하중에너지 V의 합으로 나타낼수 있다.

$$\Phi = U + V \tag{3.3.18}$$

위 식을 m요소의 변형에너지 U_m, 하중벡터 $\boldsymbol{p}$, 변위벡터 $\boldsymbol{d}$ 로 다시 표현하면 다음식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Phi = \sum_{m=1}^{M} U_m - \boldsymbol{p}^T \cdot \boldsymbol{d} \tag{3.3.19}$$

위 식을 모든 절점변위 d_i^j 에 대해 미분하여 다음과 같이 나타낼 수 있는데, i는 절점을, j는 x,y,z로의 방향을 나타내며, M는 구조물의 모든 절점수이다.

$$\frac{\partial \Phi}{\partial d_i^j} = \sum_{m=1}^{M} \frac{\partial U_m}{\partial d_i} - p_i^j \tag{3.3.20}$$

구조물의 내력과 외력의 차인 불평형력(residual)은 식(3.3.20)으로부터 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$r_i^j = -\frac{\partial \Phi}{\partial d_i^j} \tag{3.3.21}$$

구조물의 총 포텐셜에너지가 최소인 상태를 정적하중 상태에서의 정적평형상태(static equilibrium state)로 보기 때문에, 정적평형상태를 위한 조건식은 식(3.3.20)으로부터 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{\partial \Phi}{\partial d_i^j} = 0 \tag{3.3.22}$$

일반적으로 식(3.3.22)의 값이 정확히 영(zero)을 만족시킬 수 없기 때문에, 식(3.3.21)의 불평형력이 영에 충분히 접근하여 수렴한계(convergence criteria)를 만족시킬 때 이 상태를 정적평형상태로 간주한다.

(2) 뉴튼-랩슨법

뉴튼-랩슨법은 빠른 수렴성을 갖는 대표적인 비선형 수치해석법으로 식(3.3.21)에 의한 불평형력벡터 r이 영에 가까워질 때까지 아래 식에 의해 반복적으로 증분변위를 계산한다.

$$K_t \cdot \Delta d_{i+1} = r_i \tag{3.3.23a}$$

$$\Delta d_{i+1} = K_{\cdot r_i t}^{-1} \tag{3.3.23b}$$

위 식에서 K_t 는 접선강성행렬로써, 구조물이 불안정상태에 있을 때 접선강성행렬의 행렬값이 영이 되는 특이현상(singularity)이 발생하게 된다. 따라서 불안정상태인 임계점(critical point) 이후의 거동파악을 위해서 고유값해석을 통한 고유벡터의 조합을 통해 주경로와 분기경로를 찾는 호장법등의 해석법이 적용된다.

이때 구조물의 자유도가 커질 경우 수치해석을 위해 대용량의 계산기와 복잡한 계산과정이 필요로 하게 되고, 수치해석의 안정성을 확보할 수 없게 된다. 따라서, 불안정구조물의 해석을 위해 접선강성행렬의 특이현상을 극복할 수 있는 에너지-최소화기법(energy minimization method)이 적용될 수 있다.

(3) 동적이완법의 정식화

데이에 의해 제안된 동적이완법은 구조물의 전체포텐셜에너지를 최소화시키는 수치해석과정을 통해 구조물의 정적평형상태를 찾는 반복적 비선형 해석기법이다. 시간증분Δt마다 구조물의 운동상태를 추적해 나가면서 구조물의 감쇠작용에 의해, 구조물이 정적평형상태에 도달한다는 원리에서 출발한다.

$$p_i^t = M_i \cdot a_i^t + C_i \cdot v_i^t + K_i \cdot d^t \qquad (3.3.24)$$

구조물의 동적 평형방정식은 위 식과 같다. 위 식에서 동적하중 $\boldsymbol{p}^t_i$를 정적하중 $\boldsymbol{p}_i$로 적용하고, 식을 고쳐 다시 표현하면 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$p_i - K_i \cdot d^t = M_i \cdot a_i^t + C_i \cdot v_i^t \qquad (3.3.25)$$

위 식의 왼쪽항을 t-시간스텝에서 i 절점의 식(4)에 의한 불평형력으로 보고 다시 정리하면 다음식과 같이 나타낼 수 있다.

$$r_i^t = M_i \cdot a_i^t + C_i \cdot v_i^t \qquad (3.3.26)$$

위 식에서 M_i, C_i 는 각각 i 절점의 가상질량(fictitious mass)과 점성감쇠(viscous damping)이고, a_i^t, v_i^t는 t-시간스텝에서 i 절점의 가속도와 속도이다. 동적이완법에서는 각 시간증분단계마다 연속적인 절점 속도벡터의 계산을 통해 최대운동에너지점(kinetic energy peak)일때의 상태를 새로운 기준상태로 설정하여 모든 절점속도를 영으로 재설정한 후 불평형력이 영에 가까이 수렴할 때까지 반복계산을 수행한다. 이때 모든 구조적 거동은 절점 속도벡터의 계산을 통해 이루어지기 때문에 접선강성행렬의 계산 없이 저용량의 컴퓨터기억용량으로 수치해석을 수행할 수 있는 장점이 있다.

(4) 수치해석 예

(가) 막구조의 등장력 곡면 형상탐색

동적이완법을 이용해 평면막요소에 의한 catenary곡면을 등장력곡면(equally stressed surface)을 통해 해석하였다.

등장력곡면은 막표면 전체에 일정한 막응력이 작용하는 상태의 곡면을 말하며, 전단력은 발생하지 않는다. 따라서 τ_{xy}이 zero인 상태에서, σ_x, σ_y에 동일한 크기의 인장력 N_0를 부여하고, 초기 막응력에 의한 기하강성매트릭스를 만들게 된다. catenary 곡면의 이론식은 식(3.3.27)과 같이 나타낼 수 있다.

$$z = a\{\ln(\sqrt{x^2+y^2} + \sqrt{x^2+y^2-a^2} - \ln(a)\} \tag{3.3.27}$$

그림 3.3.19(a)는 해석모델1의 초기형상이고, 그림 3.3.19(b)는 해석모델1의 등장력곡면 해석 후의 형상이다. 그림 3.3.18은 해석모델1의 이론값과 해석결과를 비교한 것으로 이론값과 동적이완법에 의한 해석값이 잘 일치하고 있음을 알 수 있다.

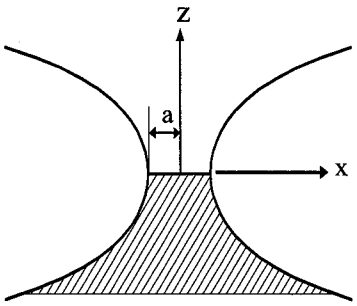


그림 3.3.17 catenary 곡면형상

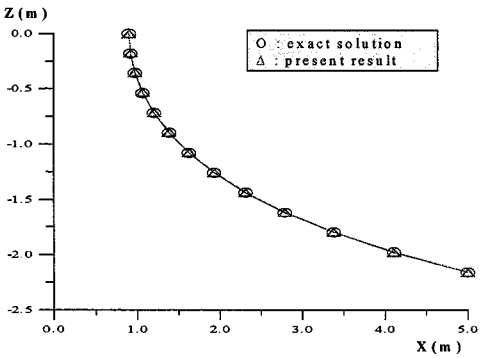
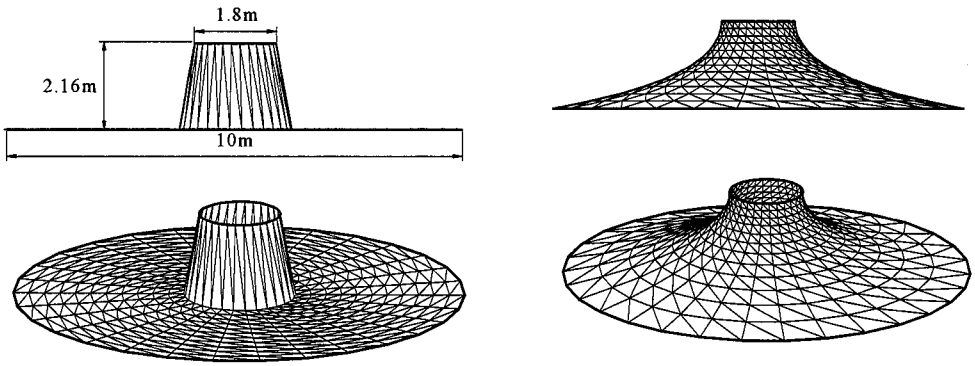


그림 3.3.18 해석모델1의 수치해석결과



(a) 해석모델1의 초기형상

(b) 해석모델1의 형상탐색결과

그림 3.3.19 해석모델1의 등장력곡면 형상탐색

(나) Link형 모델의 안정화 이행과정

그림 3.3.20의 Link모델은 항가이(1989)가 일반역행렬을 이용해 형상해석(shape analysis)을 수행한 해석모델이다. 항가이(1989)는 각 요소의 강체변위(rigid body motion)를 추적하는 과정을 통해 안정한 상태를 찾는 형상해석을 수행하였는데, 본 연구에서는 구조물의 포텐셜에너지가 최소인 상태를 동적이완법을 사용하여 해석하였다.

그림 3.3.20은 링크 모델의 초기형상 및 하중모드를 나타내고 있는데, 그림에서 진하게 표시된 상부 절점에는 z축으로 -2의 하중모드가 적용되었고, 그 외의 모든 절점에는 z축으로 -1의 하중모드가 적용되고 있다.

그림8은 안정화 이행과정을 통해 구조물의 불평형력이 영에 수렴하는 과정을 반복단계에 대해 나타낸 것이다. 그림 3.3.21은 그림 3.3.22의 수렴과정을 통하여 Link모델의 안정한 형상을 결정해 나아가는 과정을 도시한 것이다.

그림 3.3.21과 그림 3.3.22에서 알 수 있듯이, 967반복스텝까지 구조물의 불평형력이 증가하다가 최고점을 지난 후 급격히 수렴하여 안정한 상태를 찾아가는 것을 볼 수 있다. 따라서 967이전의 단계는 불안정성을 해소하는 과정이고 그 이후의 단계는 안정한 상태로 수렴하는 과정임을 알 수 있다.

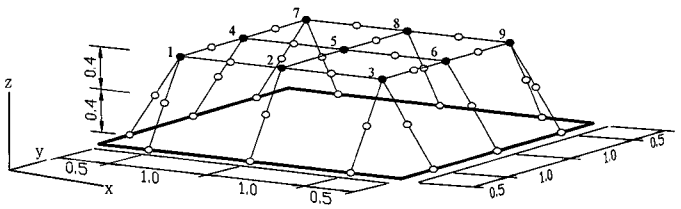


그림 3.3.20 Link 모델의 초기형상 및 하중모드

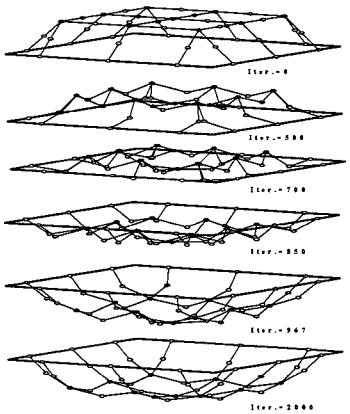


그림 3.3.21 링크모델의 안정화 이행과정

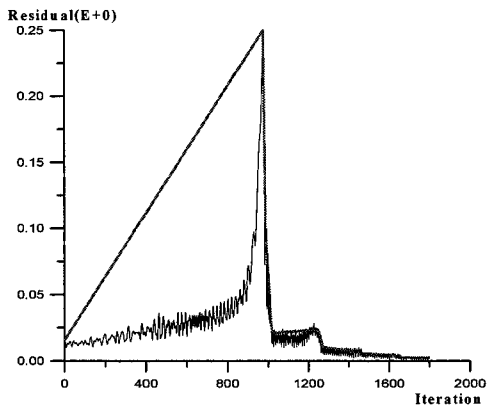


그림 3.3.22 Link 모델의 안정화 이행과정

(다) 공기막구조의 안정화 이행과정

본 해석 예는 CST요소로 이루어진 공기막의 안정화 이행과정에 관한 해석 예이다.

공기막은 내부 공기압에 의해 막요소의 면내 인장력을 발생시키고, 이 면내력으로 외부하중에 저항하는 구조시스템으로, 과대한 외부하중이 작용하였을 때 막요소의 면내 인장력이 사라지고 압축력이 발생하는(wrinkling) 불안정구조물이다.

공기막의 안정화 이행과정해석을 통하여 공기막의 최종형상 및 막요소의 면내 인장력을 결정하였다. 공기막의 안정화 이행과정해석에서는 외부하중으로 막요소의 자중($150N/m^2$)만을 고려하였고, 540개의 모든 막요소에 인장력이 발생할 때 안정화 되었다고 판단하였다.

그림 3.3.23은 각기 다른 내압에 따른 최종형상을 나타낸 것으로, 30 $mmAq$의 내압에 이르러 그림 3.3.26에서 나타내고 있는 것과 같이 모든 막요소에 인장력이 발생하게 되었다.

그림 3.3.24~3.3.26은 30 $mmAq$의 내압에 대한 해석결과로서, 그림 3.3.24는 안정화 이행과정을 통해 불평형력이 0에 수렴하는 과정을 나타낸 것이고, 그림 3.3.25는 반복회수에 따른 동적에너지의 변화를 나타낸 것이며, 그림 3.2.26은 인장력을 나타내는 막요소의 수를 반복회수에 대해 나타낸 것으로, 인장조건(tensile condition)이란 540개 모든 막요소의 응력이 인장력 상태임을 말한다. 그림 3.3.24~3.3.26을 통하여 800-반복스텝 정도에서 구조물의 불평형력이 수렴하여 안정된 상태를 찾게 됨을 알 수 있다.

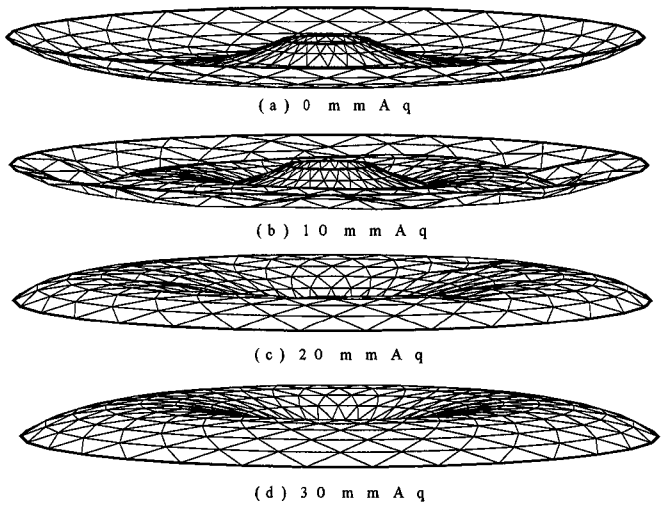


그림 3.3.23 공기막구조의 안정화 이행과정

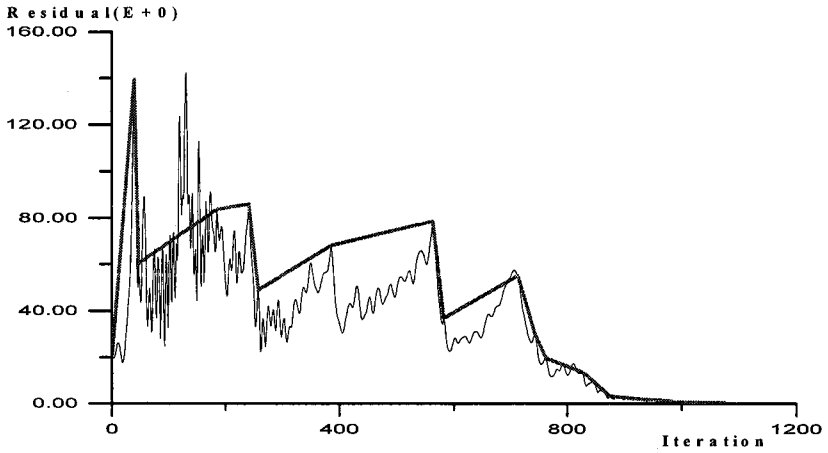


그림 3.3.24 30$mmAq$ 내압일 경우의 수렴과정

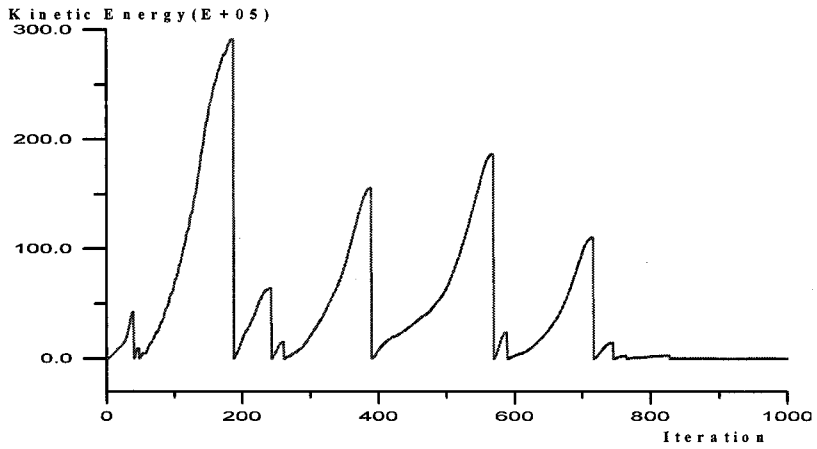


그림 3.3.25 30$mmAq$ 내압일 경우의 동적에너지 변화

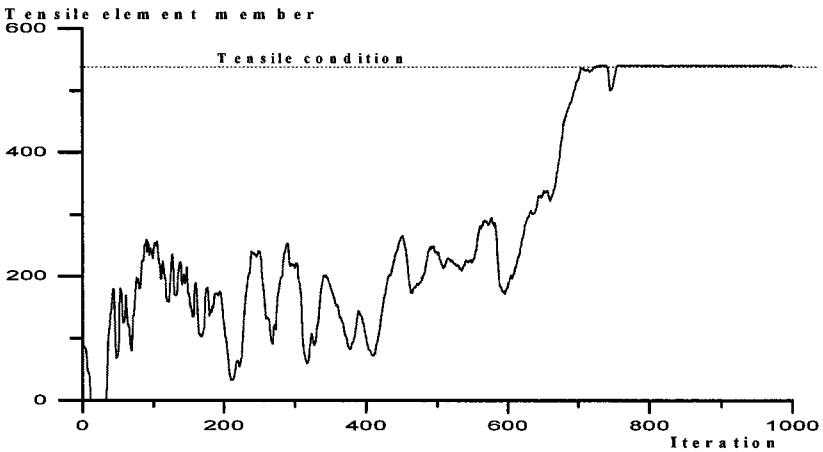


그림 3.3.26 내압일 경우의 인장요소수의 변화

(라) 케이블돔의 안정화 이행과정

케이블돔은 케이블, 스트럿, 막요소에 의해 이루어지며, 초기에는 불안정하지만 케이블에 장력을 도입함에 따라 전체 구조시스템이 불안정에서 안정화되어 구조적 특성을 발휘하는 하이브리드구조시스템이다. 케이블돔은 최소한의 압축부재(스트럿)와 케이블요소의 연속적 결합에 의해 닫힌 형태를 이루기 때문에 단위구조의 반복에 의해 전체 구조시스템을 이루는 텐세그리티구조와 구별되며, 인장부재만으로 구조물을 이루는 케이블네트나 막구조와 구별된다. 케이블돔은 안정화 이행과정해석을 통하여 모든 케이블 부재에 적절한 초기장력상태를 결정해줌으로써, 외부하중에 의해 케이블과 막요소에 압축응력이 발생하는 불안정현상을 극복해야만 하는 안정화 해석과정이 필요하다.

케이블요소와 막요소는 기하학적 비선형성을 나타내며, 휨강성이 없기 때문에 구조물의 강성확보를 위해서 초기장력을 증가시켜 주어야 하지만, 과대한 초기장력은 압축부재에 과대한 압축력을 발생시키며, 케이블요소의 단면적의 증가를 가져오기 때문에 비경제적일 수 있다.

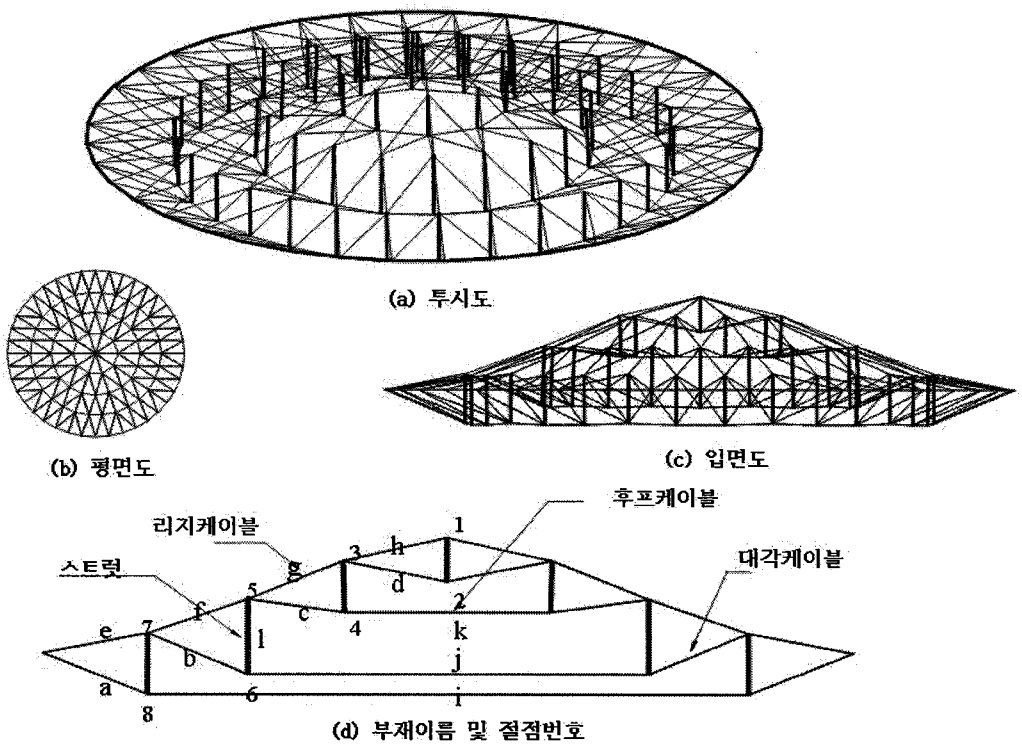


그림 3.3.27 케이블돔의 형상 및 부재, 절점기호

그림 3.3.27은 케이블돔이 완성되었을 때의 최종형상 및 부재이름을 나타내고

있다. 본 연구에서는 그림 3.3.27과 같은 케이블돔의 최종형상 및 각 케이블의 장력발생을 위해 그림 3.3.28과 같은 초기형상을 만들고 대각케이블 a, b, c, d에 각각 300kN, 40kN, 50kN, 23kN의 초기장력을 도입하였다. 따라서 표 3.3.2와 같이 스트럿, 리지케이블, 후프케이블의 초기길이 및 제원에 따라 케이블돔의 최종형상이 결정되고, 대각케이블에 도입되는 초기장력의 크기에 따라 전체 구조물에 발생되는 내력의 크기가 결정된다.

표 3.3.2 부재제원

(단위:mm)

Post	l	Φ190.7×5.3
diagonal cable	a	(7×19)Φ47.5×1
	b	(7×19)Φ47.5×1
	c	(7×19)Φ47.5×1
	d	(7×19)Φ47.5×1
ridge cable	e	(1×61)Φ45.0×1
	f	(1×61)Φ45.0×1
	g	(1×61)Φ45.0×1
	h	(1×61)Φ45.0×1
hoop cable	i	(1×61)Φ45.0×4
	j	(1×61)Φ45.0×3
	k	(1×61)Φ45.0×3

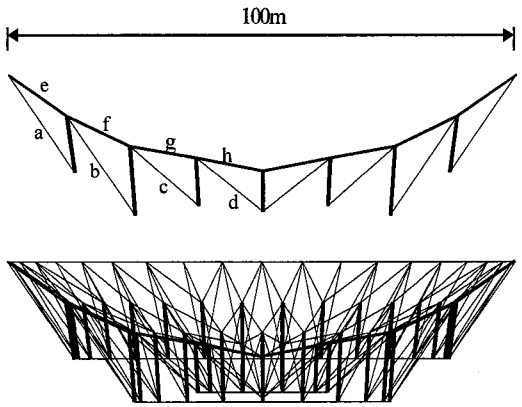


그림 3.3.28 케이블돔의 초기 해석모델 형상

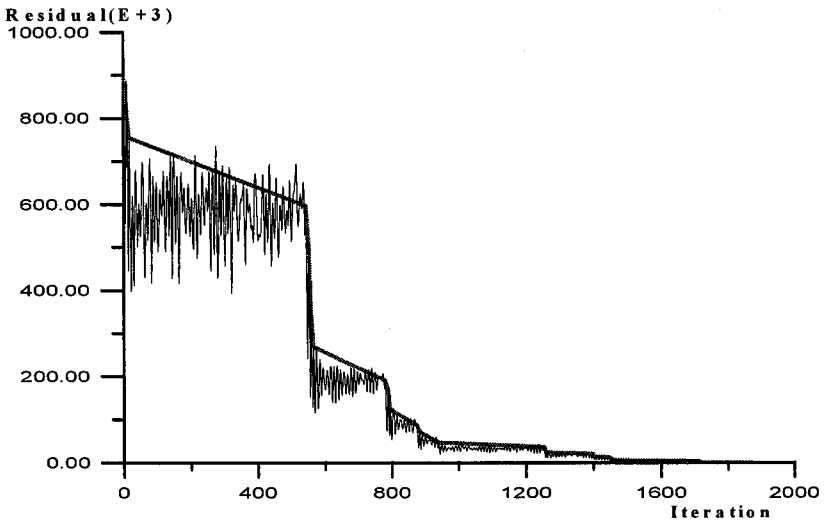


그림 3.3.29 케이블돔의 안정화이행에 따른 수렴과정

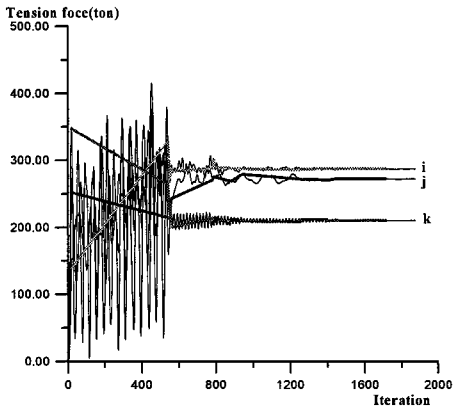


그림 3.3.30 후프케이블의 장력결정과정

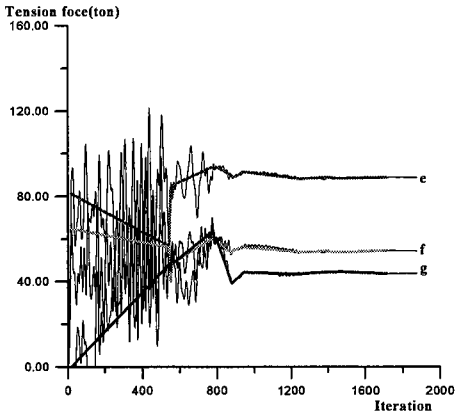


그림 3.3.31 리지케이블의 장력결정과정

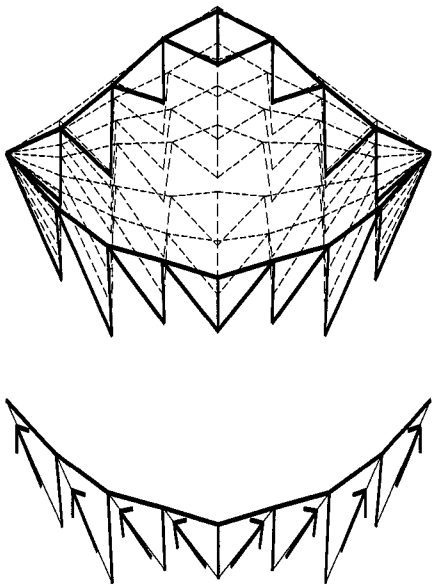


그림 3.3.32 케이블돔의 형상결정과정

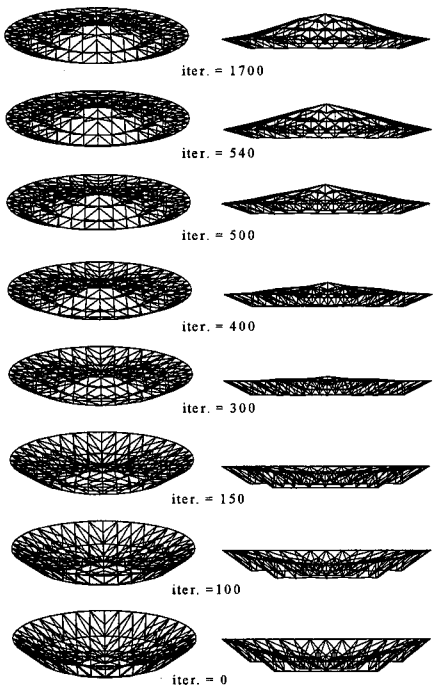


그림 3.3.33 케이블돔의 안정화 이행과정

그림 3.3.29는 케이블돔이 안정화 이행과정을 통해 불평형력이 제거되는 과정을 나타낸 것이고, 그림 3.3.30과 그림 3.3.31은 대각케이블에 도입된 초기장력에 따라 안정화 이행과정을 통해 후프케이블과 리지케이블의 장력이 결정되는 과정을 나타내는 것이다. 그림 3.3.30과 그림 3.3.31의 e, f, g, i, j, k, 는 그림 3.3.30의 후프케이블과 리지케이블의 부재기호이다.

그림 3.3.32, 그림 3.3.33은 그림 3.3.29의 수렴과정을 통해 케이블돔의 형상이 결정되는 과정 및 안정화 이행과정을 몇 단계에 걸쳐 나타낸 것이다.

(5) 결 론

불안정구조물의 안정화 이행과정을 동적이완법을 이용하여 해석하였다. 불안정구조물이란 자체적으로 외력에 저항할 수 없는 구조물로써 인위적인 초기내력 도입을 통해 부재내의 인장력으로 구조적 저항성능을 발휘할 수 있는 구조물을 말한다.

본 연구에서 동적이완법을 이용하여 여러 가지 해석모델의 형상탐색 및 안정화 이행과정해석을 수행한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

동적이완법은 구조물의 접선강성매트릭스를 만들지 않고 에너지이론을 통해 구조물의 평형상태를 찾기 때문에 해석시간 및 컴퓨터 기억용량을 줄일 수 있게 된다. 또한 극한점에서 발생하는 매트릭스의 불안정현상을 극복할 수 있기 때문에, 불안정 이후의 안정상태를 찾아가는데 효과적으로 적용될 수 있다.

동적이완법을 이용하여 여러 가지 불안정구조물의 형상해석 및 안정화 이행과정해석을 수행한 결과 동적이완법을 통해 구조물의 불안정상태에서 안정상태로 이행하는 과정을 효과적으로 해석할 수 있었고, 위의 해석과정을 통한 안정화 이후 구조물의 모든 부재에 인장력이 발생하였음을 알 수 있었다.

동적이완법을 이용한 현수막구조의 형상탐색결과가 이론해와 거의 일치하고 있음을 확인함으로써 본 해석법이 막구조의 해석기법으로 효과적으로 적용가능함을 알 수 있었다.

일반역행렬을 이용해 구조물의 강체변위를 추적하여 안정화 이행과정을 해석한 항가이의 Link모델의 경우, 본 해석결과와 거의 일치하였다. 그러나 항가이(Hangai, 1989)는 강체변위에 의해 안정화 이행과정을 해석하였기 때문에 본 연구의 동적이완법을 통하여 강체변위를 해석하기 위해서 비교적 많은 수의 반복계산이 필요하였다.

초기 공기막모델에 각기 다른 공기압을 도입하여 안정화 이행과정을 해석하였다. 공기막의 안정화 이행과정은 도입되는 공기압 및 외부하중의 크기와 초기 공기막의 형상에 따라 크게 영향을 받았으며, 동적이완법을 이용하여 공기막의 안정된 최종형상 및 막요소의 내력을 효율적으로 해석할 수 있었다.

케이블돔은 여러가지 구조요소로 이루어졌기 때문에 그 구조적 거동이 복잡한 구조물이다. 동적이완법을 이용한 본 연구의 안정화 이행과정해석기법을 이용해 케이블돔의 각 구조요소의 초기장력을 결정할 수 있었다.

3. 초기 형상 탐색과 재단도 해석

(1) 인장구조물의 초기형상 해석

(가) 해석 방법

막구조는 스포츠용 경기장, 대규모 집회시설, 문화시설 등 대공간 지붕구조로 적당한 구조시스템으로, 막구조를 설계하기 위해서는 초기평형상태를 결정하는 과정이 필수적이다. 막구조의 초기평형상태를 결정하는 방법으로 등장력곡면이 사용되며, 등장력곡면과 최소곡면은 같은 방법에 의해 유도된다. 등장력곡면은 막표면 전체에 일정한 막응력이 작용하는 상태의 곡면을 말하며, 막의 형상해석은 등장력곡면을 찾는 과정이라고 볼 수 있다. 등장력곡면은 막요소에 등장력이 작용하는 상태이므로 전단력은 발생하지 않으며, 따라서 τ_{xy}가 0인 상태에서, $\sigma_x \sigma_y$에 동일한 크기의 인장력 N_0를 부여하고, 초기 막응력에 의한 기하강성매트릭스를 만들게 된다. 초기 형상탐색 단계는 기하 강성매트릭스만을 고려한 해석의 단계이며 초기 등장력 N_0에 의해 막형상이 평형상태가 될 때까지 반복계산을 수행한다. 탄성 강성매트릭스를 고려하지 않는다는 의미는 재료상수E, ν 와 독립된 수치해석을 의미하며, 따라서 반복수치해석의 단계에서 수행하는 내부응력의 수정과정이 없게 되어 초기장력 N_0를 일정하게 유지하게 된다.

막구조물의 형태에 따라 등장력곡면을 만들 수 없게 되는데, 이때에는 절점자유도가 같은 케이블에 의해 보강해준다. 케이블보강에 의해 막구조물의 등장력곡면 해석을 수행하게 되면, 케이블의 초기장력과 강성에 의해 막구조의 불안정성을 제어할 수 있게 된다.

동적이완법과 뉴튼-랩슨법에 의한 등장력곡면 형상탐색과정을 통해 동적이완법의 수치해석상 특징 및 등장력곡면의 형태적 특성을 검토한다. 본 수치해석예에서는 막요소로 이루어진 초기해석모델을 만들고, 초기장력이 유지되기 위해서 0에 가까운 탄성계수에 의한 비선형 수치해석을 수행하였다. 일반적으로 평면응력요소로 이루어진 막요소의 불평형력을 해소시키기 위해서는 많은 반복계산을 수행해야 하며, 그에 따라 계산시간도 증가한다. 따라서 막구조물을 해석하기 위해서는 보다 발전된 해석기법을 개발해야 하는 과제를 안고 있다. 대표적 비선형 수치해석기법인 뉴튼-랩슨법은 우수한 수렴성을 나타내고 있으나, 강성매트릭스의 역행렬을 계산하는 과정에서 비교적 많은 시간과 기억용량이 필요하

고 구조물이 불안정해지면 계산할 수 없게 된다. 비선형 수치해석기법인 동적이완법은 인장구조의 해석기법으로 자주 사용되는 해석알고리즘으로, 동적평형방정식에 의해 동적감쇠(kinetic damping)작용으로 평형상태를 찾게 되는데, 이러한 과정이 벡터연산에 의해 수행되기 때문에 강성매트릭스의 역행렬의 계산과정이 필요 없게 된다. 탄성계수를 0으로 하였을 때, 동적이완법과 뉴튼-랩슨법에 의한 등장력곡면 형상탐색과정을 통해, 동적이완법의 수치해석상의 특징 및 등장력 곡면의 형태적 특성을 검토한다.

(나) 해석 결과

비선형 수치해석기법인 동적이완법을 사용하여, 막구조물의 초기형상을 결정하는 수치해석 예에서는 초기형상으로 막 전체에 균일한 초기장력이 작용하는 등장력 곡면을 사용하였다. 초기장력이 작용하는 막은 초기장력에 의해 매우 민감한 구조물로서 기하학적 비선형성을 나타낸다. 이러한 막의 비선형성을 동적이완법을 사용하여 안정적으로 제어할 수 있었다. 잘 알려져 있는 바와 같이 뉴튼-랩슨법은 강성매트릭스의 역행렬을 계산하여 변위를 구하게 된다. 구조물의 자유도가 커질 경우 계산이 복잡해지고, 그 만큼 수렴을 위한 수치해석 시간이 길어져 비효율적인 수치해석법이다. 따라서 대단히 많은 반복계산이 요구되는 막구조의 형상해석에서는 이러한 문제가 더욱 심각해진다. 본 연구의 수치해석 예에서 알 수 있듯이, 막구조의 등장력 곡면을 찾는 과정 중 초기 해석모델의 mesh 분할상태에 따라 수렴성의 차이를 보였고, 등장력 곡면을 찾을 수 있는 형상과 찾을 수 없는 형상이 있음을 알 수 있었다.

막요소를 케이블요소로 대체하여 막구조의 초기형상을 찾는 형상해석 예에서는, 본 연구에서 제안한 내력밀도법의 적용성을 검증할 수 있었고, 내력밀도에 따라 다양한 막구조물의 초기형상을 얻을 수 있었으며, 비선형 해석법에 비해 상대적으로 적은 노력을 통하여 효과적으로 막구조의 초기형상을 결정할 수 있었다. 따라서 막구조와 같이 매끄러운 곡면형상이 요구되는 구조물에서는 본 연구에서 제시한 수치해석인 동적이완법 및 내력밀도법을 이용하여 막구조물의 초기형상을 결정하면, 아름다운 곡면형상을 얻을 수 있었고, 형상해석 결과를 이용하여 재단도를 결정하면, 효과적으로 막구조물을 설계할 수 있을 것으로 사료된다.

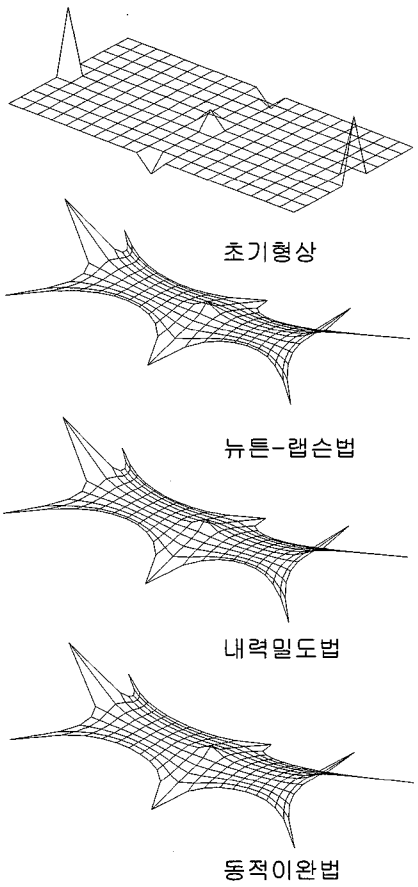


그림 3.3.34 다양한 해석방법에 의한 형상해석

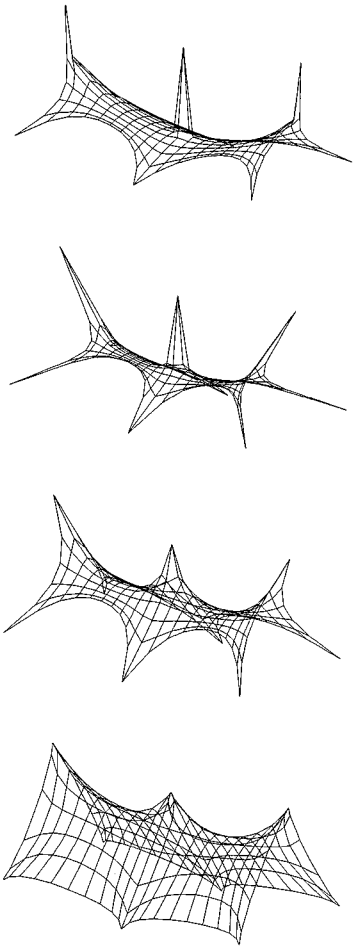


그림 3.3.35 밀도에 따른 형상해석

아래 그림 3.3.36은 부산 돔의 지붕구조시스템의 형상이다. 부산 돔의 지붕구조는 케이블-트러스 복합구조의 케이블 돔의 구조시스템을 택하고 있다. 아래그림에서와 같이, 수직부재는 트러스로 되어있고, 수직부재를 연결하는 케이블이 트러스를 지탱하여 구조적 안정성을 유지하고 있다.

부산 돔의 형상은 아래 그림 3.3.36과 같다. 부산 돔에서는 8분할하여 구조물의 형상을 이루고 있다. 아래 그림과 같이 중앙부를 없애고, 중앙부를 다른 구조체로 대체하면 개폐식 돔으로 구조시스템을 이룰 수 있다.

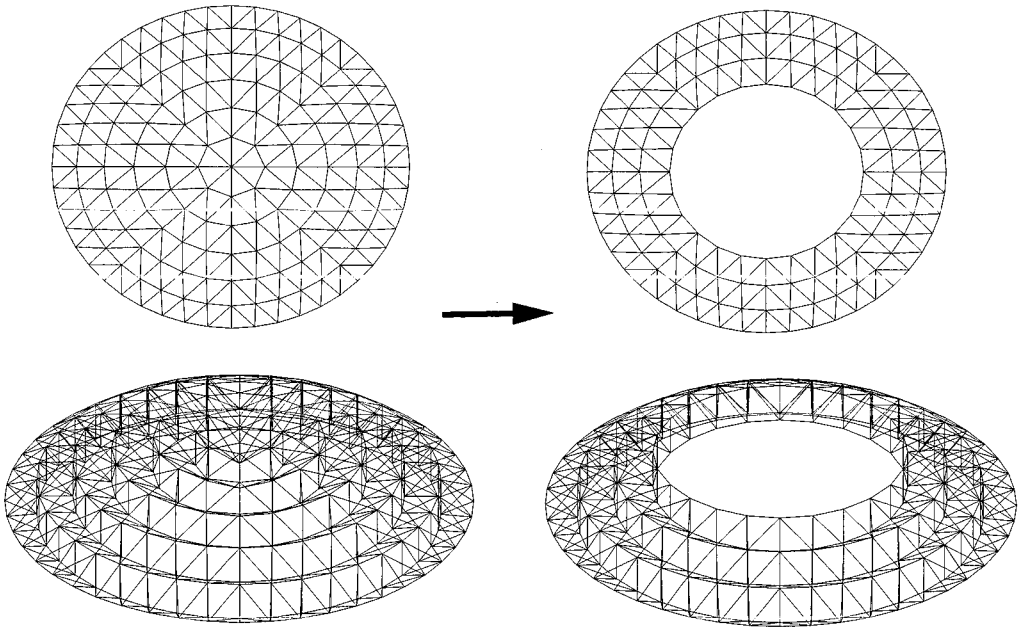


그림 3.3.36 부산 돔의 형상생성과정

(2) 케이블 돔의 형상생성

그림 3.3.37은 최초의 케이블 돔인 서울올림픽 체조경기장의 시공과정을 보여준다. 케이블 돔은 D. Geiger가 서울올림픽체조경기장에서 최초로 제안한 구조형식으로 미국의 Sun Coast Dome, Goegia Dome, 일본의 Amagi Dome은 이후 만들어진 케이블 돔이다. 케이블 돔은 그 구조 형식상 압축부재인 포스트와 인장부재인 케이블이 조화롭게 연결된 일종의 텐세그리티 구조시스템의 한 종류라고 볼 수 있으며, 자중이 가벼운 케이블과 포스트로 되어있기 때문에 closed system 장스팬구조물로 적당한 구조시스템이다.

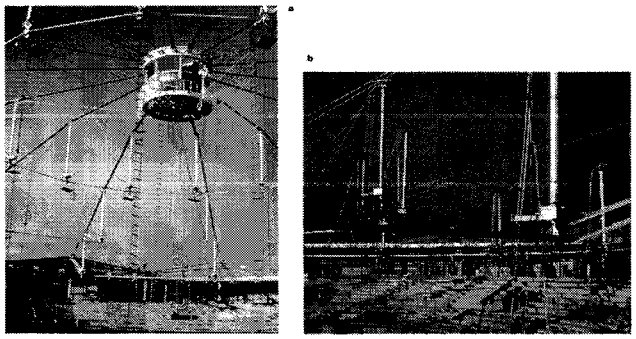
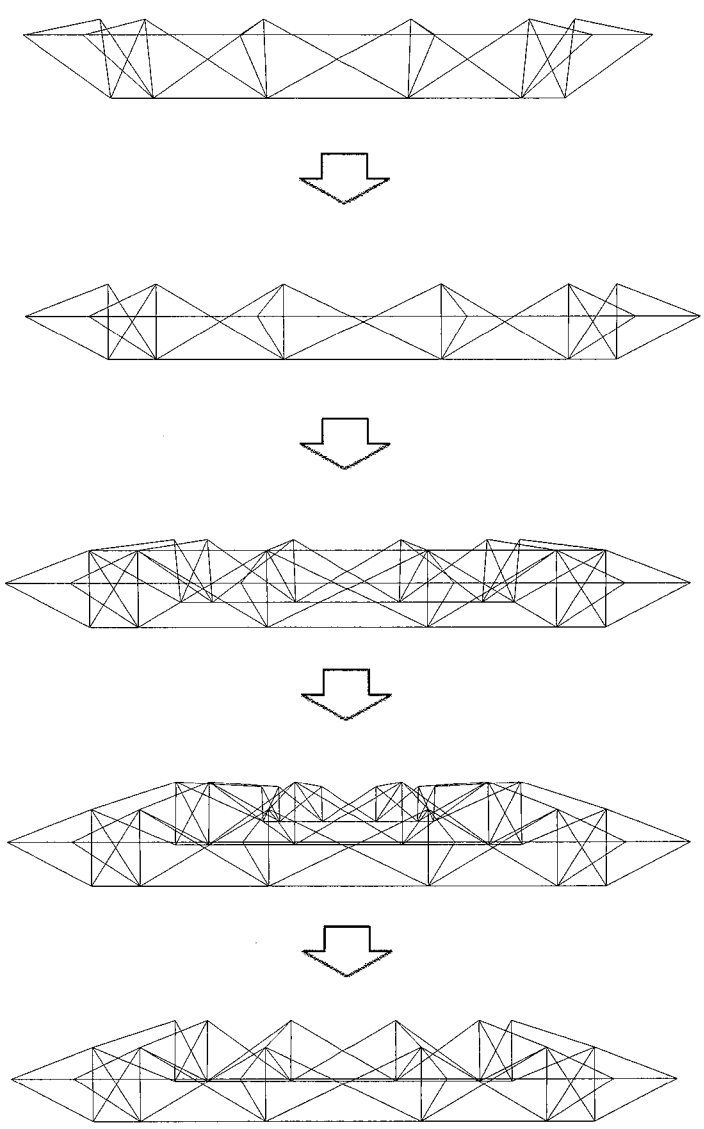


그림 3.3.37 서울올림픽 체조경기장

이러한 케이블 돔은 인장부재인 케이블에는 항상 인장력만이 작용하도록 시공 중에 초기장력을 도입하여야하며, 케이블 돔의 초기장력의 도입과정을 다음과 같은 과정에 의해 도시할 수 있다. 케이블 돔의 초기장력 결정문제는 케이블 돔에서 가장 핵심적인 사항으로, 초기장력의 도입으로 케이블 돔에 구조적 안정성을 부여할 수 있다.



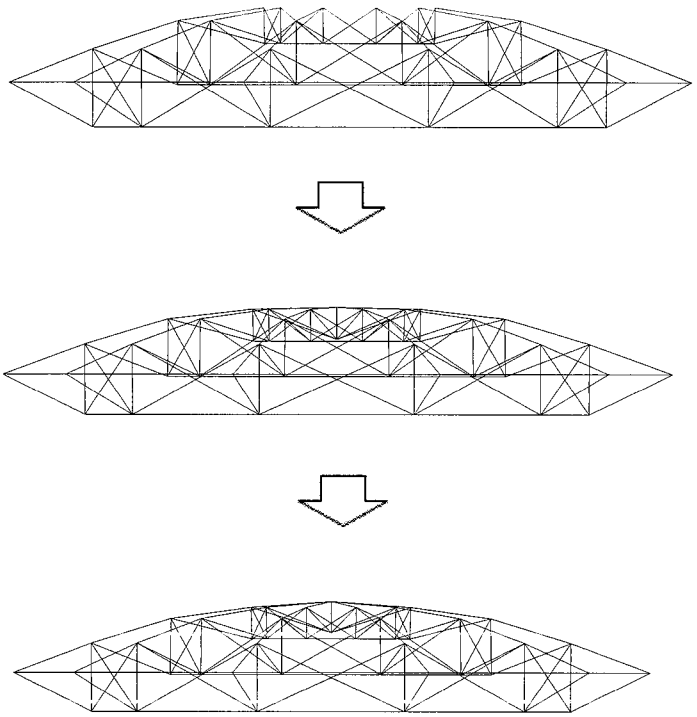


그림 3.3.38 케이블돔의 장력도입과정과 형상결정과정

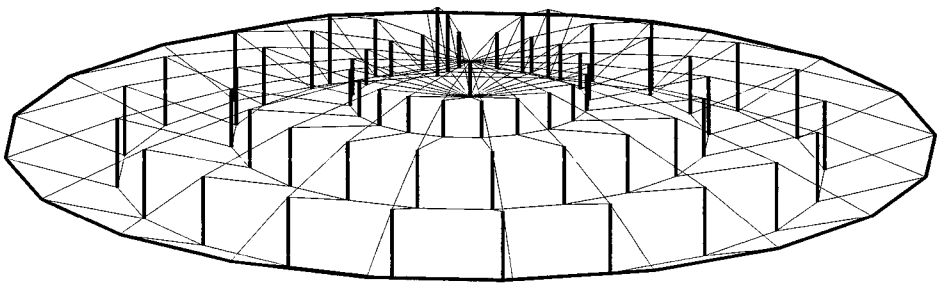


그림 3.3.39 케이블 돔의 형상

(3) 텐세그리티(Tensegrity)

"tensile integrity"의 합성어인 텐세그리티는 R. Buckminster Fuller에 의해 만들어진 용어이다. 텐세그리티 구조시스템은 힘의 흐름을 인장력으로 자연스럽게 흐르도록 하기 위한 구조적 대안이다. 따라서 압축부재는 연속적인 인장케이블에 의해 다음 압축부재와 연결된다. 텐세그리티는 압축부재끼리의 연결을 가능한 줄

이면서, 이러한 연결흐름을 인장케이블에 의해 실현시키려는 목적을 가지고 있다. 따라서 인장케이블에 압축력이 발생하는 불안정상태를 방지하기 위한 구조적 메커니즘이 선행되어야 한다.

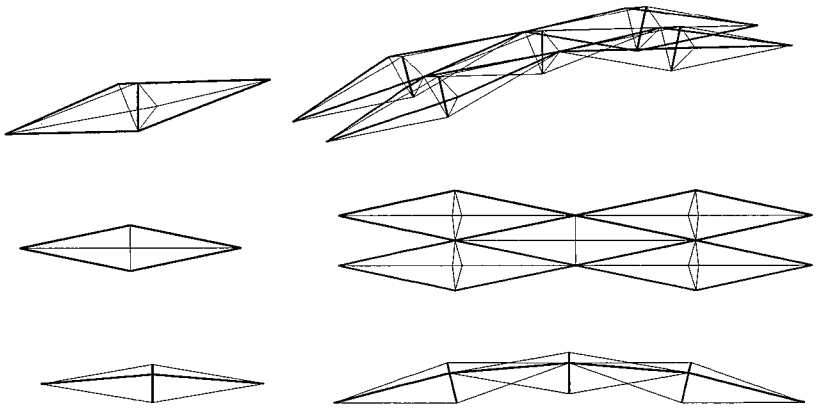


그림 3.3.40 단위 텐세그리티

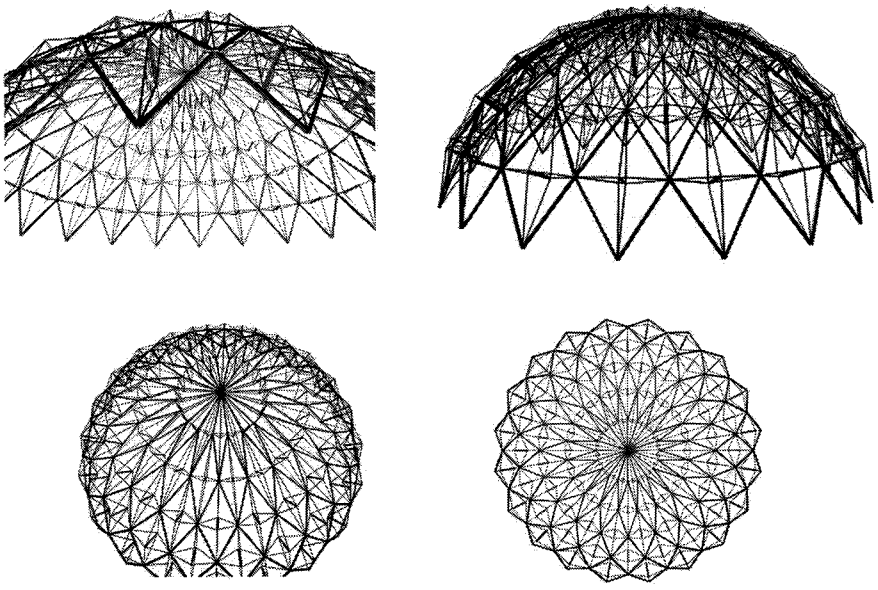


그림 3.3.41 텐세그리티 돔의 이미지

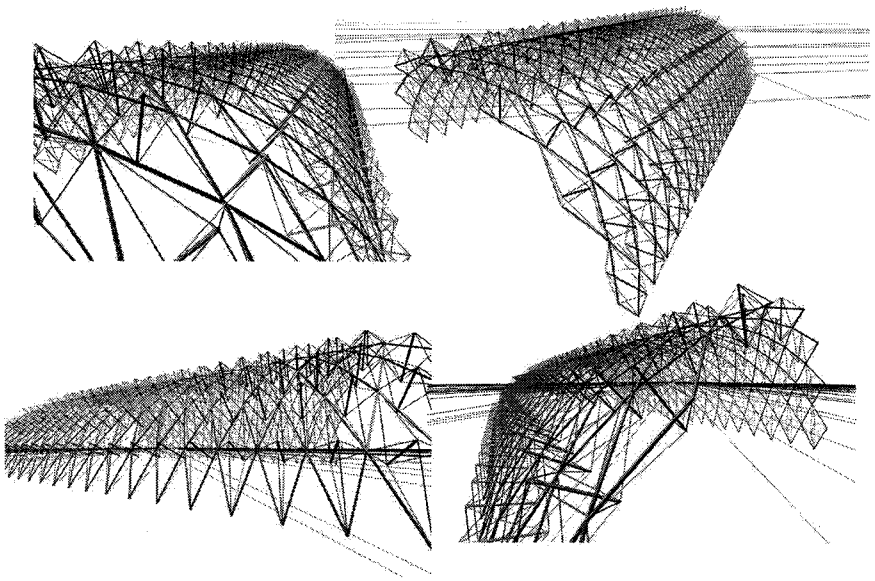


그림 3.3.42 텐세그리티 볼트의 이미지

(4) 재단도 해석 알고리즘

막구조는 얇은 막으로 이루어진 3차원 구조물이다. 3차원공간상의 형상을 평면형상인 재단도로 구현하기 위해서는 평면상으로 3차원형상을 정확히 투영시키는 과정이 필수적이며, 평면상에서 재단한 막의 조각(strip)을 공간상에서 결합(welding)하기 위해서는 결합선두께(welding line width)를 미리 재단도상에서 구현시켜야 하고, 신장율을 고려한 막조각의 축소를 고려해야만 한다. 그리고 롤(roll)가공 시 재료의 최소 낭비를 위해서는 막요소가 최소폭(minimum strip width)이 될 때까지 막요소를 회전시켜주어야 하는 과정이 요구된다.

(가) 평면투영(projection to plan)

전체 막구조형태를 구성하는 요소는 몇 개의 막요소로 이루어진 여러개의 막조각(strip)으로 나누어 생각할 수 있다. 재단도 결정과정은 막형상을 이루는 막조각을 결정하고, 막조각의 재단도를 결정하는 과정을 말한다. 따라서 실제 막구조물 형상에 대한 정확한 평면형상을 결정해 주어야 한다. 아래 그림 3.3.43은 3차원 막초기형상의 막조각을 뽑아내고, 뽑아낸 막조각을 평면으로 투영시키는 과정을 보이고 있다.

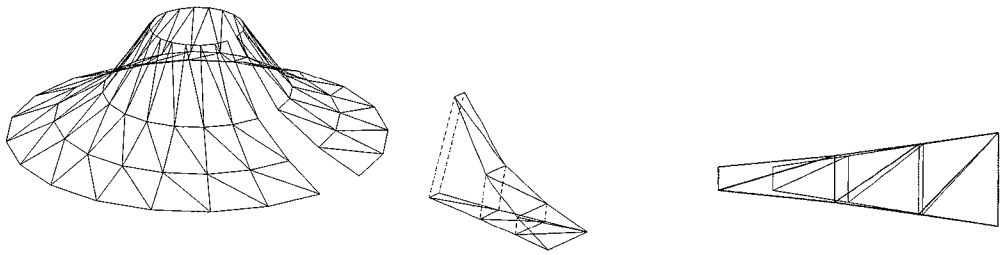


그림 3.3.43 3차원 형상과 평면투영

막조각의 수정

막구조는 초기장력에 의해 초기형상이 결정된다. 따라서 재단도 결정 시 초기장력의 영향을 고려해주어야 하는데, 케이블에 초기장력이 가해진 상태에서 조립 되도록 하기 위해 케이블부재를 원래 길이보다 작게 해주는 것과 같이, 막조각을 본래형상보다 적당한 정도로 작게 만들어 막표면에 초기장력을 주는 과정을 신장율고려(compensation)이라 한다. 평면에 투영시킨 막조각의 시작, 중간, 끝점을 신장율(compensation factor)에 의해 정정해주어야 하는데 일반적으로 횡방향(warp-direction)에 대해서는 1%, 종방향(fill-direction)방향에 대해서는 2% 정도로 막조각의 외각선을 축소시킨다. 그런후에 이웃한 막조각간의 결합선두께(welding ling width)와 경계부분의 정착선두께(folding line width)만큼 막조각 외각선을 후퇴(offset)시킨다.

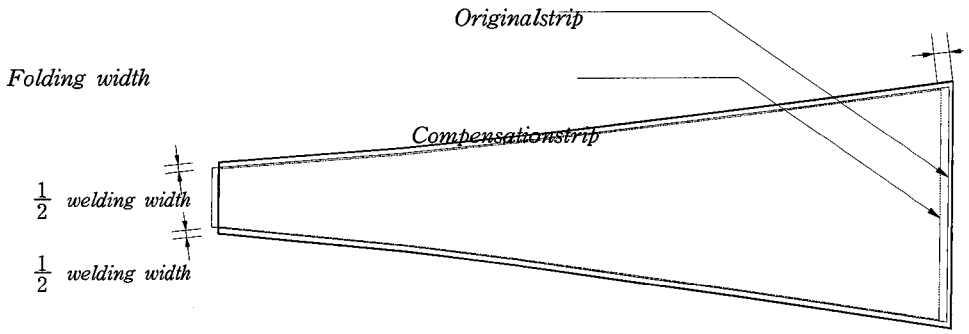


그림 3.3.44 막요소의 수정

막요소의 회전

롤가공시 막재료의 낭비를 최소화하기 위해서 재단도폭이 최소(minimum width)가 될 때까지 막조각을 회전시키는 과정이 필요하다. 아래 그림 3.3.45는 그림 3.3.44의 막조각을 회전시키는 과정을 보이고 있다.

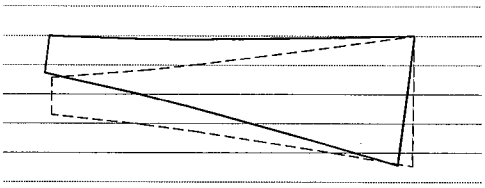


그림 3.3.45 막요소의 회전

(나) 언폴딩 기법 - 측지선기법

언폴딩 기법은 막의 3차원 세부 평면요소를 평행이동과 회전이동을 이용해 2차원 평면에 투영시키는 방법이다.

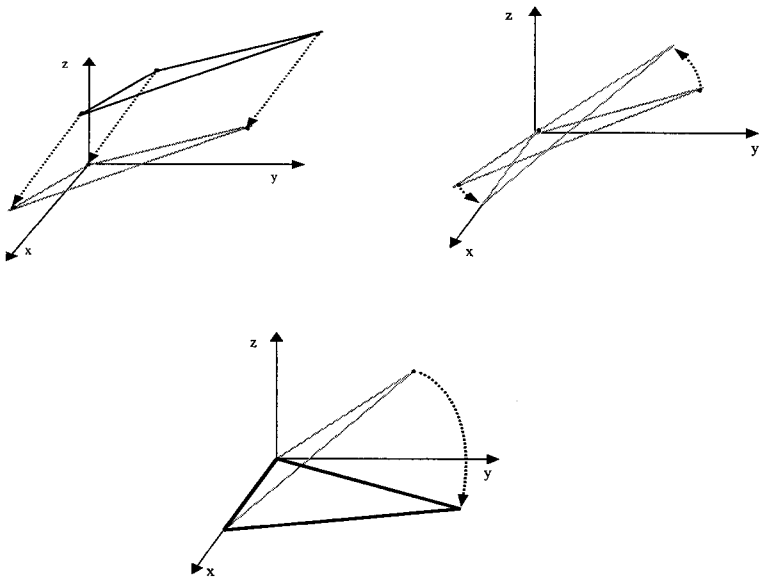


그림 3.3.46 언폴딩 기법의 단계적 과정

초기 메시선은 막구조물의 형상해석 시간에 밀접한 관계가 있으므로 재단선의 방향을 고려하여 일정한 순서에 따라 생성한다. 최종 메시선에 대한 시각화는 막구조물의 전체적인 균형을 검토하기 위한 단계로서 편리한 수단이 된다. 일반적으로 목적형상이 결정된 후로는 형상해석을 하지 않는 반면 측지선 알고리즘은 초기의 측지선이 생성된 후 부재 절점의 좌표를 이용하여 반복하여 형상을 해석하게 된다. 이러한 차이점에 따라 측지선 알고리즘을 통해 재단도를 얻는 데 걸리는 시간은 기존의 방법보다 오래 걸리고 있다. 그러나 이러한 단점은 기계의 성능향상이 계속됨에 따라 점차로 줄어들고 있다. 재단선 폭의 결정에 있어서는 설계자의 의도와 기계재단 성능에 맞추어 정하도록 한다. 측지선 알고리즘을 이

용한 재단도 해석을 수행하고 한 패치의 재단선 곡률 및 면적을 구해 다른 유형의 재단도 해석기법 결과와 비교 검토한다. 두 모델 모두 케이블요소를 사용하였고 형상해석을 위한 수치해석 기법으로는 각각 뉴튼-랩슨법과 내력밀도법을 이용하였다. 그림 3.3.47은 해석 모델의 초기 메시형상을 보여주고 있다.

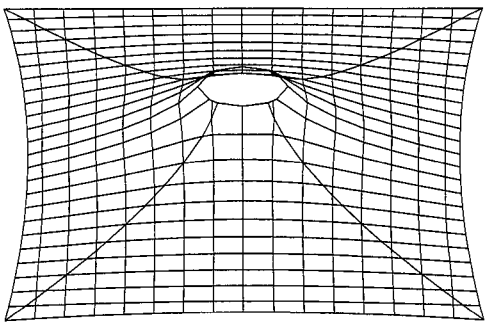


그림 3.3.47 해석모델의 초기메시형상

측지선 곡률

곡률은 추출된 패치의 각 스트립에 대해 상단 및 하단선으로 나누어 계산하였다. 그림 3.3.48은 측지선 재단도의 패치A에 대한 스트립 번호와 3번 스트립의 세부 절점번호를 보여주고 있다. 상단선 곡률은 1번, 3번, 5번 절점좌표를 이용해 구했으며 하단선 곡률은 6번, 9번, 12번 절점좌표를 이용해 구하였다. 3번 이외의 스트립에 대한 곡률도 같은 방법을 통해 구하였다.

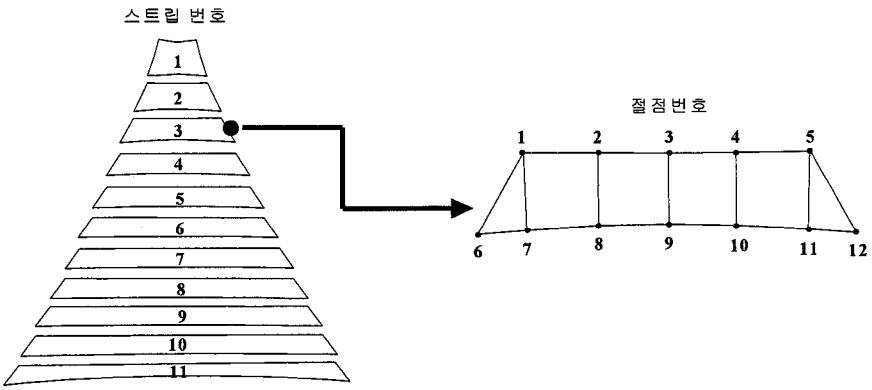


그림 3.3.48 패치A의 측지선 재단도와 3번 스트립의 절점번호

평단면선 곡률

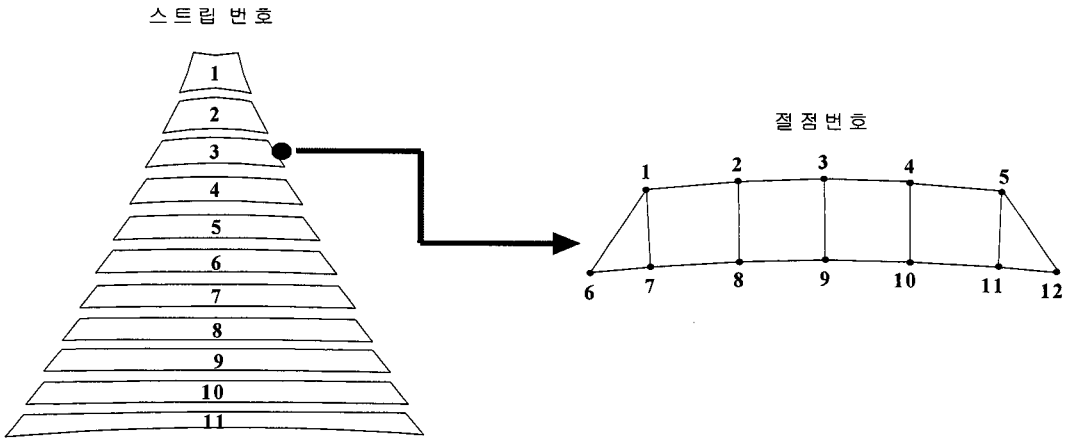


그림 3.3.49 패치A의 평단면선 재단도와 3번 스트립의 절점번호

곡률 비교

그림 3.3.50에서 2번과 11번사이의 모든 스트립에 대하여 상단선과 하단선 곡률을 구하여 비교하였다.

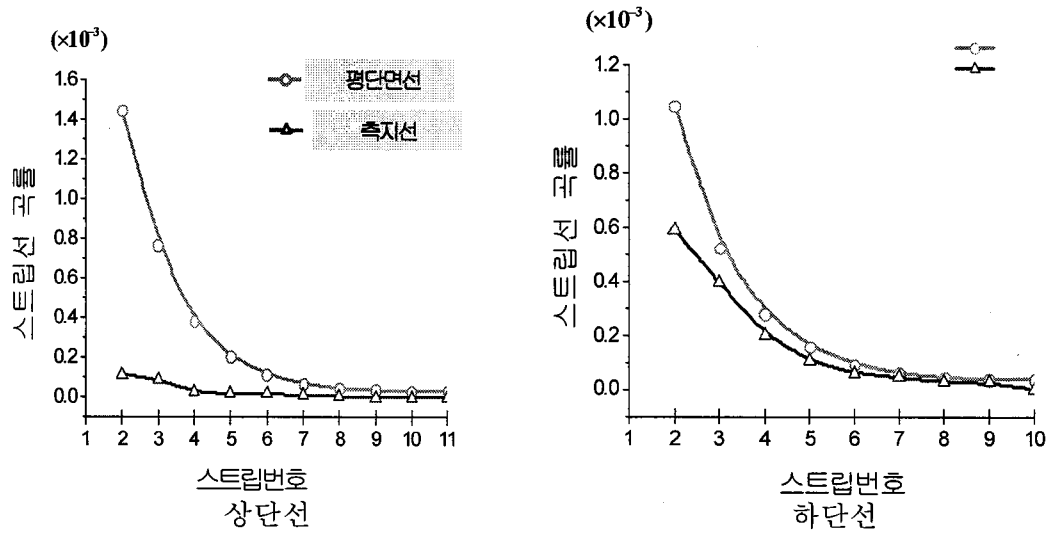
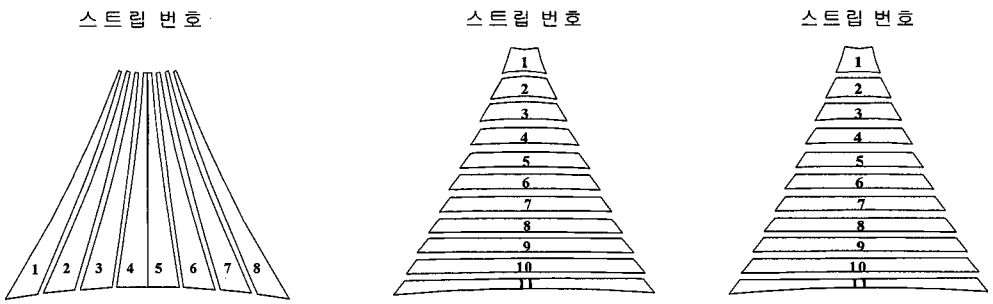


그림 3.3.50 곡률비교

목적형상에서 곡률이 큰 스트립선은 측지선 알고리즘을 통해 그 곡률을 크게 줄일 수 있음을 알 수 있다. 또한 7번 이상의 스트립에 대해서는 그 차이가 상대적으로 크지 않은 것으로 보아 평단면에 의한 재단 스트립선의 곡률값이 큰 스트립일수록 측지선 알고리즘의 효과가 큼을 알 수 있다.

면적 측정 및 비교

면적은 그림 3.3.51의 세 종류 재단도에 대해 측정하였다. 그림 3.3.52에서 막 재료의 면적은 재단 스트립의 형상을 포함하는 최소 직사각형으로 가정하여 산정하였고 스트립의 면적은 각 절점이 직선으로 연결되었음을 이용하여 분할 면적의 합으로 산정하였다.



(a) 앵글러선 재단도 (유형 1)　(b) 평단면선 재단도 (유형 2)　(c) 측지선 재단도 (유형 3)

그림 3.3.51 모델에 대한 재단도 유형

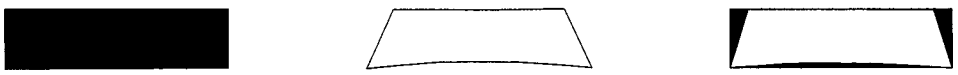


그림 3.3.52 면적 측정

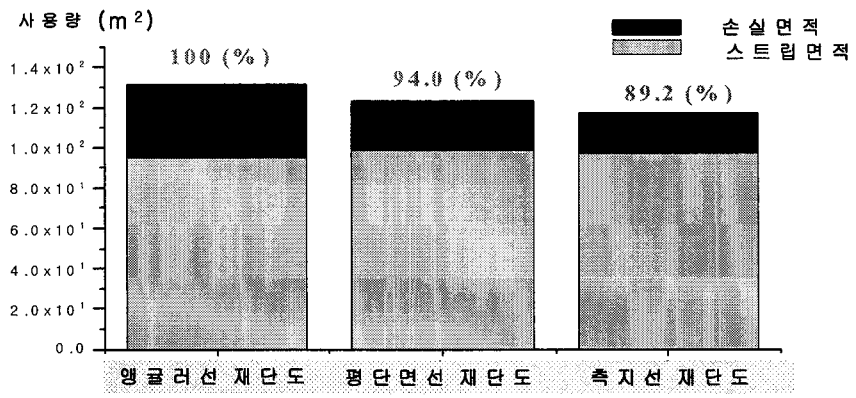


그림 3.3.53 모델의 유형별 면적

면적 비교를 볼 때 유형 1인 경우의 곡면이 세가지 유형 중 가장 작은 곡면적을 갖는 것을 알 수 있다. 측지선 재단유형의 곡면적은 유형 1의 곡면적보다는 크지만 손실면적으로는 세 유형 중 가장 작게 나타났다. 즉 막의 최소 곡면형상에 가장 가까운 형태는 유형 1의 형태임을 알 수 있다. 그림 3.3.53에서 막대그래프 위의 숫자는 유형 1의 전체 막재료 사용량을 100으로 보았을 때의 비율을 나타낸다.

4. 유체-구조물의 상호작용 알고리즘을 적용한 막구조물의 해석

(1) 서 론

막구조물은 가볍고 유연한 구조시스템으로 대변형 거동을 할 뿐 아니라 강성이 작아 바람이나 지진 등의 동적하중에 민감하여 진동 발생이 쉽다는 구조적 특성이 있다. 구조물에 영향을 미치는 동적하중으로는 지진하중과 풍하중 등이 있으며 막구조물에 치명적인 영향을 주는 동적하중은 풍하중이다. 구조물과 바람의 거동이 서로 영향을 주고받으며 특히 막구조물과 같이 강성이 작은 구조물의 경우 그 정도는 더욱 밀접하다. 이러한 현상을 고려하여 해석하는 방법이 유체-구조물의 상호작용해석이다. 기존의 전산유체역학(CFD)은 바람에 의한 구조물의 변위를 고려하지 않고 유체를 해석하였다. 실제로 막구조물에서는 대변형과 초고층 건물에서 횡변위가 두드러지게 나타나지만 이러한 거동이 일어나지 않는다고 가정하였기 때문에 실거동과 풍하중의 영향이 해석과 차이가 발생한다. 그러나 유체-구조물 상호작용 해석은 구조물의 특성을 해석에 반영하기 때문에 유체의 영향을 받는 구조물의 거동과 관련해서 보다 정확한 해석값이 요구되는 경우 매우 효과적인 방법이 된다. 유체-구조물 상호작용 해석은 유체의 영향을 주로 받는 항공기 날개나 압력 펌프, 혈관내 압력 등의 해석에서 적용한 방법으로 막구조물과 같이 바람이 구조물의 거동을 주로 지배하는 경우 적절한 해석법이다.

유체-구조물 상호작용 해석을 수행하기 위한 막구조물은 4가지 형태의 모델로 단순화 하였으며, 작용하는 바람은 난류로 가정하고 난류모델은 $k-\epsilon$모델을 사용한다. 구조물은 매우 얇은 두께와 일정한 변형률을 갖는 3차원 셸요소로 모델링하여 막구조물의 운동방정식을 정식화한다. 유체는 비압축성을 갖는 점성유체로 가정하고 바람의 속도는 경기도 및 인천지역의 기본풍속 $30m/s$을 적용한다. 유체는 온도의 영향을 고려하지 않으므로 등온류로 가정하고 나비에-스톡스 방정식을 기본으로 하여 유체의 운동방정식을 정식화한다. 본 연구에서는 다른 하중의 영향은 무시하고 바람만이 작용한다고 가정하여 구조물의 거동에 대한 해석을 수행하고자 한다. 또한 이에 대한 구조물의 동적해석과 시간에 따른 유동의 흐름을 전산유체역학 해석결과와 비교분석한다. 유체-구조물 상호작용 해석과 전산유체역학 해석은 유한요소 프로그램인 ADINA를 이용하여 수행하였다.

(2) 유체-구조물의 상호작용 해석의 개요

(가) 풍력의 변동 원인과 구조물의 진동 종류

연성구조물 주위를 흐르는 공기는 구조적 변위와 관계된 추가적인 공기역학적인 힘을 발생시킨다. 즉, 정지하고 있는 공기 중의 물체가 움직이면 주위의 공기도 움직이고 그 결과 구조물에 또 다른 공기력이 작용하게 되는 것이다. 그러므로 바람을 받아서 진동하고 있는 물체에 작용하는 공기력은 정지하고 있는 물체에 작용하는 공기력과는 다른 것이 된다. 이는 구조물의 진동에 수반하는 부가적인 비정상 흐름이 추가적으로 구조물 주위에 생가기 때문이다. 이런 부가적인 흐름에 기이하는 공기력인 변동 공기력이 물체를 진동시켜, 그 진동이 주변의 흐름장에 영향을 미치고 이 때문에 생긴 부가적 공기력이 작용하고 공기 흐름장과 물체의 운동사이에 상호작용을 가져온다. 이는 유체 관련 진동에 전체적으로 존재하는 것이기 때문에 변형하기 쉬운 유연한 구조물에는 이런 부가적인 변동 공기력이 물체의 응답에 매우 중요한 역할을 부과할 수가 있다.

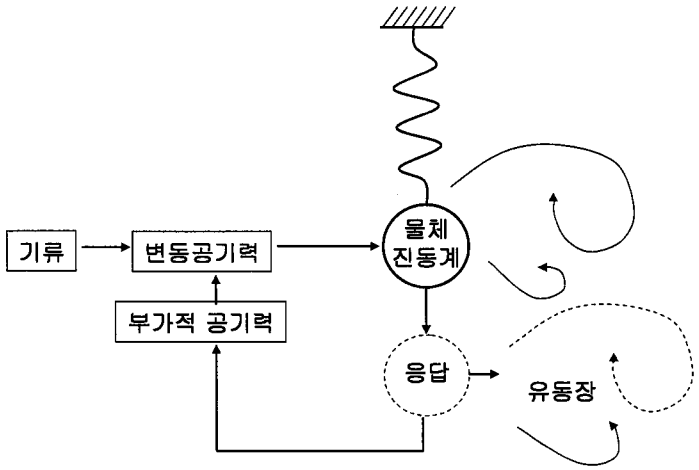


그림 3.3.54 변동공기력과 구조물의 거동 관계

(나) 영역의 기술법

물리적인 성질에 따라 영역을 기술하는 방법에 차이가 있다. 바람에 대한 영역은 오일리안 기술법을 사용하고 구조물에 대한 영역은 라그랑지안 기술법을 사용한다. 오일리안 표현법에서는 요소망이 공간상에 고정되어 있어 물질이 그들 요소를 지나서 흐르게 된다. 반면 라그랑지안 표현법은 물질이 요소와 함께 움직이기 때문에 구조물의 거동을 수치적으로 나타낼 때 주로 사용한다. 그러나 유체와 고체의 접촉면은 절점의 불일치가 발생하므로 이를 조절하기 위한 새로

운 기술법인 에이엘이(Arbitrary Lagrangian Eulerian : ALE)기법을 사용한다. 이는 연성구조물과 같이 유동에 따른 변형이 크며 움직이는 경계조건을 갖는 접촉면을 포함하는 유체에 대해서 적절한 기술법이다.

(다) 유체-구조물의 상호작용 해석의 개요

유체와 구조물에 대한 과거의 해석은 유체해석을 위해 구조물은 강체구조물로 가정하여 해석하였고 구조물 해석은 유체의 속도를 압력으로 가정하여 수행하였다. 그러나 이러한 해석은 유체와 구조물의 상호작용이 밀접하게 관계된 대변형을 하는 구조물 해석에는 정확성이 떨어진다. 유체와 구조물의 거동은 독립적이지 않으며 각 영역의 거종에 영향을 주고받기 때문이다. 이와 같은 형상을 해석에 반영한 방법이 유체-구조물 상호작용 해석이다. 구조물은 그에 작용하는 여러 종류의 하중에 의해 변형이 생기고 반대로 이 변형에 의해 유체 내에 생긴 변형이 구조물에도 영향을 미친다. 유체-구조물 상호작용 해석의 주된 과정은 물리적인 성질에 따라 해석 영역을 각각 분할하여 각 영역을 지배하는 방정식을 통합하는 것으로 두 영역의 접촉면에서는 적합조건과 평형조건을 만족해야 한다.

(라) 해석영역의 분할

영역의 특성에 따른 기술방법의 차이를 고려하여 영역을 3가지로 분할하여 해석을 수행한다.

(1) 유체영역　(2) 구조물의 영역　(3) 접촉면에 대한 영역

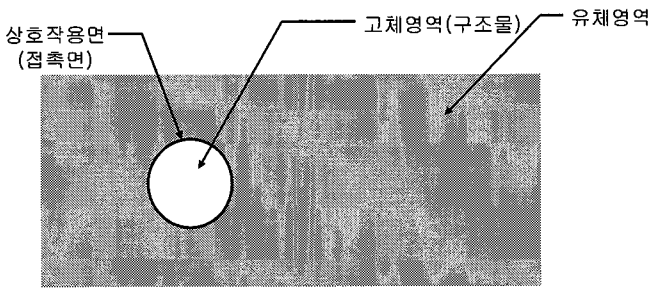


그림 3.3.55 영역의 분할

유체영역은 나비에-스톡스 방정식을 기초로 하여 정식화하고 유체에 대한 기본 가정은 다음과 같다.

(1) 압축불가능하다(incompressible).

(2) 뉴턴유체로 점성계수 μ이고, 점성응력이 미소체적의 변형률과 선형관계를 갖는다(viscous flow).

(3) $k-\epsilon$ 난류모델이다. 난류에너지(k) 값은 0.5 이며, 점성소산률(ϵ)의 값은 2이다.

접촉면에 대한 영역은 유체와 구조물이 만나는 부분으로 모델링의 과정을 거치면 완전히 다른 요소를 가지게 되므로 유체영역의 격자와 구조물의 영역의 격자가 일치하지 않는다. 그러나 이 영역에서는 적합조건과 평형조건을 만족해야 하므로 사상과정을 거쳐야 한다.

(마) 영역의 정식화

① 막구조물의 운동방정식

막구조물의 운동에 대한 방정식은 해밀턴의 원리(Hamilton's principle)를 이용하여 유도한다.

$$\delta\int_{t_1}^{t_2}(T^*-V)dt+\int_{t_1}^{t_2}\delta W dt=0 \tag{3.3.28}$$

이고, 이는 다음의 간단한 운동방정식의 형태로 나타낼 수 있다.

$$[M]\{\ddot{u}\}+[K]\{u\}=\{F\} \tag{3.3.29}$$

앞에 유도한 운동방정식(3.3.29)는 다음과 같이 다시 쓸 수 있다.

$$M^s\Delta\ddot{u}+{}^tK^s\Delta u={}^{t+\Delta t}F^s-{}^tQ^s \tag{3.3.30}$$

위 운동방정식은 다음의 평형방정식으로 다시 나타낼 수 있다.

$$M^s\ddot{u}+Q^s(u)=F^s \tag{3.3.31}$$

② 유체의 운동방정식

열문제를 동반하지 않는 등온류의 거동을 지배하는 방정식은 에너지 방정식을 분리하는 것이 가능하며 질량보존 방정식과 운동량 보존방정식의 두 식으로 다음의 식과 같이 줄일 수 있다. 유체문제에서의 질량 보존 방정식은 유체의 미소체적내에서 질량이 보존된다는 개념이고 운동량 보존 방정식은 미소체적내의 운동량

이 보존된다는 개념이다. 대상이 되는 유체는 비압축-점성유체(incompressible -viscous flow)라고 가정한다.

질량보존 방정식과 운동량보존 방정식의 지배방정식을 속도와 압력항으로 다음과 같이 표현한다.

$$\frac{\partial \phi_i}{\partial x_i} = 0 \tag{3.3.32}$$

$$\rho\left(\frac{\partial \phi_i}{\partial t} + \phi_j \frac{\partial \phi_i}{\partial x_j}\right) - \frac{\partial}{\partial x_j}\left[-P\delta_{ij} + \mu\left(\frac{\partial \phi_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \phi_j}{\partial x_i}\right)\right] + \rho f_i = 0$$

갤러킨(Galerkin) 방법을 이용하여 ALE 형태의 나비에-스톡스 방정식을 이산화하면 다음의 유한요소방정식을 얻는다.

$$M^f \dot{\phi}^f + C^f \phi^f = F^f \tag{3.3.33}$$

$$\text{단,}\quad M^f = \begin{bmatrix} M^p & \\ & M \end{bmatrix} \quad C^f = \begin{bmatrix} \Lambda^p & G^T \\ -G & \Lambda + K_\mu \end{bmatrix} \quad \phi^f = \begin{pmatrix} P \\ \overline{V} \end{pmatrix} \quad F^f = \begin{pmatrix} 0 \\ F \end{pmatrix}$$

이다. 여기서 M^p와 M 은 각각 압력과 속도에 대한 일반화된 질량 행렬(generalized mass matrices)이고, Λ^p와 Λ는 각각 압력과 속도에 대한 전달항의 일반화된 행렬(generalized matrices of convective terms)이다. K_μ는 유체 점성 행렬, G는 발산 조정행렬, P와 $\overline{V}$는 각각 압력과 속도 벡터를 나타내고 F는 외력 벡터이다. 첨자 f는 유체를 의미한다.

③ 접촉면

완전히 연계된 유체-구조물 시스템은 접촉면에서 적합조건과 평형조건을 만족해야 한다.

접촉면 $\partial^t R_c$에서 적합조건은

$$v_i^f = v_i^s \qquad (i = 1,2,3) \tag{3.3.34}$$

이고 평형조건은

$$\sigma_{ij}^f n_j^f + \sigma_{ji}^s n_j^s = 0 \quad (i = 1,2,3) \tag{3.3.35}$$

으로 주어진다.

v는 속도, σ는 Cauchy 응력이고, n은 외부법선(outward normal)이다. 첨자 f와 s는 각각 유체와 고체를 나타내는 첨자이고 $\partial^t R_c$는 시간 t에서의 유체와 고체 사이의 접촉면을 나타낸다. 고체와 유체 모두 연속체 요소를 사용할 때는 $\partial^t R_c$에서의 적합조건은 유체와 고체의 접촉면을 같은 점과 형상함수로 정의하면 만족한다.

연계 시스템의 정의에 의해 식(3.3.31)과 식(3.3.33)을 합하면 연계방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$Q^{fs} = F^{fs} \tag{3.3.36}$$

내력벡터 Q^{fs}는 연계시스템의 관성력을 포함한 식으로 표현하면

$$Q^{fs} = M^{fs}\dot{\phi}^{fs} + C^f \phi^{fs} + Q^s(u^s) \tag{3.3.37}$$

F^{fs}는 외력벡터이고, M^{fs}는 유체와 구조물로 이루어진 시스템의 질량 행렬이며, C^f는 유체의 발산, 점성, 전달항으로 구성되어 있다.

연계 방정식의 각 항들은 다음과 같다

$$M^{fs} = \begin{bmatrix} M^P & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M^f_{ii} & M^f_{ic} & 0 \\ 0 & M^f_{ci} & M^f_{cc} + M^s_{cc} & M^s_{ci} \\ 0 & 0 & M^s_{ic} & M^s_{ii} \end{bmatrix}$$

$$C^f = \begin{bmatrix} \Lambda^P & G_i^T & G_c^T & 0 \\ -G_i & \Lambda_{ii} + K_{\mu ii} & \Lambda_{ic} + K_{\mu ic} & 0 \\ -G_c & \Lambda_{ci} + K_{\mu ci} & \Lambda_{cc} + K_{\mu cc} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$\triangle\dot{\phi}^{fs}$는 연계시스템의 변수벡터의 증분이다. 위 식을 다음과 같이 간단한 형식으로 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\Lambda^{fs} \triangle\dot{\phi}^{fs} = R^{fs} \tag{3.3.38}$$

$$\begin{bmatrix} \Lambda^f_{ii} & \Lambda^f_{ic} & 0 \\ \Lambda^f_{ci} & \Lambda^f_{cc} + \Lambda^s_{cc} & \Lambda^s_{ci} \\ 0 & \Lambda^s_{ic} & \Lambda^s_{ii} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \triangle\dot{\phi}^f_i \\ \triangle\dot{\phi}^{fs}_c \\ \triangle\dot{\phi}^s_i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} R^f_i \\ R^{fs}_c \\ R^s_i \end{pmatrix}$$

(3) 유체-구조물 상호작용 해석을 적용한 막구조물의 해석

(가) 유체 모델

유체의 크기는 $40m \times 8m \times 10m$이며, 경계조건은 다음과 같다. 유체모델은 $k-\epsilon$ 난류모델을 사용하였으며, 유체속도는 경기 및 인천지역의 기본풍속인 $30m/s$를 적용하였다. 바람이 유입하는 부분과 바람이 나가는 부분을 제외하고 나머지 면은 월(wall)조건을 주었다.

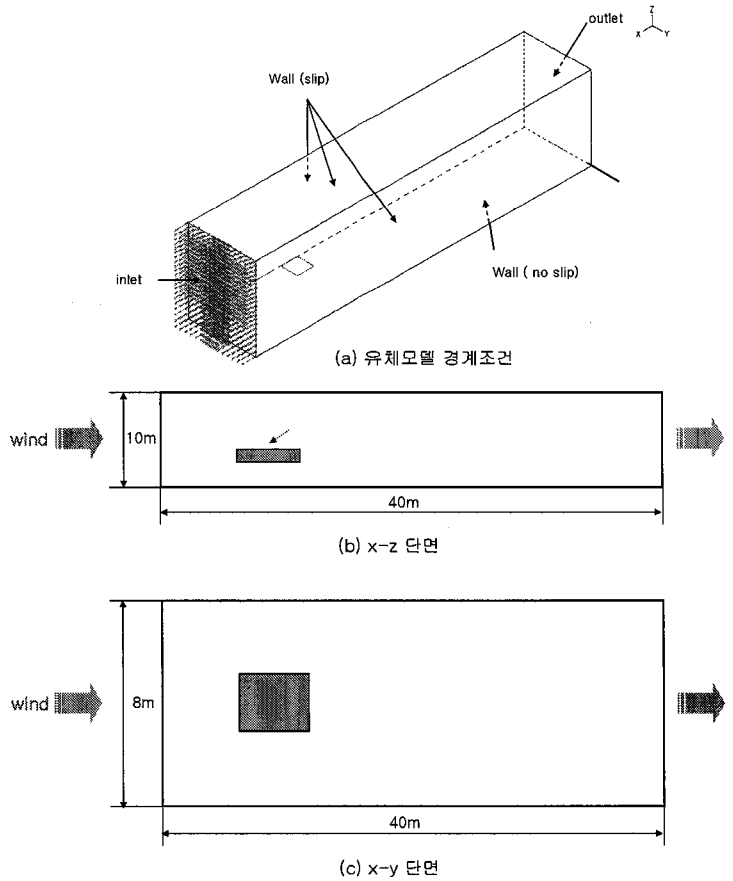


그림 3.3.56 유체모델의 경계조건

표 3.3.3 유체와 구조물의 조건

유 체		구조물(membrane)	
밀도	1.225 kg/m³	영계수 (E)	3.0MPa
점성	$1.76597 \times 10^{-5} N \cdot s/m^2$	푸와송 비 (ν)	0.2
속도	$30m/s$ (경기 · 인천기본풍속)	밀도	$1100 kg/m^3$

(나) 구조물 모델

구조물의 모델은 $2m \times 2m$의 크기를 갖고 막내 변형률 0.1634, 두께 $0.001m$를 갖는 셸요소를 이용하였다. 각 모델의 요소수는 다음과 같다(그림 3.3.57참고). 각 모델의 요소수는 격자를 생성하는 과정을 반복하여 유체와 연계하는 과정에서 발산이 일어나지 않게 하는 가장 적정한 개수로 결정하였다.

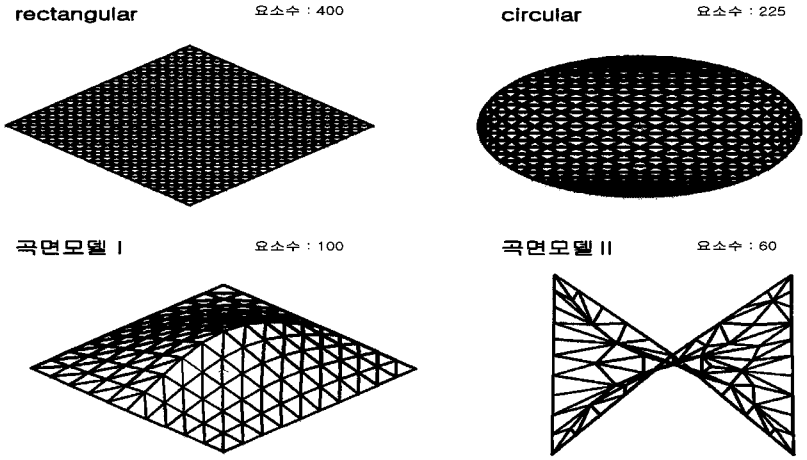


그림 3.3.57 고체 모델의 격자와 요소수

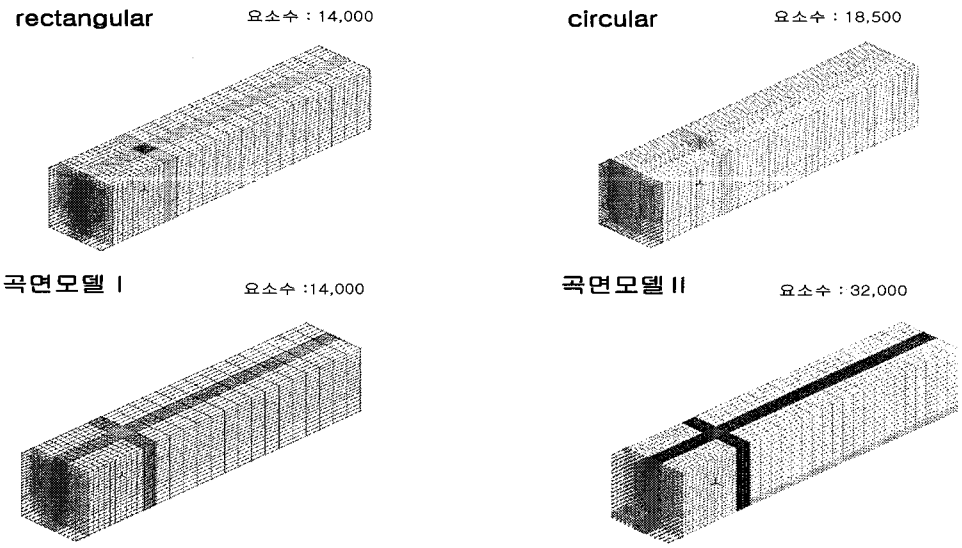


그림 3.3.58 유체 모델의 격자와 요소수

일정한 속도를 갖는 유체가 막 주위를 흐를 때 구조물의 z방향 변위 응답을 측정하였고 유체에 의한 막내의 압력과 응력을 시간의 변화에 따라 시뮬레이션 하였다. 그에 앞서 막의 주된 거동은 진동으로 나타나기 때문에 고유진동수해석을 통해 구조물의 진동형태를 예측하였다.

사각형 막과 원형 막의 경우 막의 중앙 절점에서의 z방향 변위는 각각 $1.74382E-01m, 3.29812E-02m$로 최대변위가 된다. 곡면모델 I 의 경우 풍상측 막 끝단의 가운데 점에서 $8.28808E-02m$를 가지는 최대변위가 발생했으며 곡면모델 II는 막의 중앙에서 최대변위 $3.22545E-02m$가 발생하였다.

구조물의 시간에 따른 압력과 응력의 변화는 유체가 유입되는 초기 평면 막은 구조물이 진동하는 부분에서, 곡면모델은 바람을 받는 풍상면 및 후방 부분에서 주로 나타났다. 이는 곡면모델의 경우 곡면으로 인한 높이가 생겨, 풍상면에서 후방으로 막의 면을 따라 흐르는 흐름과 풍상면에서 측면으로 회전해서 후방으로 들어가는 흐름으로 인해 풍상면과 후방에서 압력 및 응력의 변화가 크게 생겼기 때문이다. 반면 평면 막은 구조물 자체의 높이가 없고 바람과 수평인 방향으로 위치했기 때문에 구조물은 초기 거동을 제외하고 유체의 흐름에 영향을 크게 받지 않았다.

(다) 사각형 막 해석 결과

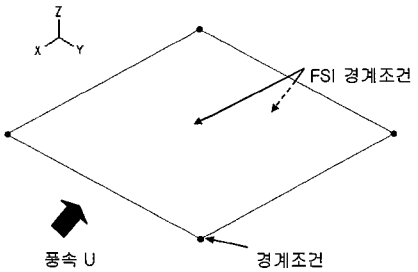


그림 3.3.59 사각형 막의 경계조건

① 진동수해석 결과

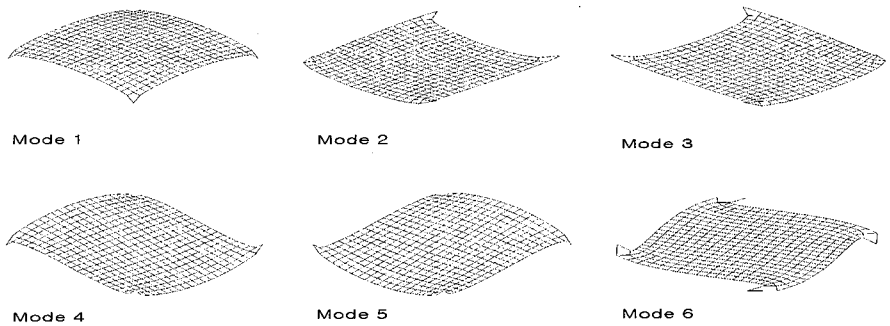


그림 3.3.60 사각형 막의 고유모드

표 3.3.4 사각형 막의 고유모드 및 고유진동수

모드	mode 1	mode 2	mode 3	mode 4	mode 5	mode 6
진동수	58.8680	76.1445	76.1445	94.3877	94.3877	94.7137

② 동적해석

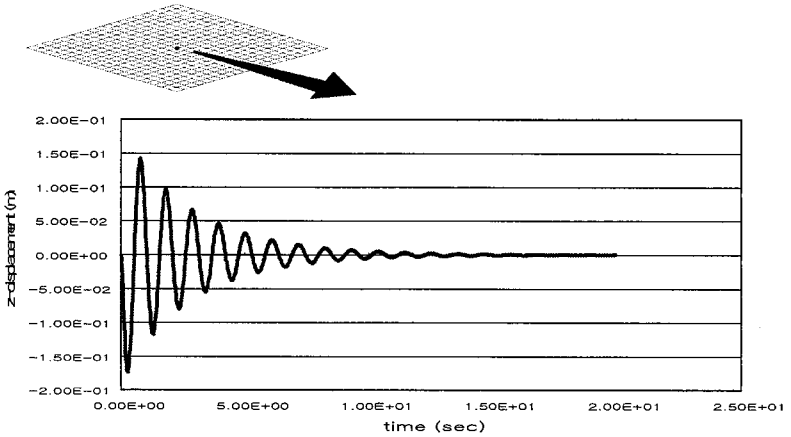


그림 3.3.61 사각형 막의 변위 응답

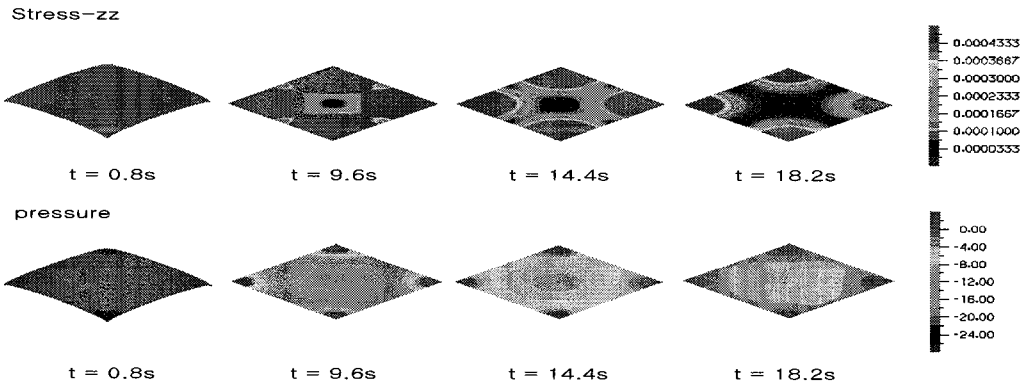


그림 3.3.62 사각형 막의 시간에 따른 응력과 압력 변화

(라) 원형 막 해석결과

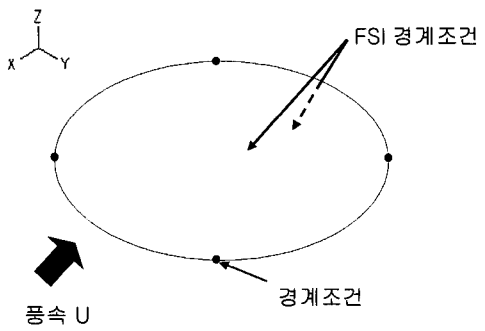


그림 3.3.63 원형 막의 경계조건

① 진동수 해석결과

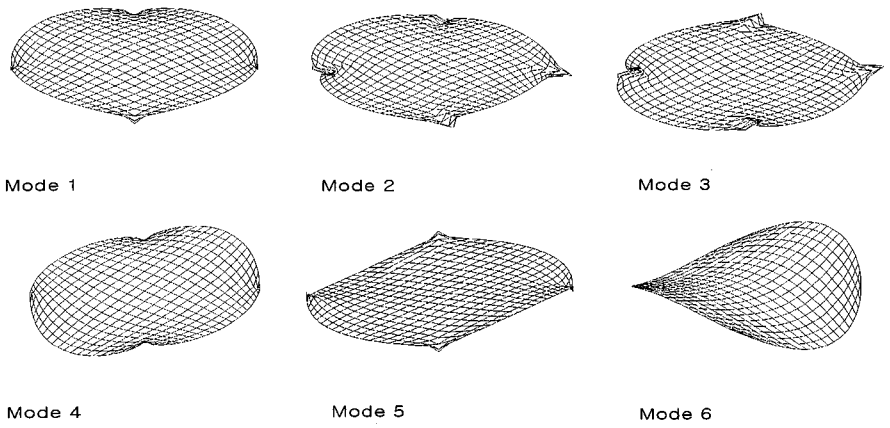


그림 3.3.64 원형 막의 고유모드

표 3.3.5 원형 막의 고유모드 및 고유진동수

모드	mode 1	mode 2	mode 3	mode 4	mode 5	mode 6
진동수	21.7721	25.5990	25.5990	29.1284	29.1284	36.8385

② 동적해석

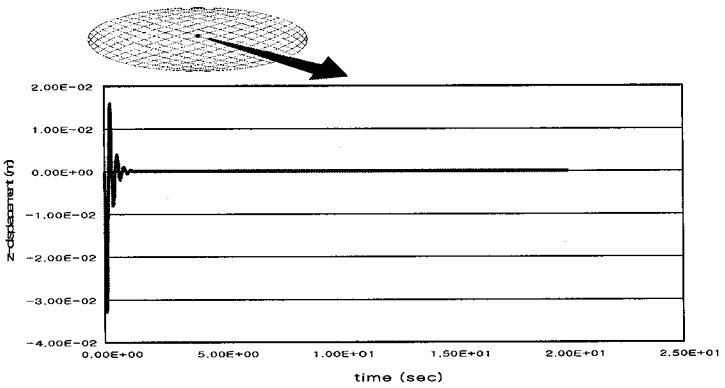


그림 3.3.65 원형 막의 변위 응답

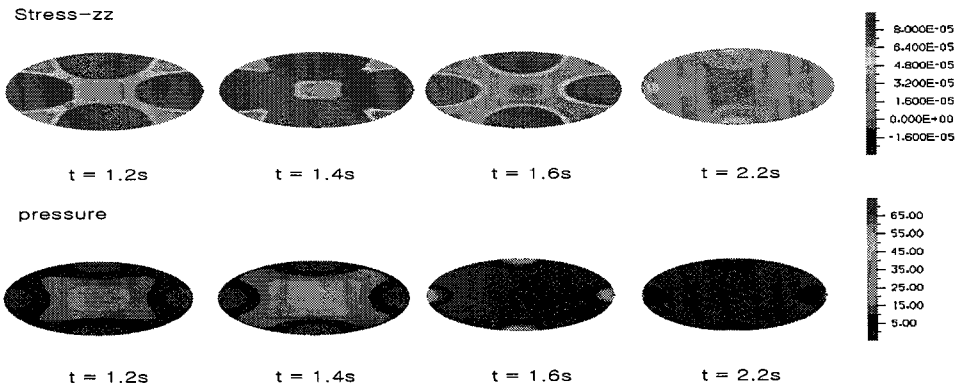


그림 3.3.66 원형 막의 시간에 따른 응력과 압력의 변화

(마) 곡면모델 I 해석결과

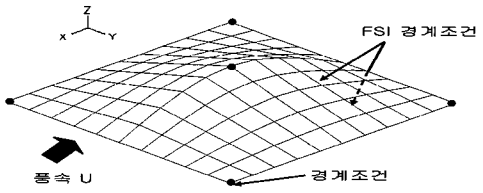


그림 3.3.67 곡면모델 I 의 경계조건

① 진동수 해석

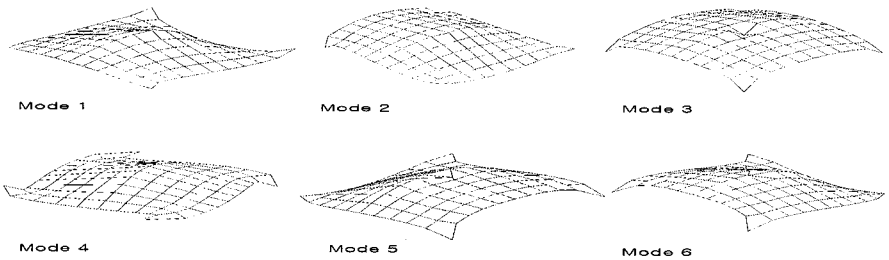


그림 3.3.68 곡면모델 I 의 고유모드

표 3.3.6 곡면모델 I 의 고유모드 및 고유진동수

모드	mode 1	mode 2	mode 3	mode 4	mode 5	mode 6
진동수	10.1809	10.6464	10.6546	11.0741	13.2526	13.8027

② 동적해석

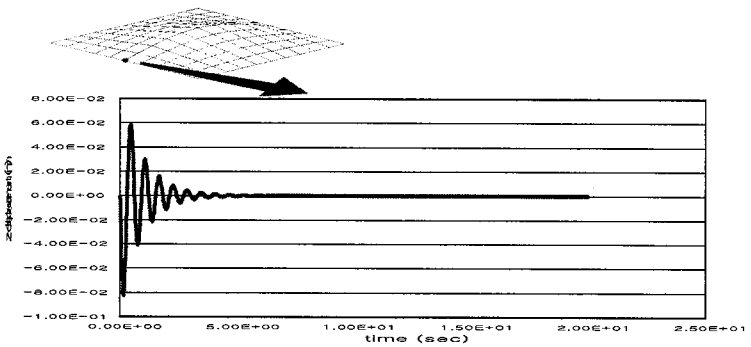


그림 3.3.69 곡면모델 I 의 변위 응답

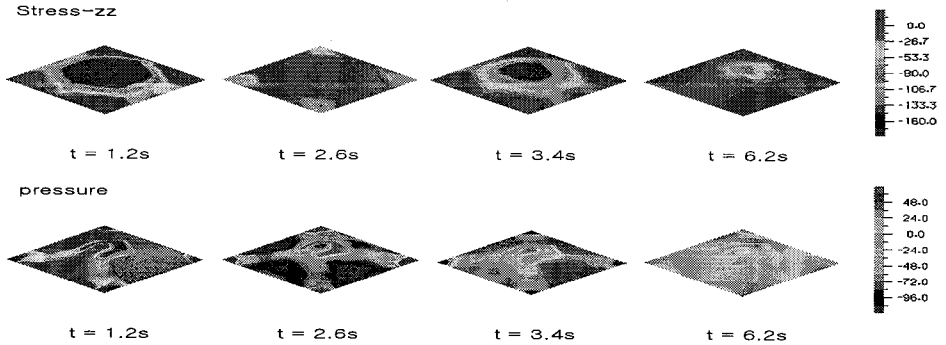


그림 3.3.70 곡면모델 I 의 시간에 따른 응력과 압력의 변화

(바) 곡면모델Ⅱ해석결과

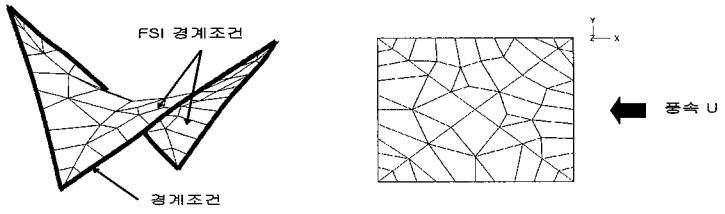


그림 3.3.71 곡면모델Ⅱ의 경계조건

① 진동수해석

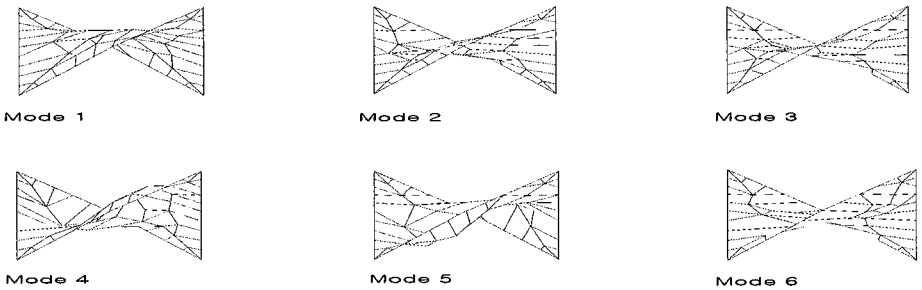


그림 3.3.72 곡면모델Ⅱ의 고유모드

표 3.3.7 곡면모델Ⅱ의 고유모드 및 고유진동수

모드	mode 1	mode 2	mode 3	mode 4	mode 5	mode 6
진동수	24.3127	28.4203	30.8770	34.5158	35.0220	40.0552

② 동적해석

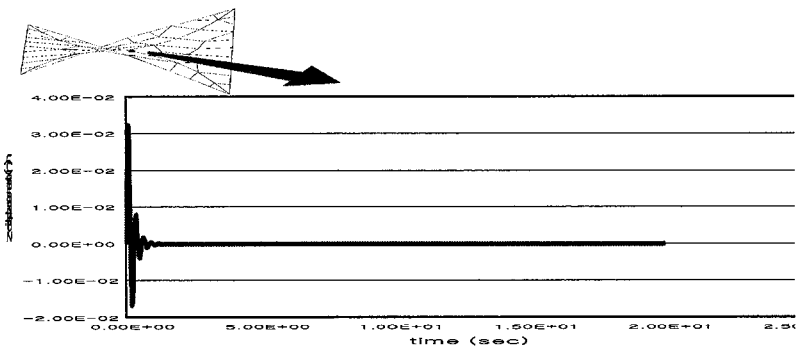


그림 3.3.73 곡면모델Ⅱ의 변위 응답

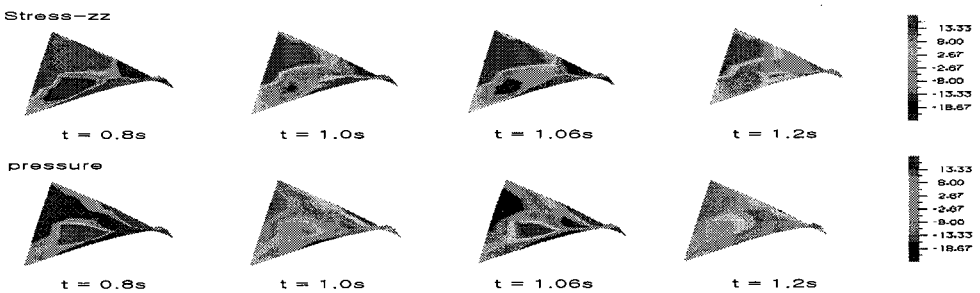


그림 3.3.74 곡면모델Ⅱ의 시간에 따른 응력과 압력의 변화

(4) 유체-구조물 상호작용 해석 결과의 비교 분석

유체는 구조물의 형태와 주변 환경의 상태 등 많은 요인의 영향으로 그 흐름이 가변적이다. 따라서 구조물의 응답을 고려한 유체-구조물 상호작용 해석의 유동상태와 유체만을 고려한 전산유체역학 해석에서의 유동상태를 비교하는 것이 필요하다.

두 해석방법의 유동상태는 구조물 주위에서 그 차이가 크게 나타난다. 특히 두 평면 막의 경우, 구조물 내의 유체의 압력 변화를 보면 전산유체역학 해석은 시간에 따른 변화가 크게 없지만 유체-구조물 상호작용 해석은 유체압력분포 뿐만 아니라 유체의 박리형태도 변하는 경향을 보였다. 특히 각이 있는 사각형 막 뒷부분의 후류는 유체-구조물 상호작용해석에서는 구조물이 안정화될 때까지 시간에 따라 진행상태가 뚜렷하게 변하지만 전산유체역학해석에서는 뚜렷한 차이가 없다. 원형 막의 경우 막의 형태는 유선형과 차이가 있지만 측면에 곡선을 가지고 있어 사각형 막의 경우와는 달리 후류 형태에서 약간의 차이만을 보였다.

구조물의 대변형 거동의 고려 유무가 두 해석방법의 차이점으로 z축과 절점압력의 변화를 나타내는 그래프에서 이와 같은 차이를 확인할 수 있다. 즉, 유체-구조물의 상호작용 해석의 경우 구조물의 z방향 변위로 인해 유동도 z방향으로 거동하며 압력이 변하는 경향을 나타내지만 전산유체역학 해석에서는 z방향으로의 유동의 변화 없이 단지 압력만 변화함을 나타내고 있다. 유체-구조물 상호작용 해석과 전산유체역학 해석의 최대응력 및 최대압력 값의 차이는 작게는 6.2퍼센트, 크게는 15.6퍼센트의 차이를 가지며 최대속도는 5퍼센트 이내의 차이를 나타냈다.

(가) 사각형 막

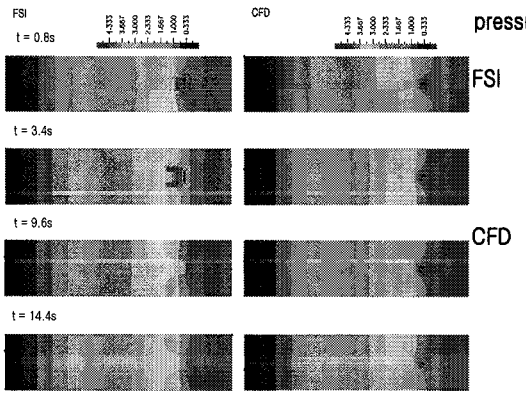


그림 3.3.75 사각형 막의 $x-y$ 유체단면

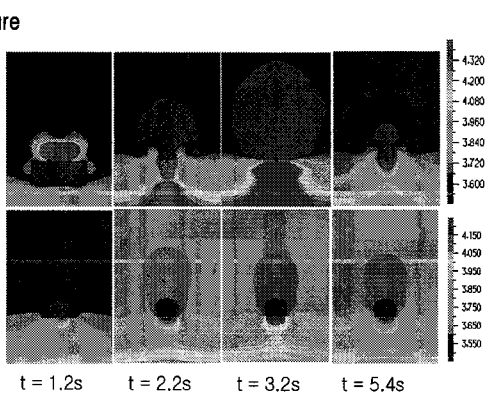


그림 3.3.76 사각형 막의 $y-z$ 유체단면

그림 3.3.77과 그림 3.3.78은 최대변위가 일어나는 막 위 유체점의 z축 위치변화와 절점압력 변화를 나타낸 그래프이다. 선정한 유체점의 좌표는 유체-구조물의 상호작용 해석에서는 $(-1.71644E-05, -1.40466E-08, -1.01419E-04;\text{node1026})$ 이고 전산유체역학 해석에서 $(-2.0000E-01, -2.0000E-01, 1.0000E-03;\text{node22})$ 이다. 유체-구조물의 상호작용 해석에서 압력은 구조물의 변위와 함께 변하지만 전산유체해석에서는 z축 위치의 변화는 없고 압력만 변함을 확인할 수 있다.

그림 3.3.79는 x축을 따라 일직선으로 놓여있는 막 주위의 3개의 유체점을 선정하여 x축 좌표에 따른 절점압력의 차이를 나타낸 것으로 유체-구조물의 상호작용 해석에서의 압력이 전산유체해석에서보다 1.2배~1.14배 정도 큰 값을 갖는 것으로 나타났다.

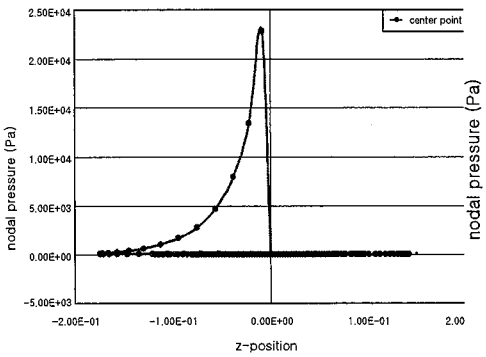


그림 3.3.77 사각형 막 유체점의 z축 위치변화와 절점 압력변화 (FSI)

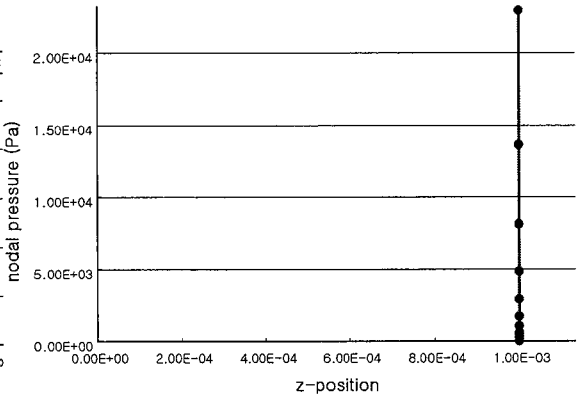


그림 3.3.78 사각형 막 유체점의 z축 위치변화와 절점 압력변화(CFD)

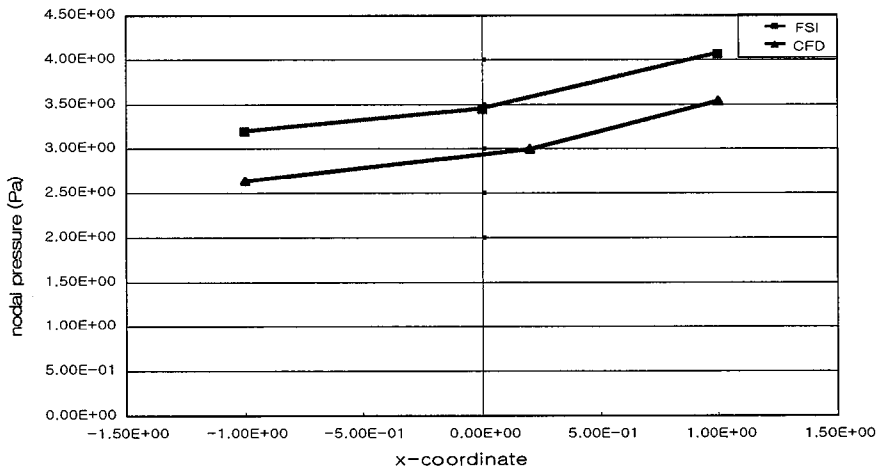


그림 3.3.79 사각형 막 유체의 x좌표에 따른 절점 압력 비교

(나) 원형 막

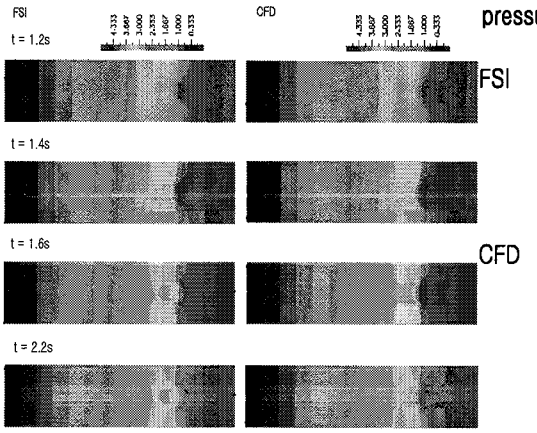


그림 3.3.80 원형 막의 $x-y$ 유체단면

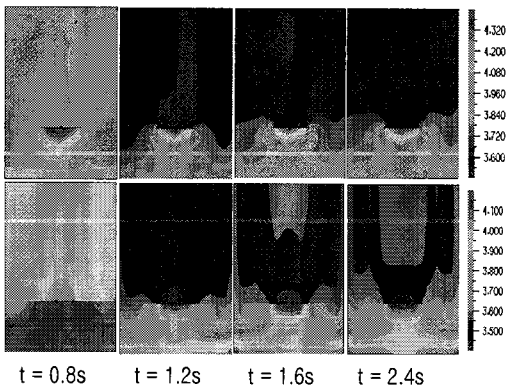


그림 3.3.81 원형 막의 $y-z$ 유체단면

원형 막의 경우 유체-구조물의 상호작용 해석과 전산유체역학 해석에서의 유체점의 좌표는 각각 (-8.36082E-02, 8.36068E-02, -7.77436E-06; node976), (3.00592E-01, -3.00592E-01, 1.00000E-03; node 2066)으로 그림 3.3.82와 3.3.83 이 두 점의 z축 변화에 대한 절점압력 그래프이다.

x축에 일직선으로 놓인 유체점들의 절점압력 분포는 유체-구조물의 해석이 전산유체해석의 압력보다 1.08~1.32배 큰 값을 갖는 것으로 나타났다.(그림 3.3.84참고)

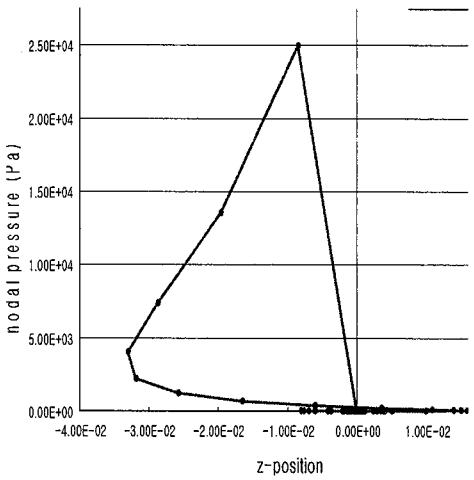


그림 3.3.82 원형 막 유체점의 z축 위치변화와 절점 압력변화(FSI)

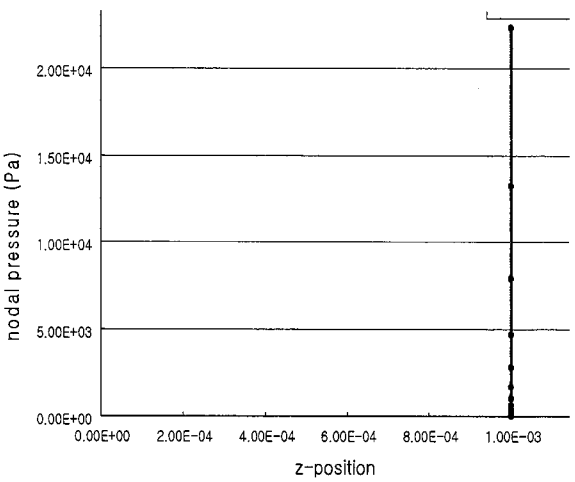


그림 3.3.83 원형 막 유체점의 z축 위치변화와 절점 압력변화(CFD)

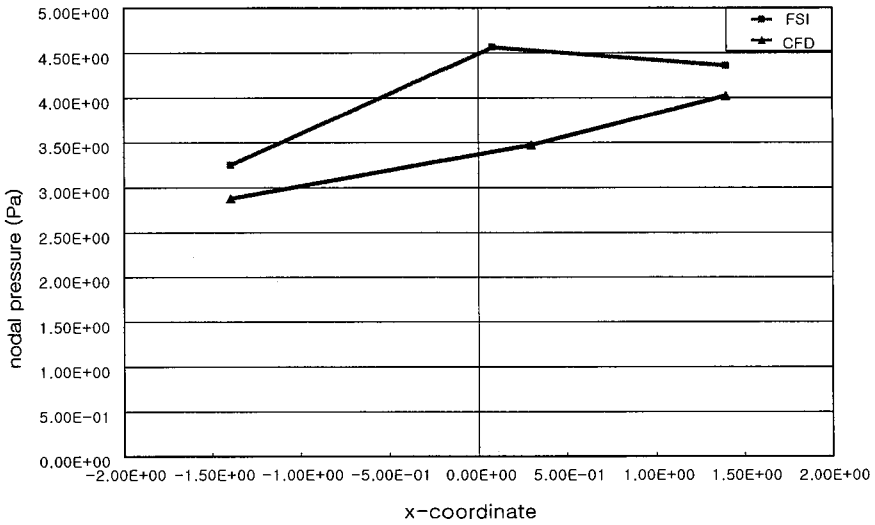


그림 3.3.84 원형 막 유체의 x좌표에 따른 절점 압력 비교

(다) 곡면모델 I

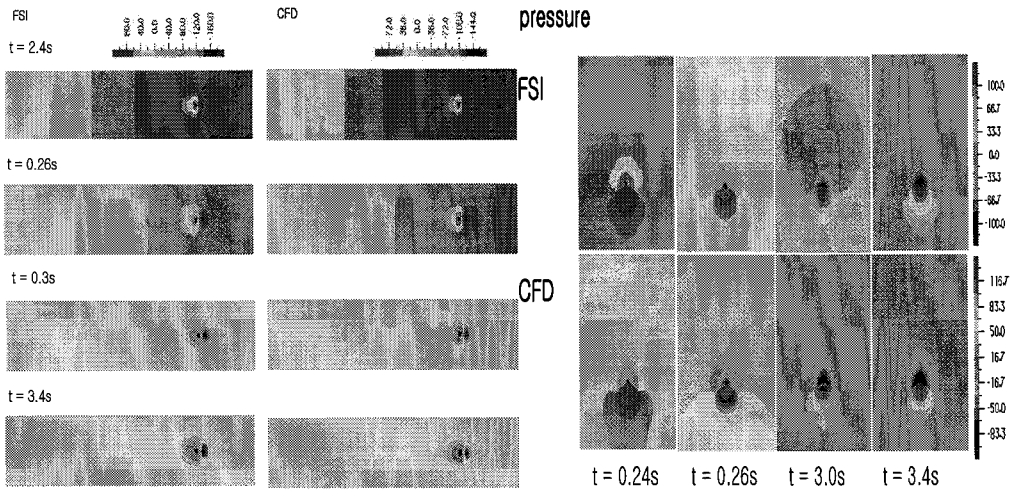


그림 3.3.85 곡면모델 I 의 $x-y$ 유체단면 그림 3.3.86 곡면모델 I 의 $y-z$ 유체단면

곡면모델 I 에서 유체점의 좌표는 유체-구조물의 상호작용해석에서는 (9.99871E-01, -1.44679E-05, 2.97156E-05; node 1046)이고 전산유체역학해석에서는 (1.00000E+00, 0.00000+00, 0.000000+00; node 726)로 선정하였고 그래프는 그림 3.3.87과 88에 나타냈다.

x축과 일직선인 유체점들을 비교한 결과 (그림 3.3.89 참고) 막구조물의 끝단 바로 위의 유체점에서 유체-구조물의 상호작용해석이 전산유체해석보다 1.24배 큰 압력이 발생하였으며 작게는 1.08배 큰 압력이 발생하였다.

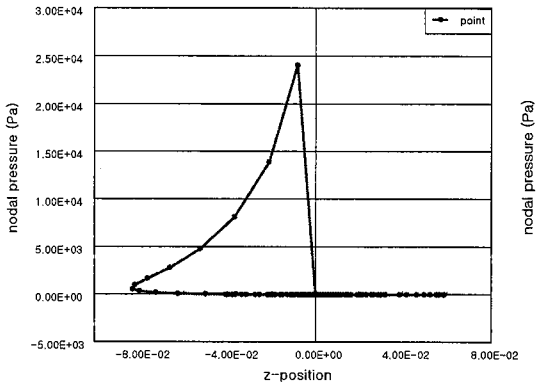


그림 3.3.87 곡면모델Ⅰ 유체점의 z축 위치에 따른 절점 압력 그래프(FSI)

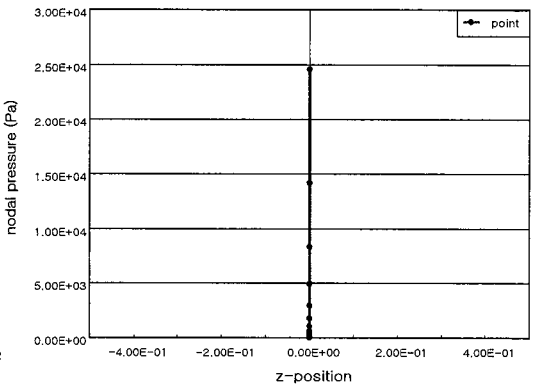


그림 3.3.88 곡면모델Ⅰ 유체점의 z축 위치에 따른 절점 압력 그래프 (CFD)

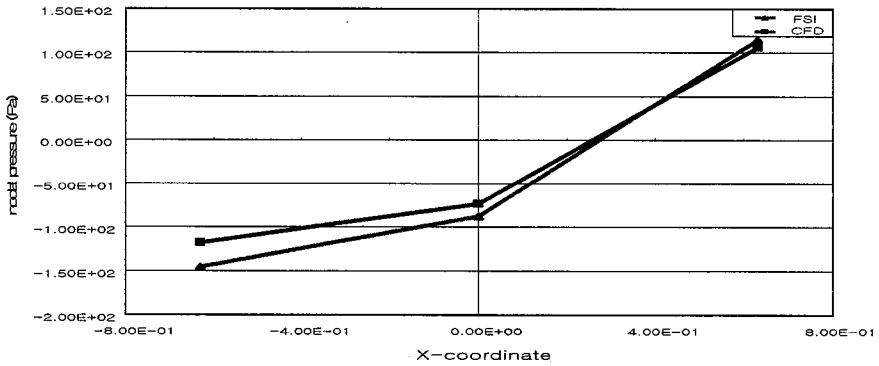


그림 3.3.89 곡면모델Ⅰ 유체의 x좌표에 따른 절점 압력 비교

(라) 곡면모델Ⅱ

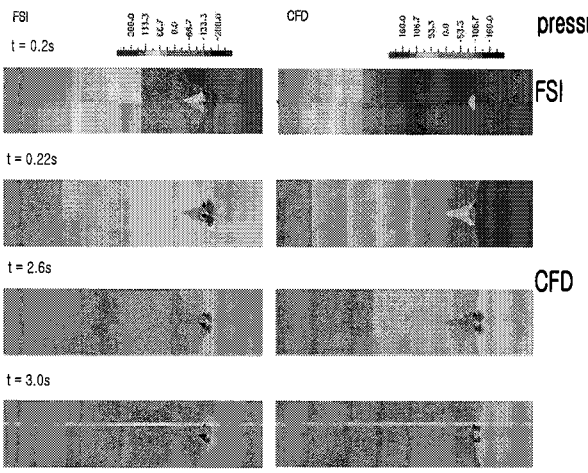


그림 3.3.90 곡면모델Ⅱ의 $x-y$ 유체단면

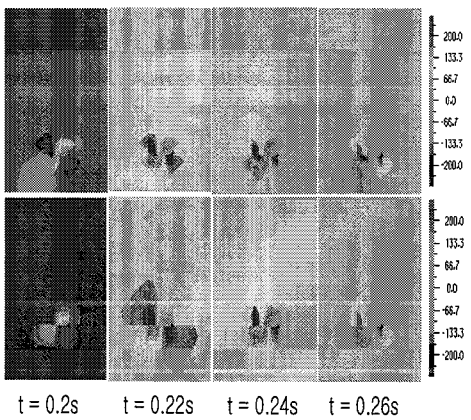


그림 3.3.91 곡면모델Ⅱ의 $y-z$ 유체단면

구조물의 최대변위가 일어나는 바로 위의 유체점은 유체-구조물의 상호작용

해석에서는 (8.94915E-03, -8.99200E-03, -3.61457E-03;node716)이고 전산유체역학 해석에서 (0.00000E+00, 0.00000E+00, 0.00000E+00;node1211)의 좌표를 갖으며 이에 대한 그래프는 그림 3.3.92와 3.3.93과 같다.

곡면모델Ⅱ의 경우 x축과 일직선을 갖는 유체점들의 압력분포(그림 3.3.94 참고)는 앞의 세 모델과는 달리 전체적으로 전산유체해석에서의 압력이 유체-구조물의 상호작용해석보다 1.07~1.48배 큰 것으로 나타났다.

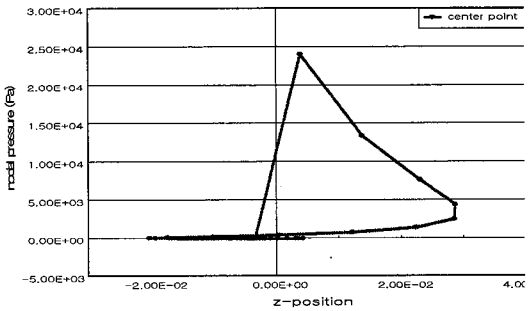


그림 3.3.92 곡면모델Ⅱ 유체점의 z축 위치에 따른 절점 압력 그래프 (FSI)

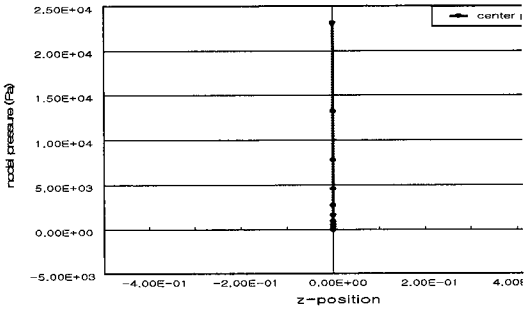


그림 3.3.93 곡면모델Ⅱ 유체점의 z축 위치에 따른 절점 압력 그래프(CFD)

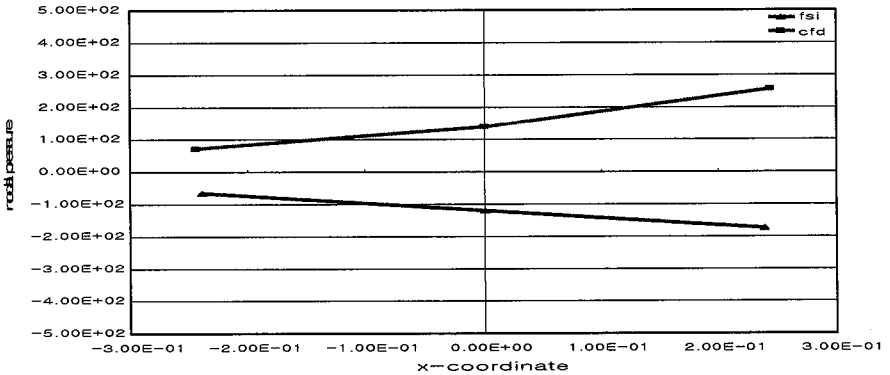


그림 3.3.94 곡면모델Ⅱ 유체의 x좌표에 따른 절점 압력 비교

(마) 유체-구조물 상호작용해석과 전산유체해석의 최대값 비교

① 사각형 막

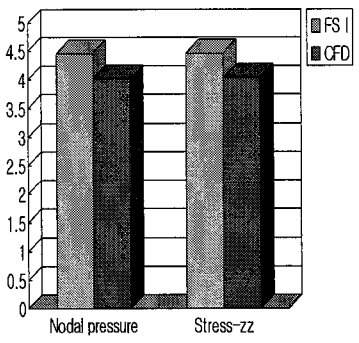


그림 3.3.95 사각형 막의 유체 결과 비교

표 3.3.8 사각형 막의 최대압력과 최대응력

구 분	FSI	CFD	비고
최대절점압력 (Max. nodal pressure magnitude)	4.45242 E+00	4.01946E +00	CFD보다 10.8퍼센트 증가
최대zz방향응력 (Max. stress-zz magnitude)	4.46278 E+00	4.03093E +00	CFD보다 10.7퍼센트 증가

② 원형 막

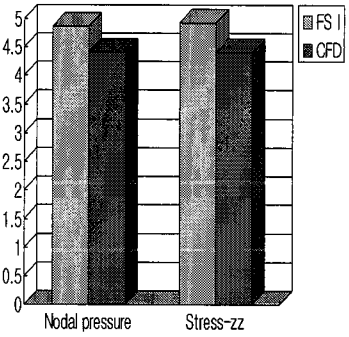


그림 3.3.96 원형 막의 유체 결과 비교

표 3.3.9 원형 막의 최대압력과 최대응력

구 분	FSI	CFD	비고
최대절점압력 (Max. nodal pressure magnitude)	4.86413 E+00	4.40274 E+00	CFD보다 10.5퍼센트 증가
최대zz방향응력 (Max. stress-zz magnitude)	4.91614 E+00	4.40372 E+00	CFD보다 11.6퍼센트 증가

③ 곡면모델 I

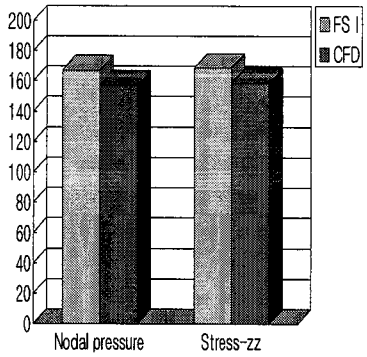


그림 3.3.97 곡면모델 I 의 유체 결과 비교

표 3.3.10 곡면모델 I 의 최대압력과 최대응력

구 분	FSI	CFD	비고
최대절점압력 (Max. nodal pressure magnitude)	1.66954 +E02	1.57088E +02	CFD보다 6.3퍼센트 증가
최대zz방향응력 (Max. stress-zz magnitude)	1.68387 E+02	1.58628E +02	CFD보다 6.2퍼센트 증가

④ 곡면모델 II

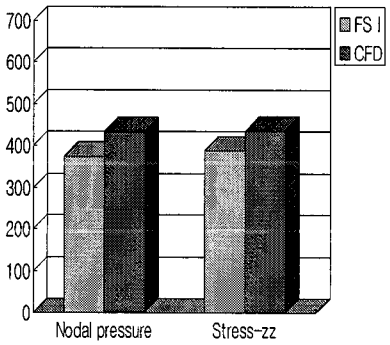


그림 3.3.98 곡면모델 II의 유체 결과 비교

표 3.3.11 곡면모델 II의 최대압력과 최대응력

구 분	FSI	CFD	비고
최대절점압력 (Max. nodal pressure magnitude)	3.74392E +02	4.32986E +02	FSI보다 15.6퍼센트 증가
최대zz방향응력 (Max. stress-zz magnitude)	3.88176E +02	4.35627E +02	FSI보다 12.2퍼센트 증가

⑤ 최대속도 규모

모델 전체적으로 최대속도차이는 5퍼센트 이내로 비교적 평면 막의 경우는 1퍼센트 이내로 미소했으나 곡면 막의 경우는 평면 막의 경우보다 다소 차이가 있었다.

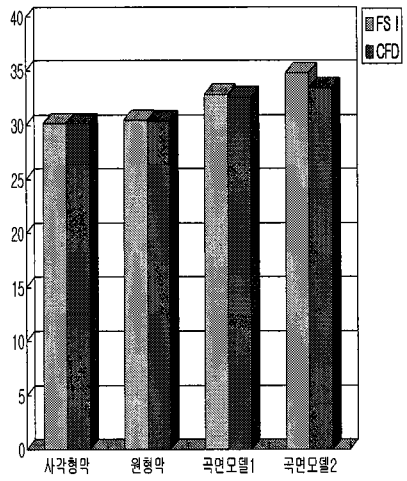


그림 3.3.99 유체최대속도 비교 그래프

표 3.3.12 유체최대속도 값

구 분	FSI	CFD	비고
사각형 막	3.01466 E+01	3.01224 E+01	CFD해석보다 0.1퍼센트 증가
원형 막	3.04694 E+01	3.03816 E+01	CFD해석보다 0.3퍼센트 증가
곡면모델 I	3.28175 E+01	3.25726 E+01	CFD해석보다 0.75퍼센트 증가
곡면모델 II	3.47800 E+01	3.33917 E+01	CFD해석보다 4.1퍼센트 증가

(5) 결 론

이 연구에서는 대변형 거동을 하며 바람에 의해 그 거동이 지배되는 막구조물의 구조적 거동특성을 규명하기 위하여 구조물과 유체의 상호작용 메커니즘을 적용한 유체-구조물 상호작용 해석을 수행하였으며 그 결과를 전산유체역학해석결과와 비교하여 구조물의 대변형 거동이 유체의 흐름에 미치는 영향을 분석하였다. 해석결과는 압력과 응력값을 비교 분석하였고 시간에 따른 유체 거동을 수치시뮬레이션으로 나타냈다.

이 연구의 결과는 다음과 같다.

구조물의 압력과 응력은 초기 바람에 의해 구조물이 거동하면서 시간에 따라 변화 양상이 뚜렷했으나 점차 구조물의 거동이 안정화되면서 구조물의 압력 및 응력도 일정한 값으로 나타났다. 평면 막의 경우 주로 막이 진동하는 부분에서 압력과 응력의 변화가 컸으나 곡면모델에서는 바람이 유입되는 부분과 바람이 나가는 구조물의 앞면과 뒷면에서 변화가 주로 나타났다.

사각형 막과 원형 막, 곡면모델Ⅱ의 최대변위는 각각 $1.74382E-01m$, $3.29812E-02m$, $3.22545E-02m$으로 막의 중앙에서 최대변위가 발생했으며 곡면모델Ⅰ의 경우 풍상측 막의 끝단에서 $8.28808E-02m$값의 최대변위가 발생했다.

유체-구조물의 상호작용 해석의 막구조물 주위 유체 압력을 전산유체해석과 비교한 결과 크게는 1.48배, 작게는 1.07배의 차이를 보였다. 곡면모델Ⅱ를 제외하고 전체적으로 유체-구조물의 상호작용해석이 큰 값을 갖는 것으로 나타났다. 막구조물 주위에서 변동공기력은 구조물의 거동에 정의 영향 뿐 만 아니라 부의 영향으로도 작용할 수 있음을 확인할 수 있다.

유체의 압력과 응력의 최대값은 각각 사각형 막은 10.8퍼센트, 10.7퍼센트, 원형 막의 경우 10.5퍼센트, 11.6퍼센트, 곡면모델Ⅰ은 6.3퍼센트, 6.2퍼센트 정도로 전산유체역학 해석값보다 유체-구조물 상호작용 해석값이 크게 나타났으나 곡면모델Ⅱ은 15.6퍼센트, 12.2퍼센트 정도로 전산유체역학 해석값이 유체-구조물 상호작용 해석값보다 크게 나왔다. 이는 막구조물의 거동이 유체에 미치는 영향을 나타내는 것으로 막구조물에 대한 유체의 해석값이 유체의 거동만을 해석하는 전산유체역학 해석값과는 다소 차이가 있음을 보여주었다. 이런 차이는 구조물의 응답에 의한 변동공기력이 유체에 작용한 결과로 대변형을 하는 구조물의 유체해석에서 변동공기력의 영향이 적지 않음을 나타낸다고 사료된다. 실제 스팬이 대단히 큰 대공간 막구조물에서는 변동공기력의 영향이 더욱 커질 것으로 판단된다.

유체의 최대속도 크기를 전산유체역학 해석과 비교한 결과, 유체-구조물 상호작용해석을 수행했을 때 사각형 막은 0.1퍼센트, 원형 막은 0.3퍼센트, 곡면모델Ⅰ은 0.75퍼센트, 곡면모델Ⅱ은 4.1퍼센트 정도로 최대속도 값이 컸다. 평면 막에서의 유체속도는 그 영향이 미소할 정도로 적었으나 곡면을 갖는 막에서의 유체속도는 다소 차이가 있음을 보여준다.

5. 전산유체역학을 이용한 셸 구조의 형상에 따른 풍압 특성 분석

(1) 개 요

건축구조물에 작용하는 횡방향의 외력 가운데 하나인 풍하중에 관한 연구는 2002년 제주 월드컵경기장 및 부산 아시아드 주경기장의 지붕막이 태풍에 의해 파손된 이후로 그 중요성이 더욱 증대되었고, 더불어 초고층 건축물의 출현과 함께 풍하중에 대한 관심이 높아지고 있으나 난류 성분을 포함하고 있는 바람을 예측한다는 것은 매우 어려운 일일 뿐만 아니라 아직까지는 바람에 관한 연구 성과가 미비한 실정이다.

한편, 다양한 구조물 가운데 셸 구조는 기하학적 형상이 매우 다양하기 때문에 그 형상에 따른 풍압분포가 크게 달라진다. 일반적으로 건축구조물에 작용하는 풍압분포의 예측은 주로 풍동실험(wind tunnel test)을 통해 수행되어 왔으나 풍동실험을 통한 풍압분포의 예측은 시간 및 실험 경비가 많이 소비된다는 단점이 있다. 그러나 컴퓨터의 급속한 발달과 더불어 1992년 전산풍공학(Computational Wind Engineering)의 학술대회를 시점으로 수치모델을 통한 건축구조물에 작용하는 풍압분포 예측 및 분석에 관한 연구가 더욱더 활발하게 수행되어 오고 있다.

최근 연구동향을 살펴보면, Jun Ma(2006)는 수치 시뮬레이션을 이용하여 8개의 가우스 곡률을 갖는 막 구조를 대상으로 4개의 풍 방향에 대한 풍압계수를 평가하였으며, Zhang(2006)은 배가 불룩한 모양의 셸 구조 및 캔틸레버 지붕을 대상으로 풍압계수를 산정하였다. 또한 Wang(2006)은 전산유체역학 상용코드를 이용하여 안장형 막 구조를 대상으로 시간 스텝별 풍압을 평가하였고, 국내에서는 정재용(2007)이 전산풍공학을 이용하여 지오데식 돔 형 구조물의 외압계수를 평가하였다. 그러나 셸 구조의 풍압계수에 대한 연구 성과는 아직까지 매우 미비한 실정이다.

또한, 현재 국내 하중기준에는 정형화된 구조물에 대한 풍압계수 만이 제시되어 있고 셸 구조와 같은 다양하고 특수한 형상에 대한 풍압계수 규정은 제시되어 있지 않은 실정이다. 따라서 실험에 비해 경비가 적게 소요되며 실용적인 수치 시뮬레이션을 이용하여 다양한 형상을 가진 셸 구조를 대상으로 형상에 따른 풍압 특성을 평가하고, 형상 변화에 따라 풍압분포가 어떻게 변화하는가를 연구할 필요성이 있다고 사료된다.

건축구조물 주변에 작용하는 바람은 3차원 비압축성 유체로, 온도의 영향을 고려하지 않으며 충분히 발달한 난류로 가정하게 된다. 본 연구에서는 수치 시뮬레이션 수행 시 이론적 배경이 되는 유체 흐름의 지배방정식인 나비에-스톡스 방정식(Navier-Stokes equation)과 난류(turbulent flow)를 의미하는 바람의 불규칙한 성분인 변동풍속을 해석하기 위해 필요한 난류모델 중 $k-\varepsilon$난류모델을 적용한다.

수치 시뮬레이션의 타당성을 검증하기 위하여 Kazakevitch(1998)가 풍동실험한 $108\times60\,m$크기의 비행기 격납고 막 지붕 구조물을 대상으로 풍동실험 및 수치 시뮬레이션 해석 결과를 비교·분석한다. 타당성 검증 후 다양한 형상의 막 구조 및 돔 구조물과 같은 셸 구조에 적용함으로써 구조물 형상에 따른 풍압분포의 변화를 비교·평가한다.

수치 시뮬레이션을 수행하기 위해 사용한 상용 소프트웨어는 ADINA이고, 유체 해석 수행 시 시간에 따라 유체 속도에 변화가 없는 정상상태(steady-state)로 가정하고 해석을 수행한다.

(2) 공기 유체 지배방정식의 정식화

(가) 유체 흐름의 지배방정식

건축구조물 주변에 부는 바람은 유체로 분류되며, 이를 해석하기 위해서는 유체 흐름에 관한 지배방정식인 나비에-스톡스 방정식으로 표현해야 한다. 이 방정식은 유동을 지배하는 자연법칙으로부터 얻을 수 있고, 질량 보존 법칙과 유체역학에서는 선형 운동량 보존 법칙이라고 불리는 뉴턴의 제2법칙과 같은 물리적 기본법칙들을 만족한다. 이러한 물리적 법칙으로부터 수학적 방정식을 유도한 것이 나비에-스톡스 방정식이다. 즉, 질량 보존 법칙으로부터 수학적 방정식인 연속방정식을 얻고, 운동량 보존 법칙으로부터 운동량 방정식(momentum equation)을 얻는다. 바람은 3차원 비압축성 유체로 가정하므로 3차원 비압축성 유체에 대한 나비에-스톡스 방정식은 식(3.3.39),(3.3.40)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{\partial(\rho U_i)}{\partial x_i}=0 \tag{3.3.39}$$

$$\frac{\partial(\rho U_i)}{\partial t}+U_j\frac{\partial(\rho U_i)}{\partial x_j} = -\frac{\partial P}{\partial x_i}+\frac{\partial}{\partial x_j}\left[\mu\left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j}+\frac{\partial U_j}{\partial x_i}\right)\right] \quad (3.3.40)$$

여기서, ρ는 공기 밀도, x_i는 3차원 직교좌표계, U_i는 i방향의 속도 성분, P는 압력, 그리고 μ는 공기 점성계수를 나타낸다.

식(3.3.39)은 바람의 연속성을 만족시키기 위한 연속 방정식을, 식(2)는 운동량 방정식을 나타낸다. 식(3.3.40)에서 첫 번째 항은 시간에 대한 운동량의 변화를 나타내고, 이는 분석 대상 공간인 제어체적 내에서의 운동량 증가를 의미한다. 두 번째 항은 대류항(convection term)으로, 제어체적의 각 방향에 수직으로 유출되는 운동량을 나타내고, 세 번째 항은 제어체적에 작용하는 압력을 나타낸다. 마지막 항은 표면력으로써 제어체적에 작용하는 점성력을 나타내고, 이는 제어체적의 표면에서 분자의 불규칙한 분자운동으로 인한 운동량 즉, 확산(diffusion)을 의미한다.

난류의 시간적으로 변동하는 속도U_i를 시간평균속도$\overline{U_i}$와 변동성분속도u_i의 합으로 나타내면 식(3.3.41)과 같다.

$$U_i=\overline{U_i}+u_i \quad (3.3.41)$$

나비에-스톡스 방정식을 시간에 대해 적분하면 시간 평균된 방정식을 얻을 수 있는데 이는 복잡한 식을 좀 더 간단하게 하기 위해서이다. 다시 말해 난류의 시간적으로 변동하는 속도U_i를 식(3.3.441)에서 보는 것과 같이 시간평균속도$\overline{U_i}$와 변동성분속도u_i의 합으로 나타낼 수 있는데, 이를 식(3.3.39),(3.3.40)에 대입하면 시간평균속도$\overline{U_i}$와 변동성분속도u_i항으로 나누어 나타내어진다. 그런데 변동성분속도u_i에 시간평균을 취하게 되면 변동성분속도u_i항은 영이 되므로 결국 시간평균속도$\overline{U_i}$항만이 남게 되어 식이 좀 더 간단하게 표현된다.

이러한 사실을 이용하여 식(3.3.39),(3.3.40)에 식(3.3.41)을 대입한 후 시간에 대해 적분하면 식(3.3.42),(3.3.43)와 같이 시간평균된 나비에-스톡스 방정식을 얻을 수 있다.

$$\frac{\partial(\rho\overline{U_i})}{\partial x_i}=0 \quad (3.3.42)$$

$$\frac{\partial(\rho\overline{U_i})}{\partial t}+\overline{U_j}\frac{\partial(\rho\overline{U_i})}{\partial x_j} = -\frac{\partial\overline{P}}{\partial x_i}+\frac{\partial}{\partial x_j}\left[\mu\left(\frac{\partial\overline{U_i}}{\partial x_j}+\frac{\partial\overline{U_j}}{\partial x_i}\right)-\overline{\rho u_i u_j}\right] \tag{3.3.43}$$

이 때, 식(3.3.39), (3.3.40)와 식(3.3.42), (3.3.43)를 비교해보면 새로운 항$\left(-\overline{\rho u_i u_j}\right)$이 생성된 것을 볼 수 있다. 이를 레이놀즈 응력(Reynolds stress)이라 부르며 물리적으로는 난류에 의해 발생되는 응력을 의미한다. 부시네스크 와점성 가설(Boussinesq eddy viscosity hypothesis)에 의하여 레이놀즈 응력과 난류점성계수와의 관계는 식(3.3.44)과 같이 나타낼 수 있고, 식에서 k는 난류운동에너지(turbulence kinetic energy)를, ε은 난류소산율(turbulence dissipation rate)을 의미한다.

$$-\overline{\rho u_i u_j}=\mu_t\left(\frac{\partial\overline{U_i}}{\partial x_j}+\frac{\partial\overline{U_j}}{\partial x_i}\right)-\frac{2}{3}\rho k\delta_{ij} \tag{3.3.44}$$

$$\mu_t=\frac{C_\mu\rho k^2}{\varepsilon} \tag{3.3.45}$$

여기서, ρ는 공기 밀도, δ_{ij}는 크로네커 델타(Kronecker delta), C_μ는 계수를 의미한다.

(나) 난류모델의 개요

새롭게 생성된 레이놀즈 응력항$\left(-\overline{\rho u_i u_j}\right)$을 풀기 위해서는 난류모델을 도입하여야 한다. 본 연구에서 적용한 난류모델은 k-ε난류모델로, Launder와 Spalding (1974)이 제안한 모델이다. 이 모델은 계산 시간이 단축되고 수렴속도가 빠르다는 장점 때문에 난류해석 시 가장 보편적으로 적용되고 있는 모델이다.

일반적으로 난류운동의 특성은 난류의 강도를 나타내는 속도 스케일과 난류의 크기를 나타내는 길이 스케일에 의해 규정되어진다. $k-\varepsilon$난류모델은 속도 스케일과 길이 스케일로부터 각각의 수송방정식을 만들어내기 때문에 2변수방정식모델이라 불리는 것이다. 즉, 난류운동에너지k로부터 특성속도를, 난류소산율ε으로부터 특성길이를 간접적으로 구한 후 이를 수송방정식으로 만들게 되는 것이다. 난류운동에너지k 및 난류소산율ε의 수송방정식은 각각 식(3.3.46), 식(3.3.47)과 같다.

$$\rho\frac{\partial k}{\partial t}+\rho U_i\frac{\partial k}{\partial x_i}=\frac{\partial}{\partial x_i}\left(\frac{\mu_t}{\sigma_k}\frac{\partial k}{\partial x_i}\right)-\rho\overline{u_iu_j}\frac{\partial U_i}{\partial x_j}-\rho\varepsilon \tag{3.3.46}$$

$$\rho\frac{\partial \varepsilon}{\partial t}+\rho U_i\frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i}=\frac{\partial}{\partial x_i}\left(\frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon}\frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i}\right)-C_{\varepsilon1}\rho\frac{\varepsilon}{k}\overline{u_iu_j}\frac{\partial U_i}{\partial x_j}-C_{\varepsilon2}\rho\frac{\varepsilon^2}{k} \tag{3.3.47}$$

여기서 k는 난류운동에너지, ε은 난류소산율, μ_t는 난류점성계수를 나타내고, 계수 $\sigma_k, \sigma_\varepsilon, C_{\varepsilon1}, C_{\varepsilon2}$는 실험데이터를 통해 얻어진 다음의 표 3.3.13의 값을 적용한다.

표 3.3.13 $k-\varepsilon$난류모델 계수 값

C_μ	$C_{\varepsilon1}$	$C_{\varepsilon2}$	σ_k	σ_ε
0.09	1.44	1.92	1.0	1.3

(3) 수치 시뮬레이션을 통한 해석의 타당성 검증

(가) 해석모델 및 경계조건

수치 시뮬레이션을 통한 해석의 타당성을 검증하기 위하여 M. Kazakevitch (1998)가 풍동실험 한 격납고 막 지붕 구조물을 대상으로 하여 풍동실험과 수치 시뮬레이션을 통한 풍압계수 결과를 비교·분석한다. 대상구조물은 그림 3.3.100에서 보는 것과 같이 $108\times60m$크기의 구조물로, 구조물의 최고 높이인 $24m$를 기준높이로 한다. 또한 해석 시 풍 방향은 그림 3.3.100에서의 x방향으로 설정하고, 해석조건은 풍동실험과 동일하게 적용하였고 표 3.3.14와 같다.

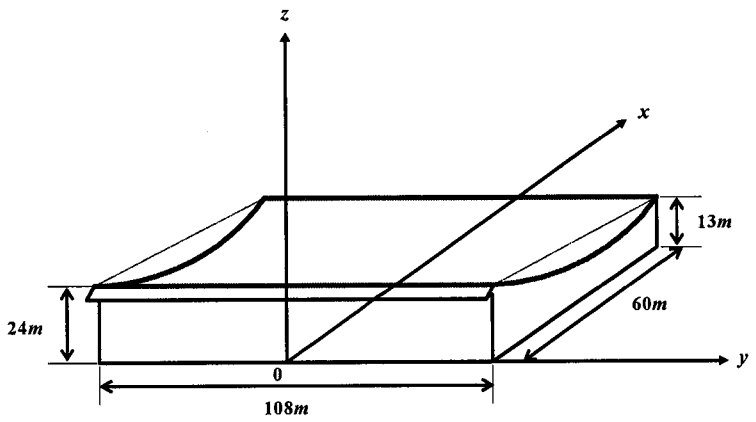
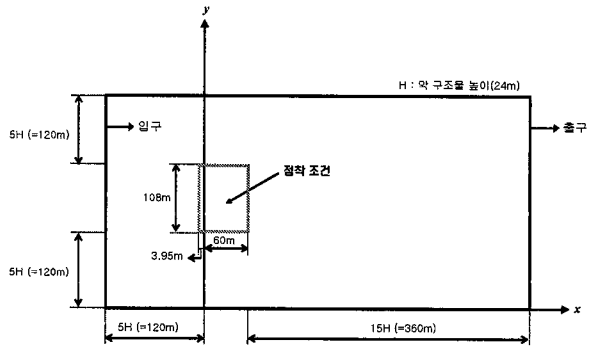


그림 3.3.100 격납고 모형

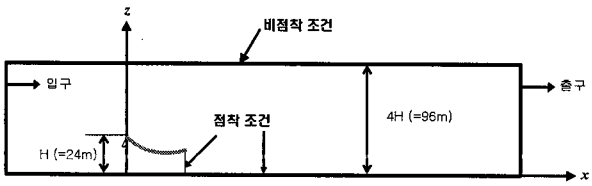
표 3.3.14 수치 시뮬레이션 조건

해석조건	
평균풍속	$20m/s$
난류모델	$k-\varepsilon$
난류운동에너지k	0.015
난류소산율ε	7.0
난류강도	0.5%

그림 3.3.101은 해석영역의 크기 및 경계조건을 나타낸다.



a. 해석영역($x-y$평면)



b. 해석영역($x-z$평면)

그림 3.3.101 해석영역의 경계조건 및 크기

그림 3.3.101의 $x-y$평면에서 보는 것과 같이, 막 구조의 양 옆 즉, y방향으로의 해석영역의 크기는 각각 막 구조 높이의 5배인 $120m$로 가정하고, 해석영역의 입구부터 구조물까지의 크기 역시 $120m$로 한다. 반면 구조물로부터 출구까지의 크기는 막 구조 높이의 15배인 $360m$로 충분히 크게 한다. 또한 해석영역 내에 있는 막 구조는 점착 조건을 적용한다.

그림 3.3.101의 $x-z$평면에서 보는 것과 같이, 해석영역의 높이는 구조물의 4배인 $96m$로 한다. 경계조건으로는 해석영역의 밑바닥의 경우는 점착 조건을, 양 옆면 및 윗면은 비점착 조건을 적용한다.

(나) 비행기 격납고 막 지붕을 통한 검증

본 연구에서는 (3)(가)에서 제시한 모델을 대상으로 한 수치 시뮬레이션 결과를 산출하고, 풍동실험 데이터와 비교·분석한다. 막 지붕 및 유체영역의 수치해석 모델은 각각 그림 3.3.102, 3.3.103과 같고, 3차원 체적 격자는 480,000여개로 구성되었다.

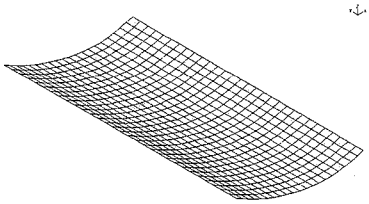


그림 3.3.102 막 지붕의 격자생성

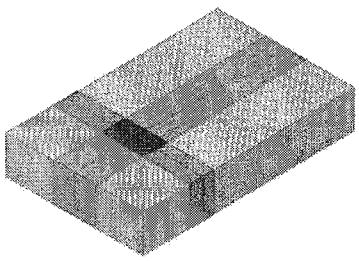


그림 3.3.103 유체영역의 수치모델

그림 3.3.104와 같은 풍 방향에 대한 윗면 및 밑면에서의 풍압계수 분포를 그리면 그림 3.3.105와 같다.

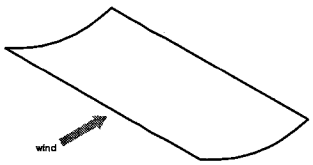
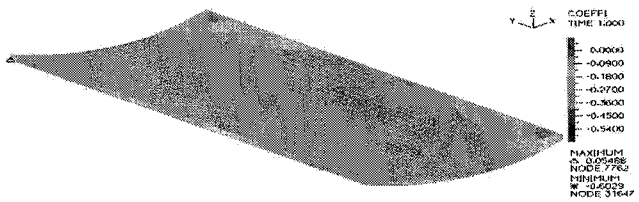
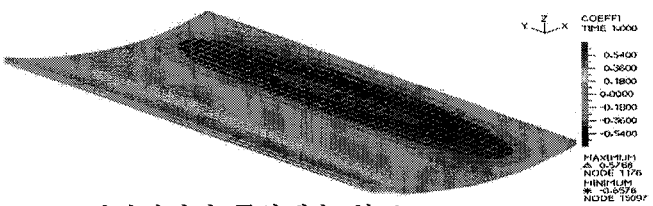


그림 3.3.104 풍 방향



a. 윗면에서의 풍압계수 분포도



b. 밑면에서의 풍압계수 분포도

그림 3.3.105 막의 윗면·밑면에서의 풍압계수 분포도

그림 3.3.105a에서 보는 것과 같이 막의 윗면에서의 풍압계수 분포도를 보면 막의 네 모서리 부분에서 최대 정압계수는 0.05로 작지만 최대 부압계수는 -0.6으로 큰 부압이 걸리는 것을 볼 수 있다. 이는 불어오는 바람이 막의 네 모서리를 만나는 부분에서 박리(separation)되어 흐르게 되면서 압력이 저하되어 비교적 높은 부압계수 값을 보이는 것으로 판단된다.

반면 그림 3.3.105b에서 보는 것과 같이 막의 밑면에서의 풍압계수 분포도를 보면, 바람이 불어오는 방향으로의 막의 앞부분에는 최대 정압계수가 0.57이상으로 비교적 큰 정압이 걸리는 것을 볼 수 있다. 이는 바람이 불어오는 방향으로의 막의 앞부분 형상이 위로 솟은 모양이기 때문에 바람이 막을 밀어 올리게 되기 때문으로 판단된다. 그러나 막의 뒷부분으로 갈수록 점차 정(+)의 풍압계수는 감소하고 부(-)의 풍압계수가 증가하는 것을 볼 수 있으며, 막의 뒷부분 중앙에서는 부압계수가 -0.6을 넘어감으로써 큰 부압이 걸리고 있음을 알 수 있다. 이는 격납고의 입구를 제외한 나머지 3개의 양 측면 및 뒷면의 경계조건을 점착 조건으로 주었기 때문에 사실상 막혀있는 것과 같고, 따라서 격납고 입구로 들어온 바람은 구조물 밖으로 나갈 출구가 없기 때문에 압력이 점차 감소되어 결국 -0.6 이상의 비교적 높은 부압계수 값을 보이게 되는 것이다.

그림 3.3.106과 같은 위치에서 풍동실험 및 수치 시뮬레이션을 통해 얻어진 풍압계수를 그래프로 나타내면 그림 3.3.107과 같다

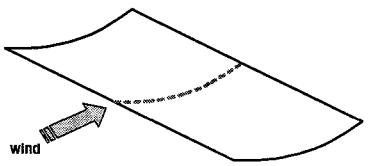


그림 3.3.106 풍압계수 측정 위치

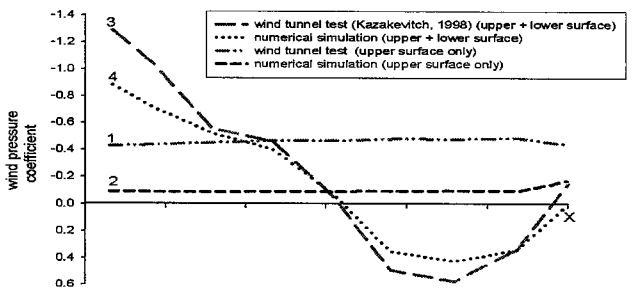


그림 3.3.107 풍압계수 (풍동실험 vs 수치 시뮬레이션)

그래프 1과 2는 각각 풍동실험과 수치 시뮬레이션을 통해 얻은 막의 윗면에서의 풍압계수를 나타낸 것으로, 풍동실험과 비교해 볼 때 40퍼센트의 차이가 발생하였다. 그래프 3과 4는 각각 풍동실험과 수치 시뮬레이션을 통해 얻은 막의 윗면 및 밑면에서의 풍압계수를 모두 고려했을 때 즉, 두 값을 합한 풍력계수를 나타낸 것으로, 풍동실험과 비교해 볼 때 최대값은 31퍼센트의 차이가, 최소값은 26퍼센트의 차이가 발생하였다.

이러한 원인은 첫째, 본 연구에서 적용한 난류모델의 이론적 한계와 둘째, 격자의 조밀성 때문인 것으로 판단된다. 즉, 본 연구에서 적용한 $k-\varepsilon$난류모델은 x, y, z각 방향으로의 바람의 난류성분이 균등하게 분포한다는 등방성(isotropic) 가정을 기초로 한 이론이나 실제 바람의 난류성분은 3차원적으로 균등하게 분포되지 않기 때문에 큰 차이가 발생한 것으로 판단된다. 또한 해석영역 내에 있는 대상구조물 주변 유체의 격자를 좀 더 조밀하게 생성하였다면 이러한 차이를 줄일 수 있었을 것으로 판단된다. 이는 해석영역 내에 있는 대상구조물 주변의 유체는 구조물 근처에서 점성의 영향을 특히 많이 받기 때문이다.

결과적으로 풍압계수 산정에 있어서 풍동실험 결과와 수치 시뮬레이션 결과는 이론적 한계 및 격자의 조밀성으로 인하여 최대 40퍼센트의 차이가 발생하였으나 두 기법의 풍압계수 경향성은 그래프 1과 2, 그래프 3과 4에서 보는 것과 같이 거의 비슷한 양상을 보이고 있으므로 타당성 있는 결과를 제시한 것으로 판단된다.

(4) 셸 구조의 형상 변화에 따른 풍압 특성

(가) 막 구조 형상 변화에 따른 풍압 특성 평가

본 절에서는 안장형 막 구조를 대상으로 구조의 높이를 변화시켜 채택한 다양한 형상에 따른 풍압계수를 비교·평가한다. 이 때 구조물의 강성은 고려하지 않고 셸 구조의 형상에 따른 풍압 특성을 연구하는 데에 초점을 맞춘다.

① 해석모델

해석모델은 그림 3.3.108과 같은 안장형 막 구조로, 식(3.3.48)에 의해 그 형상이 결정된다. 본 연구에서는 그림 3.3.108에서 보는 것과 같이 기준면에서 막 구조의 정(+)곡률 및 부(-)곡률 최대 정점까지의 거리인 h_y, h_x를 변화시킴으로써 총 4개의 모델을 채택한다. 해석모델1은 기준모델로서 h_x, h_y가 각각 $1.25m$인

모델이고, 해석모델2는 해석모델1과 비교했을 때 h_y가 두 배, 해석모델3은 h_x가 두 배, 해석모델4는 h_x,h_y가 모두 두 배인 모델로 선정한다. 해석 시 그림 3.3.108에서 보이는 x, y, z 좌표계의 원점은 해석영역의 밑면으로부터 $5m$인 높이에 위치하며 막의 네 단부는 고정되어 있다고 가정한다. 해석모델에 대한 자세한 제원 및 해석조건은 각각 표 3.3.15, 표 3.3.16과 같다.

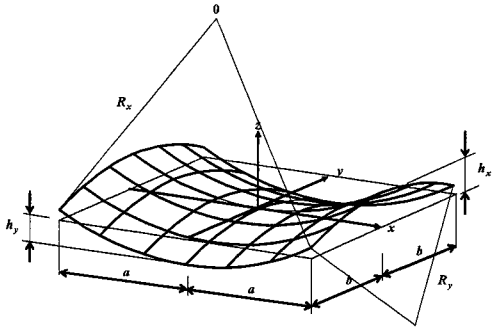


그림 3.3.108 안장형 막 구조

$$z(x,y)=\frac{x^2}{2R_x}-\frac{y^2}{2R_y} \tag{3.3.48}$$

여기서 R_x, R_y는 각각 x방향, y방향 곡률반경으로, 식(3.3.49)을 통해 얻어진다.

$$R_x=\frac{a^2}{2h_x}\ ,\ R_y=\frac{b^2}{2h_y} \tag{3.3.49}$$

표 3.3.15 해석모델의 제원 단위[m]

	해석모델1	해석모델2	해석모델3	해석모델4
a	10	10	10	10
b	10	10	10	10
h_x	1.25	1.25	2.50	2.50
h_y	1.25	2.50	1.25	2.50
R_x	40	40	20	20
R_y	40	20	40	20
$\triangle=R_y/R_x$	1	0.5	2	1

표 3.3.16 수치 시뮬레이션 조건

해석조건	
평균풍속	$20m/s$
난류모델	$k-\varepsilon$
난류운동에너지 k	1.5
난류소산율 ε	0.18
난류강도	5%

② 해석 결과

막 지붕 및 유체영역의 수치해석 모델은 각각 그림 3.3.109, 그림 3.3.110과 같다.

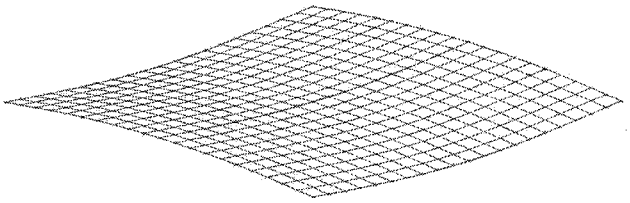


그림 3.3.109 안장형 막 구조의 격자생성

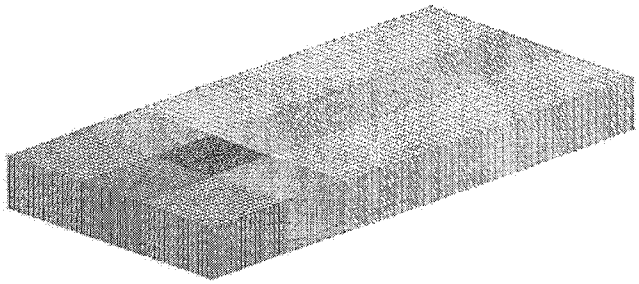


그림 3.3.110 유체영역의 수치모델

그림 3.3.111과 같은 풍압계수 측정 위치에서 해석모델별 막의 윗면 및 밑면에서의 풍압계수는 그림 3.3.112와 같다.

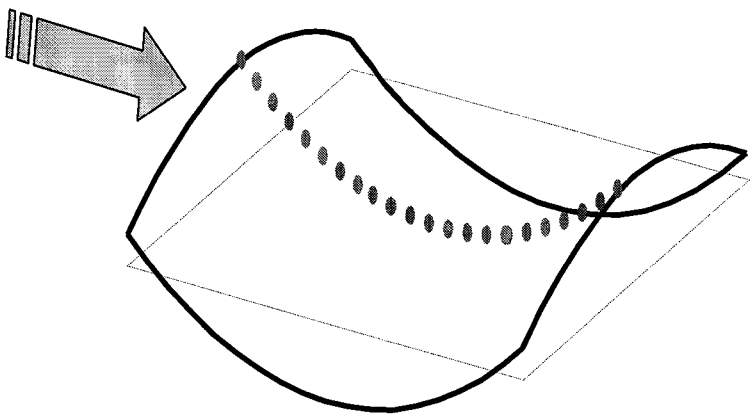
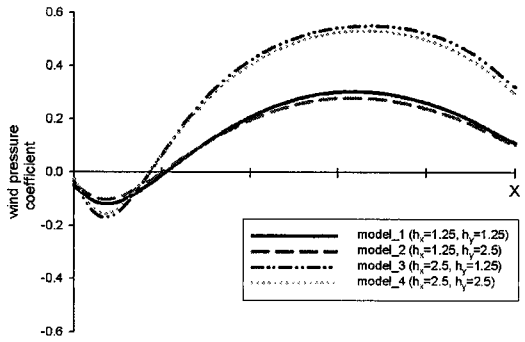
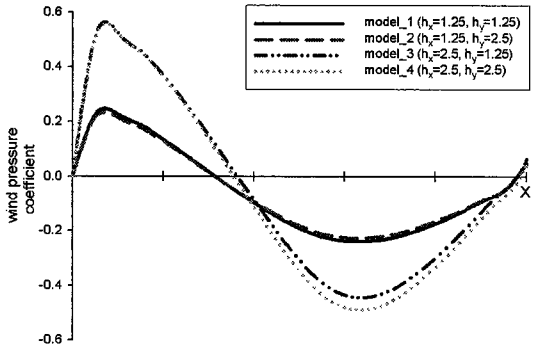


그림 3.3.111 풍압계수 측정 위치



a. 해석모델별 윗면에서의 풍압계수



b. 해석모델별 밑면에서의 풍압계수

그림 3.3.112 막의 윗면 · 밑면에서의 풍압계수

그림에서 보면 모델1과 모델2의 그래프, 모델3과 모델4의 그래프는 윗면과 밑면에서의 풍압계수의 경우 최대 0.9~1.0배로 거의 일치하고 있고, 이는 모델2와 모델4는 각각 모델1, 모델3에 비해 h_y가 두 배 증가한 경우이다. 따라서 기준면에서 막 구조의 정(+)곡률 최대 정점까지의 거리인 h_y가 두 배 증가한 경우에는 풍압계수 변화에 큰 영향을 주지 않음을 판단할 수 있다.

반면 모델1과 모델3의 그래프를 비교해보면 모델3의 그래프는 모델1에 비해 윗면에서의 풍압계수는 최대 1.8배, 밑면에서의 풍압계수는 최대 2.4배 증가하였다. 또한 모델2와 모델4의 그래프를 비교해보면 모델4의 그래프는 모델2에 비해 윗면에서의 풍압계수는 최대 2배, 밑면에서의 풍압계수는 최대 2.5배 증가하였다. 여기서 모델3과 모델4는 각각 모델1과 모델2에 비해 h_x가 두 배 증가한 경우로, 기준면에서 막 구조의 부(-)곡률 최대 정점까지의 거리인h_x가 증가하는 경우에는 풍압계수 변화에 큰 영향을 주는 것을 판단할 수 있다.

(나) 돔 구조물 형상 변화에 따른 풍압 특성 평가

본 절에서는 경간이 10m인 돔 구조물을 대상으로 높이 대 경간 비 변화에 따른 풍압계수를 비교·평가한다.

① 해석모델

해석모델은 그림 3.3.113과 같은 돔 구조물로, 높이(h) 대 경간(d)비를 변화시킴으로써 총 3개의 모델을 선정하였다. 즉, 높이 대 경간비가 각각 0.1, 0.15, 0.2인 돔 구조물을 대상으로 수치 시뮬레이션을 수행하였다. 해석모델에 대한 자세한 제원 및 해석조건은 각각 표 3.3.17, 표 3.3.18과 같다.

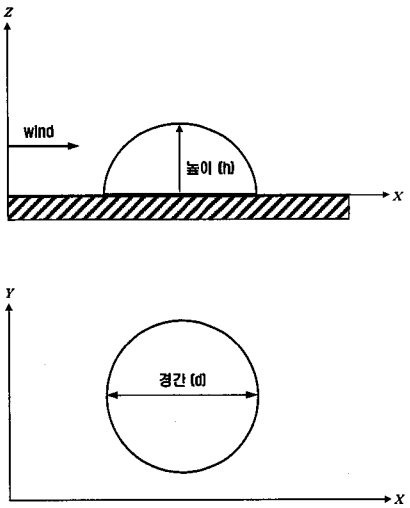


그림 3.3.113 돔 구조물

표 3.3.17 해석모델의 제원 단위[m]

	해석모델 1	해석모델 2	해석모델 3
높이(h)	1	1.5	2
경간(d)	10	10	10
높이/경간	0.1	0.15	0.2

표 3.3.18 수치 시뮬레이션 조건

해석조건	
평균풍속	$20\,m/s$
난류모델	$k-\varepsilon$
난류운동에너지 k	1.5
난류소산율 ε	0.37
난류강도	5%

② 해석결과

돔 구조물 및 유체영역의 수치해석 모델은 각각 그림 3.3.114, 그림 3.3.115와 같고, 3차원 체적 격자는 약 4만개를 생성하였다. 그림 3.3.116과 같은 돔 구조물 위치에서 돔 구조물의 형상에 따른 풍압계수는 그림 3.3.117과 같다.

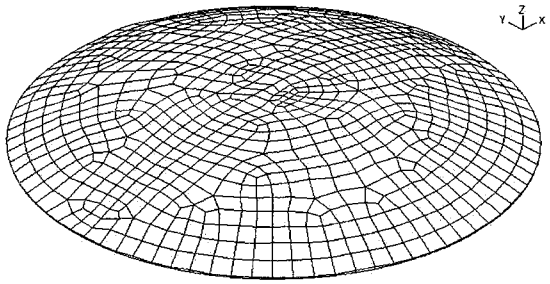


그림 3.3.114 구조물의 격자생성

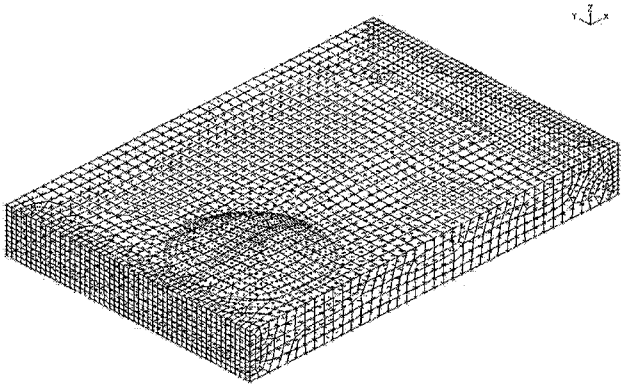


그림 3.3.115 유체영역의 수치모델

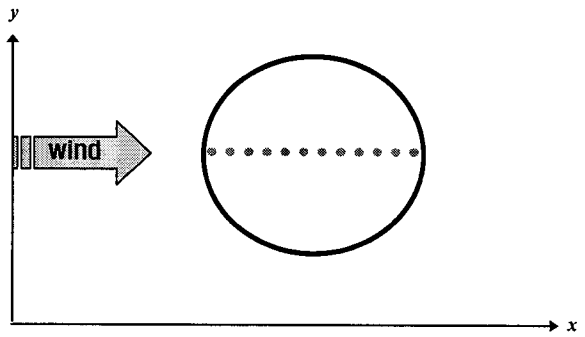


그림 3.3.116 풍압계수 측정위치

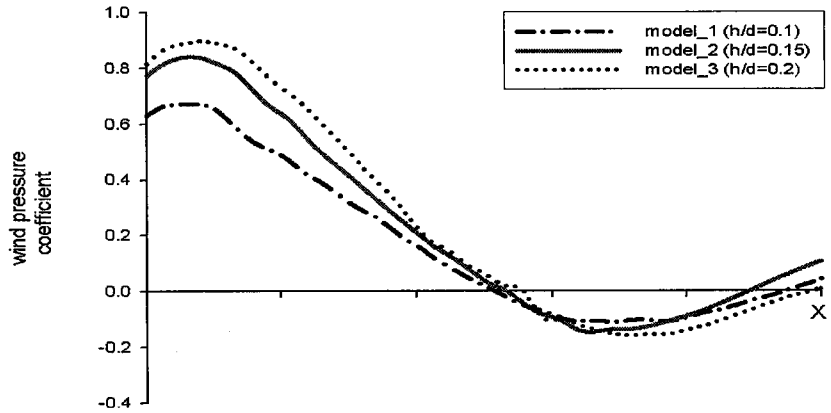


그림 3.3.117 돔 구조물 형상에 따른 풍압계수 변화

해석모델별로 풍압계수 값을 비교해보면, 해석모델1(기준모델)의 경우 최대 정압계수는 0.69, 최대 부압계수는 -0.12이고, 해석모델2의 경우 최대 정압계수는 0.85, 최대 부압계수는 -0.15로, 해석모델1과 비교했을 경우 높이 대 경간 비가 1.5배 증가한 것으로, 최대 정압계수는 1.2배, 최대 부압계수는 1.3배 증가한 것으로 나타났다. 해석모델3의 경우 최대 정압계수는 0.90, 최대 부압계수는 -0.24로, 해석모델1과 비교했을 경우 높이 대 경간 비가 2배 증가한 것으로, 최대 정압계수는 1.3배, 최대 부압계수는 2배 증가한 것으로 나타났다. 따라서 높이 대 경간 비가 증가할수록 최대 정압 및 부압계수가 증가함을 알 수 있다.

(5) 결 론

본 연구에서는 셸 구조의 다양한 형상 변화에 따른 풍압분포 변화를 예측하기 위하여 수치 시뮬레이션을 통한 유체 해석을 수행하였다.

본 연구의 결과는 다음과 같다.

안장형의 막 지붕 구조물을 대상으로 수치 시뮬레이션을 수행한 결과, 풍동실험을 통해 얻어진 풍압계수와 비교했을 경우 40퍼센트의 차이가 발생하였고, 풍력계수를 비교했을 경우 최대값은 31퍼센트의 차이가, 최소값은 26퍼센트의 차이가 발생하였다. 이러한 차이는 난류모델의 이론적 한계 및 격자의 조밀성 때문인 것으로 사료된다. 본 연구에서 적용한 $k-\varepsilon$난류모델은 바람의 난류성분은 x, y, z

각 방향으로 균등하게 분포한다는 등방성(isotropic)가정을 기초로 하기 때문에 이러한 차이가 발생한 것으로 판단된다. 또한 해석영역 내에 있는 대상구조물 주변의 유체는 구조물 근처에서 점성의 영향을 특히 많이 받기 때문에 좀 더 조밀한 격자를 생성하였다면 차이를 많이 줄일 수 있었을 것이라 사료된다. 그러나 풍동실험 및 수치 시뮬레이션을 통한 풍압계수의 경향은 거의 비슷한 양상을 보였으므로 타당성 있는 결과를 제시한 것으로 판단된다.

기준면에서 막 구조의 정(+)곡률 및 부(-)곡률 최대 정점까지의 거리인 h_y, h_x를 변화시킴으로써 채택한 4개의 막 구조를 대상으로 수치 시뮬레이션을 수행한 결과, 기준면에서 막 구조의 부(-)곡률 최대 정점까지의 거리인 h_x가 두 배로 증가한 경우 정(+)의 풍압계수는 최대 2.3배 이상, 부(-)의 풍압계수는 최대 2.1배 정도로 크게 평가되었으나 기준면에서 막 구조의 정(+)곡률 최대 정점까지의 거리인 h_y가 두 배로 증가한 경우에는 정(+)의 풍압계수와 부(-)의 풍압계수 모두 0.9~1배 정도로 거의 같게 평가되었다. 이를 통해 기준면에서 막 구조의 정(+)곡률 최대 정점까지의 거리(h_y)의 증가는 풍압계수 변화에 큰 영향을 주지 않으나, 기준면에서 막 구조의 부(-)곡률 최대 정점까지의 거리(h_x)의 증가는 풍압계수 변화에 큰 영향을 미친다는 것을 알 수 있다.

높이 대 경간 비가 각각 0.1, 0.15, 0.2인 돔 구조물을 대상으로 해석한 결과, 높이 대 경간 비가 1.5배 증가했을 경우 최대 정압계수는 1.2배, 최대 부압계수는 1.3배 증가한 것으로 나타났고, 높이 대 경간 비가 2배 증가했을 경우 최대 정압계수는 1.3배, 최대 부압계수는 2배 증가한 것으로 나타났다. 따라서 돔 구조물의 높이 대 경간 비가 증가할수록 그에 따른 풍압계수도 증가함을 파악하였다.

추 후 다양한 곡률의 셸 구조에 대한 연구 및 바람의 난류 성분을 좀 더 정확히 해석하기 위한 난류모델에 관한 연구가 필요할 것으로 사료된다.

6. 풍하중을 받는 개방형 하이브리드 돔의 동적해석 알고리즘

(1) 서　　론

케이블 돔은 그 구조 형식상 압축부재인 포스트와 인장부재인 케이블이 조화롭게 연결된 일종의 텐세그리티 구조시스템의 한 종류라고도 볼 수 있으며 자중이 가벼운 케이블과 포스트로 이루어져 있기 때문에 장스팬 구조물로 적당한 구조시스템이다. 또한, 케이블 돔 구조는 케이블, 포스트, 막 요소로 구성되며, 초기에는 불안정하지만 케이블 및 막에 장력을 도입함에 따라 전체 구조 시스템이 안정화되고, 외력에 대한 강성을 갖게 되어 구조적 특성을 발휘하는 하이브리드구조시스템이다. 따라서 초기장력은 케이블의 부재력에 영향을 주므로 적절한 초기 장력의 선택이 하이브리드 돔 구조에서 선결해야 하는 중요한 문제이다. 또한, 하이브리드 돔 구조시스템은 최소한의 압축부재에 의해서 형성되며, 대부분의 구조부재가 케이블이기 때문에 전체구조물의 강성이 대단히 작은 연성구조물이다. 이러한 구조물에서 동적하중은 주기가 짧은 지진하중보다 풍하중에 의한 거동이 더욱 지배적이기 때문에 바람에 대한 응답이 강성구조물에 비하여 상당히 커서 풍하중에 대한 동적 거동 특성 규명이 요구된다. 2003년 발생한 태풍 매미와 같이 순간최대풍속 55m/s의 강풍 발생 시 개방 형태의 부산아시아드 주경기장의 경우 풍하중에 대한 피해가 실제로 발생하고 있기 때문에 이를 위해서라도 풍하중에 대한 동적 거동 특성 파악이 필요하다.

본 연구에서는 비선형 동적 해석 시 뉴마크-베타법(선형가속도법)의 정도(accuracy)를 보장하면서 수렴의 안정성이 높은 안정수렴법(Stiffly Stable Method)을 이용하여 단위 케이블-트러스 모델의 해석을 수행하고, 그 결과를 뉴마크-베타법(선형가속도법)의 결과와 비교·분석한다. 또한, 선행 연구로서 안정수렴법을 통한 하이브리드 돔 구조시스템의 풍하중에 대한 동적 거동 특성 파악은 서울올림픽체조경기장과 같은 폐쇄형일 경우는 한상을, 서준호에 의해 연구가 진행되었고, 부산아시아드 주경기장과 같은 개방형의 경우는 한상을, 윤종현에 의해 고정하중을 적용한 일부부재의 파단 시 거동 특성에 관해 연구가 진행된 바 있다. 따라서 본 연구에서는 개방형 하이브리드 돔 구조시스템의 기하 비선형 동적거동 특성을 고찰한 후, 인장케이블, 방사케이블 등과 같은 일부 케이블 부재에 파단이 일어났을 경우를 가정하여 동적 풍하중에 대한 거동 특성을 파악하고자 한다.

(2) 유한요소 수치해석 알고리즘

(가) 유한요소법에 의한 정식화

평형방정식에서 불평형력 벡터 $\{R(d)\}$는 내력과 외부하중과의 차이로 다음식과 같다.

$$\{R(d)\} = [\mathrm{T}]^{\mathrm{T}} \int_V [\mathrm{B}]^{\mathrm{T}} \{\sigma\}\ dV - \{\mathrm{W}\} \tag{3.3.50}$$

가상일의 원리에 의해 내력과 외력은 평형을 이루므로, 위의 관계식을 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\{\ \mathrm{W}\} = [\mathrm{T}]^{\mathrm{T}} \int_V [\mathrm{B}]^{\mathrm{T}} \{\sigma\}\ dV \tag{3.3.51}$$

식(3.3.52)를 전체 자유도에 대해 1차 변분하면

$$\delta\{\ \mathrm{W}\} = [\mathrm{T}]^{\mathrm{T}} \int_V \delta[\mathrm{B}]^{\mathrm{T}} \{\sigma\}\ dV + [\mathrm{T}]^{\mathrm{T}} \int_V [\mathrm{B}]^{\mathrm{T}} \delta\{\sigma\}\ dV \tag{3.3.52}$$

와 같다. 응력-변형률 관계식은

$$\{\sigma\} = [\mathrm{E}]\{\varepsilon\} + \{\sigma_0\} \tag{3.3.53}$$

이며, 식(3.3.53)을 1차 변분하면

$$\delta\{\sigma\} = [\mathrm{E}]\delta\{\varepsilon\} = [\mathrm{E}][\mathrm{B}]\delta\{\ d\} \tag{3.3.54}$$

가 되고,국부좌표계에서의 변형률-변위 관계 행렬 [B]는 선형과 비선형 부분의 합으로 생각할 수 있다.

$$[\mathrm{B}] = [\mathrm{B_0}] + [\mathrm{B_N}(d)] \tag{3.3.55}$$

식(3.3.52)의 $\delta[\mathrm{B}]^{\mathrm{T}}$는 $[\mathrm{B_N}]$만이 변위 $\{d\}$에 관한 항이므로 $\delta[\mathrm{B_N}]^{\mathrm{T}}$로 나타낼 수 있으며, 식(3.3.53)~(3.3.55)을 (3.3.52)에 대입하고, 2차 이상의 항은 미소하므로 계산의 정도와 편의를 고려하여 무시하면 다음식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned}\delta\{\ \mathrm{W}\} &= [\mathrm{T}]^{\mathrm{T}} \int_V \delta[\mathrm{B_N}]^{\mathrm{T}} \{\sigma\}\ dV \\ &+ [\mathrm{T}]^{\mathrm{T}} \int_V [\mathrm{B_0}]^{\mathrm{T}} [\mathrm{E}][\mathrm{B_0}]\delta\{\ d\}\ dV \\ &= [\mathrm{T}]^{\mathrm{T}} [\mathrm{k_G}]\delta\{\ d\} + [\mathrm{T}]^{\mathrm{T}} [\mathrm{k_E}]\delta\{\ d\}\end{aligned} \tag{3.3.56}$$

여기에서, $[\mathrm{k_G}]\delta\{d\} = \int_V \delta[\mathrm{B_N}]^{\mathrm{T}} \{\sigma\} dV$,

$$[\mathrm{k_E}] = \int_V [\mathrm{B_0}]^{\mathrm{T}} [\mathrm{E}][\mathrm{B_0}] dV$$

$[k_G]$, $[k_E]$, $\{d\}$는 국부좌표계의 기하강성행렬, 선형강성행렬 및 변위이므로 전체좌표계의 변위$\{u\}$로 변환하면,

$$\delta\{ W\} = [T]^T[k_G][T]\delta\{ u\} + [T]^T[k_E][T]\delta\{ u\} \qquad (3.3.57)$$

$$= ([K_E] + [K_G])\delta\{ u\}$$

이 되며, 이는 전체좌표계의 선형강성행렬과 기하강성행렬 모두를 고려한 식이 된다.

(3) 비선형 동적 해석 알고리즘

일반적으로 기하학적 비선형성이 고려되는 동적 해석기법으로는 직접적분법(direct integration method)의 명시적 방법(explicit method)이나 묵시적 방법(implicit method)이 사용된다. 이 중 묵시적 방법으로는 뉴마크-베타법(Newmark-β method)과 안정수렴법이 대표적이다. 또한, 비선형 방정식을 풀기 위한 방법으로는 증분단계 내에서의 접선강성행렬 계산량을 줄임으로써 해석의 효율성을 높일 수 있는 수정 뉴튼-랩슨법(modified Newton-Raphson method)을 적용하였다.

(가) 뉴마크-베타법(Newmark-β method)

뉴마크-베타법은 가장 널리 사용되는 동적해석법으로, γ와 β값의 변화로 여러 조건에 맞는 해석을 수행할 수 있다. 뉴마크-베타법 중에서는 주로 평균가속도법(β=1/4,γ=1/2)과 선형가속도법(β=1/6,γ=1/2)을 사용하는데, 평균가속도법은 Δt에 관계없이 안정적인 수렴성(unconditional stability)을 보이나 해의 정도(accuracy)가 다소 떨어지는 것으로 알려져 있으며, 그에 반하여 선형가속도법은 해의 정도는 좋으나, Δt에 따라 수렴의 안정성이 결정(conditional stability)되는 특징이 있다.

여기서 기하학적 비선형 해석을 위한 수렴단계가 포함된 운동방정식은 다음과 같다.

$$M\ddot{d}_i^k + C\dot{d}_i^k + K_{i-1}\Delta d^k = R_i - F_i^{k-1} \qquad (3.3.58)$$

수정 뉴튼-랩슨법의 알고리즘은 그림 3.3.118과 같으며, 증분변위 식은 식(3.3.59)의 두 번째 식과 같으나 첨자만 t에서 i로 바뀐다.

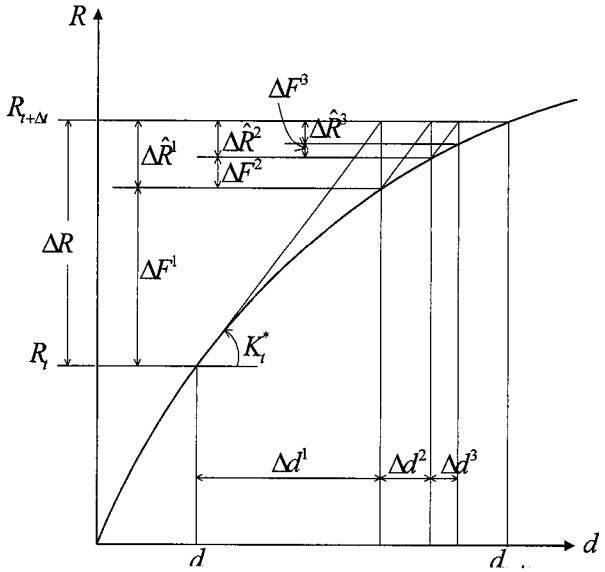


그림 3.3.118 수정 뉴튼-랩슨법의 알고리즘

$$K_t^* \Delta d^k = \Delta \hat{R}^{k-1} \qquad d_t^k = d_t^{k-1} + \Delta d^k \tag{3.3.59}$$

Newmark에 의한 제안 식에 선형가속도법을 적용하면 다음과 같다.

$$d_i = d_{i-1} + \frac{\Delta t}{3}(\dot{d}_i + 2\dot{d}_{i-1}) + \frac{\Delta t}{6}\ddot{d}_{i-1} \tag{3.3.60}$$

$$\dot{d}_i = \dot{d}_{i-1} + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{d}_{i-1} + \ddot{d}_i)$$

위 식에 수렴 형식을 적용하면 식(3.3.61)이 된다

$$d_i^k = d_{i-1} + \frac{\Delta t}{3}(\dot{d}_i^k + 2\dot{d}_{i-1}) + \frac{\Delta t}{6}\ddot{d}_{i-1} \tag{3.3.61}$$

$$\dot{d}_i^k = \dot{d}_{i-1} + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{d}_{i-1}^k + \ddot{d}_{i-1})$$

여기에 수정 뉴튼-랩슨법의 증분 형식을 취하여 정리하면

$$d_i^k = \frac{3}{\Delta t}(d_i^{k-1} + \Delta d^k - d_{i-1}) - \frac{1}{2}\ddot{d}_{i-1} - 2\dot{d}_{i-1} \tag{3.3.62}$$

$$\ddot{d}_i^k = \frac{6}{\Delta t^2}(d_i^{k-1} + \Delta d^k - d_{i-1}) - \frac{1}{\Delta t}\ddot{d}_{i-1} - \frac{4}{\Delta t}\dot{d}_{i-1} - \ddot{d}_{i-1}$$

이 되고, 식(3.3.62)을 운동방정식(3.3.58)에 대입한 후 Δd^k에 대하여 정리하면 선형가속도법을 적용한 뉴마크-베타법의 최종 지배방정식이 유도된다.

$$\left\{\frac{6}{\Delta t^2}M+\frac{3}{\Delta t}C+K_{i-1}\right\}\Delta d^k \tag{3.3.63}$$

$$= R_i - F_i^{k-1} - C\left\{\frac{3}{\Delta t}(d_i^{k-1}-d_{i-1})-\frac{1}{2}\ddot{d}_{i-1}-2\dot{d}_{i-1}\right\}$$

$$+M\left\{\frac{6}{\Delta t^2}(d_i^{k-1}-d_{i-1})-\frac{1}{\Delta t}(\ddot{d}_{i-1}+4\dot{d}_{i-1})-\ddot{d}_{i-1}\right\}$$

위 식의 좌변의 괄호 항을 K^*, 우변을 ΔR^* 라 놓으면,

$$K^*\Delta d^k = \Delta R^* \tag{3.3.64}$$

가 된다. 여기서, K^*를 유효강성, ΔR^*를 유효증분하중이라 한다.

(나) 안정수렴법(stiffly stable method)

안정수렴법은 Houbolt's method, α-method, Gear's method, Park's method 등으로 구분 지을 수 있으며, 이중 후진차분을 근간으로 하는 안정수렴법은 Jensen(1974)과 Park(1975)에 의해 개선되었다. Park(1975)이 제안한 방법은 Gear(1976)의 2단계 법과 3단계 법을 혼합하여 만든 선형다단계법(linear multi-step method)으로, Park은 Gear의 2단계 법과 3단계 법을 이용하여 개선된 안정수렴법을 제안하였다. Gear의 2단계 법과 3단계 법의 제안 식은 각각 식(3.3.65), (3.3.66)과 같다.

$$\dot{d}_i = \frac{1}{2\Delta t}(3d_i - 4d_{i-1} + d_{i-2}) \tag{3.3.65}$$

$$\dot{d}_i = \frac{1}{6\Delta t}(11d_i - 18d_{i-1} + 9d_{i-2} - 2d_{i-3}) \tag{3.3.66}$$

본 해석법은 Gear의 안정수렴법을 개선하기 위해 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$P_{m,n} = C_m G_m + C_n G_n \tag{3.3.67}$$

여기서 C_m, C_n은 상수이고 G_m, G_n은 각각 Gear의 m, n단계법의 제안 식이며,

$$G_m = \sum_{k=0}^{m} a_k d_{i-k} - \dot{d}_i \tag{3.3.68}$$

으로 나타낼 수 있다.

본 해석법은 해의 정도와 수렴의 안정성을 증진하기 위해 다음과 같이 제안($m=2$)하였다.

$$P_{2,n} = C_2 G_2 + C_n G_n, \quad n \geq 3, \quad C_2 + C_n = 1 \tag{3.3.69}$$

여기서, $C_n \to 1$; $P_{2,n} = G_n$이 되고, $C_n \to 0$; $P_{2,n} = G_2$가 됨을 알 수 있다. 이 때, $n=3, C_2 = C_3 = 1/2$ 로 놓으면, 본 해석법의 제안 식은 다음과 같이 된다.

$$\begin{aligned} P_{2,3} &= \frac{1}{2}\left\{\frac{1}{6\Delta t}(11d_i - 18d_{i-1} + 9d_{i-2} - 2d_{i-3}) - \dot{d}_i\right\} \\ &+ \frac{1}{2}\left\{\frac{1}{2\Delta t}(3d_i - 4d_{i-1} + d_{i-2}) - \dot{d}_i\right\} \\ &= \frac{1}{6\Delta t}(10d_i - 15d_{i-1} + 6d_{i-2} - d_{i-3}) - \dot{d}_i \end{aligned} \tag{3.3.70}$$

따라서, 식(3.3.70)을 0으로 놓으면 안정수렴법의 제안 식은 다음과 같다.

$$\dot{d}_i = \frac{1}{6\Delta t}(10d_i - 15d_{i-1} + 6d_{i-2} - d_{i-3}) \tag{3.3.71}$$

이 되고, 위 식을 수렴 형식으로 표현하고 증분량(후진차분)에 관한 식(3.3.72)을 대입하면 식(3.3.73)과 같다.

$$\Delta d_i = d_i - d_{i-1}, \quad \Delta \dot{d}_i = \dot{d}_i - \dot{d}_{i-1}, \quad \Delta \ddot{d}_i = \ddot{d}_i - \ddot{d}_{i-1} \tag{3.3.72}$$

$$\dot{d}_i^k = \frac{1}{6\Delta t}(10d_i^{k-1} + 10\Delta d^k - 15d_{i-1} + 6d_{i-2} - d_{i-3}) \tag{3.3.73}$$

$$\begin{aligned} \ddot{d}_i^k &= \frac{5}{18\Delta t^2}(10d_i^{k-1} + 10\Delta d^k - 15d_{i-1} + 6d_{1-2} - d_{i-3}) \\ &- \frac{1}{6\Delta t}(15\dot{d}_{i-1} - 6\dot{d}_{i-2} + \dot{d}_{i-3}) \end{aligned}$$

위 식을 수렴단계가 포함된 운동방정식(3.3.58)에 대입한 후 Δd^k에 대하여 정리하면 식(3.3.74)와 같은 안정수렴법의 최종 지배방정식이 유도된다.

$$\left\{M\left(\frac{5}{3\Delta t}\right)^2 + C\frac{5}{3\Delta t} + K_{i-1}\right\}\Delta d^k \tag{3.3.74}$$
$$= R_i - F_i^{k-1} + \frac{M}{6\Delta t}(15\dot{d}_{i-1} - 6\dot{d}_{i-2} + \dot{d}_{i-3})$$
$$-\left(\frac{C}{6\Delta t} + \frac{5M}{18\Delta t^2}\right)(10d_i^{k-1} - 15d_{i-1} + 6d_{i-2} - d_{i-3})$$

이 역시 좌변의 괄호 항을 유효강성, 우변 항을 유효증분하중이라 한다.

(4) 케이블 요소의 불안정문제 처리

케이블 요소는 트러스 요소와 같은 형식을 갖으나, 인장력에만 저항하고 압축력에는 저항하지 못한다. 따라서 케이블 요소에 압축력이 작용하면 불안정문제가 발생한다. 이러한 케이블의 불안정문제를 해결하기 위해 압축응력이 발생하는 부재의 응력과 탄성계수를 '0'으로 치환한다. 이렇게 하면 그 부재는 압축응력이 발생하지 않고 강성 또한 '0'이 된다.

$$\sigma_x = 0, \quad E_x = 0 \tag{3.3.75}$$

식(3.3.75)과 같은 치환을 통해 구조물의 새로운 전체 강성행렬을 구한 후, 다음 단계 해석을 수행한다.

케이블의 불안정문제 처리에 있어서 정적해석에서는 강성행렬의 행렬식이 '0'이 되는 특이현상(singularity)이 발생하여 변위를 구할 수 없는 경우가 발생하지만, 동적해석에서는 식(3.3.63) 및 (3.3.74)에서 보는 바와 같이 유효강성항에 질량항과 감쇠항의 존재로 이런 특이현상이 일어나지 않는다. 따라서 케이블 부재에 압축응력 발생으로 인한 식(3.3.75)과 같은 처리를 하더라도 절점의 변위는 계속 구할 수 있으며, 인장력이 회복되는 단계에서 다시 부재의 탄성계수를 복원시켜 해석함으로써, 구조체가 가지는 물리적 성질을 표현할 수 있다

(5) 해석 모델 및 분석

단위 케이블-트러스 모델을 통하여 기하 비선형 동적해석 알고리즘의 타당성을 검증한다. 또한, 부산아시아드 주경기장과 같은 개방형 하이브리드 돔 구조시스템 모델에 초기장력은 부재 파단강도의 20퍼센트, 30퍼센트, 40퍼센트로 설정하였고, 실제 사용된 부재 제원을 적용하여 해석을 수행한다.

(가) 해석 모델 A : 단위 케이블-트러스 모델

① 해석 조건 및 하중 형태

해석 모델은 그림 3.3.119와 같고, 부재 제원은 중앙의 포스트 부재 $E=205,800MPa$, $A=5,000mm^2, \rho=7,708kg/m^3$이며, 방사 케이블 부재 $E=137,200MPa$, $A=100mm^2$, $\rho=8,159kg/m^3$인 단위 케이블-트러스 모델이며, 네 방향의 경계조건은 단순지지이다. 하중은 그림 3.3.120과 같은 형태로 주었으며, 초기장력은 각각 $250N$, $1000N$을 적용하여 케이블 부재에 불안정 문제(wrinkling problem)가 발생하였을 경우와 발생하지 않은 경우를 2번 절점에서의 변위로서 비교하였고, 해석 조건은 표 3.3.19와 더불어 감쇠는 고려하지 않았다.

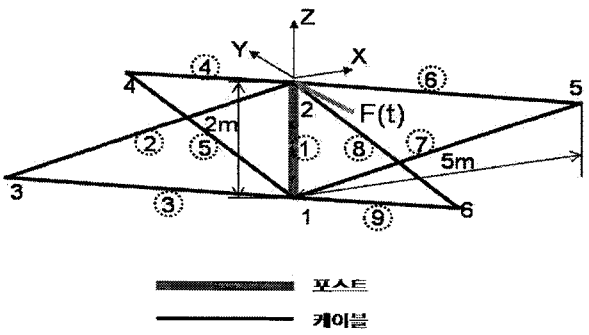


그림 3.3.119 해석 모델

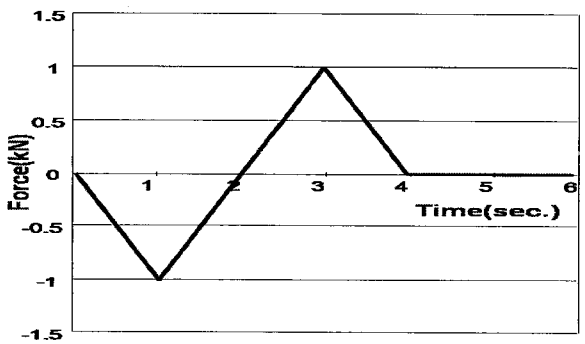


그림 3.3.120 하중 형태

② 수치해석 결과

표 3.3.19 불안정 문제 해석결과 (2번 절점 Y방향)

해석법	Δt (sec.)	초기장력 (N)	최대변위 (m)	발생시간 (sec.)	비고
뉴마크-베타법	0.005	250	0.1808	3.120	
		1000	0.1758	3.090	
	0.025	250	∞	-	발산
		1000	∞	-	발산
	0.1	250	∞	-	발산
		1000	∞	-	발산
안정수렴법	0.005	250	0.1808	3.125	
		1000	0.1758	3.090	
	0.025	250	0.1799	3.125	
		1000	0.1768	3.100	
	0.1	250	0.1631	3.000	
		1000	0.1486	3.000	

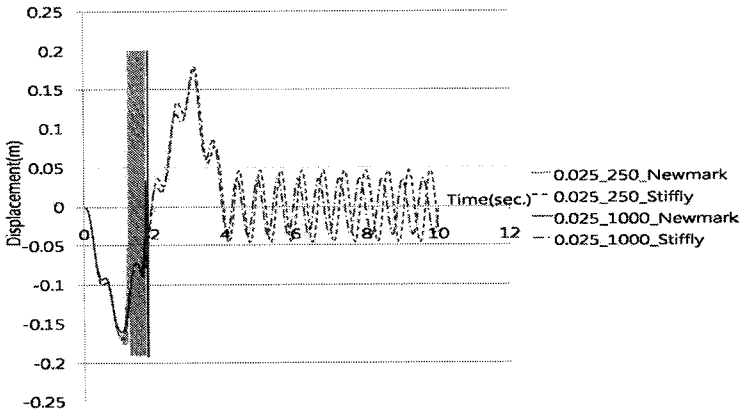


그림 3.3.121 정점(2번 절점)에서의 y축 방향 변위

표 3.3.20 불안정 문제 해석결과 (2번 절점 Z방향)

해석법	Δt (sec.)	초기장력 (N)	최대변위 (m)	발생시간 (sec.)	비고
뉴마크-베타법	0.005	250	0.00447	3.290	
		1000	0.00279	1.265	
	0.025	250	∞	-	발산
		1000	∞	-	발산
	0.1	250	∞	-	발산
		1000	∞	-	발산
안정수렴법	0.005	250	0.00448	3.285	
		1000	0.00279	1.265	
	0.025	250	0.00447	3.275	
		1000	0.00279	1.250	
	0.1	250	0.00469	3.300	
		1000	0.00271	1.300	

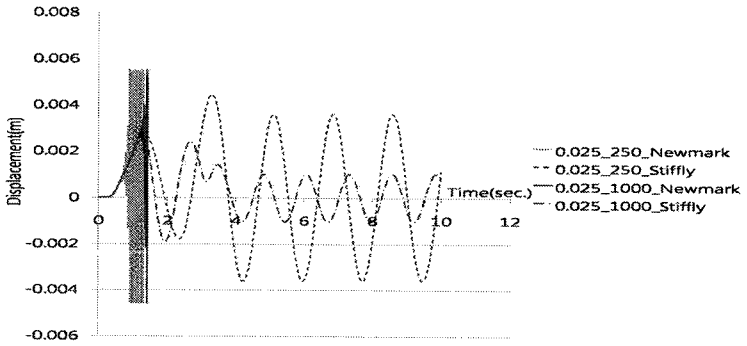


그림 3.3.122 정점(2번 절점)에서의 z축 방향 변위

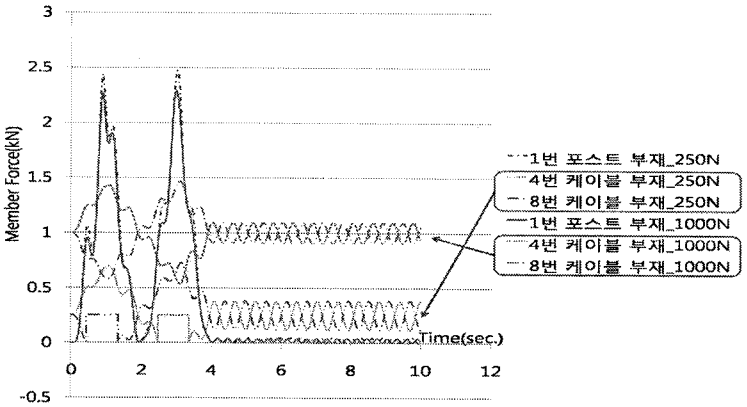


그림 3.3.123 케이블(4,8번 부재) 및 포스트(1번 부재) 부재력

비선형 동적해석 시 Δt가 0.025초 보다 커질 경우 안정수렴법은 해석이 수행된 반면, 그림 3.3.123의 붉은색 테두리에 나타난 것과 같이 뉴마크-베타법은 발산하였다. 또한, 그림 3.3.123에서 나타난 바와 같이 초기장력이 250N일 경우 케이블 부재에 부재력이 0보다 작게 되는 불안정 현상이 발생하면서 가력방향인 y방향 변위가 줄어들고 z방향 변위가 급증하는 것을 알 수 있다. 이는 8개의 케이블이 힘의 평형으로 트러스 부재의 상하 변위를 구속하는데, 일부 케이블 부재에 불안정현상이 발생하면서 평형이 상실되어 트러스 부재의 상하 변위가 크게 일어나는 현상을 나타내는 것으로, 직관적으로 알 수 있는 현상과 일치한다.

또한, 표3.3.19, 20에서 나타낸 바와 같이 초기장력이 4배 증가하였을 경우 y방향 변위에 대한 효과는 강제진동 구간보다는 자유진동 구간 내에서 작으나마 영향을 끼치고 있었으나, z방향을 구속하는 효과는 약 42퍼센트 가량 더 크게 나타났다. 이는 초기장력은 포스트를 구속하는데 더 큰 효과를 보여줌을 의미하며 초기장력이 작을 경우 불안정현상이 발생함을 나타내기도 한다.

(나) 해석 모델 B : 부산아시아드주경기장

부산아시아드주경기장(그림 3.3.124)은 상부 구조가 228m의 직경에 단변 방향(A), 장변 방향(B)으로 각각 152m와 180m의 타원형의 개구부를 갖는다. 케이블-트러스의 높이는 단변 방향에서 13.6m, 장변 방향에서 21.6m로 연속 되며, 48개의 RC 경사 기둥의 상단을 연결하는 강재 압축링 위에 케이블 돔이 놓이게 된다. 본 연구에서는 케이블과 트러스로 구성된 지붕 구조만 모델링 하였다.

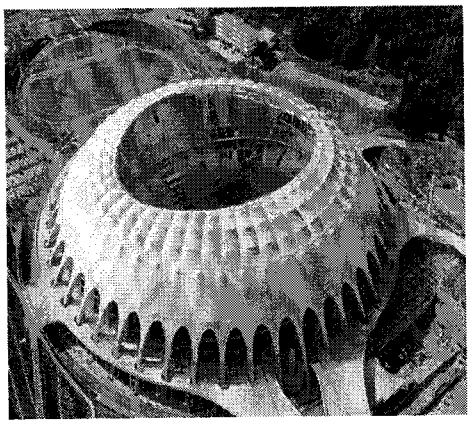


그림 3.3.124 부산아시아드주경기장

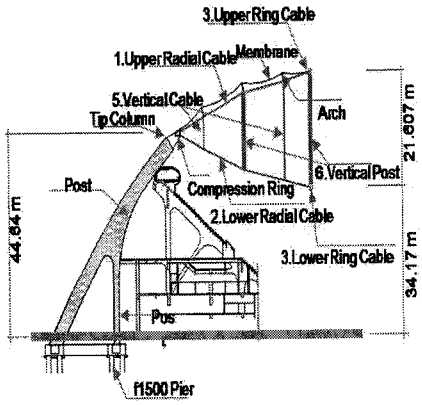


그림 3.3.125 부재 명칭

① 부재 제원 및 초기장력

그림 3.3.125는 해석모델의 주요 구조 부재의 명칭이며, 표 3.3.21은 각 부재의 제원을 나타낸다. 케이블의 파단강도는 1,540MPa, $E=156{,}906MPa$ 이며 수직 포스트로 사용된 탄소 강관은 KS D 3566, $E=205{,}940MPa$ 을 사용하였다.

표 3.3.21 부재 제원 및 초기 장력(kN)

부재명		단변측(A)	장변측(B)	사례1		사례2		사례3	
				(A)	(B)	(A)	(B)	(A)	(B)
상부방사케이블		ϕ52	ϕ43	575.3	393.5	863.3	590.3	1151.0	787.1
하부방사케이블		ϕ68	ϕ56	983.8	667.3	1475.7	1000.9	1967.7	1334.6
상부인장케이블		3×ϕ71	3×ϕ71	3217.9		4826.8		6435.7	
하부인장케이블		3×ϕ94	3×ϕ94	5641.3		8461.9		11282.5	
수직케이블		ϕ18	ϕ18	58.8		88.2		117.6	
수직 포스트	내측	ϕ244.5×25		-	-	-	-	-	-
	외측	ϕ244.5×12.5		-	-	-	-	-	-

② 하중 산정

지상 $40m$ 상공에서 순간 최대풍속 $54m/s$인 풍속파를 그림 3.3.127과 같이 가정하고, 바람의 동적 특성을 식(3.3.76)과 같은 풍압 계산식에 의해 고려하였다.

$$p(x,y,z,t)=\frac{1}{2}\rho C_p(x,y,z)\times\left\{2\,V_m(x,y,z)\,V(x,y,z,t)+V(x,y,z,t)^2\right\} \quad (3.3.76)$$

ρ는 공기밀도로서 균일하게 $0.125kg\bullet s^2/m^3$, C_p는 구조물의 형상에 따르는 풍력계수이다. V_m은 평균풍속으로서 $40m$/sec.를 적용하였고, V는 가정된 풍속파의 시간에 따른 풍속이다.

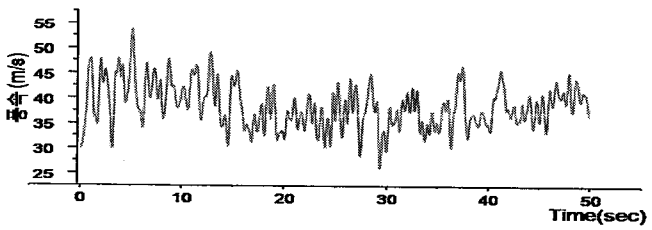


그림 3.3.126 풍하중 스펙트럼

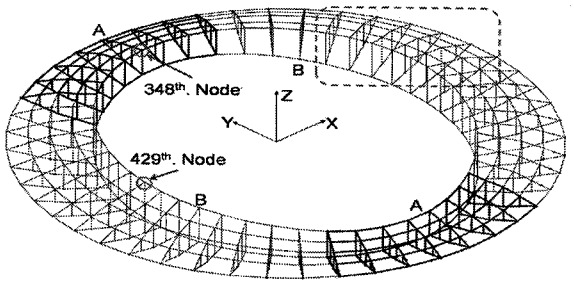


그림 3.3.127 개방형 모델

③ 해석 조건

하중 방향은 Y방향, $-X$방향으로 정압 측에 각각 적용하였고, 시간간격 Δt는 선형가속도법의 발산시점인 0.05초를 안정수렴법에 적용하여 해석하였다.

④ 수치해석 결과

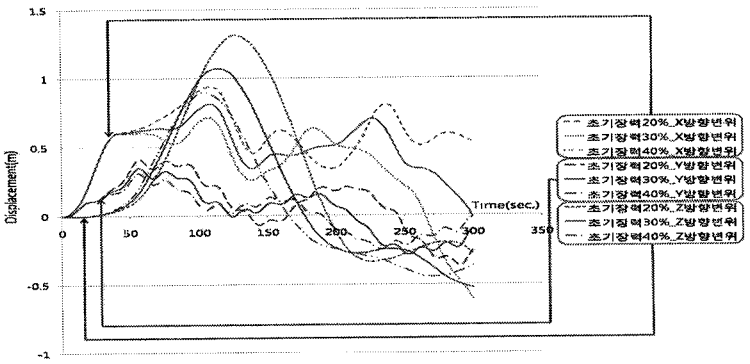


그림 3.3.128 -x방향 가력 시 348번 절점 변위

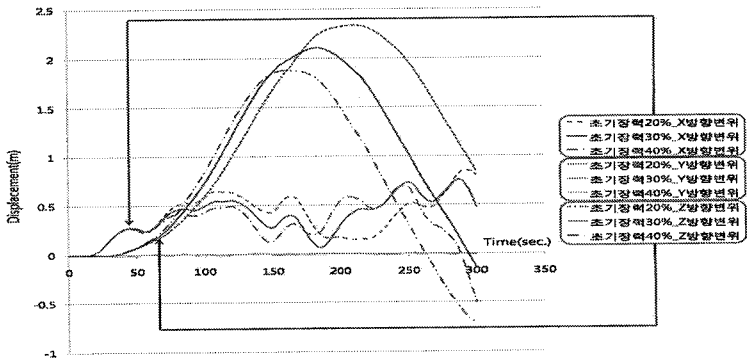


그림 3.3.129 -x방향 가력 시 429번 절점 변위

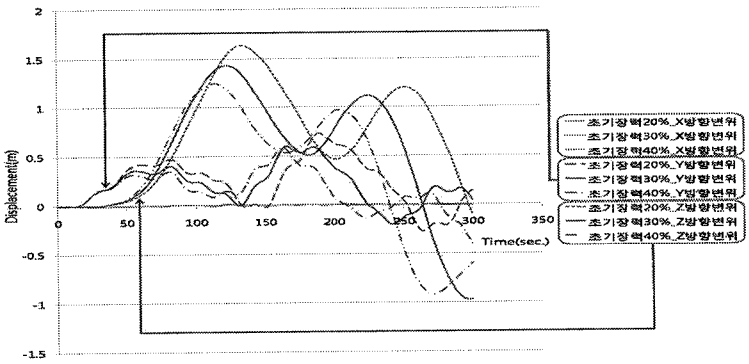


그림 3.3.130 y방향 가력 시 348번 절점 변위

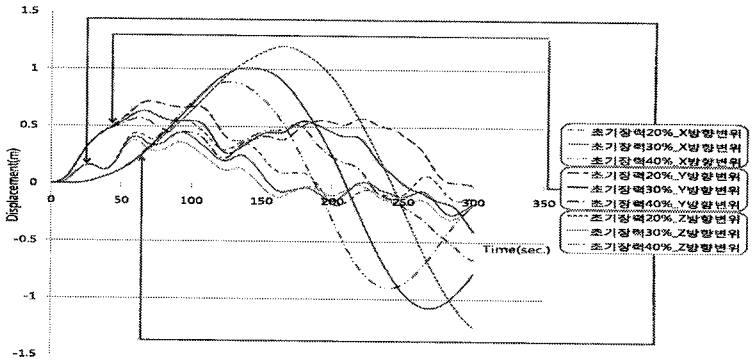


그림 3.3.131 y방향 가력 시 429번 절점 변위

해석 결과 초기 장력이 커질수록 변위의 주기는 짧아졌으며, 각각의 변위 진폭 또한 작아짐을 알 수 있다. 이는 구조물의 강성이 커짐에 따라 발생하는 현상으로써 직관과도 일치한다. $-x$방향 및 y방향 작용 시 모두 가력방향의 변위보다 가력방향의 직각방향인 z방향 변위가 상대적으로 크게 나타났다. 또한, 최대처짐이 발생하는 절점으로 봤을 때 구조물의 장변 방향이 단변 방향보다 구조적으로 불리함을 알 수 있다.

(6) 일부 부재 파단 시 거동 특성

그림 3.3.128~131에서 나타난 바와 같이 구조물 전체적으로 보았을 때 단변 방향보다 장변 방향이 변형이 크게 나타나고 있으므로 장변 방향이 구조적으로 더 불리하다. 따라서 본 장에서는 장변 방향의 일부 부재들이 파단 됐다는 가정을 하여 구조물의 풍하중에 대한 동적 거동을 파악 해 본다. 풍하중이 작용할 경우 풍방향 직각방향의 진동, 비틀림 진동 및 공기력 불안정에 의한 진동 등이 더 크게 나타나고 있으므로 $-x$방향 작용시의 캐나다 RWDI의 풍동실험(정적 풍하중) 결과를 참고하여 그 가중치를 동적 풍하중으로 변환하는데 있어서 고려하였다. 초기장력은 일반적으로 파단강도의 30퍼센트로 산정하기 때문에 사례2의 경우를 적용하였다. 가정한 파단 부재의 위치는 그림 3.3.128의 테두리 부분들을 그림 3.3.132에 자세히 표현하였다.

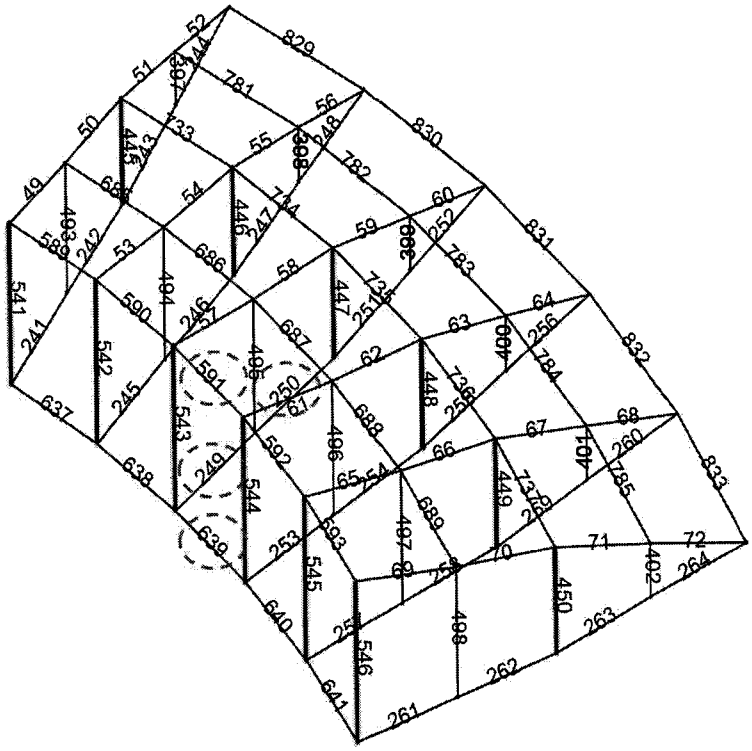


그림 3.3.132 케이블 파단 부분

(가) 인장케이블 파단의 경우

해석방법은 인장케이블의 단면적을 '0'으로 놓고 해석을 수행한 후 주변부재의 부재력 변화를 파악한다.

① 상부인장케이블 파단 시(591번 부재)

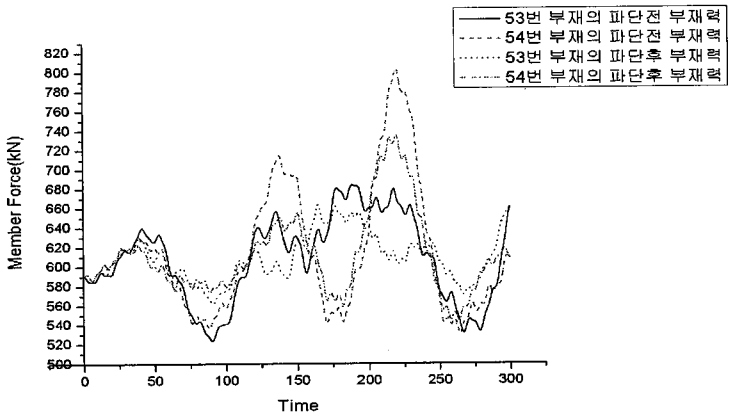


그림 3.3.133 상부방사케이블의 부재력 변화

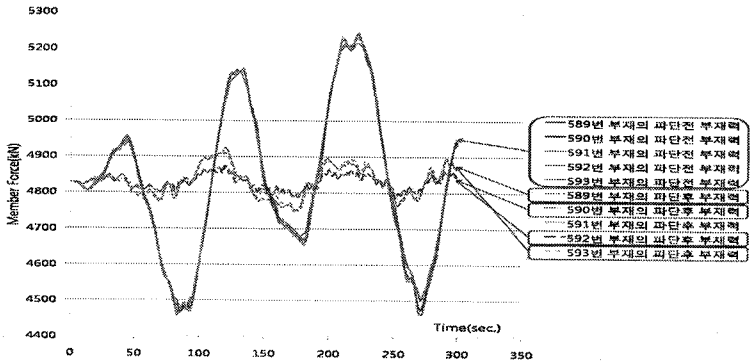


그림 3.3.134 상부인장케이블의 부재력 변화

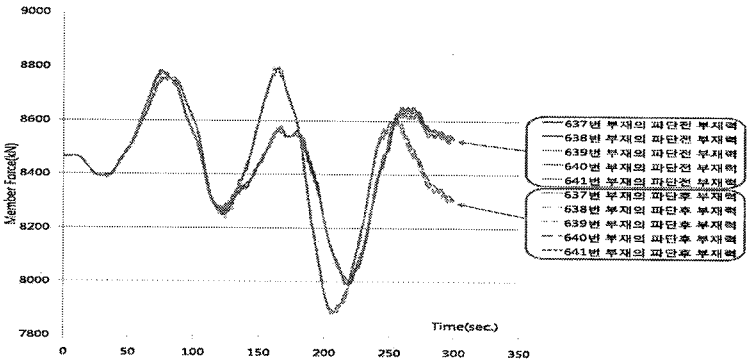


그림 3.3.135 하부인장케이블의 부재력 변화

상부인장케이블 파단 시 파단 근처의 부재력들을 고찰해본 결과 상부방사케이블 및 상·하부 인장케이블의 부재력 변화에 가장 큰 영향을 미치고 있다는 것을 파악 할 수가 있었다.

② 하부인장케이블 파단 시(639번 부재)

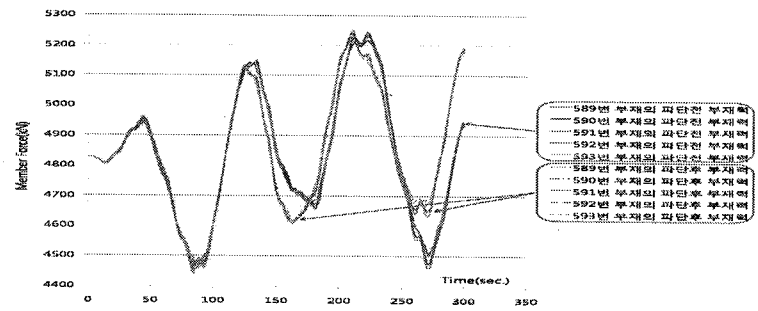


그림 3.3.136 상부인장케이블의 부재력 변화

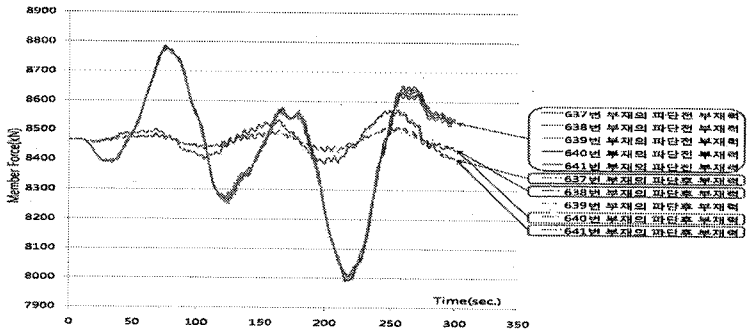


그림 3.3.137 하부인장케이블의 부재력 변화

하부인장케이블 파단 시 파단 근처의 부재력들을 고찰해본 결과 상·하부 인장케이블의 부재력 변화에 가장 큰 영향을 미치고 있다는 것을 파악 할 수가 있었다.

③ 하부방사케이블 파단의 경우(249번 및 250번 부재)

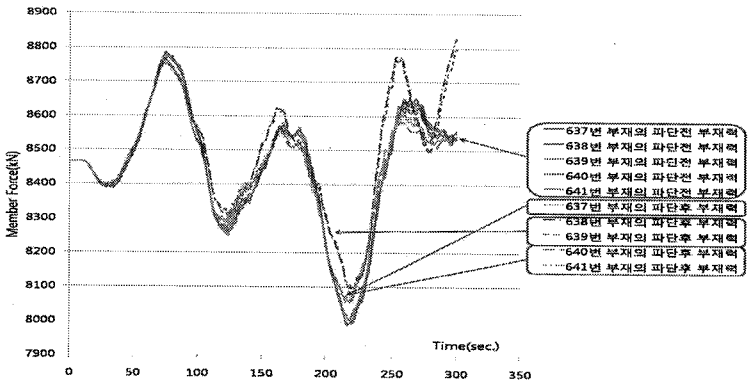


그림 3.3.138 하부인장케이블의 부재력 변화

하부방사케이블 파단 시 파단 근처의 부재력들을 고찰해본 결과 하부인장케이블의 부재력 변화에 가장 큰 영향을 미치고 있다는 것을 파악 할 수가 있었다.

(7) 결　론

본 연구의 결론은 아래의 세 가지로 요약될 수 있다.

단위 모델 해석결과 안정수렴법은 뉴마크-베타법과 비교하여 해의 정도가 3.78 퍼센트 이하의 오차를 갖는 만족할 수 있는 수준이며, Δt의 크기에 관계없이 해석과정의 안정성을 갖는 장점이 있다.

또한 케이블 부재에 발생할 수 있는 불안정현상을 극복하는 해석기법의 적용에 있어서도 뉴마크-베타법은 Δt가 0.025초 이상일 경우 발산하였으나 안정수렴법의 경우 보다 안정적으로 수렴되었다.

따라서 하이브리드 돔 구조시스템의 기하학적 비선형 동적 해석 시, 일반적으로 널리 사용되는 뉴마크-베타법보다는 수정 안정수렴법을 적용하는 것이 효과적이며, Δt가 작아질수록 고차모드의 거동을 보여줄 뿐, 해의 정확도는 크게 변함이 없으므로 해석의 정확도와 시간의 효율적인 측면을 고려하여 Δt를 0.05초 전후로 놓는 것이 효율적이라 사료된다.

개방형 하이브리드 돔 구조시스템과 같은 연성구조물은 구조체를 안정화하기 위해 초기장력이 도입되는데, 풍하중이 수평하중으로 작용할 경우, 즉, y방향 및 $-x$방향으로 작용할 경우 초기장력 크기에 따른 해석결과를 보면, 다음의 세 가지 결론을 도출 해 낼 수 있었다.

초기 장력이 커질수록 강제진동 구간(50초 이내 구간)에서 보다 자유진동 구간에서의 변위 주기가 현저히 짧아졌으며, 각각의 변위 진폭 또한 작아짐을 알 수 있었다. 이는 구조물의 강성이 커짐에 따라 발생하는 현상으로써 직관과도 일치한다.

$-x$방향 및 y방향 작용 시 모두 가력방향의 변위보다 가력방향의 직각방향인 z 방향 변위가 상대적으로 크게 나타났으며 초기 장력의 10퍼센트씩 변화에 따른 자유진동 구간 내에서의 z방향 변위 구속 효과는 10~20 퍼센트 정도로 나타나 초기

장력에 따른 하이브리드 돔의 바람에 대한 응답이 매우 민감하게 나타났다. 또한, 각 방향 변위별 최대 처짐이 발생하는 절점으로 봤을 때 구조물의 장변 방향이 단변 방향보다 구조적으로 불리함을 알 수 있었다.

하중 방향에 수직한 방향 중 구속이 되지 않은 방향으로의 변위가 크게 나타남을 확인할 수 있었다. 이는 구속이 되지 않은 부분의 강성이 상대적으로 작기 때문인 것으로 사료된다.

일부 부재 파단 시 거동 특성을 고찰해 본 결과 두 가지 결론을 도출 해 낼 수 있었다.

상부인장케이블 파단의 경우 주변 상부방사케이블 부재력에 미치는 영향을 파악해 보면 내측에서 두 번째에 위치한 방사케이블의 부재력을 크게 감소시키는 결과를 나타냈다. 또한, 상부인장케이블의 부재력을 자유진동 구간 내에서 파악 할 경우 약 6.7퍼센트 까지 감소시키는 결과를 나타냈으나, 하부인장케이블의 부재력 변화의 경우에는 자유진동구간 내에서 오히려 약 2.5퍼센트 증가시키는 결과를 나타냈다.

하부인장케이블파단의 경우 주변 상부인장케이블 부재력에 미치는 영향을 파악해 보면 자유진동 구간 내에서 약 3.8 퍼센트 가량 증가시키는 결과를 나타냈으며, 하부인장케이블에 미치는 영향은 역시 자유진동 구간 내에서 약 5.1 퍼센트 증가시키는 결과를 나타냈다. 이와 같이, 부재 파단의 경우 주변 부재들에 미치는 영향을 파악함으로써 예상되는 부재력 전이 경로를 파악 할 수가 있으므로, 이러한 결과를 실제 설계 및 보수보강 단계에서 반영할 필요가 있을 것이라고 사료된다.

4 절 실험을 통한 대공간 구조 시스템의 개발

1. 강성구조 시스템의 거동 특성 실험

(1) H / T형강을 이용한 장스팬 합성트러스의 구조성능 실험

일반 트러스 보의 경우 상부 바닥 구조체인 슬래브와 트러스 보의 합성효과를 전혀 고려하고 있지 않으므로 압축 저항 성능 및 구조물의 강성에 상당한 기여를 할 수 있는 슬래브는 단지 고정하중으로만 취급되고 있다.

외국의 경우 1970년대부터 초고층 건축물의 floor framing system의 구조적 효율성을 높이고 다양한 설비공간의 확보를 위해 바닥 슬래브와 일반 트러스 보의 상호 합성효과를 고려한 합성 트러스 시스템을 개발하여 적용하고 있다.

슬래브와 트러스 보의 합성효과를 고려할 경우 단순한 고정하중으로 취급되던 슬래브를 구조체로서 활용할 수 있게 되므로 구조 재료를 매우 효율적으로 활용할 수 있게 된다. 또한 구조체의 강성이 증가하게 되므로 장스팬 설계의 중요 변수인 사용성 측면에서도 상당한 이점을 확보할 수 있게 된다. 이와 더불어 슬래브 하부에 다양한 설비 시설을 위한 공간이 확보되므로 보의 춤이 깊어지는데 대한 단점을 상당부분 상쇄할 수 있게 된다.

이 실험은 합성트러스에서 슬래브의 합성효과를 확인하는 단계로서 스터드 커넥터 유/무와 슬래브가 없는 철골트러스의 구조성능을 규명하는 것이다.

표 3.4.1 실험체 일람

<table>
<tr><th>실험체명</th><th>상/하현재</th><th>콘크리트
슬래브
(21MPa)</th><th>스팬
(mm)</th><th>춤
(mm)</th><th>스터드 커넥터
(φ19-110)</th></tr>
<tr><td>C600C-A</td><td rowspan="5">H-100×100×6×8</td><td rowspan="4">유</td><td rowspan="7">6,000</td><td rowspan="4">650</td><td rowspan="2">간격 250mm 1열</td></tr>
<tr><td>C600C-B</td></tr>
<tr><td>NC600C-A</td><td rowspan="3">무</td></tr>
<tr><td>NC600C-B</td></tr>
<tr><td>S600C</td><td>무</td><td rowspan="4">500</td></tr>
<tr><td>CT600C</td><td rowspan="3">T-125×125×6.5×9</td><td>유</td><td>간격 250mm 1열</td></tr>
<tr><td>NCT600C</td><td>유</td><td rowspan="2">무</td></tr>
<tr><td>ST600C</td><td>무</td></tr>
</table>

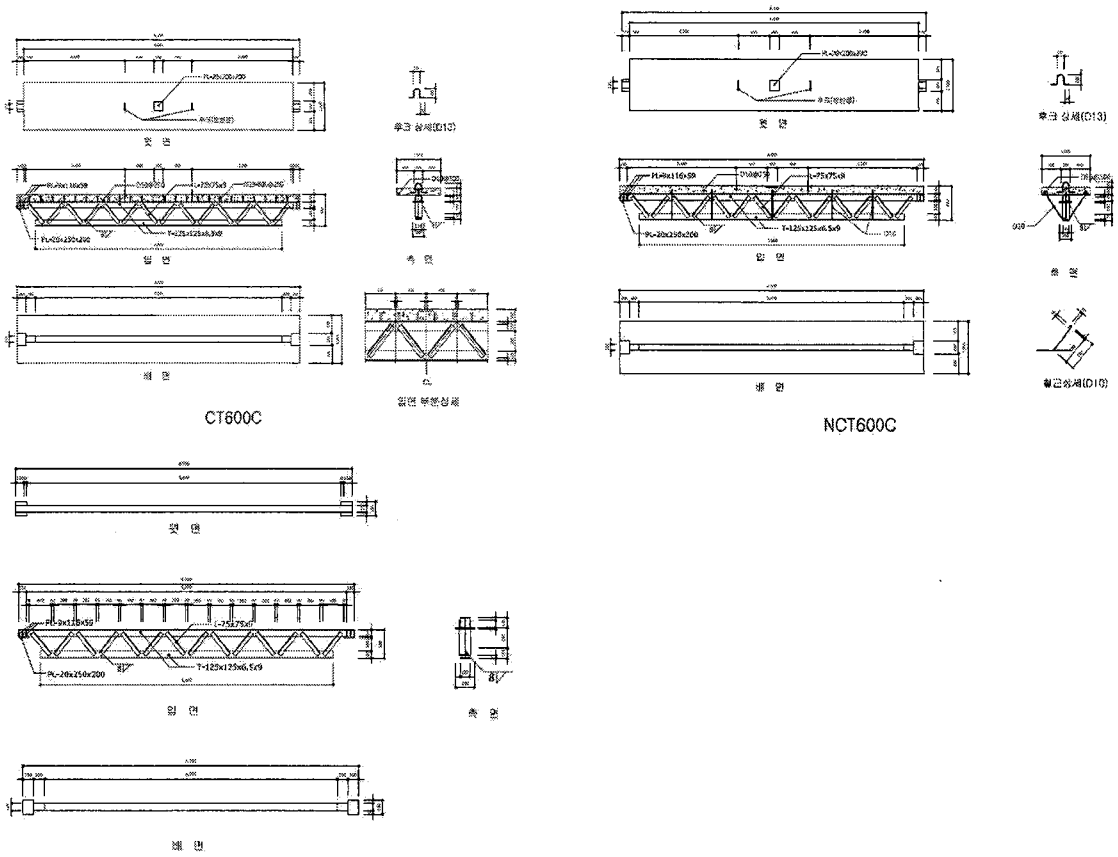


그림 3.4.1 합성트러스 실험체

(가) 실험계획

① 실험계획

형강을 이용한 합성트러스의 합성효과 검증실험을 위해 스터드 커넥터의 유·무를 주요 변수로 실험체를 제작하였다. 또한 기준 데이터 작성을 위해 순수 형강 트러스를 제작하였으며 각 실험체의 단면형상과 상세는 그림 3.4.1 과 같다.

실험에 사용된 트러스의 상·하현재는 $H-100\times100\times6\times8$, $T-125\times125\times6.5\times9$ 이고 웨브재는 ㄴ$-75\times75\times9$이며 강재의 재질은 모두 SS400이다. 콘크리트 슬래브는 보통콘크리트 $f_{ck}=21MPa$을 사용하였으며, 폭 $1000mm$, 두께 $150mm$이다.

실험은 양단 단순지지로 하여 보 스팬의 1/2지점에 $490kN$ 성능의 오일잭(oil jack) 1대를 사용하여 중앙 집중하중을 재하하였으며, 최대하중 또는 처짐이 일정량 이상 발생할 때까지 가력하였다. 가력하중 측정은 $490kN$용량의 로드셀을 사용하였다. 합성 및 비합성 트러스 실험체에는 7개의 변위측정기(LVDT)와 18개의 와이어 스트레인 게이지(W.S.G.)를 사용하여 변위와 변형도를 측정하였고, 철골 트러스에

는 7개의 변위측정기와 10개의 와이어 스트레인 게이지를 사용하여 계측하였다.

이 중 변위측정기는 실험체 스팬의 1/2, 1/3, 1/4지점에 설치하여 변위를 측정하였고, 양단부의 상부에도 변위측정기를 설치하여 실험체의 처짐을 구하였다.

와이어 스트레인 게이지는 콘크리트 슬래브 상부 가력지점선상에 4개, 슬래브 양측면에 각각 2개씩 게이지를 부착하였고, 상현재의 상 플랜지, 웨브, 하 플랜지에 각각 2개, 웨브재에 2개, 하현재의 상 플랜지, 하 플랜지에 각각 1개씩 게이지를 부착하여 변형도를 측정하고 중립축의 변화를 살펴보았다. 가력 및 실험체 계측상황을 그림 3.4.2, 3.4.3에 나타내었다.

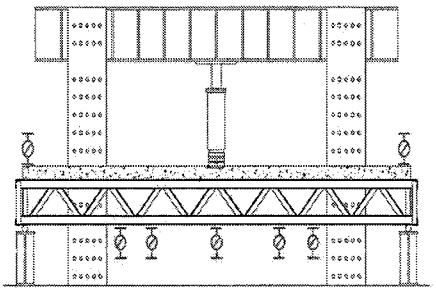


그림 3.4.2 가력 및 측정 방법

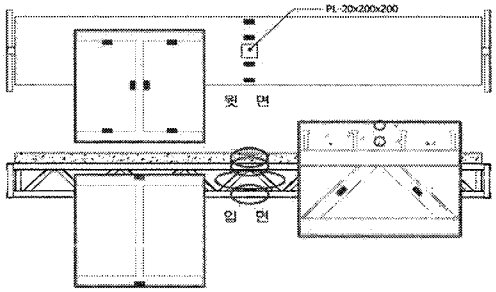


그림 3.4.3 와이어 스트레인 게이지 계측위치

(나) 실험결과

① 소재시험

실험에 앞서 실험체에 사용된 강재 및 콘크리트의 기계적 특성과 재료적 성질을 파악하기 위하여 소재시험을 하였다. 상·하현재에 사용된 H / T형강의 플랜지 및 웨브에서 각각 3개씩, 웨브재에 사용된 ㄱ형강에서 3개의 인장시험편을 절취하여 총 9개의 인장시험편을 제작하였다. 콘크리트 공시체의 경우 콘크리트 슬래브 타설에 사용되었던 2대의 레미콘에서 각각 3개씩 총 6개의 공시체를 제작하였다. 가력은 980kN 성능의 만능재료시험기(U.T.M.)를 사용하였다.

강재의 인장시험결과 인장시험편의 평균항복강도는 $Fy = 245N/mm^2$로 SS400 강재의 공칭항복강도 $Fy = 235N/mm^2$을 초과하였으나, 일부 시험편의 경우 강재의 공칭항복강도를 못 미치는 결과를 보여주었다. 항복비는 0.67에서 0.78사이의 값을 나타내었으며, 연신율은 25%에서 30%사이의 값을 나타내고 있다.

콘크리트 압축강도시험결과의 경우 평균압축강도는 $f_{ck} = 25MPa$로서 설계압축강도 $21MPa$을 만족키는 결과를 보여주었다.

② 실험결과

- 합성 트러스 : C600C-A 실험체

하중 변위 관계를 그림 3.4.4에 나타내었다. 실험결과 상당히 높은 강성을 보여주고 있다. 하중 단계별 중립축의 변화를 보면 중립축이 슬래브 내부에 발생하며 콘크리트 슬래브와 철골 트러스가 일체거동 하는 것을 볼 수 있다.

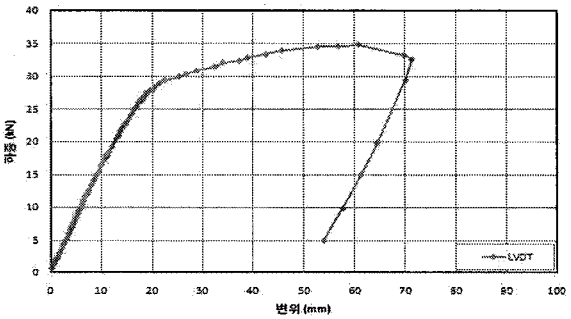


그림 3.4.4 C600C-A의 하중-변위 관계

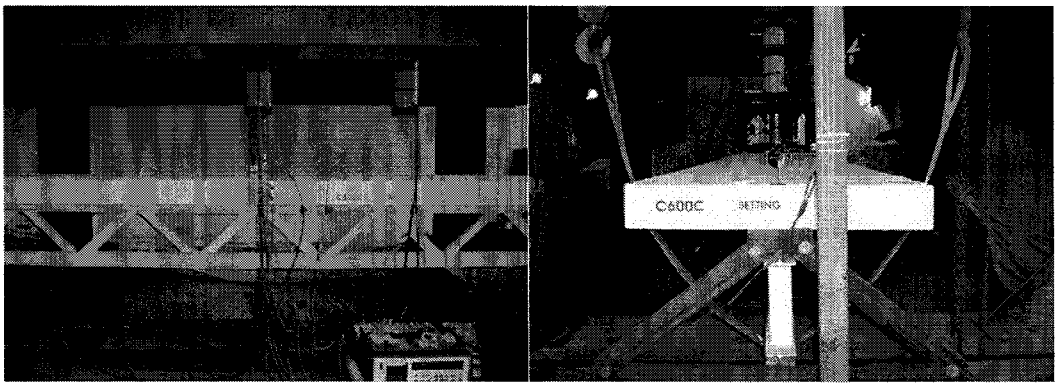


그림 3.4.5 C600C-A 실험체

- 합성 트러스 : C600C-B 실험체

하중 변위 관계를 그림 3.4.6에 나타내었다.

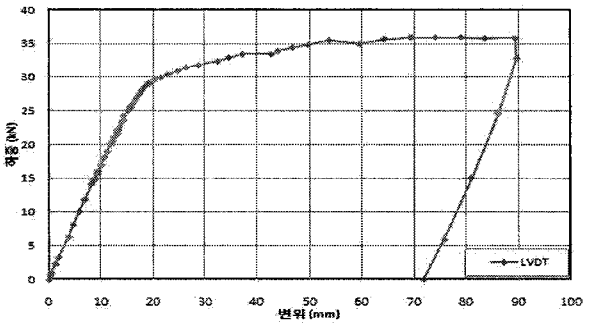


그림 3.4.6 C600C-B의 하중-변위 관계

전체적으로 C600C-A 실험체와 유사한 하중-변위 관계를 보여주고 있었다. 강성 또한 상당히 높게 나타났다



그림 3.4.7 C600C-B 실험체

하중 단계별 중립축의 변화를 보면 콘크리트 슬래브와 철골 트러스가 일체 거동을 하며, 중립축이 슬래브 내에 발생하였고, 하중이 증가함에 따라 중립축의 높이가 점차 높아지는 것을 확인할 수 있었다. 또한 트러스 상현재에 발생하는 압축변형률이 비교적 크지 않은 것으로 미루어 볼 때, 상현재가 하중에 저항하는 역할은 작을 것으로 판단된다. 파괴양상은 콘크리트 슬래브가 먼저 파괴되어 최대하중이 발생하였다. 최대하중 $392kN$에서 제하하였다.

- 합성 트러스 : CT600C 실험체

하중 변위 관계를 그림 3.4.8에 나타내었다.

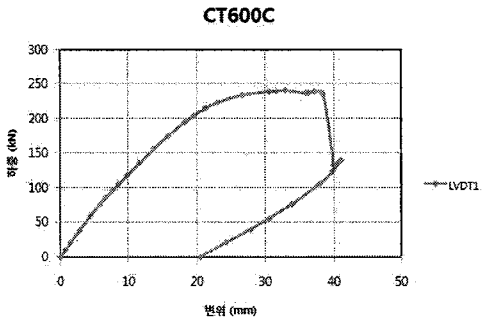


그림 3.4.8 CT600C의 하중-변위 관계

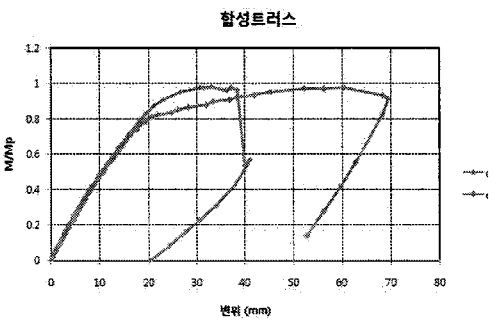


그림 3.4.9 CT600C의 M/Mp - 변위 관계



그림 3.4.10 CT600C 실험체

- 비합성 트러스 : NC600C-A 실험체

하중 변위 관계를 그림 3.4.11에 나타내었다. 최대하중과 강성이 합성 트러스에 비해 낮은 것을 확인할 수 있었다. 가력도중 약 $226kN$에서 하중이 급격히 떨어졌다.

하중 단계별 변형률을 보면 중립축이 슬래브 내부와 철골트러스 내부에 각각 발생하는 것을 확인할 수 있었다. 또한 합성 트러스와 비교해서 상현재에 발생하는 압축변형도가 상당히 크게 나타났다. 최대하중 $242kN$에서 제하하였다.

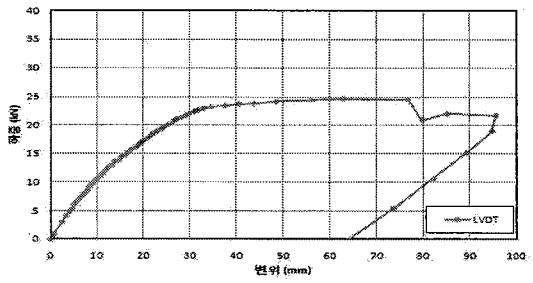


그림 3.4.11 NC600C-A의 하중-변위 관계

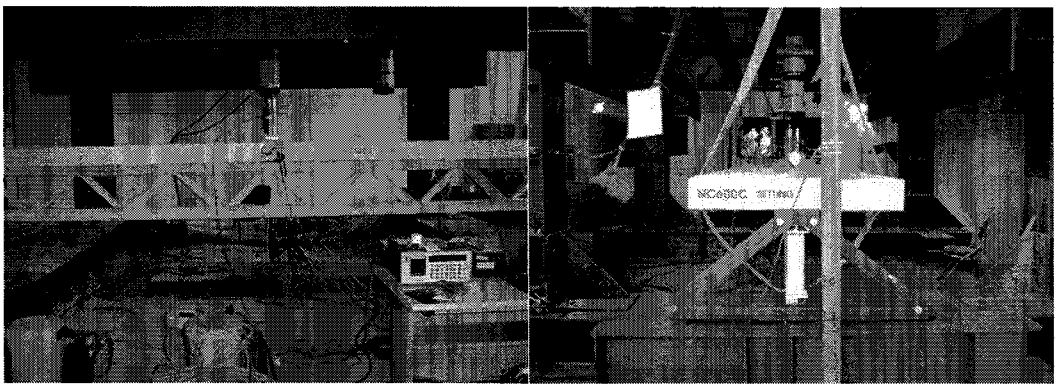


그림 3.4.12 NC600C-A 실험체

- 비합성 트러스 : NC600C-B 실험체

하중 변위 관계를 그림 3.4.13에 나타내었다.

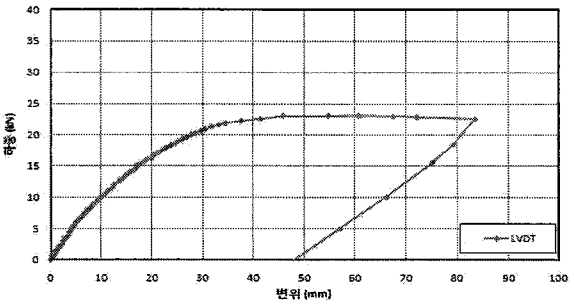


그림 3.4.13 NC600C-B의 하중-변위 관계

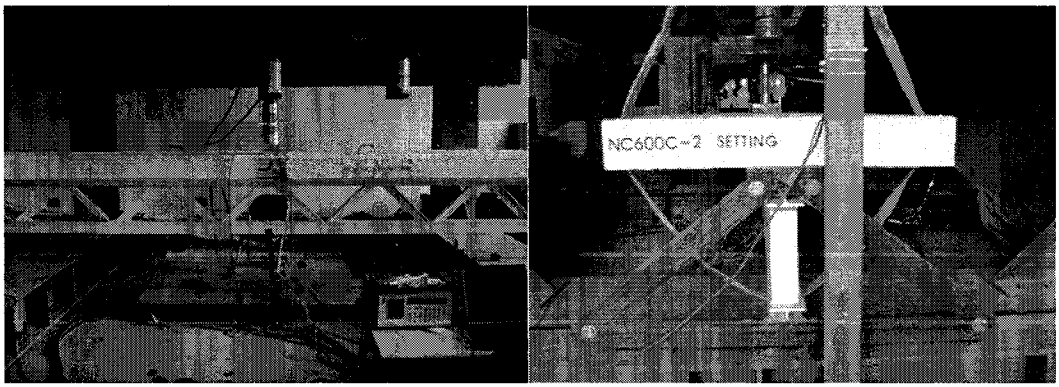


그림 3.4.14 NC600C-B 실험체

NC600C-A와 유사한 하중-변위 관계 및 하중 단계별 변형도를 보여주었다. 최대하중 226kN에서 제하하였다.

- 비합성 트러스 : NCT600C 실험체

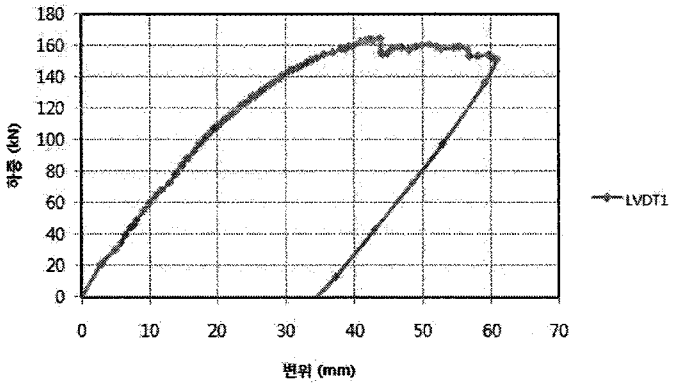


그림 3.4.15 하중-변위 관계

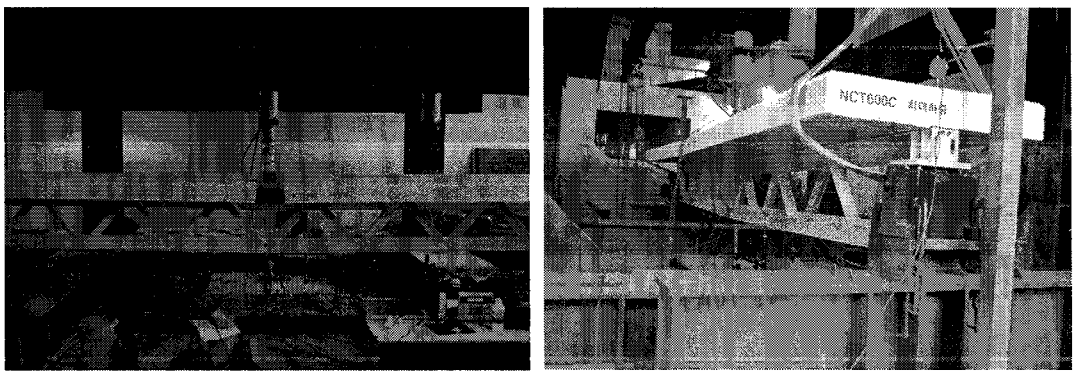


그림 3.4.16 NCT600C 실험체

- 철골 트러스 : S600C 실험체

슬래브가 없는 철골트러스 실험체 S600C의 하중 변위 관계를 그림 3.4.17에 나타내었다. 합성 및 비합성 트러스보다 낮은 강성을 가지고 있음을 확인할 수 있었다. 하중 단계별 변형도는 비합성 트러스의 트러스부와 유사한 거동을 나타

내고 있다. 가력도중 약 192kN에서 횡좌굴이 발생하여 최대내력이 결정되었다. 그림 3.4.19는 5개 실험체의 하중-변위관계를 함께 나타낸 것으로 내력 및 강성의 차이를 잘 보여주고 있다.

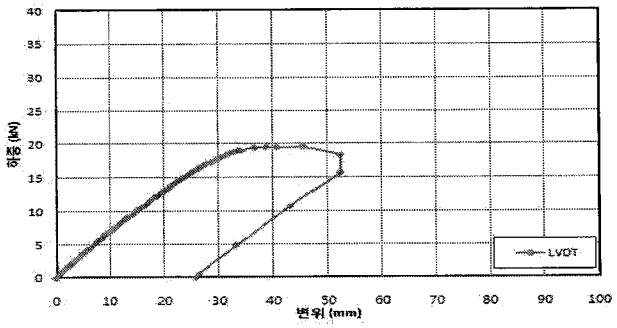


그림 3.4.17 S600C의 하중-변위 관계

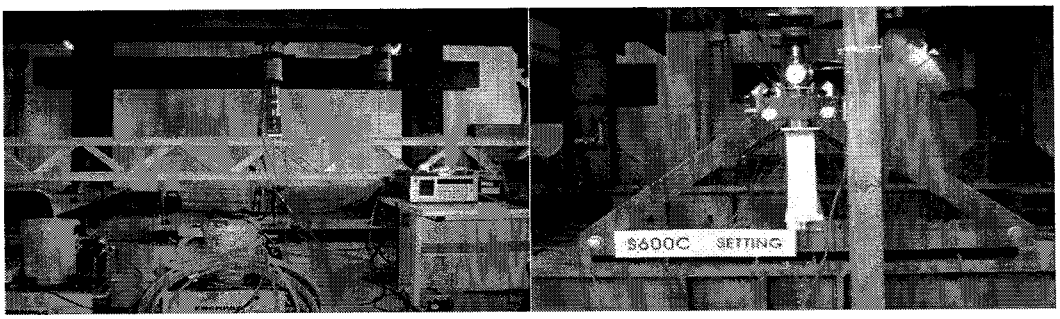


그림 3.4.18 S600C 실험체

- 철골 트러스 : NCT600C 실험체

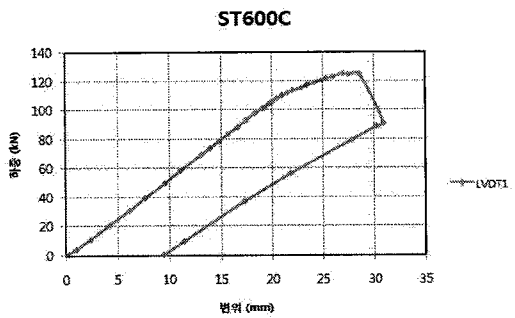


그림 3.4.19 NCT600C의 하중-변위 관계

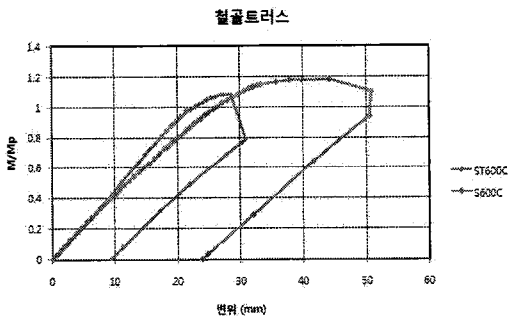


그림 3.4.20 NCT600C의 M/Mp - 변위 관계

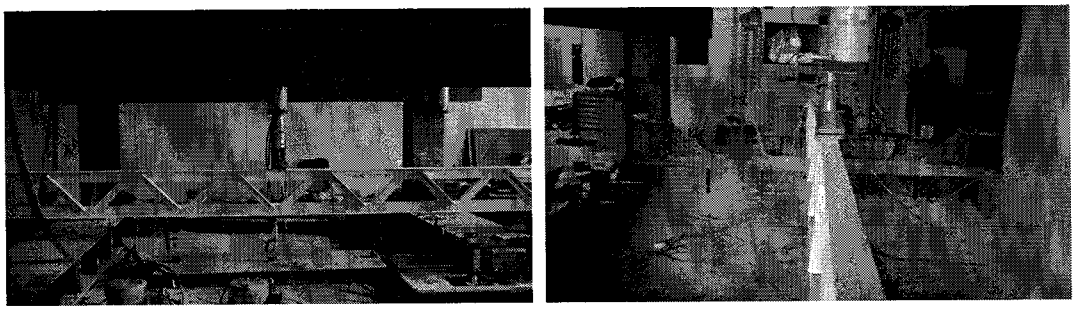


그림 3.4.21 NCT600C 실험체

(다) 결 론

본 실험은 합성 트러스의 합성효과를 확인하기 위한 실험으로 합성 유/무에 따른 최대하중 및 처짐을 확인한 결과 다음과 같이 요약할 수 있다.

① 강성 및 내력이 차이를 나타내는 것은 합성효과에 의한 것임을 확인하였다.

② 하중 단계별 변형도를 통해 합성 트러스의 경우 상현재는 비교적 작은 변형도가 발생하는 것을 확인하였다.

(2) 더블앵글 접합부의 초기강성 및 설계하중 예측실험

반강접 접합부에 대한 연구는 휨모멘트를 받는 접합부의 모멘트-회전각 관계에 대한 것이 대부분이며, 지진이나 바람으로 인하여 예상치 못한 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부에 대한 연구가 부족하다. 따라서 본 연구는 더블앵글을 사용하여 중·저층 철골조의 접합부를 구성하는 경우, 축방향 인장력을 받는 접합부의 볼트 게이지 거리 및 볼트개수 변화에 따른 강성 및 강도 변화를 파악하기 위하여 진행되었다. 또한, 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 초기강성 및 설계하중을 예측할 수 있는 해석모델을 제안함으로써, 구조설계자가 더블앵글 접합부를 설계하는 경우에 지지 가능한 하중 및 접합부 형상을 예측하는데 많은 도움을 주고자 진행하였다. 이를 위하여 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부 실험을 수행하였으며 하중-변위 곡선으로부터 회귀분석을 수행하여 접합부의 초기강성, 소성강성, 곡선형태변수, 참조하중 등도 획득하였다.

(가) 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부 실험

축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 강성 및 강도는 접합부에 사용된 앵글의 두께, 볼트 게이지 거리, 볼트의 개수 및 직경 등에 따라서 변화한다. 이전의 연구를 통하여 앵글의 두께가 증가하고, 볼트 게이지 거리가 감소하면 접합부의 강성 및 강도가 증가한다는 것이 밝혀졌다. 본 연구에서는 SS400 강재의 $L125\times75\times7$ 앵글을 선택하여 앵글의 두께($t=7mm$)가 일정한 경우, 볼트게이지 거리($g_1=65mm, 90mm$) 및 볼트의 개수($N_{bolt}=3,4,5$) 변화가 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 강성 및 강도에 미치는 영향을 파악하기 위하여 그림 3.4.22와 같은 접합부에 대하여 축방향 인장력 실험을 수행하였다.

실험 방법과 세팅은 이전에 수행된 실험과 동일하다. 시험체명에 대한 언급의 편의를 위하여 그림 3.4.23과 같이 시험체명을 정의하였다. 앵글에 발생하는 변위는 그림 3.4.23과 같이 이단 클램프를 이용하여 한 부분은 앵글의 단변이 용접된 플레이트 부분에 고정시키고, 다른 부분은 자동변위계(LVDT)를 고정하여 자동변위계의 측정점이 기둥 플랜지에 닿도록 설치하여 측정하였다. 한편, 본 실험에 사용된 앵글 시험편 및 볼트의 역학적 성질을 파악하기 위하여 인장시험 및 볼트축력 시험을 수행하여 표 3.4.2와 같은 역학적 성질을 얻었다.

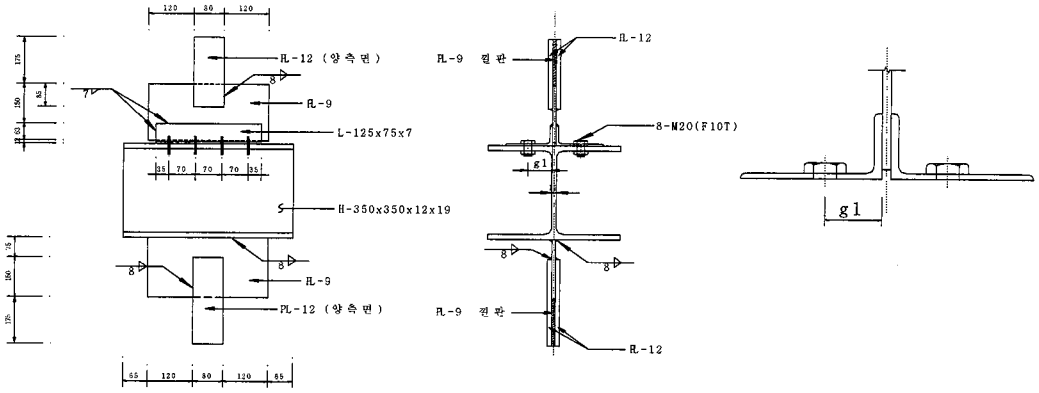


그림 3.4.22 접합부 시험편

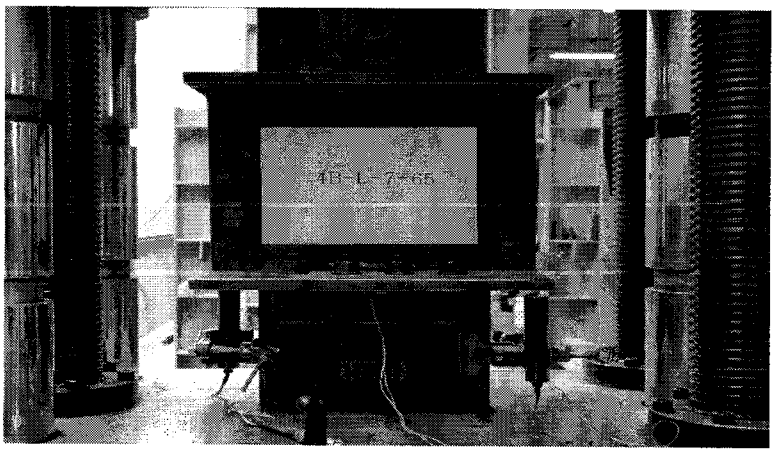


그림 3.4.23 Test set-up

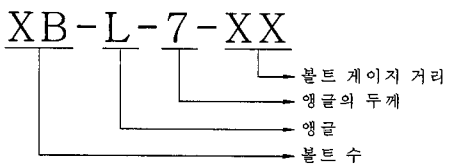


그림 3.4.24 시험체명의 정의

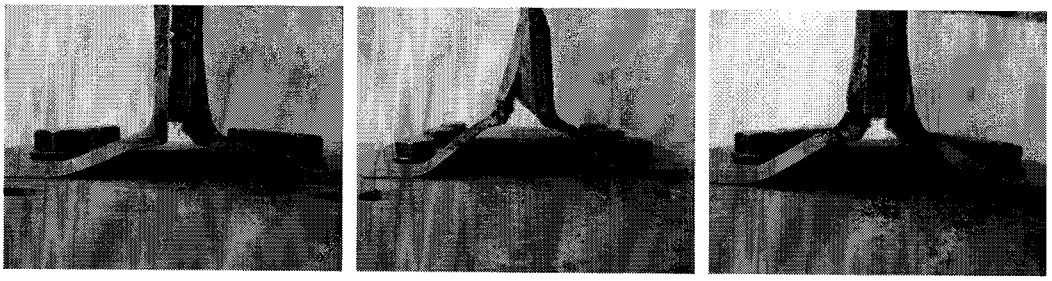
표 3.4.2 앵글 시험편 및 볼트의 역학적 성질

(단위 : N/mm^2)

구 분	탄성계수	항복강도	인장강도
앵글시험편	203,646.42	365.99	518.78
볼트	240,255.81	780.25	802.10

더블앵글 접합부에 축방향 인장력이 작용하기 시작하면 초기 슬립현상이 발생한다. 이후에 하중이 증가하기 시작하면서 앵글의 장변은 기둥 플랜지로부터 떨어지기 시작하고, 점차 이중 곡률의 형상으로 변형하기 시작한다. 하중의 증가로 인하여 이러한 현상은 더욱 뚜렷해지고, 앵글의 모서리 부분은 보 웨브를 중심

축으로 안쪽으로 쏠림 현상이 발생하기 시작한다. 하중이 더욱 증가하면 이러한 쏠림현상은 더욱 심화되고, 용접된 앵글의 단변은 배흘림 현상을 나타내기 시작한다. 이후에 작용하중이 더욱 증가하면 최종적으로 앵글 단변의 용접부가 파단하면서 접합부가 파괴되었다. 그림 3.4.25는 각 접합부의 변형된 형상 및 최종적인 파괴양상을 나타낸다.



(a) 3B-L-7-65 (b) 3B-L-7-90 (c) 4B-L-7-65



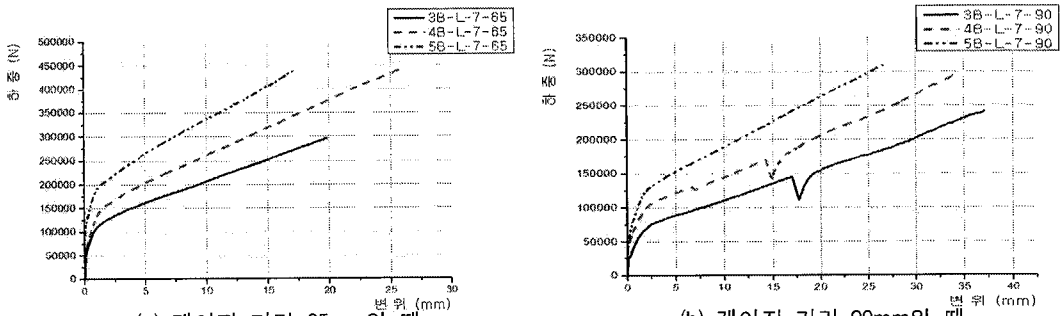
(d) 4B-L-7-90 (e) 5B-L-7-65 (f) 5B-L-7-90

그림 3.4.25 축방향 인장력받는 더블앵글 접합부의 거동양상

축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 하중-변위 곡선은 접합부 실험을 통하여 그림 3.4.26과 같이 얻었다. 작용하중이 증가함에 따라서 하중-변위 곡선의 기울기는 선형적으로 증가하다가 전이구간을 지나면서 곡선의 기울기 증가 폭은 감소하기 시작한다. 그림 3.4.26에 나타난 것과 같이 동일한 볼트 게이지를 갖는 접합부의 하중-변위 곡선의 기울기는 볼트의 개수가 증가할수록 증가 폭이 크다. 한편 동일한 볼트 개수를 갖는 접합부의 하중-변위 곡선의 기울기는 볼트 게이지 거리가 감소할수록 증가 폭이 크다. 따라서 그림 3.4.26의 하중-변위 곡선으로부터 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 곡선의 기울기는 볼트의 개수가 증가하고, 볼트 게이지 거리가 감소할수록 증가한다는 것을 파악하였다.

볼트 게이지 거리 및 볼트 개수의 변화에 따른 접합부의 하중-변위 곡선의 기울기 증감을 파악하기 위하여 아래와 같은 Richard(1975)가 제안한 식(3.4.1)을 이용하여 회귀분석을 수행하였다. 표 3.4.3의 회귀분석 결과에 나타난 것과 같이

볼트 게이지 거리가 65mm인 각 접합부의 초기강성은 볼트 게이지 거리가 90mm인 접합부의 초기강성과 비교하면 각각 404.99% ($3B-L-7-65$), 402.50% ($4B-L-7-65$), 378.32% ($5B-L-7-65$)로 증가하였다.



(a) 게이지 거리 65mm일 때 (b) 게이지 거리 90mm일 때

그림 3.4.26 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 하중-변위 곡선

볼트 게이지 거리가 90 mm이고 사용된 볼트의 수가 4개 및 5개인 접합부의 초기강성은 볼트의 수가 3개인 접합부의 초기강성과 비교하면 각각 37.4% ($4B-L-7-90$), 70.31% ($5B-L-7-90$)로 증가하였고, 볼트 게이지 거리가 65 mm인 접합부의 초기강성은 볼트의 수가 3개인 접합부의 초기강성과 비교하면 각각 36.73% ($4B-L-7-65$), 61.32% ($5B-L-7-65$)로 증가하였다.

$$T(\Delta)=\frac{(K_e-K_p)\Delta}{\left(1+\left|\frac{(K_e-K_p)\Delta}{T_0}\right|^n\right)^{1/n}}+K_p\Delta \qquad (3.4.1)$$

여기서,

T : 하중, N Δ : 변위, mm K_e : 초기강성, N/mm

K_p : 소성강성, N/mm T_0 : 참조하중, Nn : 곡선형태변수

표 3.4.3 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 회귀분석 결과

시험체	K_e (N/mm)	K_p (N/mm)	T_0 (N)	n
3B-L-7-65	691,674.53	8,725.33	123,702.19	0.91
3B-L-7-90	136,969.30	4,237.26	71,913.32	1.15
4B-L-7-65	945,704.35	10,974.42	162,663.49	0.76
4B-L-7-90	188,198.20	5,950.63	86,703.01	2.74
5B-L-7-65	1,115,775.65	14,577.42	189,966.94	1.32
5B-L-7-90	233,267.83	6,552.50	124,810.16	1.24

(나) 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 해석모델

다양한 하중을 받는 더블앵글 접합부는 충분한 강성 및 강도를 갖도록 설계되어야 한다. 따라서 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 초기강성 및 설계

하중 예측을 위한 해석모델을 제안하는 것은 매우 중요하며, 구조설계자는 이를 활용하면 안정된 접합부를 설계할 수 있다.

(다) 초기강성 산정을 위한 해석모델

Thornton(1997)은 축방향 인장력을 받는 단순접합부의 초기강성 예측모델을 스트럿과 접합부로 구성된 직렬 스프링 모델로 제안하였다. 해석모델의 적용에 있어서 양단부 사이의 거리 g_2는 두 변곡점 사이의 거리이다. Thornton (1997)이 제안한 해석모델을 적용하여 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 초기강성을 예측하면 식(3.4.2)와 같다.

Kishi와 Chen(1997)은 휨모멘트의 영향으로 발생하는 축방향 인장력을 받는 탑앤드 시트 앵글 접합부(top and seat angle connection)의 보 상부 플랜지에 연결된 앵글의 초기강성 예측모델을 제안하였다. Thornton(1997)의 해석모델과 같이 기둥 플랜지에 연결된 앵글에 사용된 필렛 쪽 볼트 너트의 내측은 고정단으로 가정하였다. 하지만, 보 상부 플랜지에 연결된 앵글의 중심선은 자유단으로 가정하고, 전단변형의 영향도 고려한 초기강성 식을 (3.4.3)과 같이 제안하였다. 식(3.4.3)의 적용에 있어서 해석모델 양단부 사이의 거리는 $g_2 = g_1 - d_b/2 - t_a/2$이다.

홍갑표, 양재근, 이수권(1999)은 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 앵글두께 및 볼트 게이지 변화에 따른 초기강성 변화를 파악하기 위하여 2차원 단순보 해석모델을 식(3.4.4)와 같이 제안하였다. 해석모델의 제안에 있어서 앵글 장변에 사용된 볼트 중심축 부분은 고정단으로, 앵글 단변 중심축은 전단해지단(shear released end)으로 가정하였다. 단순보 해석모델의 양단부 사이의 거리는 $g_2 = g_1 - t_a/2$를 적용하였다.

식(3.4.2), 식(3.4.3) 및 식(3.4.4)의 적용에 있어서 g_1은 볼트 게이지 거리, d_b는 볼트머리의 직경을 나타낸다.

$$K_{e,\,Thornton} = 2\left[\frac{T}{w(g_2)}\right] = 2El_a\left(\frac{t_a}{g_2}\right)^3 \tag{3.4.2}$$

$$K_{e,\,Kishi-Chen} = 2\left[\frac{T}{w(g_2)}\right] = 2\left[\frac{3EI_a}{g_2^3\left(1+\dfrac{0.78t_a}{g_2^2}\right)}\right] \tag{3.4.3}$$

$$K_{e,\,Hong-Yang-Lee}=2\left[\frac{T}{w(g_2)}\right]=2\left[El_a\left(\frac{t_a}{g_2}\right)^3\right] \tag{3.4.4}$$

여기서,

T : 인장력 E : 탄성계수 I_a : 앵글의 단면2차모멘트 $w(g_2)$: $x=g_2$에서의 변위

β_{g_2} : $x=g_2$에서의 무차원화 된 접합부 회전강성 l_a : 앵글의 길이t_a : 앵글의 두께

본 연구에서는 이제까지 제안된 많은 해석모델들의 구속조건을 모두 포함할 수 있는 그림 3.4.27과 같은 일반화된 해석모델을 제안하였다. 길이 g_2인 보의 양단부는 회전 및 이동 스프링으로 연결하여 각각 볼트 및 용접으로 연결된 앵글 장변 및 단변의 구속조건을 이상화하였다. 제안한 해석모델의 평형방정식과 변위에 관한 일반해는 각각 식(3.4.5) 및 식(3.4.6)으로 정리된다. 이 식에 그림 3.4.27에 나타난 것과 같이 $x=0$과 $x=g_2$에서의 경계조건에 관한 식(3.4.7) ~ 식(3.4.10)을 적용하면, 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 변위 및 강성은 최종적으로 식(3.4.11) 및 식(3.4.12)와 같이 정리된다.

평형방정식 및 일반해:

$$EI_a w^{IV}(x)=0 \tag{3.4.5}$$

$$w(x)=A_1+A_2x+A_3x^2+A_4x^3 \tag{3.4.6}$$

경계조건:

$$EI_a w''(0)-\beta_{b,0}w'(0)=0 \tag{3.4.7}$$

$$EI_a w'''(0)+\alpha_{b,0}w(0)=0 \tag{3.4.8}$$

$$EI_a w''(g_2)+\beta_{b,g_2}w'(g_2)=0 \tag{3.4.9}$$

$$EI_a w'''(g_2)-\alpha_{b,g_2}w(g_2)+T=0 \tag{3.4.10}$$

변위 및 초기강성:

$$w(g_2)=\frac{2\left(6-\alpha_0 g_2^3\right)\left(\beta_0+\beta_{g_2}+\beta_0\beta_{g_2}g_2\right)k^2}{D}+\frac{3\alpha_0 g_2^2\left(2+\beta_{g_2}g_2\right)\left(2+\beta_0 g_2\right)k^2}{D} \tag{3.4.11}$$

$$K_e=2\left[\frac{T}{w(g_2)}\right]=2\left[\frac{EI_a D}{2\left(6-\alpha_0 g_2^3\right)\left(\beta_0+\beta_{g_2}+\beta_0\beta_{g_2}g_2\right)+3\alpha_0 g_2^2\left(2+\beta_{g_2}g_2\right)\left(2+\beta_0 g_2\right)}\right] \tag{3.4.12}$$

여기서,

$\alpha_{b,0}$: $x=0$에서의 이동 스프링강성

α_{b,g_2} : $x=g_2$에서의 이동 스프링강성

$\beta_{b,0}$: $x=0$에서의 회전 스프링강성

β_{b,g_2} : $x=g_2$에서의 회전 스프링강성

$$\alpha_0=\frac{\alpha_{b,0}}{EI_a} \qquad \beta_0=\frac{\beta_{b,0}}{EI_a} \qquad \alpha_{g_2}=\frac{\alpha_{b,g_2}}{EI_a}$$

$$\beta_{g_2}=\frac{\beta_{b,g_2}}{EI_a} \qquad k=\sqrt{\frac{T}{EI_a}} \qquad I_a=\frac{l_a t_a^3}{12}$$

$$D=4(\beta_0+\beta_{g_2})(3\alpha_0+3\alpha_{g_2}+\alpha_0\alpha_{g_2}g_2^3)+12\beta_0\beta_{g_2}(\alpha_0+\alpha_{g_2})g_2+\alpha_0\alpha_{g_2}(12+\beta_0\beta_{g_2}g_2^2)g_2^2$$

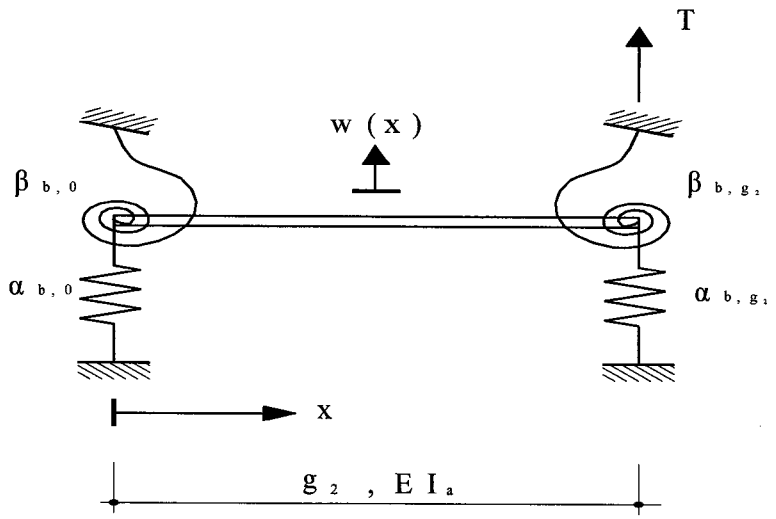


그림 3.4.27 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의
단순해석모델

(라) 설계하중 산정을 위한 해석식

축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 앵글 장변은 휨 항복 및 전단 항복에 의하여 거동이 좌우된다. 그림 3.4.28에 나타난 것과 같은 접합부 거동양상을 고려하면 접합부가 지탱할 수 있는 축방향 인장력은 아래의 식(3.4.13) 및 식(3.4.14)을 적용하여 구할 수 있다. 휨 항복에 의한 축방향 인장력 산정에 있어서, 항복모멘트가 발생한다고 예측되는 두 지점 사이의 거리 g_2는 접합부 실험을 통하여 파악할 수 있다. 더블앵글 접합부에 작용하는 하중이 증가하면 최종적으로 앵글 단변의 용접부가 파괴된다. 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의

용접부 강도는 아래의 식(3.4.15)를 이용하여 구할 수 있다.

따라서 더블앵글 접합부의 설계강도는 식(3.4.13)~(15)를 이용하여 산정한 값 중에서 최소값을 설계 인장강도로 선택한다.

휨 항복 인장강도:

$$T = 2\left[\phi F_y l_a t_a^2/(2g_2)\right],\ \phi = 0.9 \tag{3.4.13}$$

여기서, l_a : 앵글의 길이
t_a : 앵글의 두께
g_2 : 항복모멘트 발생 지점간의 거리
F_y : 항복강도

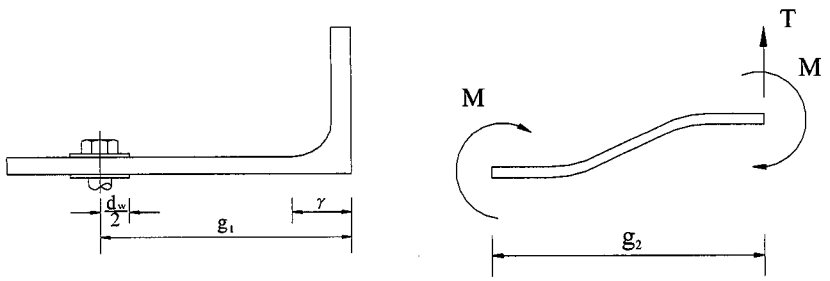
전단 항복 인장강도:

$$T = 2\left[\phi(0.6F_y l_a t_a)\right],\ \phi = 0.9 \tag{3.4.14}$$

용접부 강도:

$$T = min.\begin{cases} 2\left[\phi(0.6F_{E70})(t_e l)\right] \\ 2\left[\phi(0.6F_u)(t l)\right] \end{cases} \quad \phi = 0.75 \tag{3.4.15}$$

여기서, l : 용접 길이
t_e : 목두께
t : 모재의 두께
F_u : 모재의 항복강도
F_{E70}: 용접봉의 공칭강도, 485MPa



(a) 휨 변형 전 (b) 휨 변형 후

그림 3.4.28 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 휨 변형

(마) 더블앵글 접합부의 초기인장강성 및 설계하중 산정을 위한 해석모델 적용

더블앵글 접합부의 초기인장강성은 식(3.4.12)의 α_0, α_{g_2}, β_0, β_{g_2} 및 g_2 등의 변화에 따라서 영향을 받는다. 이러한 변수를 결정하기 위하여 접합부 실험을 통하여 파악한 거동양상 및 회귀분석결과를 활용하였다. 앵글 장변의 필렛 쪽 볼트 와셔 내측은 수직변위 및 회전각 변화는 발생하지 않는 것으로 가정하여서, $\alpha_0=\infty$, $\beta_0=\infty$인 고정단으로 이상화 하였다. 반면에, 앵글 필렛 부분은 수직변위는 발생하지만 회전각 변화는 발생하지 않는 것으로 가정하여서, $\alpha_{g_2}=0$, $\beta_{g_2}=\infty$인 전단해지단(shear released end)으로 이상화 하였다. 이러한 값들을 식(3.4.12)에 대입하여 정리하면, 더블앵글 접합부의 초기강성은 식(3.4.16)과 같이 구할 수 있다. 식(3.4.16)은 휨 변형의 영향만을 고려한 경우이고, 전단변형의 영향까지도 고려하여 초기강성을 산정할 경우는 식(3.4.17)을 적용한다. 식(3.4.16) 및 식(3.4.17)의 적용에 있어서 양단부 사이의 거리 g_2는 실험결과를 바탕으로 $g_2=g_1-d_w/2-\lambda\gamma$로 가정하였다. 여기서, d_w는 와셔의 외측지름, γ는 필렛 반경과 앵글 단변 두께의 합($\gamma=r+t_a$)이다. 반면에, λ는 실험결과를 바탕으로 해석모델의 적용에 있어서 휨 변형만이 고려된 경우는 $\lambda=0.6$으로, 휨 변형과 전단변형의 영향이 고려된 경우는 $\lambda=0.7$로 제안된 실험상수(empirical constants) 이다. 식(3.4.16) 및 식(3.4.17)을 적용하여 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 초기강성을 산정하면 표 3.4.3과 같이 정리된다. 표 3.4.3에 나타난 것과 같이 $\lambda=0.6$ 및 $\lambda=0.7$인 경우 각각 최대 4.55%, 4.39%의 오차를 나타내므로 식(3.4.16) 및 식(3.4.17)을 적용하여 초기인장강성을 산정하는 것은 타당하다고 판단된다.

휨 변형만이 고려된 초기인장강성 해석식:

$$K_e=2\left[\frac{12EI_a}{g_2^3}\right] \tag{3.4.16}$$

휨 및 전단 변형이 함께 고려된 초기인장강성 해석식:

$$K_e=2\left[\frac{12EI_a}{g_2^3\left(1+\frac{3.06t_a^2}{g_2^2}\right)}\right] \tag{3.4.17}$$

축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 설계하중은 식(3.4.13)~(15)를 적용하면 표 3.4.4와 같이 구할 수 있다. 한편, 더블앵글 접합부 실험을 통한 설계하중은 하중-변위 곡선이 탄성거동 영역을 지나 앵글이 항복하기 시작하여 비탄

성 거동양상을 나타내는 전이영역 부분의 실험하중으로 정의 하였다. 식의 적용에 있어서 사용 강재의 항복강도 및 설계강도는 표 3.4.1에 정리된 값인 $F_y = 365.99 N/mm^2$, $F_u = 518.78 N/mm^2$를 사용하였다. 표 3.4.4에 나타난 것과 같이 설계하중은 앵글 장변의 휨 항복에 의하여 좌우된다. 따라서 임의의 축방향 인장력을 지탱하기 위한 더블앵글 접합부의 앵글 두께는 아래의 식(3.4.18)을 이용하여 구할 수 있다.

$$t_a = \sqrt{\frac{Tg_2}{\phi F_y l_a}}, \qquad \phi = 0.9 \tag{3.4.18}$$

표 3.4.4 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 설계하중($\lambda = 0.6$)

(단위 : N)

시험체	휨 항복하중	전단 항복하중	용접부 설계하중
3B-L-7-65	97,397.51 (99,960)*	581,045.72	725,840.14
3B-L-7-90	56,679.49 (62,720)*		
4B-L-7-65	129,863.35 (137,200)*	774,727.63	877,056.83
4B-L-7-90	75,572.65 (88,690)*		
5B-L-7-65	162,329.19 (175,420)*	968,409.54	1,028,273.53
5B-L-7-90	94,465.81 (113,190)*		

( )*: 실험을 통한 설계하중

표 3.4.5 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 초기인장강성 비교

(a) 휨 변형만을 고려한 단순해석모델의 초기인장강성 비교($\lambda = 0.6$)

시험체	종류	g_1 (mm)	g_2 (mm)	K_e (N/mm)	오차 (%)
3B-L-7-65	실험	65	-	691,674.53	-
	제안모델		34.8	683,652.92	1.16
	Kishi-Chen 모델		43.5	87,507.57	87.34
4B-L-7-65	실험	65	-	945,704.35	
	제안모델		34.8	911,536.85	3.61
	Kishi-Chen 모델		43.5	116,676.77	87.66
5B-L-7-65	실험	65	-	1,115,775.65	-
	제안모델		34.8	1,139,421.92	2.12
	Kishi-Chen 모델		43.5	145,845.96	86.93
3B-L-7-90	실험	90	-	136,969.30	-
	제안모델		59.8	134,731.72	1.63
	Kishi-Chen 모델		68.5	22,409.99	83.64
4B-L-7-90	실험	90	-	188,198.20	-
	제안모델		59.8	179,642.22	4.55
	Kishi-Chen 모델		68.5	29,879.99	84.12
5B-L-7-90	실험	90	-	233,267.83	-
	제안모델		59.8	224,552.94	3.74
	Kishi-Chen 모델		68.5	37,349.99	83.99

(b) 휨 변형과 전단 변형을 고려한 단순해석모델의 초기인장강성 비교($\lambda=0.7$)

시험체	종류	g_1 (mm)	g_2 (mm)	K_e (N/mm)	오차 (%)
3B-L-7-65	실험	65	-	691,674.53	-
	제안모델		33.1	698,850.45	1.04
	Kishi-Chen 모델		43.5	85,807.64	87.59
4B-L-7-65	실험	65	-	945,704.35	-
	제안모델		33.1	931,800.21	1.47
	Kishi-Chen 모델		43.5	114,410.18	87.90
5B-L-7-65	실험	65	-	1,115,775.65	-
	제안모델		33.1	1,164,751.13	4.39
	Kishi-Chen 모델		43.5	143,012.73	87.18
3B-L-7-90	실험	90	-	136,969.30	-
	제안모델		58.1	140,659.93	2.69
	Kishi-Chen 모델		68.5	22,232.37	83.77
4B-L-7-90	실험	90	-	188,198.20	-
	제안모델		58.1	187,546.49	0.35
	Kishi-Chen 모델		68.5	29,643.16	84.25
5B-L-7-90	실험	90	-	233,267.83	-
	제안모델		58.1	234,433.29	0.50
	Kishi-Chen 모델		68.5	37,053.95	84.12

(바) 결 론

축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 볼트 게이지 및 볼트 개수의 변화에 따른 하중-변위 관계를 파악하기 위하여 접합부 실험을 수행하였다. 실험결과를 바탕으로 접합부의 거동파악에 매우 중요한 변수인 초기인장강성 및 설계하중 예측을 위한 해석식도 제안하였다. 본 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 강성은 표 3.4.2에 나타난 것과 같이 볼트 게이지 거리가 감소하고, 볼트의 개수가 증가할수록 증가하였다.

축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 설계강도는 표 3.4.4에 나타난 것과 같이 앵글 장변의 휨 항복에 의하여 좌우된다.

축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 초기인장강성 예측모델은 실험결과와 비교하면 최대 4.55%의 오차를 제공한다. 따라서 제안한 초기인장해석모델은 적용하기에 타당하다고 판단된다.

(3) 원형강관 브레이스의 좌굴제어 실험

내진설계의 개념이 구조물의 변형능력을 확보하고자하는 성능설계 개념으로 전환되고 있으며, 성능설계의 개념을 도입한 하나의 방법으로 브레이스 시스템에 대한 연구도 활발히 진행되고 있다. 브레이스는 구조물의 수평전단력을 분담할 뿐만 아니라 본 구조물의 심각한 손상이 일어나지 않도록 하는 에너지 흡수 요소, 즉 이력형 내진 댐퍼로서 구조물의 변형능력을 향상시키는데 큰 효과를 가진 것으로 평가되고 있다.

그러나 브레이스는 축력에 의해 수평력을 분담하는 부재로서 인장력을 대상으로 설계되기 때문에 세장한 부재로 설계 가능하지만, 좌굴에 대한 고려를 하지 않으면 안된다. 좌굴의 발생은 개개 부재의 내력을 현저히 저하시킬 뿐만 아니라 전체구조물에의 안정성에도 크게 영향을 미치는 요인이므로 이를 구속하여 소요의 내력과 변형능력을 향상시킬 필요가 있다.

수동적인 제진장치의 한 방법으로 브레이스의 에너지흡수 능력을 증대시켜 내진성능을 향상시키고, 좌굴을 방지할 목적으로 많은 연구가 수행되었다. 예를 들면, Fujimoto, Nakashima, Inoue(1998) 등은 저항복강을 브레이스에 적용하고 접합부를 제외한 전부재의 좌굴을 구속하는 unboned brace에 대한 이론을 전개하고 실험을 통하여 그 효과를 평가하고 있다. 또한 Inoue(1998) 등은 구속되지 않은 접합부에 주목하여 비구속 길이 등에 대한 연구를 수행하여 설계조건을 제시하고 있다. 최근에 들어 적극적인 방법으로 에너지 흡수를 위하여 이력형 강재 댐퍼를 적용한 연구도 그 성과가 발표되고 있으며, 대한건축학회·한국면진제진협회·한국복합화건축기술협회에서 공동으로 개최한 세미나에서는 면진·제진 설계지침(안)을 제안하고 있다.

그러나 기존 이력형 내진 댐퍼 브레이스를 적용하기 위해서는 많은 수고가 필요하다고 사료되며, 초기의 목적인 교체의 용이성에도 그 한계가 존재하리라 판단된다.

본 연구에서는 원형강관을 브레이스에 사용하며 좌굴을 제어하기 위한 두 가지의 방법을 제안하고, 적용에 따른 성능을 실험을 통하여 검토한다. 좌굴을 제어하기 위한 방법으로, 하나는 좌굴 영역에 커브플레이트를 설치하여 좌굴을 구속함으로써 변형능력을 확보하고자 한 것이며, 다른 하나는 브레이스 중앙부에 스프링을 이용한 수축장치를 삽입하여 압축 시 좌굴의 위험을 배제한 것이다.

본 연구의 목적은 좌굴을 구속하거나 배제하기 위한 좌굴제어시스템을 제안하고, 실험을 통하여 이들 시스템의 성능향상을 평가하며, 구조물에의 적용성을 검토하는 것이다.

(가) 실험개요

브레이스를 가진 대공간구조물을 구성하는 부분 단일 프레임(그림 3.4.29)을 실험대상으로 하여, 원형강관을 사용한 브레이스를 설계하고, 그림 3.4.30에 나타낸 커브플레이트를 이용한 좌굴구속 장치 및 스프링과 강봉으로 구성된 좌굴제어 장치를 브레이스에 적용한다. 그리고 반복재하실험을 통하여 압축 시 브레이스 좌굴의 영향을 검토한다. 이들 좌굴구속 및 좌굴제어 장치를 설치한 시스템의 성능을 파악하기 위하여, 먼저 원형강관 브레이스를 가진 단일 프레임에 반복 수평하중을 가하여 그 좌굴위치 및 형상, 좌굴내력 등 이력거동을 평가한다. 그리고 좌굴제어장치를 각각 적용한 실험체의 실험결과로부터 이력거동을 비교, 분석하여 그 적용에 따른 성능의 증대효과를 평가한다.

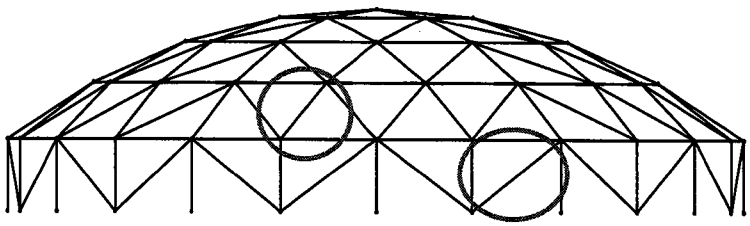
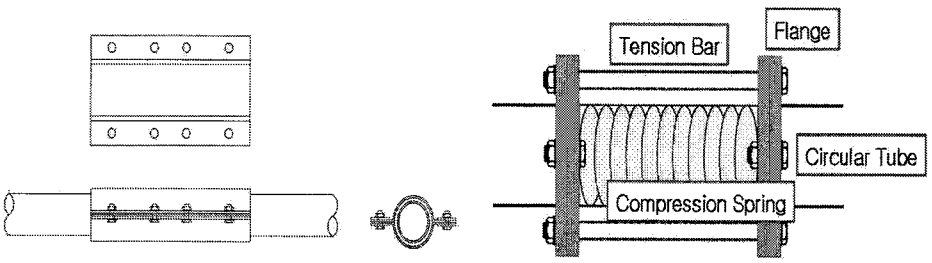


그림 3.4.29 대상구조물의 구성부재



(a) 커브플레이트장치 (b) 스프링-로드장치

그림 3.4.30 좌굴 제어 장치

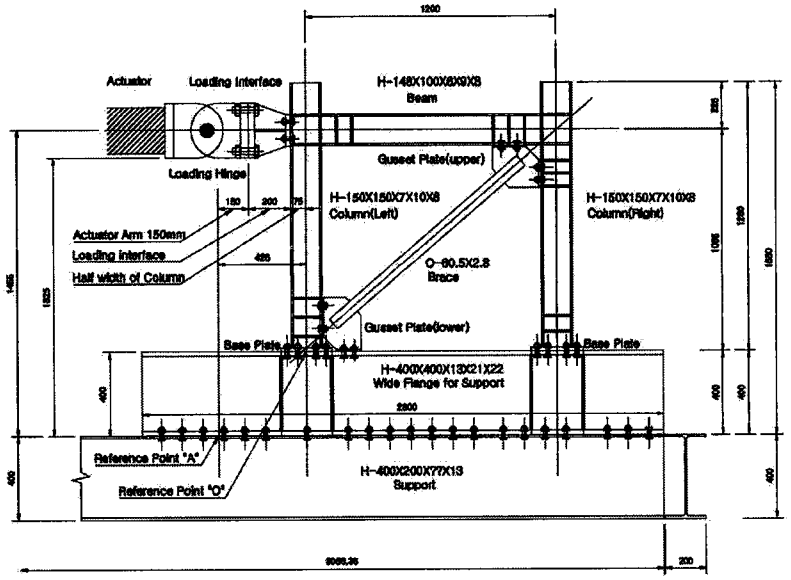


그림 3.4.31 실험체 배치도

(나) 실험체의 설계

그림 3.4.31에 나타낸 것과 같이 실험체는 지지대 위에 볼트접합에 의해 접합하였으며, 대각선 방향으로 원형강관 브레이스를 설치하였다. 기둥은 지지대 위에 베이스 플레이트를 사용하여 볼트접합하며, 기둥과 보는 용접접합한다. 또한 기둥 또는 보의 접합부에 예상되는 국부좌굴을 배제하기 위하여 스티프너를 설치하였으며, 프레임의 횡좌굴을 방지하기 위해 횡좌굴 구속대를 설치하였다. 그리고 브레이스는 양단 거셋플레이트에 용접접합하여 볼트접합에 의해 프레임에 접합하고 있다. 이러한 설계를 통하여 기둥상단에 연결된 엑츄에이터를 이용하여 프레임에 수평하중을 가하여 브레이스에 인장 및 압축력이 도입되도록 설계하였다.

① 프레임의 설계

프레임 구조가 항복 시 수평변위가 $0.01rad$(부재길이 1m인 경우 10mm)를 넘지 않도록 좌굴처짐각법과 모멘트분배법을 이용하여 프레임과 브레이스의 단면을 설계한다. 좌굴처짐각법을 이용하여 대상 프레임 구조의 수평력(P)에 대한 변위(u_B)를 구하면

$$u_B = R_{AB}h = \frac{4+6\beta}{1+6\beta} \cdot \frac{h^2}{24EK_{AB}}P, \quad \beta = \frac{K_B}{K_C} \tag{3.4.19}$$

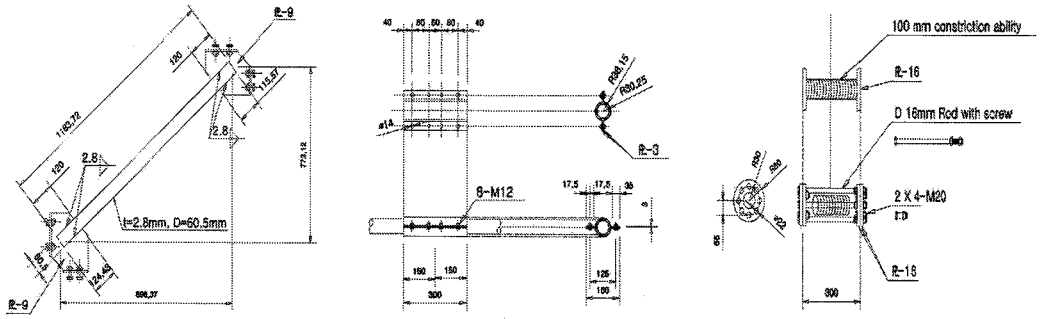
와 같이 표현되며, 여기에서 R_{AB}는 기둥의 회전각, β는 기둥과 보의 강성비이

며, 보항복형으로 가정하여 기둥과 보의 강성비를 3:2로 설계한다. 단, 보의 축강성이 큰 것으로 가정하여 모멘트분배법을 이용하여 수평력에 대한 각 부재단부의 모멘트를 계산한다.

② 브레이스의 설계

브레이스는 양단 힌지접합으로 가정하여 축력을 받는 부재로 고려하고 아래와 같은 조건하에 설계한다.

1) 프레임과 브레이스의 수평강성비를 2:1로 하여 브레이스가 전체 수평력의 1/3을 분담한다.
2) 브레이스는 원형강관을 사용하고, 교체가 용이하도록 한다.
3) 브레이스는 세 종류를 설계하며, 어떤 제어도 적용하지 않은 것(OB), 좌굴이 예상되는 중앙부에 커브플레이트를 설치한 것(CB) 그리고 스프링을 이용하여 압축 시에 브레이스가 압축저항능력을 갖지 않고 수축할 수 있도록 설계한 것(SB)이다.
4) 스프링제어장치의 길이는 수축량을 고려하여 300mm로 설계하고, 커브플레이트의 길이는 별도의 고려 없이 스프링제어장치의 길이를 적용하여 설계한다.



(a) 브레이스(OB) (b) 커브플레이트(CB) (c) 스프링-강봉(SB)

그림 3.4.32 브레이스의 설계

③ 부재단면의 설계

기둥과 보의 강재는 SS400을 적용하고 앞에 기술한 설계조건에 따라 설계한다. 표 3.4.6과 표3.4.7에 기둥과 보 및 브레이스 단면의 치수 및 성능을 나타낸다. 항복시 프레임은 160kN을, 브레이스는 80kN의 수평력을 분담하도록 설계하고 있다.

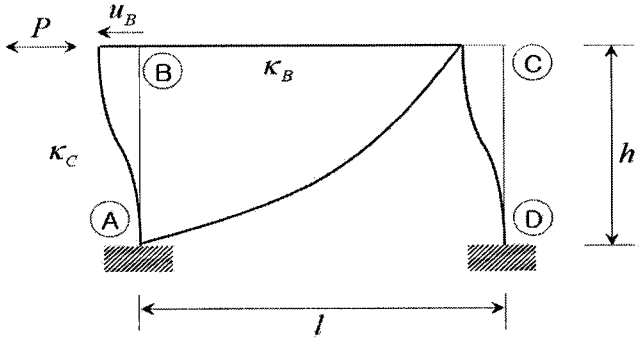


그림 3.4.33 대상구조물 및 대상 원형강관브레이스

표 3.4.6 기둥과 보의 단면성능

부재	D (mm)	B (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (cm^2)	I (cm^4)	Z_y (cm^3)	Z_p (cm^3)	M_y (kN·m)	M_p (kN·m)
AB	150	150	7	10	11	40	1640	219	246	45100	50700
BC	148	100	6	9	11	27	1020	138	157	28400	32300
CD	150	150	7	10	11	40	1640	219	246	45100	50700

D:H형강의 높이, B:H형강의 폭, t_w:웨브두께, t_f:플랜지두께, r:필렛반경, A:단면적, I:단면2차모멘트, Z_y:단면계수, Z_p:소성단면계수, M_y:항복모멘트, M_p:전소성모멘트

표 3.4.7 브레이스의 단면성능

D (mm)	t (mm)	A (mm^2)	I (mm^4)	Zy (mm^3)	Ny (kN)	My (kN·m)	Zp (mm^3)	Mp (kN·m)
60.5	2.8	508	212,000	7,000	119	1.64	9,320	2.19

D:원형강관의 직경, t:강관두께, A:단면적, I:단면2차모멘트, Z:단면계수, Ny:항복축력, My:항복모멘트, Zp:소성단면계수, Mp:전소성모멘트

(다) 재하 및 계측계획

본 실험에서 재하상황은 하중 500kN의 재하능력을 가진 엑츄에이터를 사용하여, 기둥-보 접합부에 연결하여 반복변위 재하이력을 부여한다. 가력점은 핀접합된다. 재하제어변위는 인장실험결과를 사용하여 계산된 전소성모멘트에 대응하는 기둥의 부재회전각에 대한 수평변위를 기준으로 하고, 재하사이클은 재하진폭을 2, 3, 4배로 점증시키면서 재하한다. 재하는 각 진폭에 대하여 2사이클씩 재하하고, 진폭이 5배에 도달하면 그 진폭으로 종국상태라고 판단될 때까지 재하를 계속한다(그림 3.4.34).

재하 및 변위의 계측위치를 그림 3.4.35에 나타낸다. 하중은 엑츄에이터 로드 단부에 부착된 로드셀을 적용하고 변위는 엑츄에이터 반대쪽에 LVDT 변위계를 설치하여 계측한다. 그리고 브레이스에는 중앙부와 양단부에 변형도 게이지를 부착하여 변형도를 계측한다.

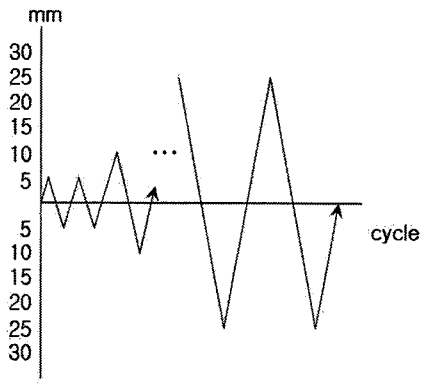


그림 3.4.34 재하 사이클

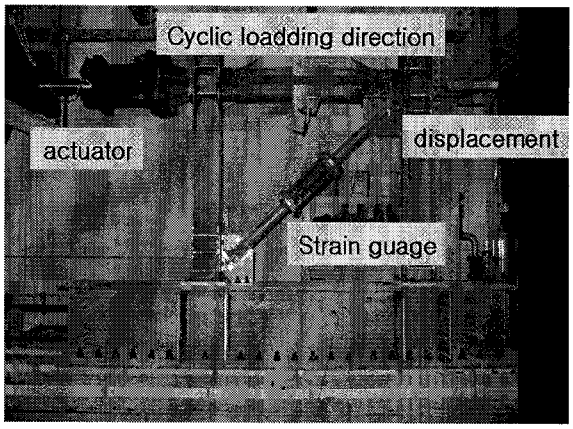


그림 3.4.35 재하 및 계측 상황

(라) 실험결과

반복재하실험에 의한 결과를 정리하여 아래에 나타낸다. 먼저 실험 중에 관찰된 좌굴발생 및 진전 상황에 대하여 기술하고, 계측된 하중과 변위의 관계곡선을 나타낸다. 그리고 하중-변위 이력곡선에 근거하여 최대내력과 변형능력을 고찰한다.

① 이력특성과 파괴현황

- 좌굴발생 및 진전 상황

각 시험체의 변형상태를 그림 3.4.36에 나타낸다. 일반적인 브레이스를 설치한 경우, 좌굴의 발생은 예상한 것과 같이 브레이스의 중앙부에서 발생하였으며, 그 형태는 구면외 좌굴로 일어났다. 또한 이 좌굴은 구조물의 횡좌굴에도 영향을 미치고 있음이 확인되었다. 좌굴은 $10mm$의 수평변위에서부터 발생하여 수평변위를 증가할수록 반복횟수가 거듭될수록 증가하여 결국 브레이스 중앙부에 완전파단으로 평가할 만한 균열이 발생하였다.

좌굴 구속을 위해 커브플레이트를 설치한 경우, 수평변위가 증가하고 반복횟수가 거듭됨에 따라 커브 플레이트의 양쪽 끝부분의 브레이스에 좌굴이 발생하였으며, 그 크기가 크고 진전 상황도 빨라 좌굴 구속효과를 평가하기 어렵다.

좌굴제어를 위해 스프링브레이스를 설치한 경우, 수평변위가 증가하고 반복횟수를 거듭하여도 좌굴의 발생은 일어나지 않았으며 인장 압축 시 안정된 신축변형을 보였다.

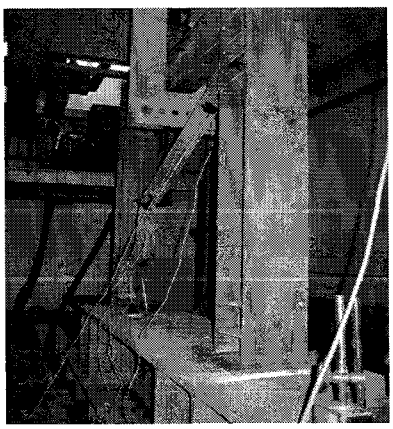
- 하중-변위곡선

그림 3.4.37~3.4.42에 각 시험체의 하중과 변위관계를 나타낸다. 그림3.4.37의

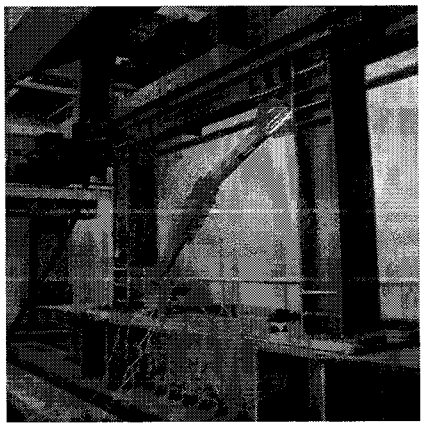
일반 브레이스를 설치한 경우(OB시험체)의 하중-변위관계를 고찰해 보면, 발생된 휨좌굴에 의해 진폭 15mm부터 내력이 저하되고 있음을 알 수 있다. 보강브레이스를 설치한 경우(CB시험체)를 살펴보면 진폭 15mm부터 그 이상에서는 내력의 증가를 보이지 않고 있을 뿐만 아니라 같은 진폭에서 내력이 저하되고 있음을 알 수 있다. 이는 커브플레이트 양끝부분에 발생한 브레이스의 좌굴에 영향으로 판단된다. 스프링 브레이스를 설치한 경우(SB시험체)는 실험종료 시까지 안정된 이력거동을 나타내고 있다. 하중-변위관계로부터 스프링장치를 설치하는 경우 좌굴의 위험이 배제될 뿐만 아니라 안정된 거동을 기대할 수 있음을 확인하였다. 그러나 커브플레이트를 설치하는 경우에는 구속길이의 확장 등의 더 많은 고려가 있어야 할 것으로 판단된다.

② 최대내력 및 변형능력

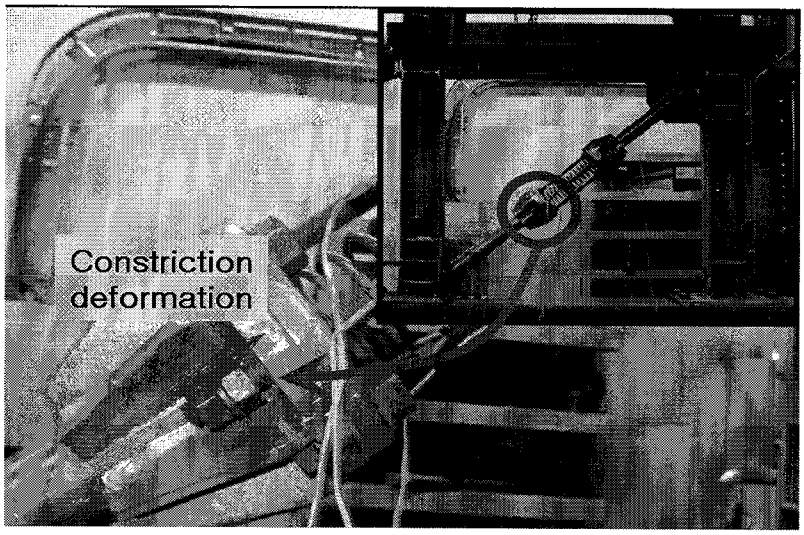
실험결과 얻어진 각 실험체의 최대내력을 비교·분석한다. 특히 브레이스로 이용한 원형강관의 인장 및 압축실험을 수행한다. 최대내력은 OB실험체의 경우 브레이스가 인장이 되는 경우 300kN 이상이며, 압축이 되는 경우 240kN 이상이다. CB실험체의 경우 각각 300, 200kN이며, SB실험체의 경우 각각 300, 220kN이다. OB실험체의 경우 압축 시 진폭 15mm(층간 변위각 0.0015rad)에서 좌굴의 발생에 의한 내력저하가 발생하였다. 진폭이 커짐에 따라 내력저하가 두드러지며, 진폭 25mm(층간 변위각 0.0025rad)에서는 압축 시 최대내력의 80%까지 저하하였다. CB실험체의 경우도 커브플레이트로 보강된 끝부분에 좌굴이 발생하여 내력의 증가는 나타나지 않았다.



(a) OB - 중앙부 좌굴



(b) CB - 양끝부 좌굴



(c) SB - 스프링장치의 수축변형

그림 3.4.36 브레이스의 좌굴 및 수축변형

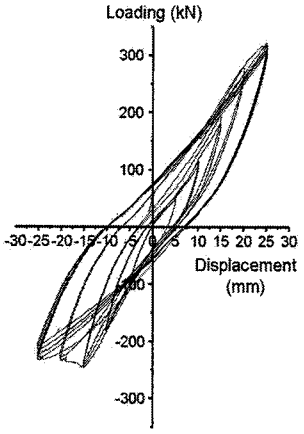


그림 3.4.37 일반브레이스

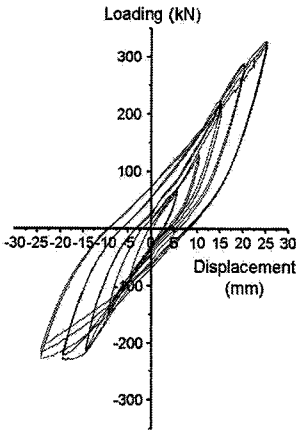


그림 3.4.38 보강 브레이스(a)

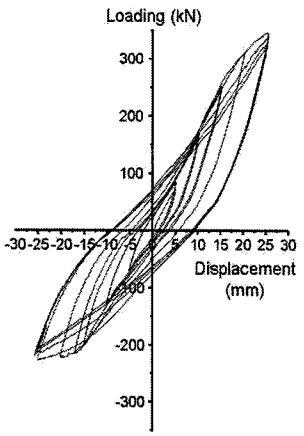


그림 3.4.39 보강 브레이스(b)

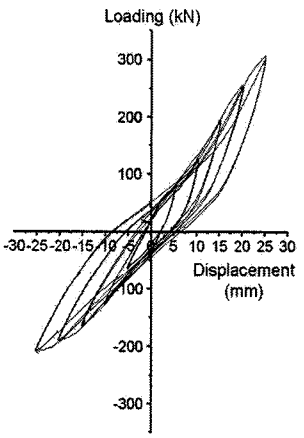


그림 3.4.40 스프링 브레이스(a)

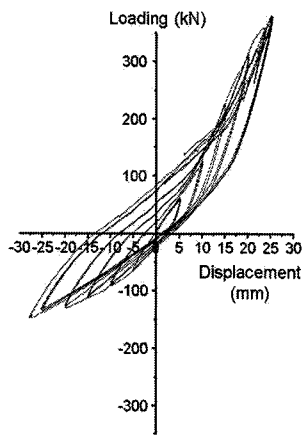


그림 3.4.41 스프링 브레이스(b)

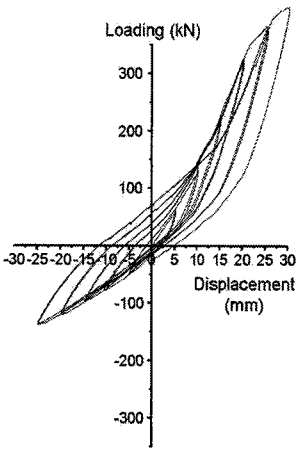


그림 3.4.42 스프링 브레이스(c)

특히 압축 시의 최대내력은 OB시험체에 비해서도 작은 값을 보이고 있으며, 같은 진폭의 반복재하에 따라 내력이 감소하고 있다. 이는 구속영역이 짧아 커브플레이트 단부의 브레이스에 생긴 좌굴의 영향으로 판단되므로 좌굴구속 영역을 확장시킬 필요가 있을 것으로 판단된다. 결과적으로 커브플레이트에 의한 구속효과는 평가하기 어렵다. SB실험체의 경우 압축 시의 내력이 인장에 비하여 60에서 70%의 수준이며 이는 브레이스가 압축력에 저항하지 않고 수축함을 잘 나타내고 있다. 또한 인장, 압축 시의 두 경우에 대해서 최대진폭 25*mm*까지도 내력의 저하 없이 안정된 이력거동을 보이고 있다. 이는 좌굴제어효과뿐만 아니라 프레임의 변형능력 향상에도 기여하고 있음을 알 수 있다.

(마) 결론

일반 브레이스의 경우, 예상한 것과 같이 브레이스 중앙부에서 좌굴이 발생하여 내력이 감소할 뿐만 아니라 구조물의 횡좌굴에 크게 영향을 끼침을 알 수 있다.

커브플레이트로 브레이스의 중앙부를 보강한 경우, 커브플레이브 양끝부분에 국부좌굴이 발생하여 심각한 손상이 관찰되었으며, 이로 인해 일정 수평변위 이상에서는 내력이 증가하지 않을 뿐만 아니라 같은 진폭의 반복 시에 내력이 감소하는 것을 알 수 있었다. 본 실험에서는 그 보강효과를 평가하기 어렵고, 더 효과적으로 좌굴을 방지하고 내력의 증대 및 변형능력을 확보하기 위해서는 더 넓은 범위에 걸쳐 보강해야 할 것으로 판단된다.

스프링장치를 브레이스 중앙부에 설치한 경우, 브레이스에 손상 없이 안정된 이력거동을 나타내어 충분한 제어효과를 나타내고 있다.

좌굴제어 및 변형능력 향상효과가 검증된 스프링장치에 대하여, 구조물에 양방향으로 배치하거나 평면을 계획함으로서 안정되고 변형능력이 탁월한 구조물 설계가 가능할 것으로 판단된다.

(4) 볼 조인트 휨 강성 실험

이 연구에서는 현재 단층 래티스 돔에 사용되고 있는 볼트 삽입식 볼 접합부를 제작, 조립하여 각 시험체의 휨 스프링 상수를 평가하고, 볼 접합부의 구성 성분인 볼트, 슬리브, 콘, 스트럿의 구조적 거동을 살펴보고 유한요소 해석과 비교, 분석하여 가정(볼트가 모든 인장을 받는 가정) 에 의하여 제안된 휨 강성이 이론적 적합성을 살펴본다.

(가) 볼 접합부의 역학적 특성

① 이론적 가정 1 (볼트가 전부 인장을 받는 가정)

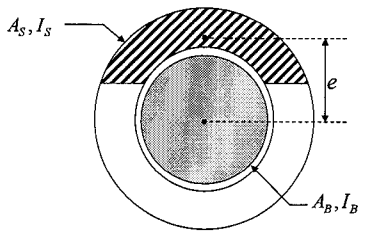


그림 3.4.43 가정 1 의 개념도

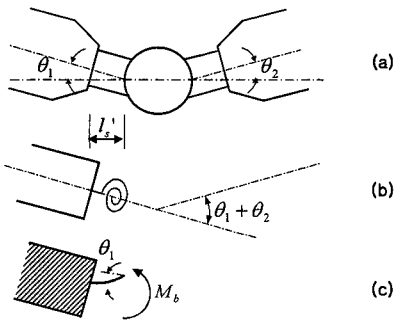


그림 3.4.44 접합부의 모델화

볼 접합부를 역학적으로 해석하기 위하여 그림 3.4.43과 같은 가정을 한다.

접합부는 슬리브와 볼트로 구성된 조립 단면이며, 볼트는 하중 작용시 모든 인장을 받고, 슬리브가 모든 압축을 받는다는 가정(가정1)아래 구조물의 응력상태를 분석하기 위하여 휨 강성 EI 를 다음 식으로 표현한다.

$$EI = E_B I_B + E_B A_B \left[\frac{E_S A_S}{E_B A_B + E_S A_S} e \right]^2 + E_S I_S + E_S A_S \left[\frac{E_B A_B}{E_B A_B + E_S A_S} e \right]^2 \quad (3.4.20)$$

A_B : 볼트 면적 — I_B: 볼트의 단면 2차 모멘트

A_S : 슬리브 압축부의 면적 — I_S: 슬리브 압축부의 단면 2차 모멘트

E : 탄성계수 — e : 볼트와 슬리브 압축부의 도심간 거리

하중 재하시 탄성의 휨 스프링 상수 K_b 를 유도하기 위하여, 접합부를 그림 3.4.44의 (c)와 같이 볼 부분을 자유단으로 치환하고 휨 모멘트를 가한 켄틸레버보로 가정하면 회전각 θ는 다음 식에 의하여 산출한다.

$$\theta = M_b l_S' / EI \tag{3.4.21}$$

l_S' : 슬리브의 길이

볼 접합부가 받는 모멘트는 M_b에 대하여 그림 3.4.44의 (b)와 같이 각각 2개의 스프링이 모멘트를 분담한다고 하면 식(3.4.22)과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_b = K_b(\theta_1 + \theta_2) \tag{3.4.22}$$

$$M_b = 2K_b\theta_1$$

식(3.4.22)에 식(3.4.21)을 대입하면 식(3.4.23)과 같이 나타낼 수 있다.

$$K_b = \frac{EI}{l_s' \times 2} \tag{3.4.23}$$

식(3.4.21)의 EI는 식(3.4.20)을 사용하여 산출할 수 있다. 식(3.4.20)에 있어서 슬리브의 유효단면 A_S와 I_S 및 볼트와의 도심간 거리 e 는 볼트와 슬리브의 힘의 평형조건에 의해 구할 수 있다. 즉 볼트의 인장면적과 슬리브의 유효단면의 압축합력이 $EA_B = EA_S$ 에 의해 순차적으로 구할 수 있다. 여기에서 볼트의 축 강성은 볼의 나사 산 부분의 강성에 비교하여 충분히 크기 때문에 좌변의 EA_B는 다음 식의 볼의 나사산의 전단력의 합계를 통하여 얻을 수 있으나, 계산된 A_B 값이 볼트의 면적과 비교하여 작은 값으로 산정한다.

$$EA_B = n G \pi D_B \beta \tag{3.4.24}$$

n : 유효 나사 산 수 G : 볼의 전단계수

D_B : 볼트의 직경 β : 나사선의 전단 저항면 길이 (0.875×나사선의 거리)

② 이론적 가정 2 (볼트 상단이 압축을 받는 가정)

볼 접합부의 보다 근사적인 해석을 위하여 그림 3.4.45와 같이 가정하였다.

볼트는 전체 인장력을 지지하는 것이 아니라 주로 인장을 지지하나, 상단부의 경우는 압축력을 받는 것으로 가정하였다. 이때 슬리브는 가정1과 같이 모두 압축이 걸리는 것으로 한다. 그러므로 볼트와 슬리브로 표현한 식(3.4.20)은 다음과 같이 표현하였다.

$$EI = E_T I_T + E_T A_T \left[\frac{E_C A_C}{E_T A_T + E_C A_C} e\right]^2 \tag{3.4.25}$$

$$E_C I_C + E_C A_C \left[\frac{E_T A_T}{E_T A_T + E_C A_C} e\right]^2$$

A_T : 인장부의 면적　　I_T : 인장부의 단면 2차 모멘트

A_C : 압축부의 면적　　I_C : 압축부의 단면 2차 모멘트

E : 탄성계수　　e : 압축부와 인장부의 도심간 거리

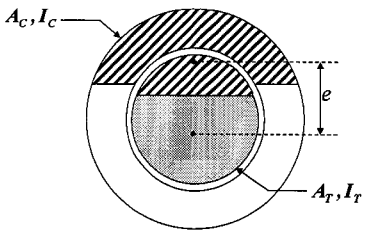


그림 3.4.45 가정 2의 개념도

위의 식은 볼트가 받는 인장력은 다음 식(3.4.26) 에 의하여 구할 수 있다. 볼트가 받는 인장유효단면과 슬리브와 볼트의 일부가 받는 압축유효단면의 합이 평형하다는 가정으로부터 식(3.4.26)을 구할 수 있다.

$$E_B A_T = E({}_B A_C + {}_S A_C) \tag{3.4.26}$$

(나) 볼 접합부의 휨 강성 실험

① 실험체 계획

이 실험에 사용된 시험체는 모두 10개로 현재 가장 일반적으로 사용되는 대공간 구조물의 부재로 스트럿의 직경은 각각 $\varnothing 76.3\times 3.2$, $\varnothing 101.6\times 4.2$, $\varnothing 139.8\times 4.5$ $\varnothing 165.2\times 5.0$ 의 4종류로 구분되어있으며, 부재길이는 $80cm$, $100cm$, $200cm$의 3종류로 지점의 경계조건은 모두 단순지지로 설정하였다. 또한, 사용되는 볼트와 슬리브 역시 각각 스트럿에 사용되는 M20, M27, M36, M42 볼트와 이에 상응하는 슬리브는 $32\times 34\times 5t$, $41\times 45\times 6t$, $46\times 45\times 7.5t$, $55\times 62\times 8.5t$와 $67\times 81\times 11t$의 5종류를 사용하였다. 볼트와 볼의 연결시 일정 강도로 연결하기 위하여 토크렌치를 사용하여 $300kgf\,cm$ 로 체결하였다. 또한, 휨 스프링 상수 측정 시 일정한 단면 계수를 갖게 하기 위하여 볼트와 슬리브를 연결하는 핀의 방향을 일정한 방향을 유지하도록 하였으며, 시험체 지점의 양 단부에는 횡 변형을 방지하기 위하여 강판을 설치하였다.

시험체의 주요 변수는 다음과 같다

(1) 볼트의 직경

(2) 슬리브의 두께

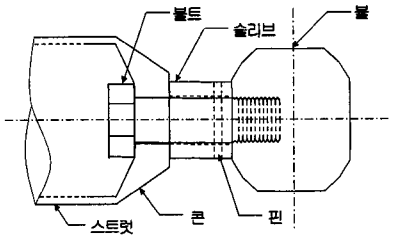


그림 3.4.46 볼 조인트의 구성 성분

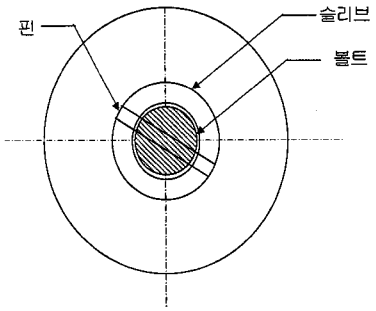


그림 3.4.47 볼 조인트의 단면형상

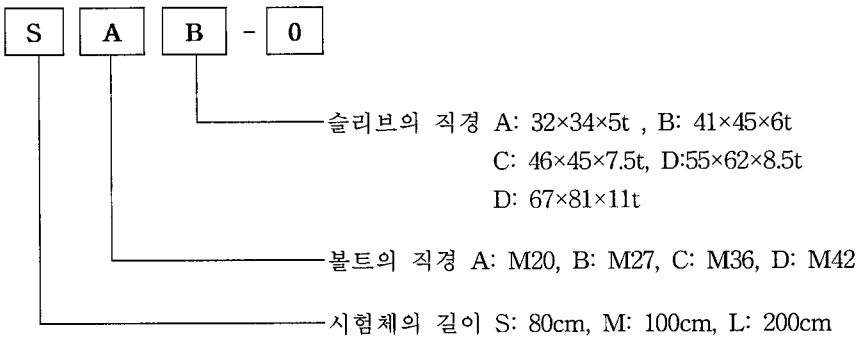


그림 3.4.48 시험체 표기

이 실험은 동일한 시험체를 각각 2가지로 하였으며 SBB-0과 SBC-0 는 슬리브의 영향을 파악하기 위하여 슬리브의 두께를 변수로 하여 수행하였다. 또한 볼트의 직경이 M36이상의 경우에는 추가로 시험체의 길이를 변경하여 비교, 분석하였다.

시험체 기호 표기는 다음과 같고 표는 실험에 사용된 시험체의 종류를 나타낸 것이며 그림 3.4.46은 구성요소를 나타낸 것이다.

표 3.4.8 시험체의 종류에 따른 구성 성분 단위(mm)

시험체명	스트럿	볼트	슬리브	볼	길이(l_0)
SAA-0	ø 76.3×3.2	M 20	32×34×5t	ø 68	800
SAA-1	ø 76.3×3.2	M 20	32×34×5t	ø 68	800
SBB-0	ø 101.6×4.2	M 27	41×45×6t	ø 86	800
SBC-0	ø 101.6×4.2,	M 27	46×45×7.5t	ø 86	800
SCD-0	ø 139.8×4.5	M 36	55×62×8.5t	ø 118	800
MCD-0	ø 139.8×4.5	M 36	55×62×8.5t	ø 118	1000
MDE-0	ø 165.2×5.0	M 42	67×81×11t	ø 149	1000
MDE-1	ø 165.2×5.0	M 42	67×81×11t	ø 149	1000
LCD-0	ø 139.8×4.5	M 36	55×62×8.5t	ø 118	2000
LDE-0	ø 165.2×5.0	M 42	67×81×11t	ø 149	2000

표 3.4.9 시험체의 재료적 성질

구성부재	종류	재질	σ_y (kgf/mm^2)	σ_u (kgf/mm^2)
스트럿	ø 76.3×3.2	STK400	34	50
	ø 101.6×4.2	STK400	34	51
	ø 139.8×4.5	STK400	38	50
	ø 165.2×5.0	STK400	41	52
볼트	M 20	GRD10.9	84.6	94.1
	M 27	GRD10.9	87.4	96.3
	M 36	GRD10.9	89.8	105.6
	M 42	GRD10.9	88.7	109.4
슬리브	32×34×5t	SM45C	27.9	32.3
	41×45×6t	SM45C	27.9	32.3
	46×45×7.5t	SM45C	27.9	32.3
	55×62×8.5t	SM45C	29.0	31.4
	67×81×11t	SM45C	29.0	31.4
볼	-	SM45C	37.6	36.7

② 실험 방법

시험체를 범용 구조물시험기의 베드 위에 설치된 지지점 형강에 올려놓고 지지점부와 가력부에 시험체가 수평을 유지하기 위하여 수포를 이용하여 정확한 수평

을 유지하고 지지점에는 단순보의 지점조건과 같게 하기 위하여 동일한 힌지를 지지점 형강위에 고정시켜 하중이 균등하게 배부되도록 하였다. 또한 가력장치와 볼 중앙사이에 핀과 와셔를 시험체에 무리가 가지 않도록 설치하여 하중재하시 편심이 생기는 것을 방지하고, 볼의 중앙부에 가력장치 이탈을 방지하도록 하였다.

실험은 슬리브 항복하중에 이르기까지는 분당 약 0.2 톤, 그 이후에는 1분당 0.1 톤의 속도로 단조 가력 하였다. 하중과 변위, 변형률은 변형률 측정기에 의해 컴퓨터에 5초 간격으로 자동으로 저장되도록 하였다.

③ 실험 결과

각 시험체는 하중 재하시 볼 중앙과 스트럿에 설치된 변위계를 설치하여 변위를 주시하며 하중을 가하였다. 슬리브의 상·하단에 설치된 스트레인 게이지의 경우 하단부는 거의 변형이 없었으나 상단부는 하중재하시 탄성적으로 거동하여 상단의 일부가 소성에 들어가기 시작하였다. 볼트의 경우 비교적 단면적이 작은 SAA, SBB, SBC의 경우 볼트가 항복하여 취약단면인 핀 접합부가 파단이 생기는 현상이 발생하였으며 이때 파단 형상은 그림 3.4.51과 같다.

모든 시험체에서 접합부의 휨 거동이 일어나는 동안 콘과 스트럿은 선형적으로 거동을 하였다. 슬리브의 일부가 항복응력을 초과하여 소성상태에 이르자 휨 스프링 상수도 서서히 감소하기 시작하였다. 이후로는 부재의 파단을 고려하여 서서히 감소시키며 실험을 중단하였다.

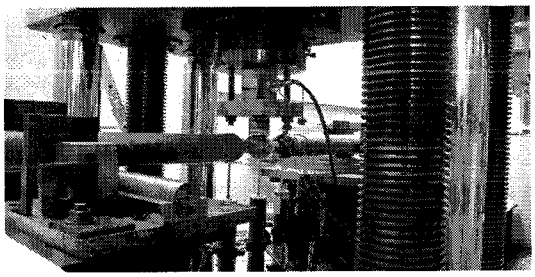


그림 3.4.49 가력전의 시험체 모습

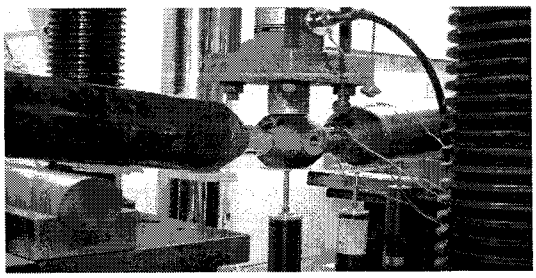


그림 3.4.50 시험체 가력 모습

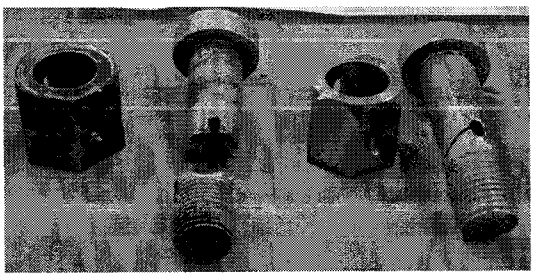


그림 3.4.51 볼트의 파괴 형상

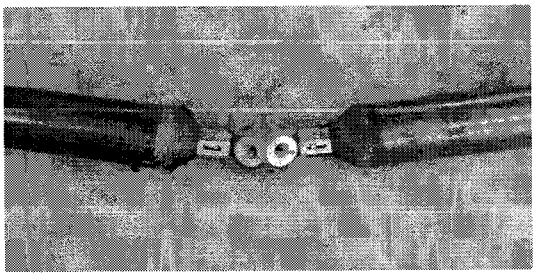


그림 3.4.52 슬리브 항복 후 최종 형상

④ 실험 결과 분석

- SAA 시험체 (M 20, 32×34×5t)

SAA 시험체는 예상된 휨 스프링 상수인 $53.21kN\,m/rad(542.97tf\,cm/rad)$ 보다 작은 값인 $44.09, 50.89\,kNm/rad(449.91, 519.29tf\,cm/rad)$이 나타났다. 하중재하시 슬리브의 상단부가 압축을 받기 시작하였고, 하단부는 떨어지기 시작하여 $2.16kNm(22tf\,cm)$ 부근에서 항복할 때까지 전혀 변형이 발생하지 않았다. 스트럿 부분은 슬리브의 항복 모멘트에 도달한 하중을 제거 후 거의 회복되었다.

그림 3.4.53과 그림 3.4.54에서 보는 바와 같이 휨 스프링 상수가 급변하는 구간은 슬리브의 상단부가 항복하기 시작하는 지점과 일치함을 알 수 있다.

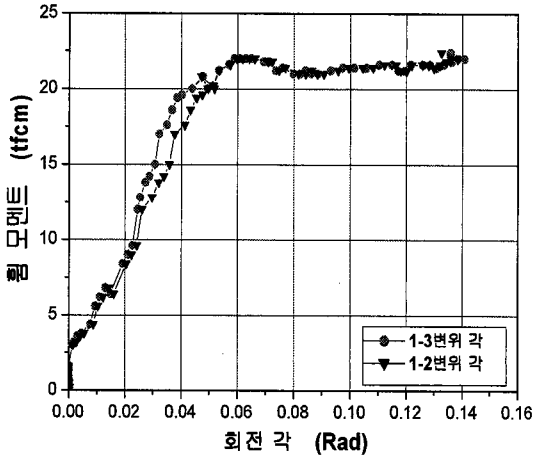


그림 3.4.53 SAA 시험체의 휨-변위각 관계

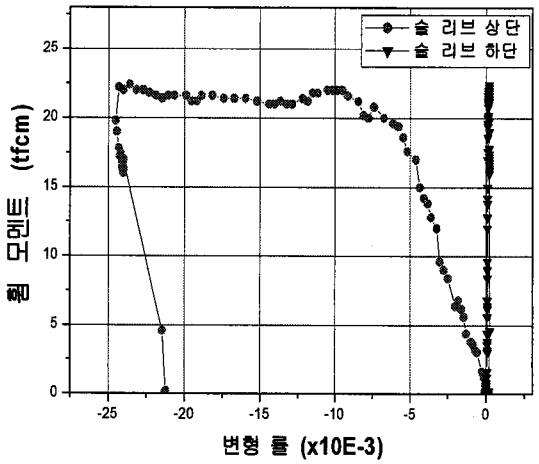


그림 3.4.54 SAA 시험체의 슬리브 변형률

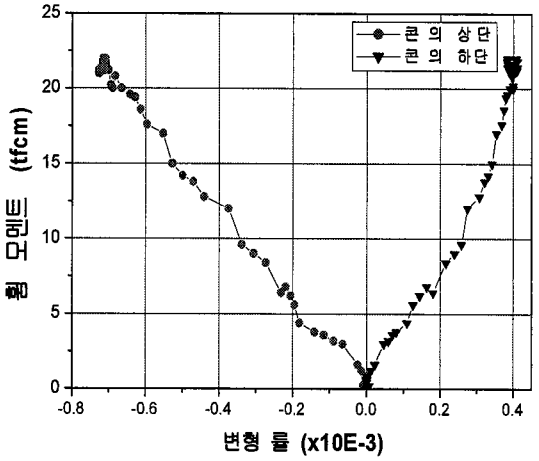


그림 3.4.55 SAA 시험체의 콘의 변형률

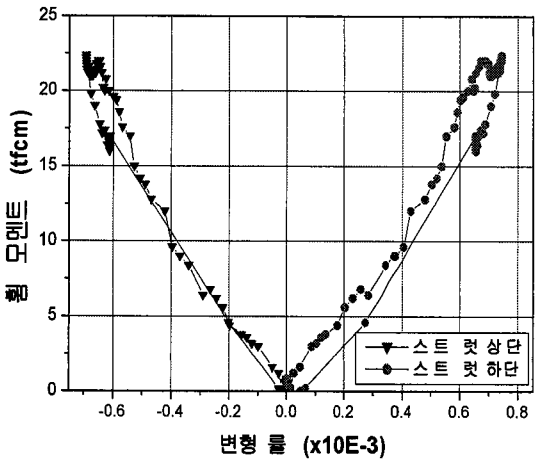


그림 3.4.56 SAA 시험체의 스트럿 변형률

- SBB, SBC 시험체 (M 27, $41\times45\times6t$, $46\times45\times7.5t$)

SBB, SBC 시험체는 전체적으로 앞서 실험한 SAA와 전체적으로 유사한 거동을 보이고 있으며, 휨 스프링 상수는 $94.31, 119.97 kNm/rad$(962.316, 1224.14 $tf\,cm/rad$)의 값을 가져 예상되는 상수인 $101.51, 135.44 kNm/rad$(1035.80, 1382.0 $tf\,cm/rad$)보다 ($9.8 kNm/rad$)100 $tf\,cm/rad$ 정도 낮은 값을 나타내었다. 슬리브의 두께가 약 1.5 mm 두꺼워진 SBC 의 경우 약 $11.76 kN$(1.2 tf) 의 하중에 더 저항할 수 있음이 나타나고 있다.

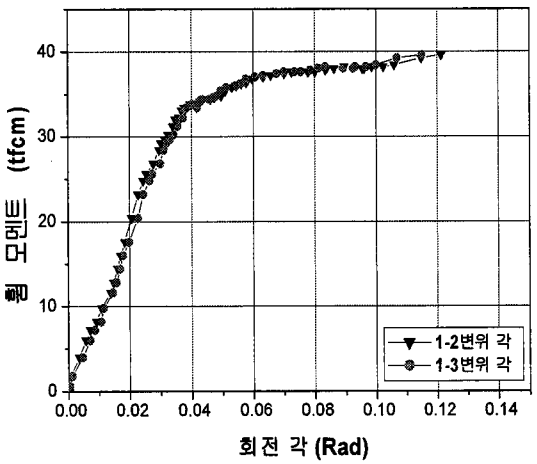


그림 3.4.57 SBB 시험체의 휨-변위각 관계

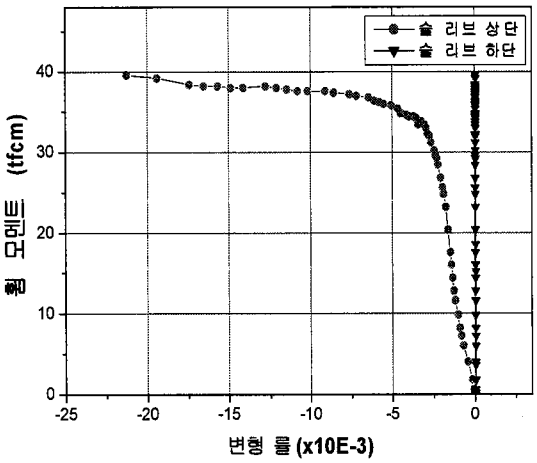


그림 3.4.58 SBB 시험체의 슬리브 변형률

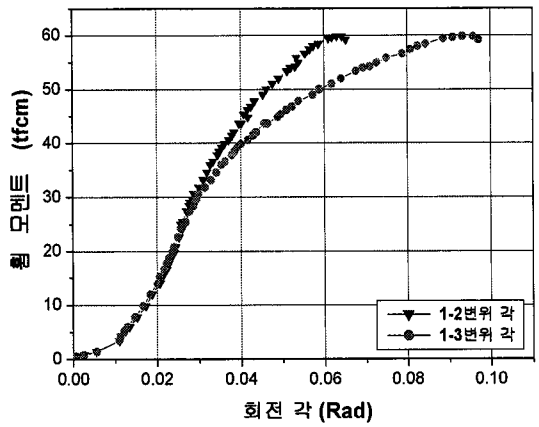


그림 3.4.59 SBC 시험체의 휨-변위각 관계

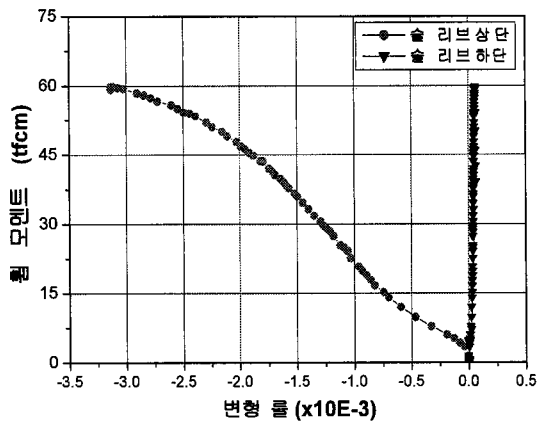


그림 3.4.60 SBC 시험체의 슬리브 변형률

- SCD, MCD, LCD 시험체 (M36, 55×62×8.5t)

SCD의 경우 초기 하중 재하시 지점부위에 국부 좌굴을 방지하기 위하여 강판을 설치하였고 또한 정확한 휨 스프링 상수를 평가하기 위하여 길이를 변경시키며 상수를 평가하였다. 유한요소로 해석된 예상 상수는 348.88kNm/rad(3559.97 $tf\,cm/rad$)로 SCD의 경우 338.99kNm/rad(3459.13 $tf\,cm/rad$), MCD는 이보다 상회하는 353.20kNm/rad(3604.13 $tf\,cm/rad$), LCD의 경우는 가장 작은 값인 322.09kNm/rad(3286.64 $tf\,cm/rad$)를 나타내었다. SCD와 MCD의 경우 슬리브의 상단이 항복하는 항복 모멘트가 발생하는 모멘트는 9.8kNm(100 $tf\,cm$)를 넘었으며, 스트럿의 단부에는 국부 좌굴이 발생하였다. LCD의 경우 8.82kNm(90 $tf\,cm$)에서 슬리브의 상단이 항복하기 시작했고, 부재 항복의 현상은 나타나지 않았다.

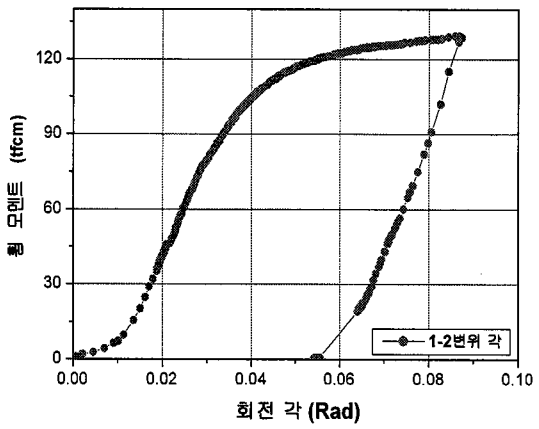


그림 3.4.61 MCD 시험체의 휨-변위각 관계

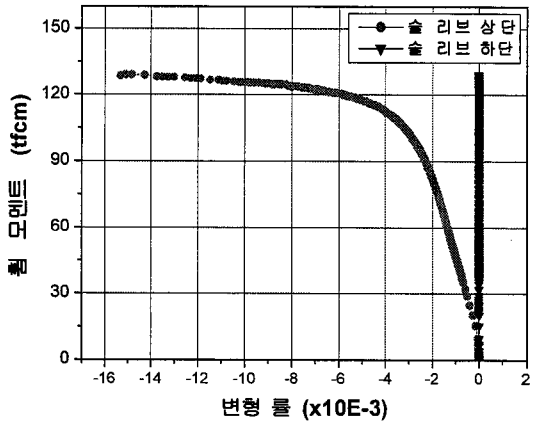


그림 3.4.62 MCD 시험체의 슬리브 변형률

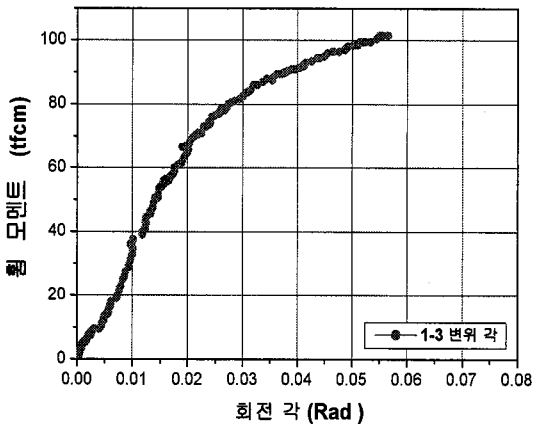


그림 3.4.63 LCD 시험체의 휨-변위각 관계

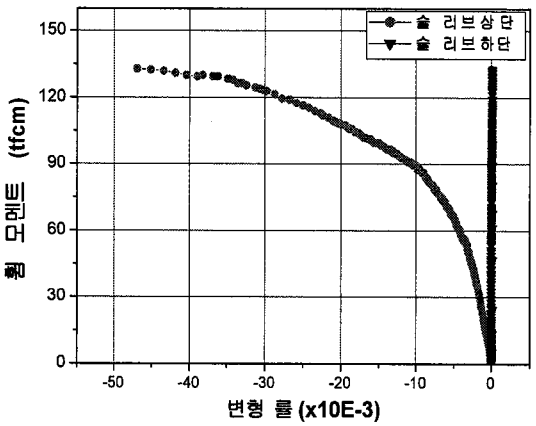


그림 3.4.64 LCD 시험체의 슬리브 변형률

- MDE, LDE 시험체 (M42, 67×81×11t)

MDE와 LDE의 휨 스프링 상수는 538.75, 549.18, 514.96 kNm/rad(5497.41, 5603.87, 5254.7 $tf\,cm/rad$)로 예상 휨 스프링 상수 515.66kNm/rad(5261.81 $tf\,cm/rad$)보다 높은 값을 나타내었다. 하중 재하시 모멘트가 11.76kNm(120 $tf\,cm$)을 넘어서자 슬리브의 상단이 항복하기 시작하였으며 스트럿의 콘의 부분이 상당히 많은 응력의 변화가 일어남을 알 수 있다. 그러나 LDE의 경우 단부에 국부 좌굴 흔적은 나타나지 않았다.

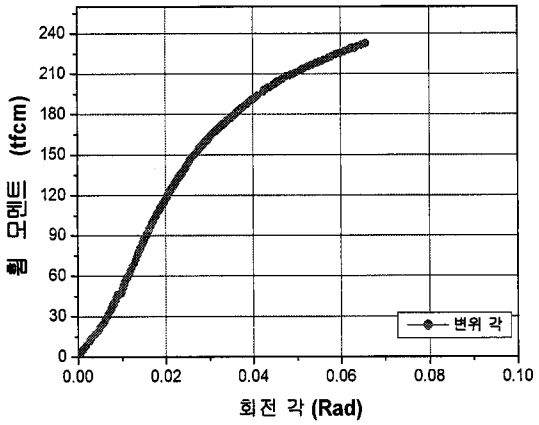


그림 3.4.65 MDE 시험체의 휨-변위각 관계

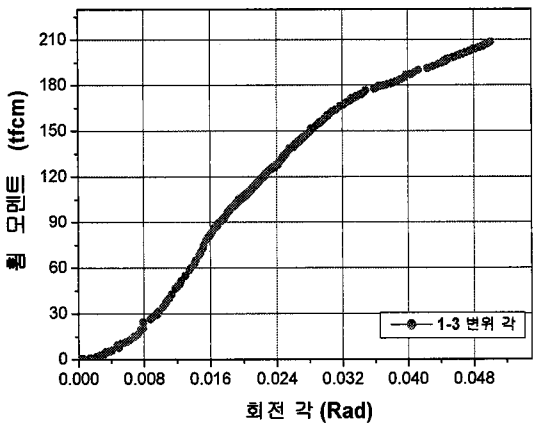


그림 3.4.66 LDE 시험체의 휨-변위각 관계

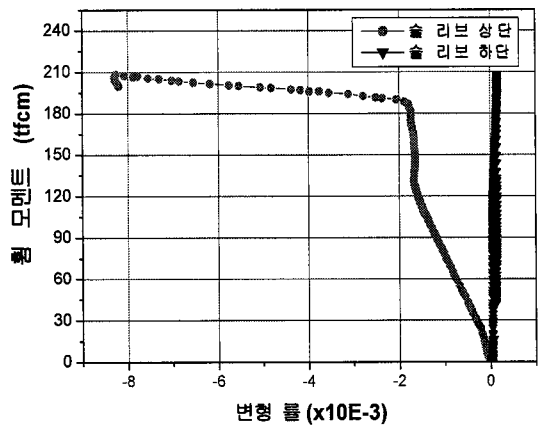


그림 3.4.67 LCD 시험체의 슬리브 변형률

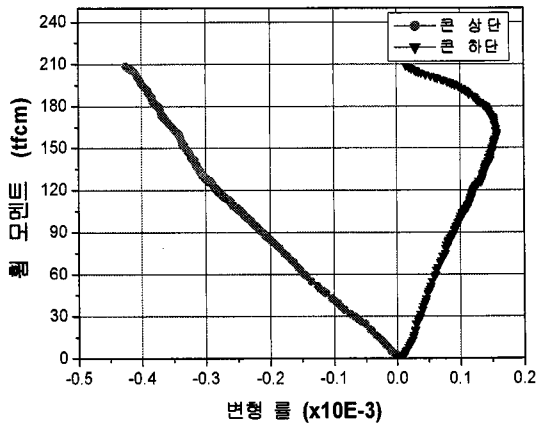


그림 3.4.68 LDE 시험체의 콘의 변형률

(다) 실험결과와 해석결과의 비교 분석

이 실험을 실행하기 앞서 유한요소 해석을 통하여 휨 스프링 상수를 평가하였

다. 사용 요소는 8절점 6면체 요소를 사용하였으며 슬리브, 볼, 볼트 사이에는 접촉 요소를 사용하여 기하학적 비선형, 재료적 선형해석을 수행하였다.

SAA는 전체적으로 오차율이 큰 20% 의 오차율을 나타내었으며, SBC 시험체의 경우 자중에 의한 처짐이 발생하여 해석과의 오차율이 12% 발생하였다. 그러나 그 이외의 시험체에 대하여서는 8% 미만의 비교적 정확한 값을 예측할 수 있었다.

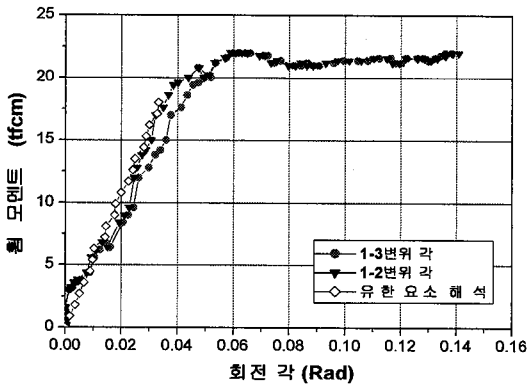


그림 3.4.69 SAA 시험체의 휨-변위각 관계

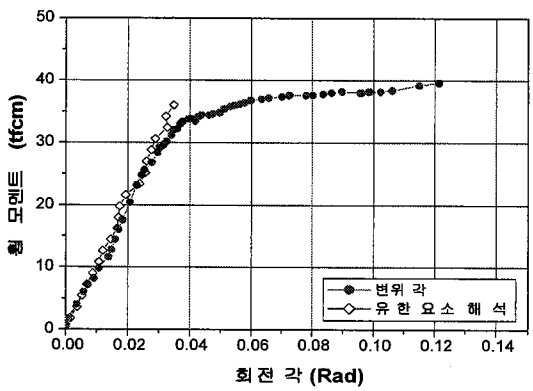


그림 3.4.70 SBB 시험체의 휨-변위각 관계

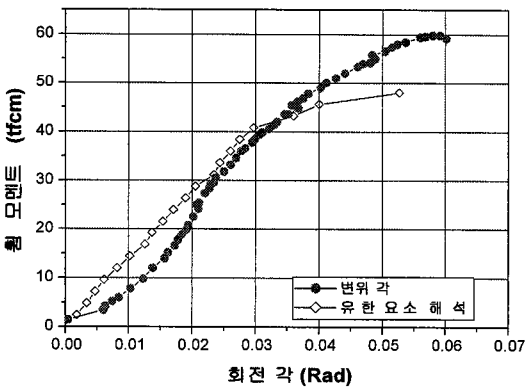


그림 3.4.71 시험체의 휨-변위각 관계

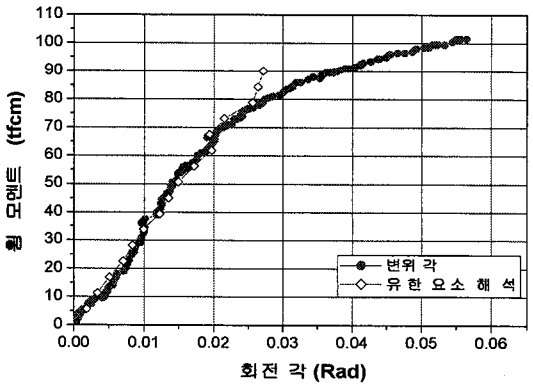


그림 3.4.72 LCD 시험체의 휨-변위각 관계

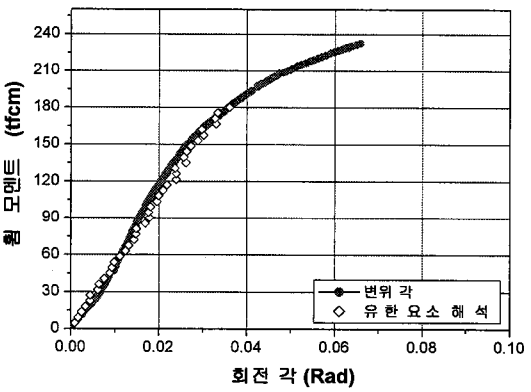


그림 3.4.73 MDE 시험체의 휨-변위각 관계

해석 결과가 실험의 결과와 유사한 거동을 나타내므로, 실제 실험에서 측정하기 어려운 볼트의 응력 분포를 파악하기 위하여 아래 그림 3.4.74와 같이 구조체의 응력 분포를 분석하였다. 그림 3.4.74는 Mises 응력을 통하여 슬리브가 항복하였을 때의 응력 상태를 나타낸 것이다. 이때 볼트의 상하 단에 응력이 집중적으로 나타남을 볼 수 있다. 그림 3.4.75는 축방향 응력 (σ_x) 를 나타낸 것으로 상단부에 압축이 발생함을 볼 수 있다. 그림 3.4.75는 슬리브가 항복하였을 때의 응력 상태를 측면에서 나타낸 것이다. 그림 3.4.75에서 보는 것과 같이 볼트의 하단부에서 인장력이 발생하고 볼트의 상단 부근에서 압축력이 발생하여 슬리브의 상단까지 연속됨을 볼 수 있다. 그림 3.4.74~75와 같이 유한 요소 해석 결과 거의 모든 시험체는 유사한 거동을 나타냄을 볼 수 있다.

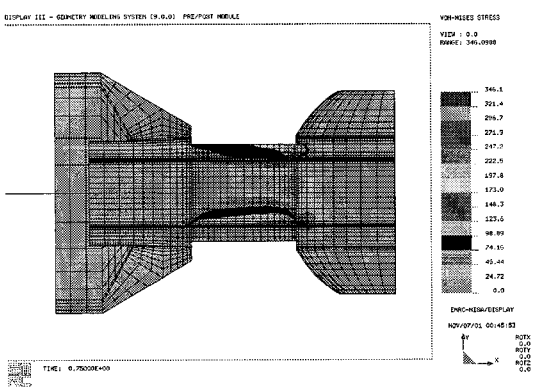


그림 3.4.74 접합부 시스템의 Mises 응력 분포

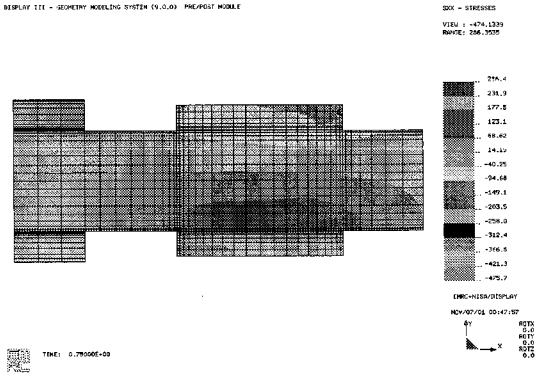


그림 3.4.75 볼트, 슬리브의 σ_x 분포

(라) 수치해석

① 가정 1에 따른 수치해석

볼트가 전 인장을 받는 가정에 의해 식(3.4.20)에 따라 휨 스프링 상수를 산출한 결과 AA, BB, BC 계열의 경우 오차율이 큰 25~56%의 값을 나타내었으며, CD, DE 계열의 경우 실험값과의 오차 값이 15%미만의 값을 나타내었다. 특히 DE 계열은 오차율이 8%미만으로 나타나 상당히 근사한 값을 나타내었다. 이 가정의 결과 볼트의 단면이 작을수록 오차율이 커지고 점차로 볼트의 단면이 커짐에 따라 오차율이 작아지고 있다. 이는 볼트의 파괴형태를 분석하였을 때 볼트의 단면이 작을수록 볼트 상단부에 압축력이 발생한다는 것을 알 수 있다.

표 3.4.10은 실험에 의해 측정된 결과와 유한요소 해석에 의한 휨 스프링 상수 그리고 가정 1의 결과를 나타낸 것이다.

표 3.4.10 실험값, 가정 1, 유한요소 해석 비교 단위 : $tf\,cm/rad$

시험체의 종류	실험 결과	유한요소 결과	오차율(%)	가정1의 결과	오차율(%)
SAA-0	519.29	542.97	4.56	655.38	26.2
SAA-1	448.91	542.97	20.95	655.38	46.0
SBB-0	962.32	1035.80	7.64	1508.99	56.8
SBC-0	1224.14	1382.0	12.9	1885.28	54.0
SCD-0	3459.13	3559.57	2.9	3751.28	8.45
MCD-0	3360.12	3559.57	5.94	3751.28	11.64
MDE-0	5497.41	5261.81	4.29	5651.91	2.81
MDE-1	5508.86	5261.81	4.29	5651.91	2.6
LCD-0	3286.64	3559.57	8.30	3751.28	14.14
LDE-0	5254.7	5261.81	0.14	5651.91	7.56

② 가정 2에 따른 제안식의 정식화

가정 1의 결과 볼트의 단면이 작은 경우에는 오차율이 비교적 큰 값을 나타내므로 표 3.4.10과 같이 가정하여 식(3.4.24)에 따라 압축면까지의 거리 b_x 를 변화시키면서 스프링 상수를 계산하였다. 그림 3.4.76은 b_x에 따른 스프링 상수를 그래프로 나타낸 것이다. b_x 가 볼트의 반지름에 도달하였을 때 볼트는 전 인장을 받으므로 가정 1의 결과와 동일한 결과가 나타난다.

b_x 에 따른 휨 스프링 상수를 볼 때, 볼트의 단면이 작을수록 b_x 의 값이 볼트의 중심에 가깝게 이동하고 단면이 큰 CD, DE계열의 경우 볼트 단부에 가깝게 이동한 것을 볼 수 있다

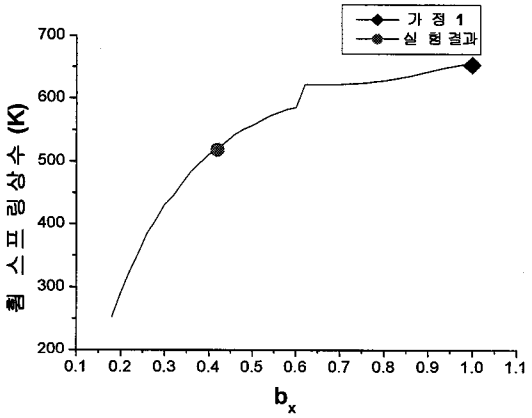


그림 3.4.76 SAA 시험체의 b_x-스프링 상수 관계

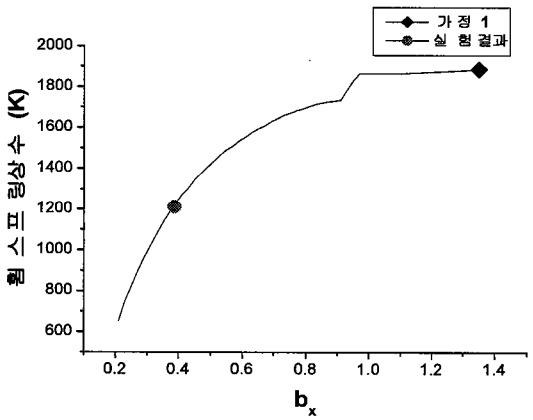


그림 3.4.77 SBC 시험체의 b_x-스프링 상수 관계

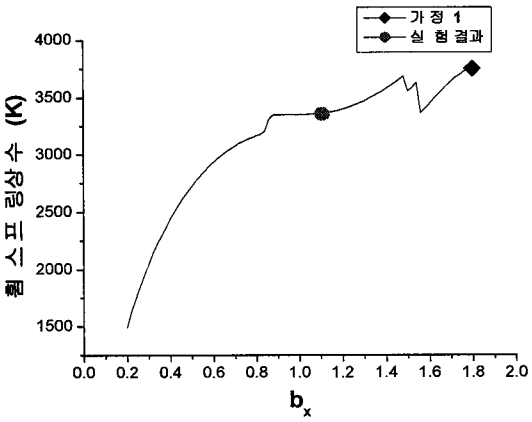


그림 3.4.78 MCD 시험체의 b_x-스프링 상수 관계

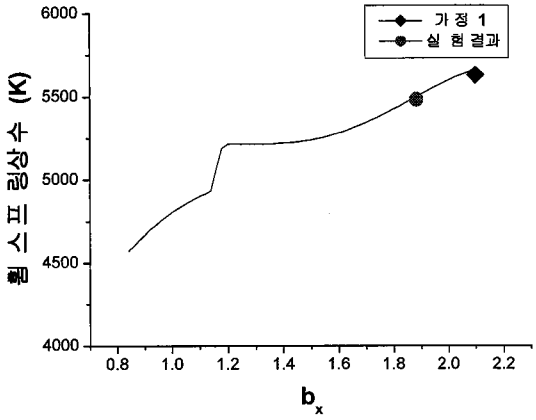


그림 3.4.79 MDE 시험체의 b_x-스프링 상수 관계

③ 다항 회기이론을 적용한 실험식 산정

결정된 b_x 의 길이를 바탕으로 인장면적을 산출하여 그림 3.4.80에 타나내었다. 이렇게 산출된 볼트의 인장면적에 대한 데이터를 분석하여 식(3.4.27)과 같은 2차식의 형태로 유도하며, 이때 오차(R) 는 평균이 0이고 분산이 σ_i^2 인 정규분포를 가지도록 한다.

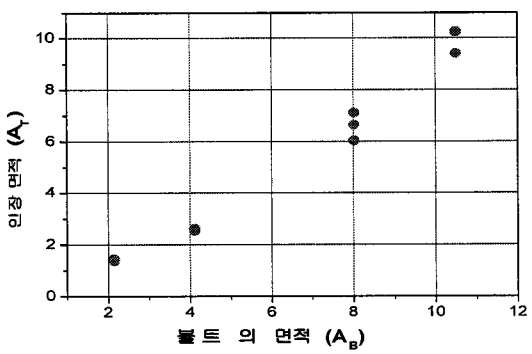
$$y = b_0 + b_1 x + b_2 x^2$$
$$R_i = y_i - (b_0 + b_1 x + b_2 x^2) \tag{3.4.27}$$

파라미터 b_i 에 대한 추정치값은 χ^2 을 최소화함으로 계산할 수 있다.

$$\chi^2 = \sum_{i=0}^{N} \frac{R_i^2}{\sigma_i^2} \tag{3.4.28}$$

분석된 그래프는 그림 3.4.81과 같고, 산출된 인장면적의 제안식은 다음 식(3.4.29)과 같다.

$$A_T = 0.06 \times A_B^2 + 0.267\, A_B + 0.537 \tag{3.4.29}$$



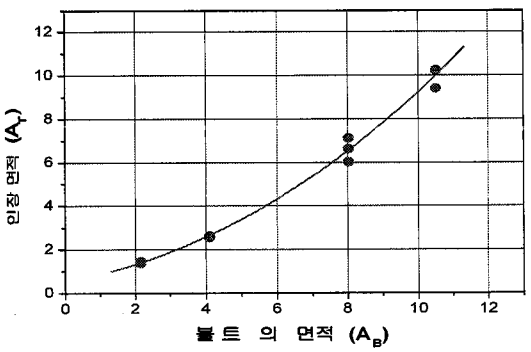


그림 3.4.80 볼트 전면적에 대한 인장면적 관계 그림 3.4.81 다항 회기이론에 의한 제안식 산정

④ 제안식 결정후 결과

제안된 식(3.4.29)를 이용하여 스프링 상수를 평가한 결과 오차율이 비교적 큰 값을 나타내었던 AA, BB, BC 계열의 오차율을 15% 이내로 평가되어 나타남을 알 수 있고, 비교적 오차율이 작았던 CD, DE 계열의 시험체 역시 5% 미만의 오차율을 나타내었다.

그림 3.4.82는 실험의 결과와 유한요소, 가정1, 가정2에 의하여 산출된 값을 나타내었다.

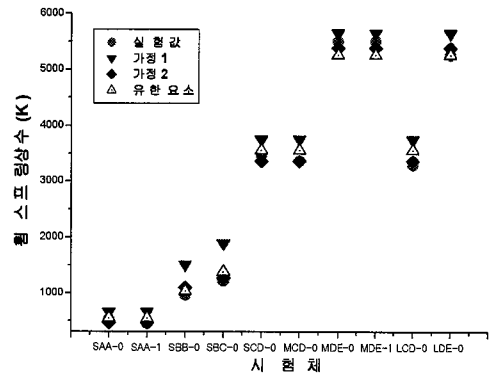


그림 3.4.82 실험, 제안식, 그리고 유한요소해석에 의한 휨 스프링 상수 비교

표 3.4.11 제안식과 유한요소의 스프링 상수값 비교

단위 : $tf\,cm/rad$

시험체의 종류	실험 결과	유한요소 결과	오차율 (%)	가정2의 결과	오차율 (%)
SAA-0	519.29	542.97	4.56	459.13	11.59
SAA-1	448.91	542.97	20.95	459.13	2.28
SBB-0	962.32	1035.80	7.64	1101.27	14.43
SBC-0	1224.14	1382.0	12.9	1268.76	3.64
SCD-0	3459.13	3559.57	2.9	3355.6	2.99
MCD-0	3360.12	3559.57	5.94	3355.6	0.13
MDE-0	5497.41	5261.81	4.29	5386.13	2.02
MDE-1	5508.86	5261.81	4.29	5386.13	2.23
LCD-0	3286.64	3559.57	8.30	3355.6	2.1
LDE-0	5254.7	5261.81	0.14	5386.13	2.5

(마) 단층 래티스돔의 좌굴해석

① 접합부 모델링에 따른 휨 강성의 무차원화 상수

실험 결과에 의하여 제안된 강성을 바탕으로 단층 래티스 돔의 좌굴하중을 계산하기 위하여 실험에 사용된 부재를 사용하여 단층 래티스 돔을 해석하였다.

해석을 위해 그림 3.4.83과 같이 구 형상의 볼에 슬리브와 콘에 의해 접합된 실제부재를 간단히 모델링하여 볼, 커넥터 (슬리브, 콘), 스트럿으로 분류하여 그림 3.4.84와 같이 한다. 그림 3.4.84에서 $\lambda_1 l_0$은 볼의 반경, λ_1은 강역률을 의미하며 $\lambda_2 l_0$는 커넥터의 길이이다. 여기서 D_s는 스트럿의 직경, D_c는 커넥터의 직경이다.

부재 양단 접합부의 회전강성은 y축, z축 모두 동일한 것으로 가정하고 이것을 K_B로 한다. 해석에 있어서는 접합부의 휨 강성을 식(3.4.30)과 같이 무차원화 회전 스프링 상수 κ를 이용하여 표현한다.

$$\kappa = K_B \frac{l_o}{EI_y} = K_B \frac{l_o}{EI_z} \tag{3.4.30}$$

여기서 EI_y는 y축 강관부재의 휨강성, EI_z는 z축 강관부재의 휨강성, l_0는 부재의 길이이다. 접합부 축방향의 스프링 강성 K_x는 부재의 신축강성 EA/l_0의 1000배로 설정하여 y축, z축방향의 회전강성에 비해 대단히 큰 것으로 가정한다.

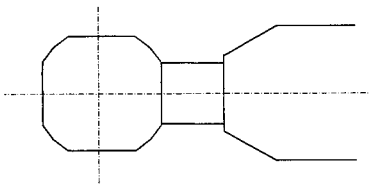


그림 3.4.83 접합부의 실제형태

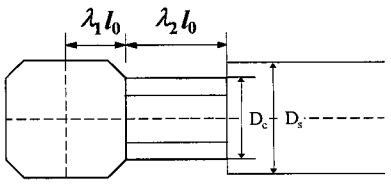


그림 3.4.84 접합부의 모델화

② 항복 조건식

이 연구에서 사용된 항복 조건식은 다음과 같이 원형단면을 갖는 부재의 항복 조건식으로 가정하여 부재의 항복을 평가하며, 항복 이후에는 그림 3.4.85 의 항복 곡면상을 유동하는 것으로 가정한다.

$$f_y = \left(\frac{n}{n_p}\right)^2 + \sqrt{\frac{m_y^2 + m_z^2}{m_p^2}} - 1 = 0 \tag{3.4.31}$$

또는, 식(3.4.32)과 같이 간략하게 나타낼 수 있다.

$$f_y = N^2 + M - 1 \tag{3.4.32}$$

여기서,

f_y : 항복함수

n : 스프링의 축력

n_p : 부재의 항복 축력

m_y, m_z:스프링의 y, z 축휨모멘트

m_p : 부재의 소성모멘트

$$N = \frac{n}{n_p},\ M_y = \frac{m_y}{m_p},\ M_z = \frac{m_z}{m_p}$$

$$M = \sqrt{\frac{m_y^2 + m_z^2}{m_p^2}}$$

여기서 부재의 소성모멘트는 식(3.4.33)과 같이 나타내었으며 형상계수 (k_s)는 강관을 사용하여 1.70 을 적용하였다.

$$m_p = \sigma_{yp} k_s Z \tag{3.4.33}$$

여기서,

k_s : 형상계수

Z : 단면계수

응력-변형률 관계는 그림 3.4.86과 같이 bilinear형으로 항복 이후에는 강성이 1/100으로 작아지는 것으로 설정하여 항복 후 탄성계수 E_t의 값을 탄성계수 E의 값의 1/100 인 $210000MPa(21\ tf/cm^2)$ 으로 한다.

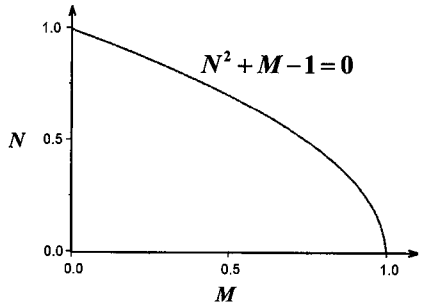


그림 3.4.85 탄소성 요소의 항복곡면

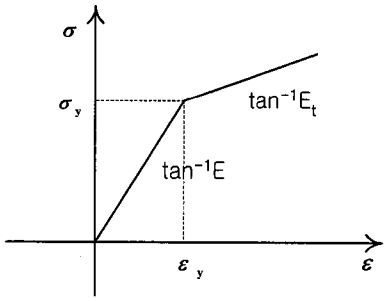


그림 3.4.86 응력-변형률 관계

③ 유효단면2차모멘트(I_e), 유효단면적(A_e)

이 장에서는 4.1에서 모델화한 접합부를 하나의 부재로 치환한 경우의 유효단면 2차모멘트(I_e), 유효단면적(A_e)을 유도한다.

그림 3.4.87에서 l_0는 볼의 중심간 거리, l_s, l_c는 강관의 길이, 커넥터의 길이이고, E_s, E_c는 강관의 탄성계수, 커넥터의 탄성계수이며, I_s, I_c, A_s, A_c는 강관의 단면2차 모멘트, 커넥터의 단면2차 모멘트, 강관의 단면적, 커넥터의 단면적이다.

단위 길이당 휨강성을 다음과 같이 하나의 상수 k_1으로 가정하면,

$$\frac{E_s I_s}{l_s} = \frac{E_c I_c}{l_c} = \frac{EI_e}{l_0} = k_1 \tag{3.4.34}$$

$$E_s = \frac{l_s}{I_s} k_1 \tag{3.4.35}$$

$$E_c = \frac{l_c}{I_c} k_1 \tag{3.4.36}$$

$$E = \frac{l_0}{I_e} k_1 \tag{3.4.37}$$

$$E = E_s + E_c \tag{3.4.38}$$

와 같고, 식(3.4.38)에 식(3.4.35)~(3.4.37)를 대입하면,

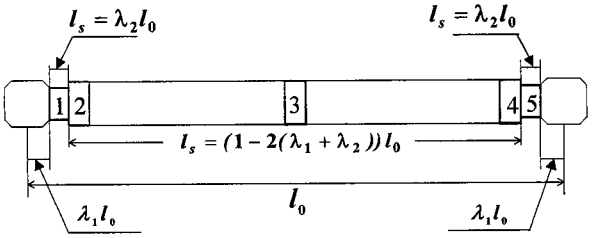


그림 3.4.87 부재모델

$$\frac{l_0}{I_e} = \frac{l_s}{I_s} + \frac{l_c}{I_c} = \frac{l_s I_c + l_c I_s}{I_s I_c} \tag{3.4.39}$$

$$I_e = \frac{I_s I_c l}{l_s I_c + l_c I_s} = \frac{I_s l}{l_s + l_c I_s / I_c} \tag{3.4.40}$$

이며, 식(3.4.40)에 $l_p = (1 - 2(\lambda_1 + \lambda_2))l$,$l_c = 2\lambda_2 l$ 을 대입하면, 유효단면2차모멘트 I_e는 다음 식과 같다.

$$I_e = \frac{I_s}{(1 - 2\lambda_1 - 2\lambda_2) + 2\lambda_2 I_s / I_c} \tag{3.4.41}$$

유효 단면적 A_e 는 위와 같은 방법으로 유도할 수 있다. 단위 길이당 신축강성을 하나의 상수 k_2로 가정하면,

$$\frac{E_s A_s}{l_s} = \frac{E_c A_c}{l_c} = \frac{E A_e}{l_0} = k_2 \tag{3.4.42}$$

$$E_s = \frac{l_s}{A_s} k_2 \tag{3.4.43}$$

$$E_c = \frac{l_c}{A_c} k_2 \tag{3.4.44}$$

$$E = \frac{l_0}{A_e} k_2 \tag{3.4.45}$$

식(3.4.41)에 식(3.4.42)~(45)를 대입하면 다음 식과 같다.

$$\frac{l_0}{A_e} = \frac{l_s}{A_s} + \frac{l_c}{A_c} = \frac{l_s A_c + l_c A_s}{A_s A_c} \tag{3.4.46}$$

$$A_e = \frac{A_s A_c l}{l_s A_c + l_c A_s} = \frac{A_s l}{l_s + l_c A_s / A_c} \tag{3.4.47}$$

식(3.4.47)에 $l_s = (1-2(\lambda_1+\lambda_2))l$, $l_c = 2\lambda_2 l$ 을 대입하면, 유효 단면적 A_e는 다음 식과 같다.

$$A_e = \frac{A_s}{(1-2\lambda_1-2\lambda_2)+2\lambda_2 A_s/A_c} \tag{3.4.48}$$

따라서, 부재의 유효세장비는 다음식에 의해 정의된다.

$$\lambda_e = \frac{l_0}{\sqrt{I_e / A_e}} \tag{3.4.49}$$

④ 단층 래티스 돔의 해석

이 연구의 탄소성 해석에 의한 최대하중, 즉 부재 모델에서 가정한 스프링의 항복에 의해 결정되는 탄소성 좌굴하중은 앞서 해석한 단위돔을 통하여 상당히 신뢰성이 있다고 판단되어, 다음과 같은 해석 모델에 대해서 접합부의 특성에 따른 탄소성 좌굴하중의 변화를 분석하여 보았다. 해석 모델은 그림 3.4.88과 같이 육각형 평면을 갖는 단층 래티스 돔으로 중앙절점에서의 부재 반개각은 $\theta = 3^\circ$ 이고, 하중조건은 등분포 하중을 가한다. 또한 지지점의 경계조건은 핀지지이고, 구성부재의 접합부는 실험에 사용된 CD (M 36, $55\times62\times8.5t$), DE (M42, $67\times81\times11t$) 계열로 2가지를 사용하여 해석하였으며, 구성부재와 κ, λ_1, λ_2는 표 3.4.14, 15에 나타내었다.

표 3.4.12 단층 래티스 돔의 제원

부재 명칭	스트럿 종류	슬리브 종류	볼트 종류	볼 직경	부재길이
CD	ø 139.8×4.5	55×62×8.5t	M 36	11.8cm	298.37~300.0 cm
DE	ø 165.2×5.0	67×81×11t	M 42	14.9cm	298.37~300.0 cm

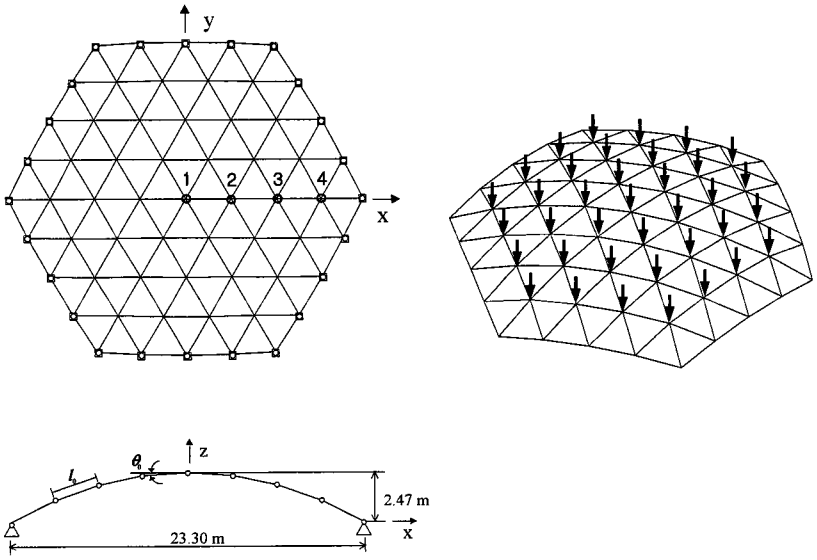


그림 3.4.88 단층 래티스 돔의 해석 모델

표 3.4.13 단층 래티스 돔의 제원

부재 명칭	스트럿 종류	슬리브 종류	볼트 종류	볼 직경	부재길이
CD	ø 139.8×4.5	55×62×8.5t	M 36	11.8cm	298.37~300.0 cm
DE	ø 165.2×5.0	67×81×11t	M 42	14.9cm	298.37~300.0 cm

표 3.4.14 단층 래티스 돔의 변수

부재 명칭	κ	λ_1	λ_2	$\sigma_y(t/cm^2)$	탄성계수 (t/cm^2)	변형률 경화계수 (t/cm^2)
CD	1.098	0.02	0.039	3.66	2100	21
DE	0.958	0.025	0.051	3.66	2100	21

단층 래티스 돔의 좌굴형상을 파악하기 위하여 그림 3.4.89와 같이 4개의 절점에 대하여 하중-변위 관계를 살펴보았다. DE 계열의 경우 그림 3.4.89와 같이 4번 절점의 변위가 가장 크게 나타났으며(δ_{DE4} =5.23cm), 1번 2번 절점의 경우 유사한 변위를 나타났으나, 3번 절점은 비교적 변위가 작은값(δ_{DE3} =2.75cm)을 나타내었다. 좌굴하중은 모든 절점에 대하여 근사한 하중을 나타내었다. 그림 3.4.89와 90은 DE 계열 해석 모델의 절점에 따른 하중-변위 그래프와 좌굴형상을 나타내었다.

CD 계열의 경우 나머지 절점은 앞의 DE 계열과 달리 4번 절점과 나머지 절점의 변위가 크게 다르게 나타나지 않았으며(δ_{CD4} = 3.42cm, δ_{CD3} =2.57cm), 좌굴형상도 그림91과 같이 DE 계열과 전체적으로 다른 형상을 나타냄을 볼 수 있다. 또

한, 좌굴하중의 경우 P_{DE}= 83.3kN(8.5 tf), P_{CD}= 53.9kN(5.5 tf)을 나타내어 DE 계열의 시험체가 CD 계열에 비하여 큰 차이를 나타냄을 볼 수 있다.

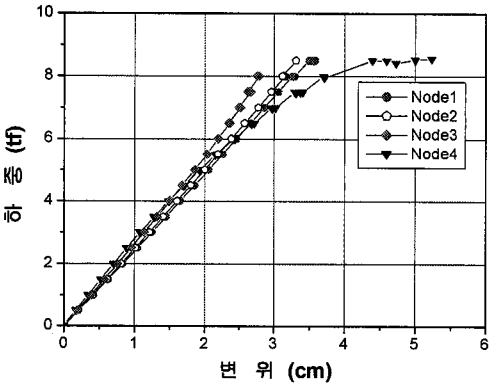


그림 3.4.89 해석 모델 (DE 계열) 의 절점에 따른 하중 변위 관계

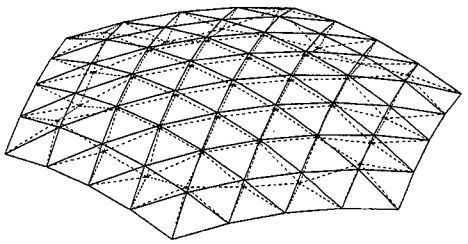


그림 3.4.90 단층 래티스 돔 좌굴 후 변형모습 (DE계열)

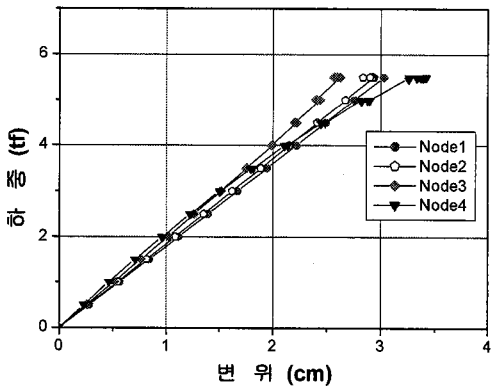


그림 3.4.91 해석 모델 (CD 계열) 의 절점에 따른 하중 변위 관계

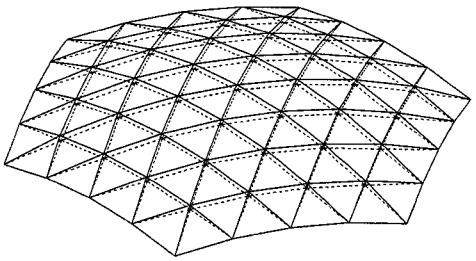


그림 3.4.92 단층 래티스 돔 좌굴 후 변형모습 (CD계열)

(바) 결론

이 연구에서는 대공간 구조시스템에 사용되고 있는 볼 삽입식 볼 조인트를 부재의 스트럿, 스트럿의 길이, 볼트의 직경, 슬리브의 직경에 따라 분류하고 실험을 통하여 휨 스프링 상수를 측정하고 하중 재하시 스트럿, 슬리브의 변형률을 측정하여 응력 분포를 분석하였다. 또한 유한요소 해석을 통하여 스프링 상수를 해석적으로 검토하였으며, 슬리브 항복시 각 구성 성분의 응력 분포를 분석하였다. 이러한 실험과 해석적 분석을 통하여 볼트가 전 인장을 받는 가정 1의 오차율을 수정하여 볼트 상단의 부분 압축을 받는 가정을 결정하여 제안식을 산출하였다. 이렇게 결정된 휨 스프링 상수를 단층 래티스 돔에 적용하여 고찰하였다.

이러한 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

이 연구에 사용된 부재의 실험 결과 AA 계열의 부재는 43.99, 50.89kNm/rad (448.91, 519.29 $tf\,cm/rad$), BB, BC 계열의 경우 94.31, 119.97kNm/rad(962.32, 1224.14 $tf\,cm/rad$), CD계열은 322.09, 338.99kNm/rad(3286.64~3459.13 $tf\,cm/rad$), DE 계열은 514.89~539.87kNm/rad(5254~5508.86 $tf\,cm/rad$)의 탄성상태의 휨 스프링 상수를 측정할 수 있었다.

유한 요소 해석결과 AA계열의 경우 탄성영역에서 20% 의 오차율이 나타났으며, 그 이외의 경우에는 8% 미만의 결과가 나타났다. 슬리브가 항복하였을 때 응력분포를 분석한 결과 볼트의 상당 부분이 인장력을 받으며, 슬리브의 상단부와 함께 볼트의 상단부에도 작은량의 압축응력 분포가 계산되었다.

볼트가 전 인장을 받는 가정 1의 결과 AA, BB, BC 등 비교적 볼트의 직경이 작은 경우 실험값과 오차율이 25~56%의 오차율을 보였으며 CD, DE 계열의 시험체 경우 높은 정확성을 확인 할 수 있었다.

볼트의 압축선단 b_x 를 이동시키며 가정 2의 해석을 수행한 결과 볼트의 직경이 작은 AA, BB, BC의 경우 볼트 반지름의 상당량이 압축을 받을 경우 실험값과 동일한 휨 스프링 상수가 나왔으며 CD, DE 계열의 경우 비교적 작은량의 압축 면적이 산출되었다.

계산된 b_x 에 따라 볼트의 인장면적을 산출하고 데이터를 분석하여 제안식을 산출한 결과 오차율이 큰 AA, BB, BC 의 경우 20% 이내의 정확성을 나타내었으며, CD, DE 계열의 경우도 보다 작은 오차율을 나타내었다.

실험에 사용된 AA, CD 계열보다 작은 볼 조인트를 제안식을 사용 휨 스프링 상수를 산출하여 단위 단층 래티스 돔을 해석한 결과 Ueki의 실험 결과인 8.72, 30,38kN(0.89, 3.1 tf) 보다 조금 상회하는 9.02, 31.16kN(0.92, 3.18 tf) 의 좌굴하중을 나타내었다.

실험에 사용된 CD, DE 계열과 동일한 부재를 사용하여 단층 래티스 돔을 해석한 결과 좌굴하중은 DE 계열의 부재를 사용한 것이 상대적으로 큰 좌굴하중 값을 나타내었으며, 좌굴형상은 DE 계열의 경우 4번 절점의 변위가 다른 절점에 비하여 비교적 큰 형상을 나타내었고. CD계열의 경우 변위값이 모두 유사한 형태의 좌굴형상을 나타내었다.

(5) 스트라치 시스템의 구조 성능 실험

스트라치 시스템은 프레임을 지면에서 조립한 후, 하현재 내에 삽입된 스트랜드에 긴장력을 도입하여 하현재의 갭을 닫히게 함으로써 아치 형태의 목적 형상을 찾아가게 하는 특수한 시공 공법을 채택하고 있는 특수 구조물이다. 이 시스템은 다른 구조 시스템에 비하여 공기가 짧고 구조 부재가 가벼운 시공 상의 장점을 가지고 있어 비행기 정비시설, 대규모 창고, 운송 및 체육·레저 시설 등 무주 공간을 필요로 하는 곳에 수요가 요구되고 있다. 시스템의 형태는 크게 하현재에 갭을 포함하고 있는 유동부와 갭을 포함하고 있지 않은 고정부로 나눌 수 있다.

이 실험에서는 스트라치 시스템의 시공 과정에 대한 안정성을 평가하기 위해 실물크기 단위 시험체의 시공 과정 실험 및 상현재 압축실험과 실물크기 전체 프레임의 시공 과정 계측을 통하여 시공 과정 중에 초기의 불안정한 상태의 구조물이 안정화되는 안정화 이행과정에서의 부재 내력 및 구조적 거동을 파악하고 각 구조 부재의 구조적 성능을 확인하였다.

(가) 스트라치 시스템의 구조 실험

① 실물크기 단위부재에 대한 시공 과정 실험

인천국제공항 정비시설B에 사용된 스트라치 프레임의 중앙부에 위치한 부분을 그림 3.4.93과 같이 단위부재의 시공 과정 실험을 위해 시험체를 선택하였다. 시험체의 이름은 상현재 단면의 크기에 따라 상현재 양 측면에 보강하지 않은 시험체를 $H32T2-1$, 상현재 양 측면에 $12mm$ 두께의 판을 보강한 시험체를 $H32T2-2$로 하였고, 시험체별 각 부재의 제원은 그림 3.4.94 및 표 3.4.15와 같다.

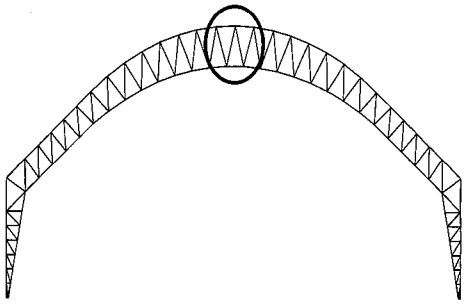


그림 3.4.93 단위부재 시험체의 적용 위치

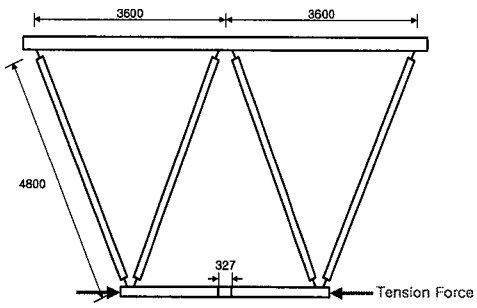


그림 3.4.94 단위부재 시험체의 크기

표 3.4.15 시험체의 부재 제원

시험체 명	상현재	하현재	웨브재	비 고
H32T2－1	□-250×250×12 각관	2×ø-139.8×6 원형 강관	Φ-139.8×6 원형 강관	SM 490
H32T2－2	□-250×250×12 각관 + 2×12 mm 강판	2×ø-139.8×6 원형 강관	Φ-139.8×6 원형 강관	SM 490

- 실험 목적 및 방법

이 실험의 목적은 실물크기 단위부재에 대한 시공 과정 실험을 통하여 실제 구조물의 안정화 이행과정 중의 부재 내력 및 구조적 거동을 예측하는데 있다.

실물크기 단위부재 시험체가 목표한 최종형상을 갖추도록 하기 위해, 실제 시공 시와 마찬가지로 하현재에 스트랜드를 삽입하여 하현재의 갭이 닫힐 때까지 긴장력을 가하였다. 단위부재 시험체의 긴장 시험에서 *H32T2*－1 시험체의 경우에는 안정화 이행과정의 긴장력 여유를 고려하여 하현재인 2-ø139.8×6.0 강관 양측 공히 6개의 15.2*mm* 스트랜드를 배치하여 하현재를 긴장하였고, *H32T2*－2 시험체의 경우에는 하현재인 2-ø139.8×6.0 강관 양측에 1개씩의 15.2*mm* 스트랜드를 배치하여 긴장하였다. 긴장력의 가력은 실험의 편의를 위해 시험체를 수평으로 설치한 후 실시하였으며, 양 단부에 설치된 유압잭을 통해 내부에 삽입된 스트랜드를 서서히 긴장함과 동시에 각 단계별로 하현재 긴장에 따른 시험체 각 부분의 변위 및 변형도를 측정하였다. 시험체의 상현재 상연단 양 단부와 중앙부에 3개의 자동변위계(LVDT)를 설치하여 하현재 긴장에 따른 변위를 측정하였으며, 각 부분에 17개의 변형도 게이지를 설치하여 변형도 변화 추이를 조사하였다.

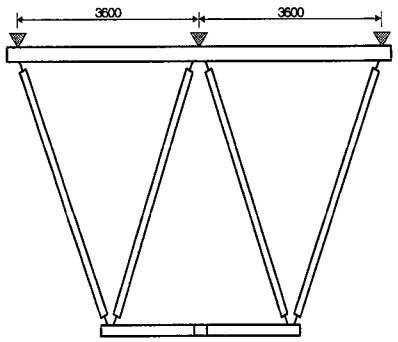


그림 3.4.95 자동변위계(LVDT)의 설치 위치

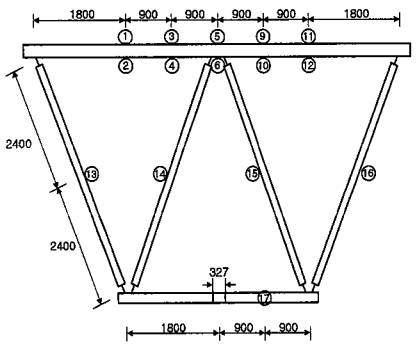


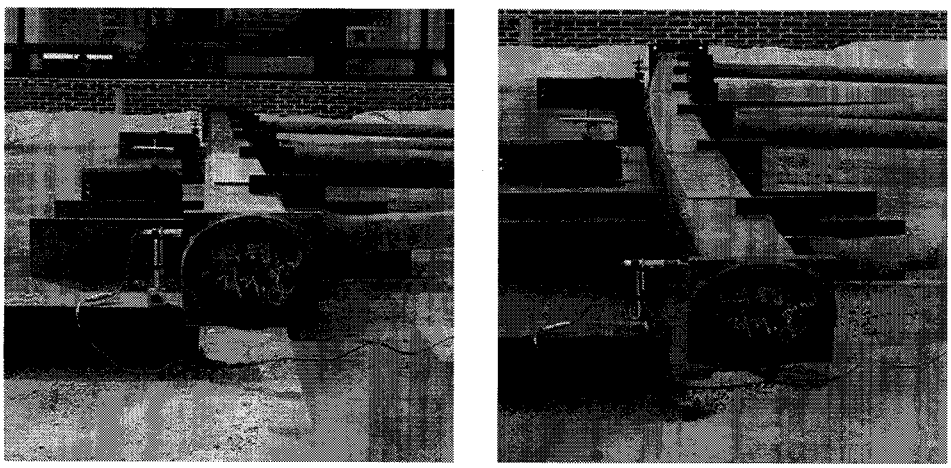
그림 3.4.96 변형도 게이지 부착 위치

- 실험 결과

H32T2－1 시험체의 경우 하현재의 갭이 닫힐 때의 변형도가 인장측 상연단에서 2924μ, 압축측 하연단에서는 2892μ로 측정되었고, *H32T2*－2 시험체의 경우는 인장측 3489μ, 압축측 3683μ으로 나타나, *H32T2*－1, *H32T2*－2 시험체 공히, 하현재의 갭이 닫히고 최종형상을 갖추는 과정에서 시험체의 상현재 중앙부 상·하연단 변형도가 항복 변형도를 넘어서는 것으로 측정되었다.

초기 형상에서 최종형상으로 이행되었을 경우 양 단부에 대한 중앙부의 상대변위는 *H32T2*－1 시험체에서 108.5*mm*, *H32T2*－2 시험체는 94.55*mm*로 측정되어 예상 값인 122.2*mm* 보다는 다소 작은 값을 보이고 있다. 이는 지붕을 구성하는 중도리 고정용 강판의 용접 열변형 및 유압잭을 고정시키는 과정에서 약간의 휨 변형이 발생하여 갭의 크기가 *H32T2*－1은 313*mm*, *H32T2*－2는 297*mm*로 설계 치수인 327*mm*보다 작게 제작되었기 때문이나, 전체적인 곡률은 예상 값과 거의 유사한 것으로 판단된다.

하현재의 갭이 닫히고 최종형상을 갖추는 과정에서 스트랜드의 긴장력은 *H32T2*－1 시험체의 경우 11.2톤, *H32T2*－2 시험체의 경우 10.5톤 정도로 측정되었으며, 각 시험체에 대한 실험 결과는 그림 3.4.97~105에 보이는 바와 같다.



a) 하현재 긴장 이전　　b) 하현재 긴장 이후

그림 3.4.97 하현재 긴장에 따른 갭의 닫힘과 상현재의 휨 형상

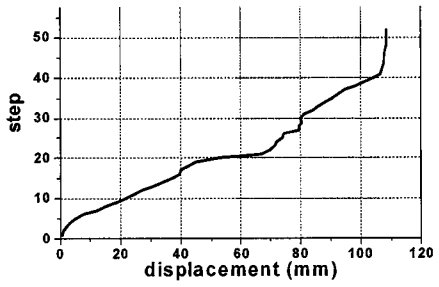


그림 3.4.98 H32T2-1 시험체의 전체 수직 변위

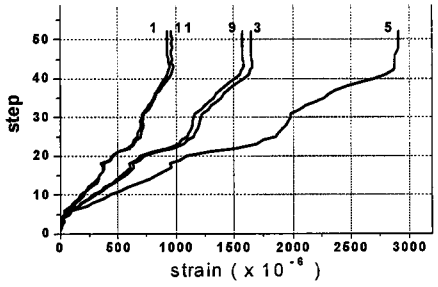


그림 3.4.99 H32T2-1 시험체의 상현재 상연단 변형도

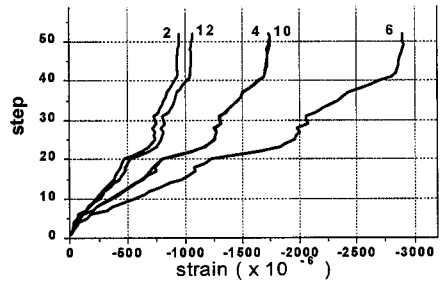


그림 3.4.100 H32T2-1 시험체의 상현재 하연단 변형도

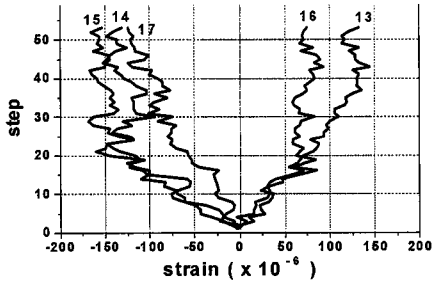


그림 3.4.101 H32T2-1 시험체의 웨브재 및 하현재 변형도

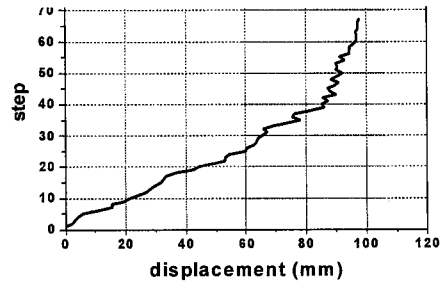


그림 3.4.102 H32T2-2 시험체의 전체 수직 변위

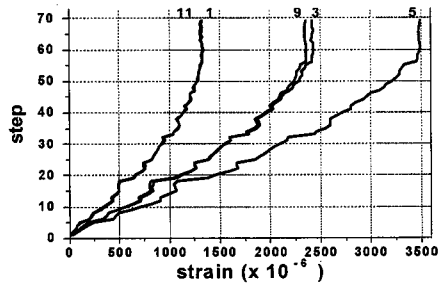


그림 3.4.103 H32T2-2 시험체의 상현재 상연단 변형도

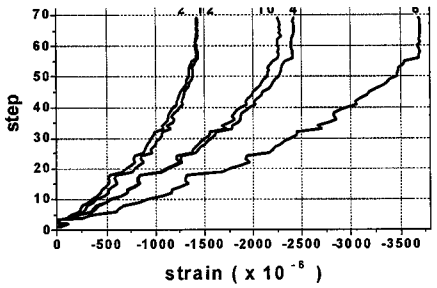


그림 3.4.104 H32T2-2 시험체의 상현재 하연단 변형도

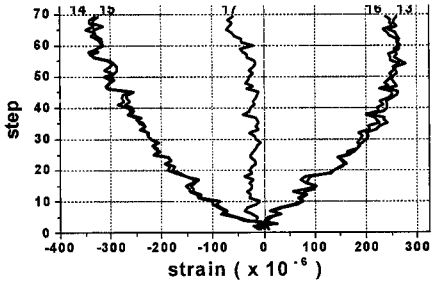


그림 3.4.105 H32T2-2 시험체의 웨브재 및 하현재 변형도

② 실물크기 단위부재의 상현재 압축 실험

- 시험체의 형태

단위부재 압축 실험에 사용된 시험체는 단위부재에 대한 시공 과정 실험에 이용된 시험체와 동일한 것으로서 상현재가 직선으로 제작·가공된 트러스의 일부를 긴장실험을 통해 소정의 곡률을 갖도록 만든 것이다. 시험체의 이름은 단위부재 시공 과정 실험에서와 동일하게 상현재의 측면이 보강되지 않은 것을 *H32T2*－1으로, 상현재의 측면이 보강된 시험체를 *H32T2*－2로 명명하였으며, 실험에 사용된 시험체의 제원은 그림 3.4.106과 같다.

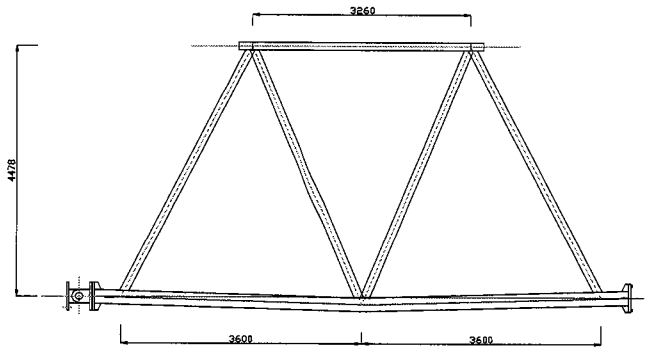


그림 3.4.106 압축 실험에 사용된 단위부재 시험체의 형상

- 실험 목적 및 방법

이 실험의 목적은 하현재의 긴장으로 인해 초기 곡률을 갖게 되는 실물크기 단위부재 시험체의 상현재 극한 압축내력을 규명하는데 있다.

시험체의 설치는 실험실의 가력 프레임을 고려하여, 그림 3.4.107과 같이 상현재가 하부로 하현재가 상부로 향하도록 고정하였으며, 실제 시공 시에는 프레임의 지붕에 중도리가 $1.2m$ 간격으로 설치되어 이 방향의 횡좌굴을 방지하게 되므로, 그림 3.4.113과 같이 압축 실험 시 모두 8개의 볼-지그(ball-zig)를 상현재 측면에 설치하여 실제의 거동과 유사한 지지 조건을 조성하였다. 시험체의 가력은 500톤 용량의 유압잭을 이용하여 분당 약 2~3톤의 속도로 단조가력하면서 각 시험체의 하중, 수직 및 수평변위, 각 부분의 변형도 등을 0.2톤 간격으로 측정하였다.

시험체의 변위계 설치 위치 및 스트레인게이지 부착 위치는 그림 3.4.108~그림 3.4.110에 나타나 있다.

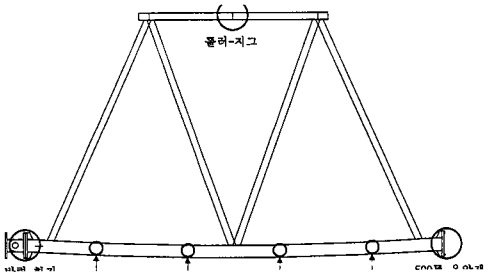


그림 3.4.107 시험체의 설치 및 고정

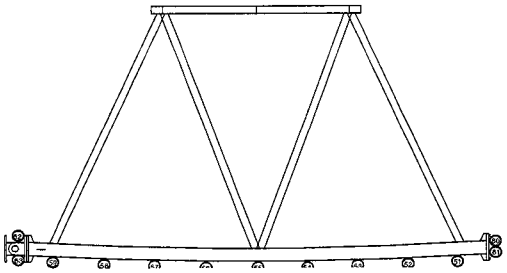


그림 3.4.108 자동변위계 설치 위치

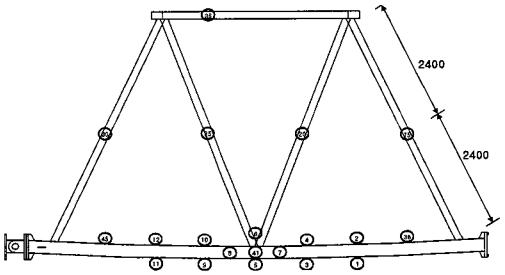


그림 3.4.109 H32T2-1 시험체 변형도 게이지 부착 위치

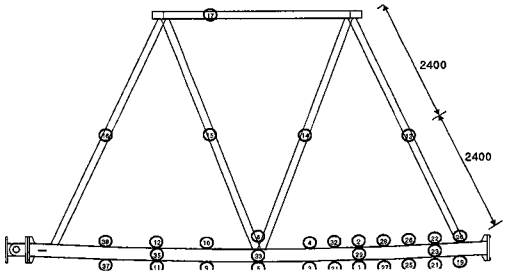


그림 3.4.110 H32T2-2 시험체 변형도 게이지 부착 위치

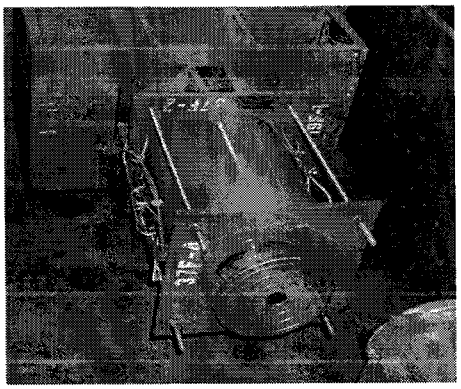


그림 3.4.111 500 톤 용량의 가력용 유압 잭



그림 3.4.112 반력부 헌지

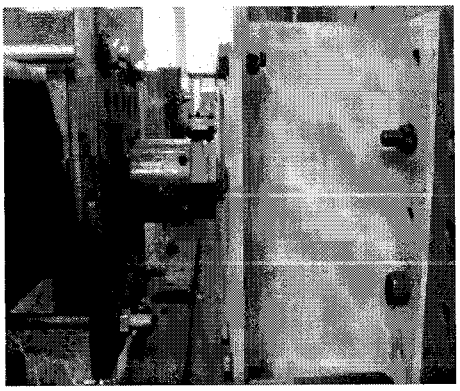


그림 3.4.113 볼-지그의 설치



그림 3.4.114 자동 변위계의 설치

③ 압축 실험 결과

- *H32T2*－1 시험체

상현재 각관의 양 측면이 보강되지 않은 초기 곡률을 갖는 일반적인 프레임인 *H32T2*－1 시험체의 압축 실험 결과, 상현재의 측면이 보강되지 않은 *H32T2*－1 시험체의 극한 압축내력은 415.34 톤으로 측정되었으며, 주 파괴모드는 그림 3.4.115및 116에서 보이는 바와 같이 가력점 측 상현재 하연단의 국부좌굴인 것으로 나타났다. 최대하중 시의 시험체 최대 수직 변위는 55.89*mm*로써 국부 좌굴이 일어난 지점인 가력점으로부터 1.8*m*에 위치한 곳에서 발생하였으며, 최대하중 시 최대 수평변위는 27.26*mm* 인 것으로 측정되었다. 하현재의 긴장을 통해 이미 소성 변형을 경험한 상현재에서의 변형도는 국부좌굴이 발생한 부분인 하연단에서 파괴 시 12400μ의 최대 압축변형도를 보인 후 급격히 파괴되었으며, 동일 거리의 상연단에서는 초기에 압축변형도가 증가하다가 320톤의 하중에서 1024μ의 최대 압축변형도를 보인 후 이후에는 압축변형도가 감소하기 시작하여 파괴 시에는 0608μ의 작은 변형도를 보이고 있다. 상현재의 측면에서 측정된 상현재의 변형도는 중앙부에서 3351μ의 최대 변형도를 보인 후 파괴되었다.

H32T2－1 시험체의 실험 결과는 그림 3.4.117~3.4.124에 보이는 바와 같다.

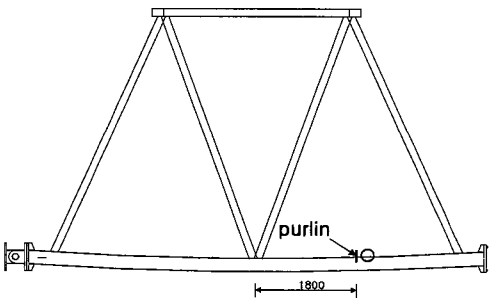


그림 3.4.115 H32T2-1 시험체의 국부좌굴 발생 위치

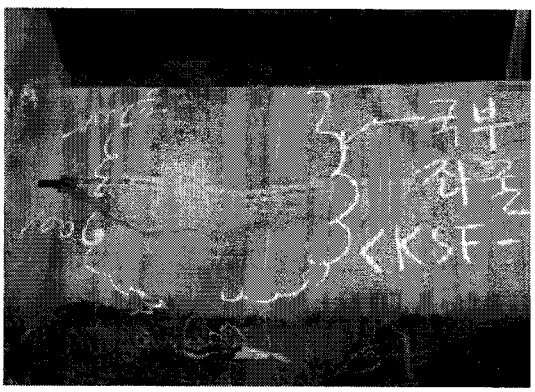


그림 3.4.116 H32T2-1 시험체의 상현재 하연단 국부 좌굴

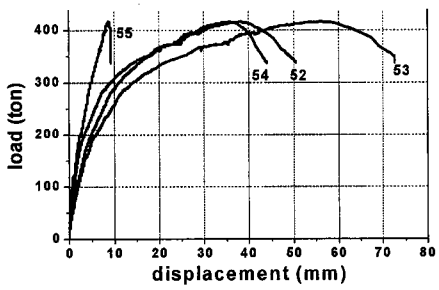


그림 3.4.117 H32T2-1 시험체의 가력점 측 수직변위

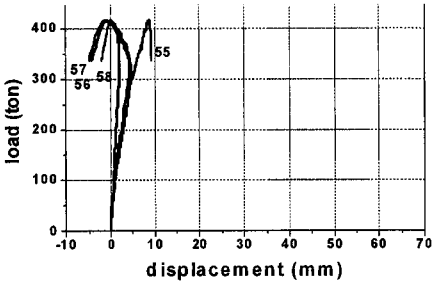


그림 3.4.118 H32T2-1 시험체의 반력점 측 수직 변위

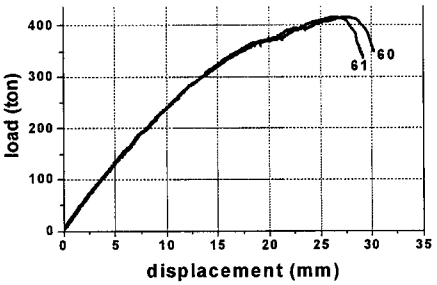


그림 3.4.119 H32T2-1 시험체의 수평 변위

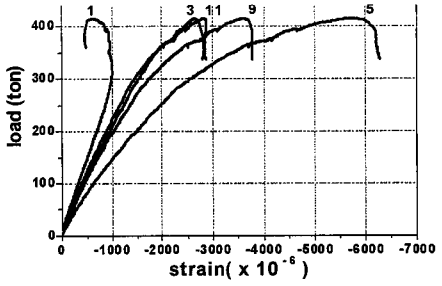


그림 3.4.120 H32T2-1 시험체의 상현재 상연단 변형도

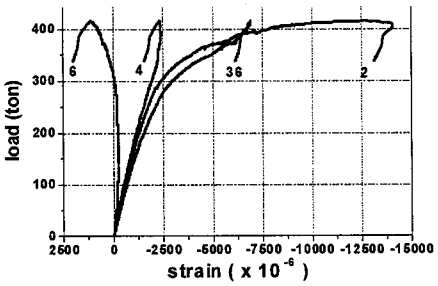


그림 3.4.121 H32T2-1 시험체의 좌측 상현재 하연단 변형도

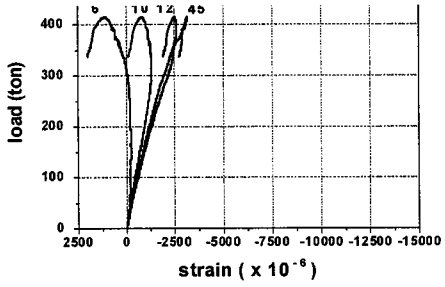


그림 3.4.122 H32T2-1 시험체의 우측 상현재 하연단 변형도

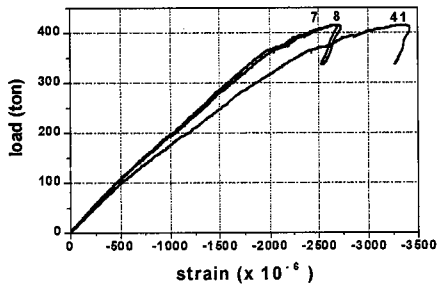


그림 3.4.123 H32T2-1 시험체의 상현재 측면 변형도

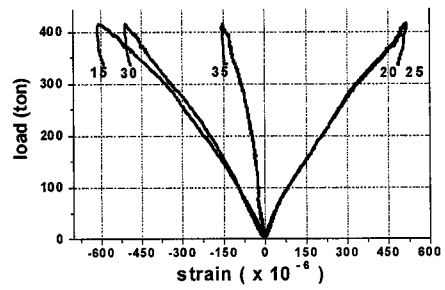


그림 3.4.124 H32T2-1 시험체의 웨브재 및 하현재 변형도

- *H32T2*－2 시험체

압축 실험에는 최대 500톤까지의 가력이 가능한 유압잭을 사용하였는데, 상현재의 측면이 2개의 12*mm* 강판으로 보강된 *H32T2*－2 시험체의 경우, 460.83톤의 압축력에도 시험체가 파괴되지 않아 시험장비의 보호를 위해 가력을 중단하였고, 이후 하중을 서서히 제거하면서 시험체의 변형회복 능력을 관찰하였다.

H32T2－2 시험체의 경우 가력 중단으로 인해 최대 압축 하중을 측정하는 것이 불가능하였으며, 국부 좌굴 등의 파괴 임박 징후 역시 관찰되지 않았다. 가력 중단 시의 시험체 최대 수직 변위는 26.12*mm*로서 *H32T2*－1 시험체에서의 최대 변위 발생지점과 동일한 지점인 가력점으로부터 1.8*m*에 위치한 곳에서 발생하였으며, 이때의 최대 수평변위는 18.04*mm*인 것으로 측정되어 *H32T2*－1 시험체의 파괴 시 변위에 비하면 현저히 작은 값을 나타내고 있었다. *H32T2*－1 시험체와 마찬가지로 하현재의 긴장을 통해 이미 소성 변형을 경험한 *H32T2*－1 시험체의 상현재 변형도는 강판이 보강된 구간이 아닌 가력 지점부 인근에서 국부적으로 5000~19000μ정도의 큰 압축 변형도를 보이나, 그 이외의 부분이나 강판이 보강된 부분에서의 변형도는 가력 중단 시 4000μ내외의 최대 압축 변형도를 보이고 있다. 최대 변위가 발생하고 있는 지점에서의 최대 압축 변형도는 가력 중단 시 4081μ로 측정되었으며 이 후 하중을 완전히 제거하였을 때는 2241μ의 변형도까지 회복되었다. 강판이 보강되어 있는 면인 상현재의 측면에서 측정된 변형도는 가력 중단 시점에서 2977μ의 압축 변형도를 보이나 하중의 완전 제거 시에는 1746μ으로 회복되었다.

H32T2－2 시험체에 대한 실험 결과는 그림3.4.125~136 에 보이는 바와 같다.

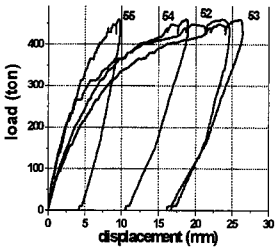


그림 3.4.125 H32T2-2 시험체의 가력점 측 수직 변위

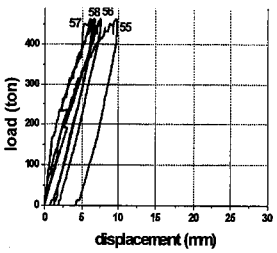


그림 3.4.126 H32T2-2 시험체의 반력점측 수직 변위

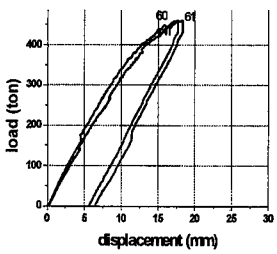


그림 3.4.127 H32T2-2 시험체의 수평 변위

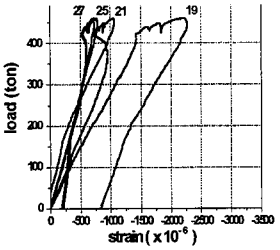


그림 3.4.128 H32T2-2
시험체의 좌측 상현재
상연단 변형도

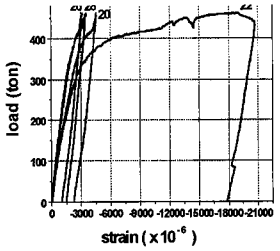


그림 3.4.129 H32T2-2
시험체의 좌측 상현재
하연단 변형도

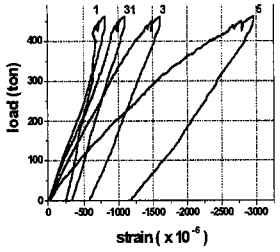


그림 3.4.130 H32T2-2
시험체의 상현재 상연단
변형도

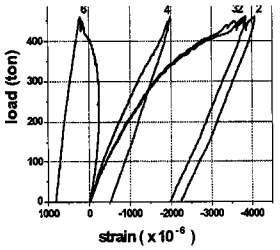


그림 3.4.131 H32T2-2
시험체의 상현재 하연단
변형도

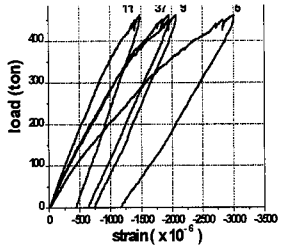


그림 3.4.132 H32T2-2
시험체의 상현재 상연단
우측 변형도

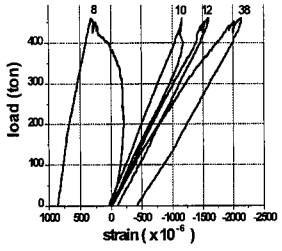


그림 3.4.133 H32T2-2
시험체의 상현재 하연단
우측 변형도

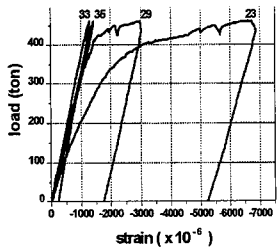


그림 3.4.134 H32T2-2
시험체의 상현재 측면
변형도

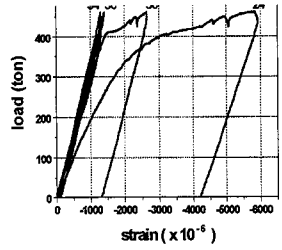


그림 3.4.135 H32T2-2
시험체의 상현재 측면
변형도

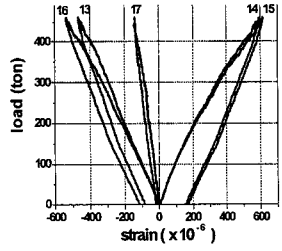


그림 3.4.136 H32T2-2
시험체의 웨브재 및 하현재
변형도

(나) 실물크기 전체 프레임의 시공 과정 계측

① 시공 과정 개요

스트라치 시스템은 지상의 조립 위치에서 하현재 내의 스트랜드에 긴장력을 도입함으로써 나타나는 안정화 이행과정을 통해 장기적인 외력에 저항하는 최종적인 형태에 도달하게 된다. 프레임은 가설대에 의해 $8m$ 간격으로 지지되는데, 이 단계에서 프레임은 자중만을 받게 된다. 그림 3.4.137에 보이는 스트랜드는 프레임 하현재의 두개의 원형 부재에 삽입되어, 유압잭을 통해 스트랜드에 긴장력을 도입

함에 따라 일정 단계에서 상승이 시작되며, 프레임이 가설대와 분리되면서 양단의 기둥이 하중을 지지하게 된다. 잭에 의해 긴장력이 가해지면서 하현재의 갭은 점차로 닫히게 되고 프레임들은 아치 형태로 상승하며 안정화 이행과정은 모든 하현재의 갭이 닫히면서 건물은 최종 형태로 완성된다. 프레임의 회전단은 기초의 베이스 플레이트에 고정되며, 이동단은 그림 3.4.138과 같이 안정화 이행과정 중에 임시 받침대를 따라 이동한다. 안정화 이행과정이 끝난 후에 기둥 하부의 이동 슈(shoe)는 기초의 베이스 플레이트에 도달하고 이를 최종위치에서 볼트로 조여 고정시킨다.

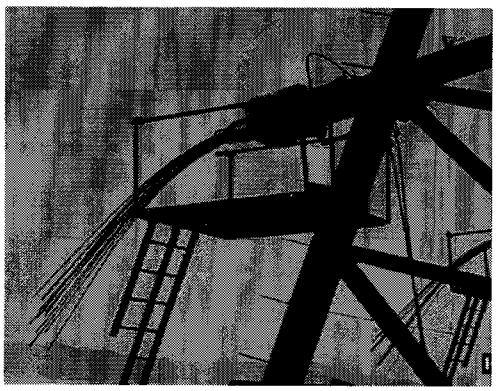


그림 3.4.137 유압잭의 설치



그림 3.4.138 슬라이딩 지점 상황

② 시공 과정 계측

- 계측 방법

스트라치 시스템은 초기 형태에서 최종 형태로의 안정화 이행과정을 거치게 되며, 이에 따라 프레임의 각 부분에는 필연적으로 초기 변형이 발생한다. 이러한 시공 과정 시의 부재 변형에 대해 단계별로 계측할 필요가 있어, 인천국제공항 항공기 정비시설B를 대상으로 하여 시공 과정에 대한 계측 실험을 수행하였다.

계측용 프레임은 상현재 양 측면에 강판이 보강되지 않은 일반적인 단면 형상을 갖는 프레임을 선택하였다. 그림 3.4.139 및 3.4.140과 같이 상현재, 하현재, 웨브재 및 기둥재 등 프레임의 각 부에 변형도 게이지를 부착하였다. 변형도 게이지의 부착위치는 그림 3.4.141에 나타나 있으며, 동일 위치에 여러 개의 게이지가 부착된 경우 위치를 나타내는 부호 뒤에 상하좌우를 나타내는 부호를 추가하여 구분하였다. 예를 들어 U1T는 U1 위치의 상현재 상단에 부착되어 있는

게이지를 표시하며, U1R은 상현재의 우측에 부착된 것을 의미한다. C는 기둥부재, D는 웨브재, L은 하현재, UF는 고정상현재, LF는 고정하현재를 나타낸다.

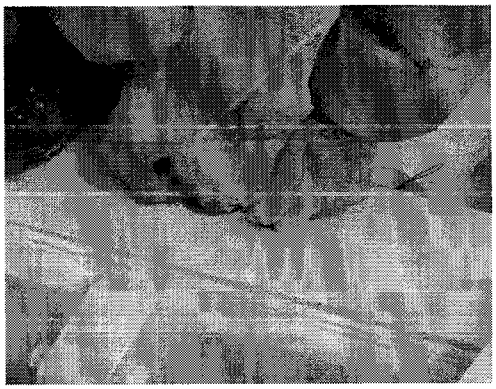


그림 3.4.139 실물 프레임 변형도 게이지 부착



그림 3.4.140 웨브재 변형도 게이지 부착

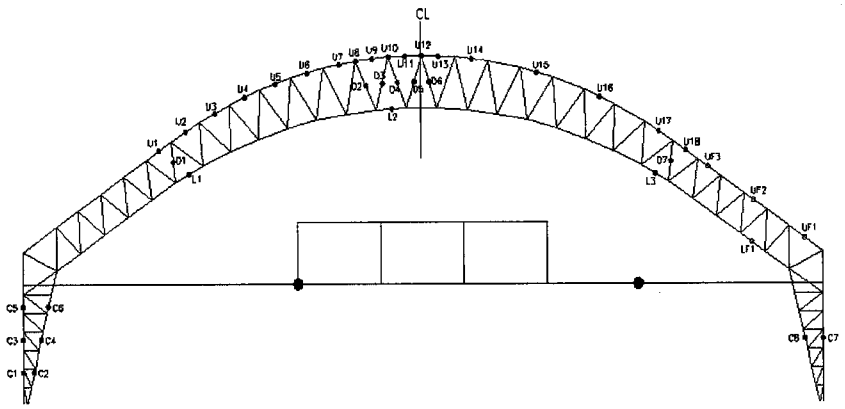


그림 3.4.141 변형도 게이지 부착위치

- 계측 결과

스트라치 시스템의 시공 과정은 오전 8시 30분에 시작하여 오후 3시경에 종료되었고, 안정화 이행과정 중에서의 특기할 만한 중대 결함이나 시공 상의 문제점 등은 관찰되지 않았다. 시공 과정 동안 기둥재와 웨브재, 하현재 및 상현재 측면에서의 변형도는 측정 위치 중 그 어느 곳에서도 항복 변형도를 넘지 않고 있는 것으로 조사되었으나, 단위부재 시공 과정 실험 시와 마찬가지로 상현재 상연단과 하연단에서는 시공 과정에서 항복 변형도를 넘고 있는 것으로 조사되었다.

측정된 각 위치별 변형도 곡선은 그림 3.4.142~3.4.153에 나타나 있다.

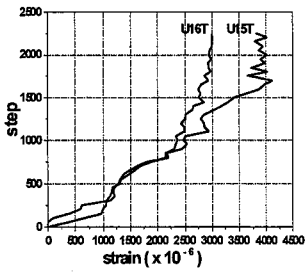


그림 3.4.142 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U15T, U16T

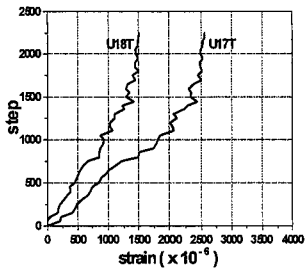


그림 3.4.143 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U17T, U18T

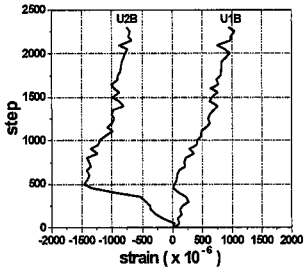


그림 3.4.144 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U1B, U2B

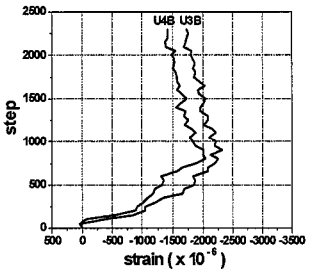


그림 3.4.145 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U3B, U4B

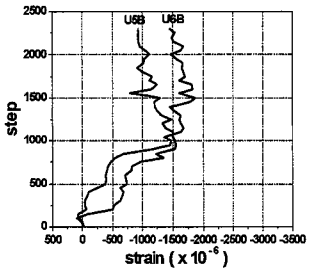


그림 3.4.146 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U5B, U6B

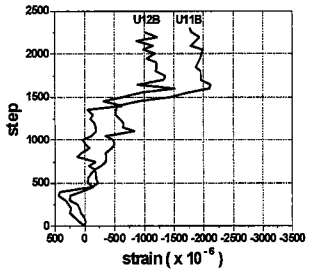


그림 3.4.147 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U11B, U12B

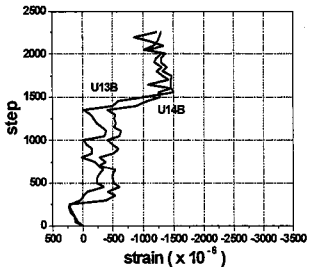


그림 3.4.148 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U13B, U14B

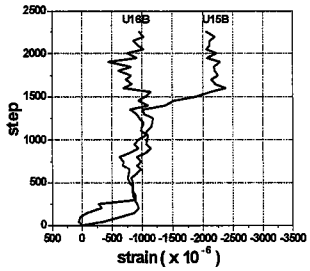


그림 3.4.149 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U15B, U16B

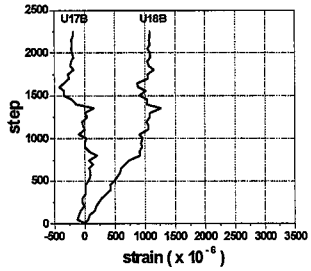


그림 3.4.150 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U17B, U18B

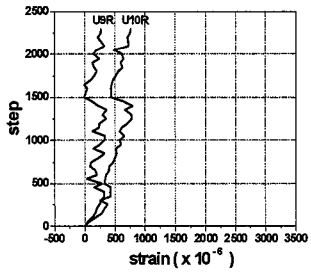


그림 3.4.151 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U9R, U10R

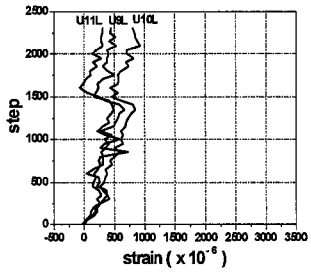


그림 3.4.152 시공 과정에 따른 변형도 곡선 U9L, U10L, U11L

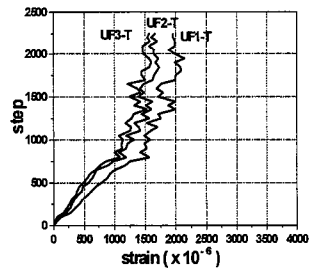


그림 3.4.153 시공 과정에 따른 변형도 곡선 UF1T, UF2T, UF3T

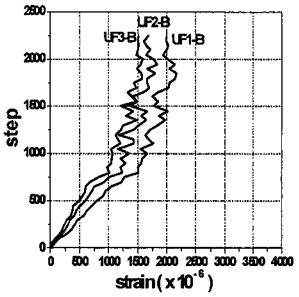


그림 3.4.154 시공 과정에 따른 변형도 곡선 UF1B, UF2B, UF3B

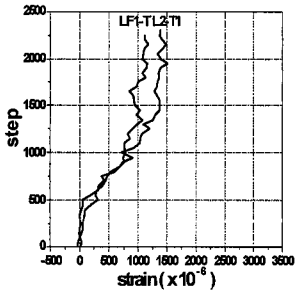


그림 3.4.155 시공 과정에 따른 변형도 곡선 LF1T, L2T1

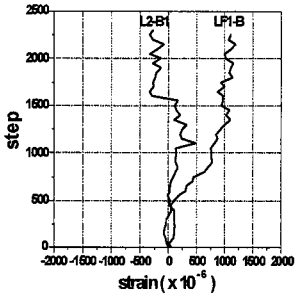


그림 3.4.156 시공 과정에 따른 변형도 곡선 LF1B, L2B1

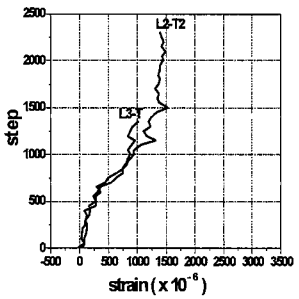


그림 3.4.157 시공 과정에 따른 변형도 곡선 L2T2, L3T

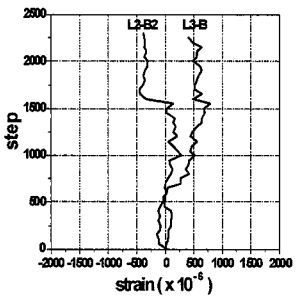


그림 3.4.158 시공 과정에 따른 변형도 곡선 L2B2, L3B

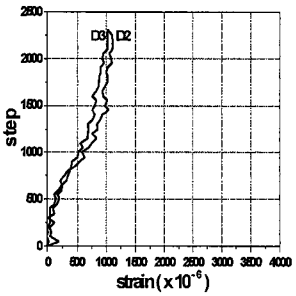


그림 3.4.159 시공 과정에 따른 변형도 곡선 D2, D3

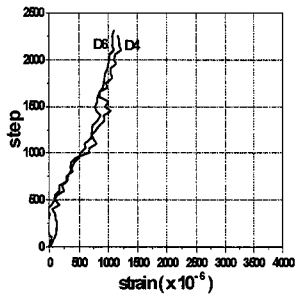


그림 3.4.160 시공 과정에 따른 변형도 곡선 D4, D6

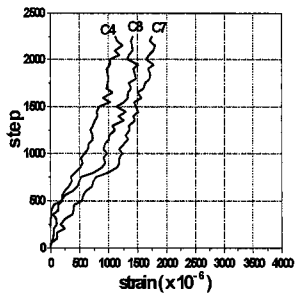


그림 3.4.161 시공 과정에 따른 변형도 곡선 C4, C7, C8

(다) 실험 결과의 요약

이 실험은 하현재의 긴장에 따른 실물크기 단위부재 시험체의 시공 과정 실험, 실제 전체 프레임에 대한 시공 과정 현장 계측 실험 및 상현재의 압축 내력 실험을 수행하여 스트라치 시스템의 구조적 성능을 평가하였다.

수행된 실험 통해 얻어진 결론은 다음과 같다.

단위부재 시험체의 시공 과정 실험 결과, 상현재의 측면이 보강되지 않은 *H32T2*－1 시험체에 있어서 하현재의 갭이 닫힐 때의 긴장력은 11.2톤, 상현재의 측면이 보강된 *H32T2*－2 시험체에서는 10.5톤으로 측정되었다. 이는 *H32T2*－2 시험체 상현재의 단면적이 *H32T2*－1 시험체 상현재의 단면적보다 약 1.44배가 크지만 시험체의 갭 크기가 약 1.6*cm*가 작음으로 인해 *H32T2*－2 시험체의 시공 과정에 필요한 긴장력의 크기가 더 작게 나타난 것으로 판단된다. 따라서 상현재 단면적의 크기보다는 갭의 크기가 안정화 이행과정에 필요한 긴장력의 크기를 결정하는데 더 큰 영향을 미치는 것으로 볼 수 있다. 또한, 최종형상에 도달하는 과정에서 시험체의 상현재 중앙부에서는 상·하연단의 강재가 항복점을 넘는 변형이 진행된 것으로 조사되어 설계기준을 만족하는 접합부의 개발이 요구된다.

초기 곡률을 갖는 단위부재 시험체의 압축 실험 결과, 상현재의 측면이 보강되지 않은 *H32T2*－1 시험체의 극한 압축내력은 415.34 톤으로 측정되었으며, 주파괴모드는 가력점 측 상현재 하연단의 국부좌굴인 것으로 나타났다. 그러나 전체 프레임의 안정화 이행과정 해석에서 시험체와 동일한 부재 제원을 가지고 있는 해석 모델 *H32T2*－2의 상현재 초기 응력 120.12톤과는 큰 차이를 보이고 있어 안정화 이행과정 중의 구조물은 안정성을 지니고 있다고 판단된다.

상현재의 측면이 보강된 *H32T2*－2 시험체의 경우, 460.83톤의 압축력에도 시험체가 파괴되지 않아 가력 장치인 유압 잭 용량을 고려하여 가력을 중단하였고, 이후 하중을 서서히 제거하면서 시험체의 변형 회복 능력을 관찰한 결과, 부재의 변형도가 상당량 회복된 점을 고려할 때, *H32T2*－2 시험체의 극한 압축력은 가력 중단시의 하중보다는 다소 증가할 것으로 기대된다.

2. 하이브리드시스템의 부재 실험

(1) 막재 폭로실험

요즘 들어 건축구조물의 외장재로 자주 사용되는 막(fabric membrane)은 위사와 경사로 구성된 원단과 외부 코팅재로 구성되어 있다. 이러한 막 재료가 건축적으로 사용되기 위한 가장 기본적인 사항은 구조적 내력보유 성능과 외장재로서의 사용성이 있을 수 있으며, 막 재의 인장실험은 구조적 내력보유 성능을 평가하기 위한 지표로 사용되고, 폭로실험은 막 재료의 사용성을 평가하기 위한 지표로 사용된다.

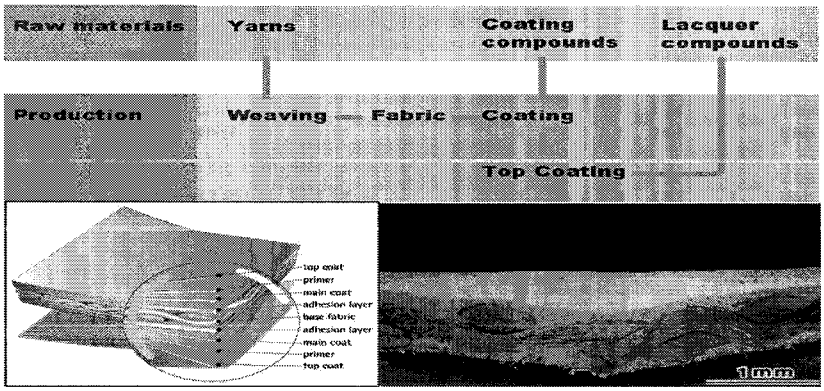


그림 3.4.162 막재의 구성 및 제작 과정

(가) 목적

막 재료의 폭로실험은 막 재료의 건축적 사용성을 평가하기 위한 방법으로 사용되는 가장 대표적인 실험방법이다. 일반적으로 외장재의 사용연한은 중저가의 경우 10년, 중가의 경우 20년, 고가의 경우 20년 이상의 내식성, 내구성을 갖추어야 한다. 이를 평가하기 위해 폭로실험을 수행하며, 실험결과를 바탕으로 막 재료의 사용성을 평가한다.

(나) 방법 및 과정

폭로실험의 방법은 아래 그림과 같이 막 원단을 펼쳐 설치할 수 있는 거치대를 마련한 후 외기가 잘 통하는 지붕 옥상 같은 곳에 비치하여 두는 비교적 간단한 방법을 주로 사용한다. 경우에 따라서 실험실 내에서 인공기후를 발생시켜 비교 실험을 수행하기도 한다. 외기 거치 기간은 일반적으로 1년 이상의 장기간 동안 비교실험을 수행한다.

본 실험에서는 1차적으로 PVC 막재와 PVDF 막재의 성능비교 실험을 수행하였다. PVC막 재는 가설물이나 축사, 저장용 팩 등 저가형 지붕재료 및 포장 재료로 주로 사용되는 막 재료로 UV코팅처리가 없기 때문에 일반적으로 오염에 취약한 성질을 가지고 있다. 이에 반해 PVDF 막재는 PVC 막재 위에 UV코팅처리가 되어 있기 때문에 오염에 비교적 강한 성질을 가지고 있어 중저가형 건축용 지붕재료로 사용되고 있는 막 재이다.

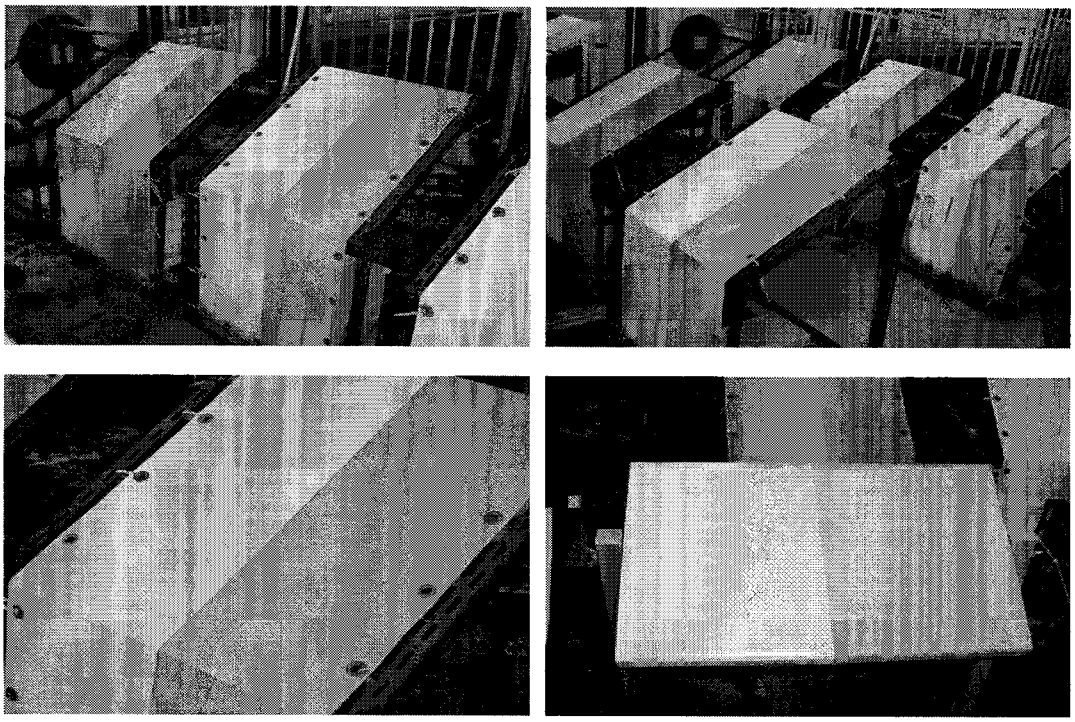


그림 3.4.163 폭로시험 방법 및 옥외 비치 상황

(다) 실험결과

막재의 종류에 따른 폭로실험결과를 아래의 그림으로 나타내었다. 실험결과 예상했던 대로 코팅처리가 없는 PVC막재는 세척재로 세척을 하였음에도 오염원이 제거가 되지 않은 상태로 있었으며, 육안으로 확인 할 수 있을 정도로 오염이 심각하게 진행 중에 있음을 알 수 있었다. 이에 반해 UV코팅된 PVDF 막재는 PVC 막 재에 비해 오염정도도 작았으며, 특히 세척 하였을 때 오염원이 상당부분 제거됨을 알 수 있었다.

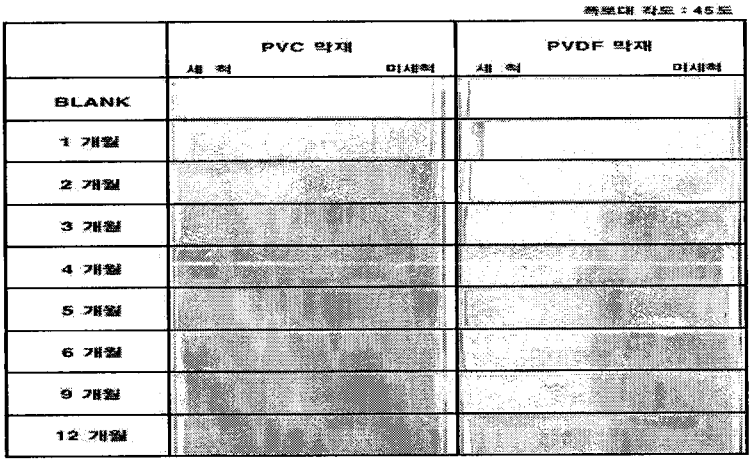


그림 3.4.164 세척실험 결과

(2) 케이블 접합부 인장실험

케이블구조, 막 구조 및 이러한 구조의 복합적 조합에 의한 하이브리드형 구조 시스템은 외부하중에 대한 구조적 저항성은 구조부재의 축력에 의해 주로 발생하게 된다. 이러한 축력 저항시스템을 위한 대표적인 구조부재가 케이블이며, 케이블부재의 접합부는 케이블의 축력을 기둥이나 기초로 전달시킬 수 있어야 한다.

(가) 목적

아래 그림의 옥천연수원 지붕구조에 실제로 사용된 케이블부재의 설계내력이 실제로 발휘하는지 실험을 통해서 검증하고자 한다.

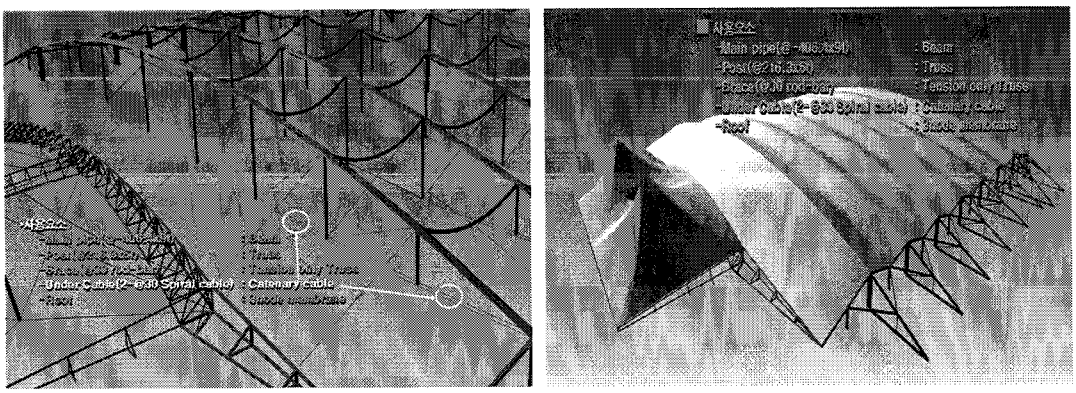


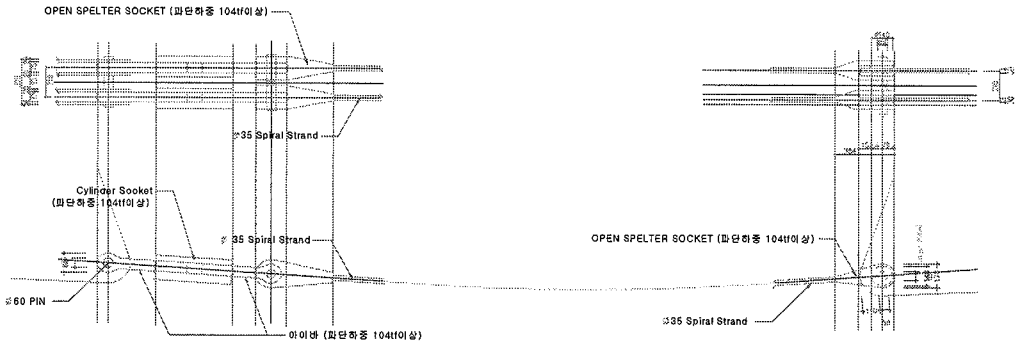
그림 3.4.165 옥천연수원 지붕구조

(나) 방 법

이를 위해 총 5개의 실험체를 제작하였고, 케이블이 파괴될 때까지 인장가력장치를 통해 하중을 증가시켜 케이블부재의 실제 파괴내력을 파악하였다.

(다) 과 정

아래 그림은 실제 실험과정을 나타낸 그림으로 실험을 통해서 부재 파괴 강도가 설계내력까지 도달하는지 확인하는 과정이다.



③ 케이블 접합부 상세도 (고정지점)

④ 케이블 접합부 상세도(슬라이딩 지점)

그림 3.4.166 케이블 접합부 상세도

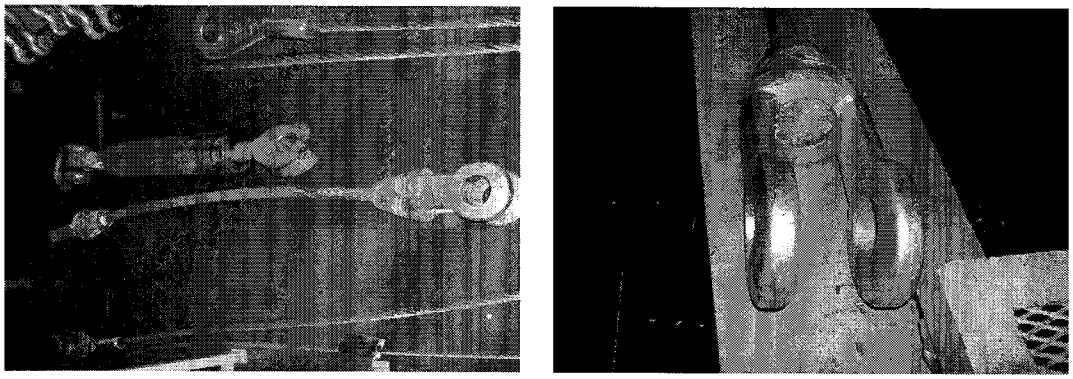


그림 3.4.167 케이블 단부 소켓 부품 및 디테일



그림 3.4.168 가력대 설치

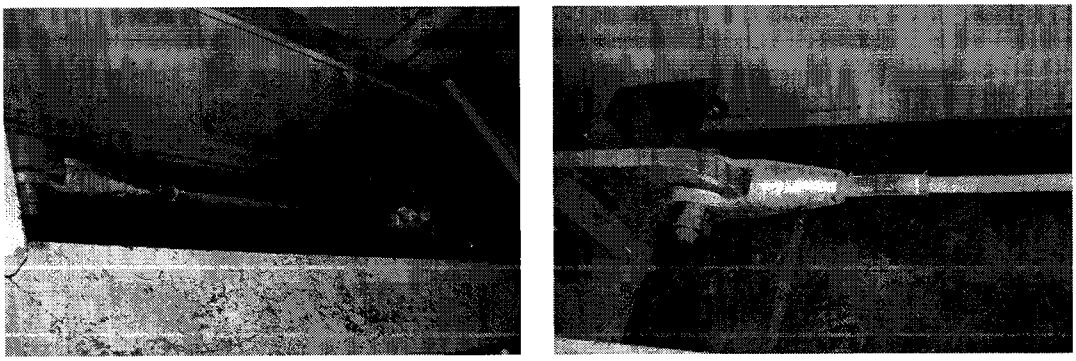


그림 3.4.169 인장력 도입과정

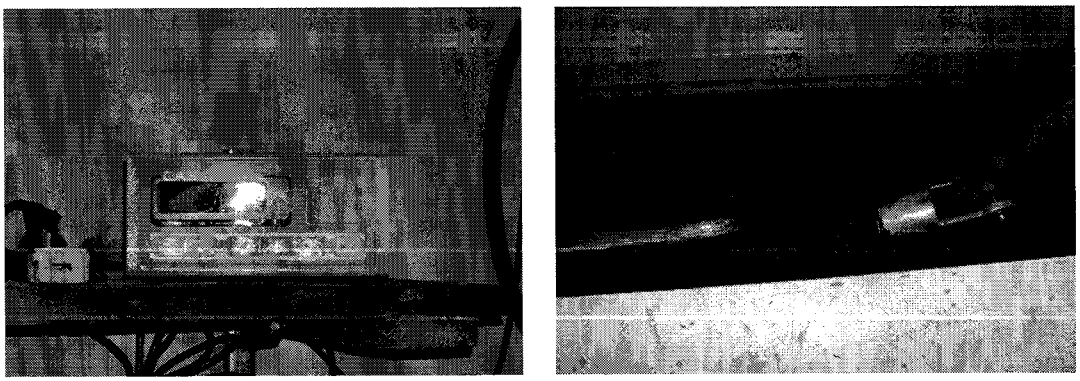


그림 3.4.170 파괴형상 및 내력 측정

(라) 결 과

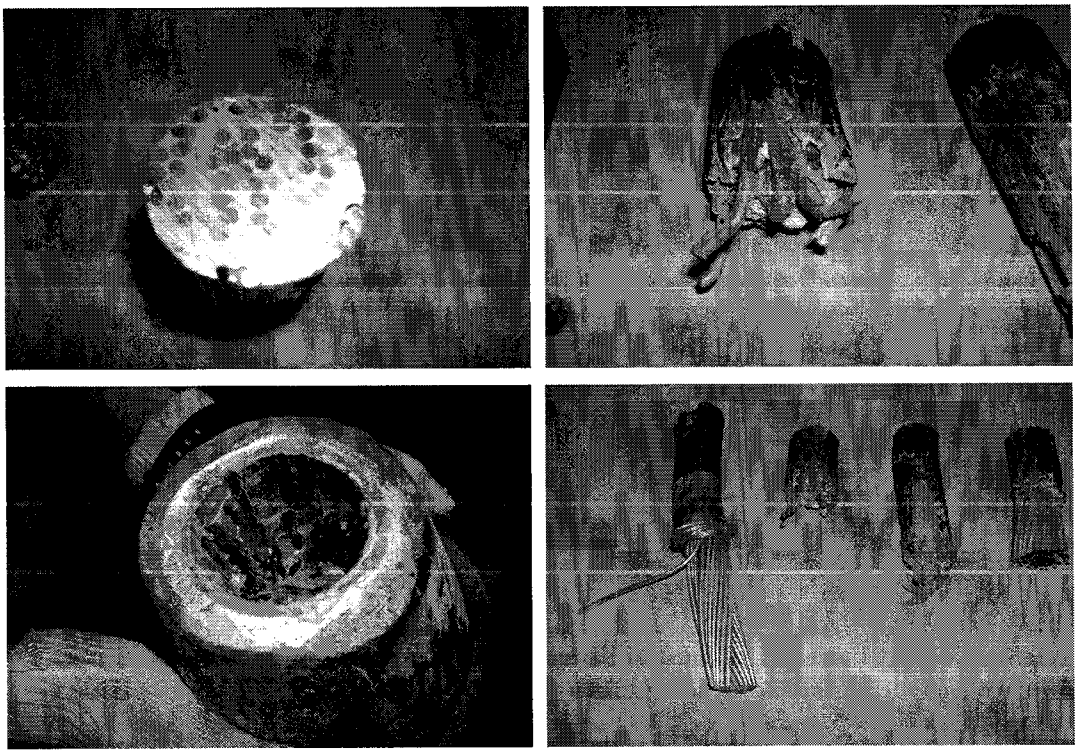


그림 3.4.171 케이블 파괴형상 및 절단단면 형상

5 절 설계기법 개발 및 코드화

※ 스페이스 프레임에 관한 설계기준 및 시방서

1990년대까지 스페이스 프레임으로 주요 사용되었던 메로시스템은 2000년대 들어 대부분 강관 파이프 트러스 구조물로 대체되고 있어 그 사용빈도가 현저히 감소하고 있다. 또한 건설교통부고시 대한건축학회 건축구조설계기준(KBC-S 2008)안에 한계상태설계법, 골조의 안정성, 합성부재, 접합 및 절점부, 강관구조 등에 관한 내용으로 이미 스페이스 프레임에 대한 설계기준이 반영되어 있기 때문에 본 보고서에서는 관련 내용의 재 기술을 생략하였다.

1. 케이블구조 설계기법

(1) 총 칙

(가) 일반사항

이 기준은 구조부재로 케이블을 사용하는 건축물의 구조설계시 안전성 및 기능성을 확보하기 위해 필요한 기본사항을 제시한 것이다.

(나) 적용범위

이 기준은 구조부재로 케이블을 사용하는 건축물의 케이블 및 주변 정착물 설계에 적용한다.

(다) 용어

케이블구조에 사용되는 용어를 정리하면 아래의 표와 같다.

표 3.5.1 케이블 구조에 사용되는 용어

번호	용 어	정 의
1	소선(wire)	와이어 로프를 구성하는 최소 단위로서 약 0.6%~0.8%의 탄소 함유량을 포함하는 고탄소 강선을 재료로 하여 냉간 가공 후 아연도금하여 만든 것
2	스트랜드(strand)	7가닥~41가닥의 소선을 꼬아 만든 것으로서, 이것을 다시 꼬아 합치면 로프가 됨, 또는 둥근 소선을 평행하게 묶은 것
3	케이블(cable)	와이어 로프 및 평행선 스트랜드를 통틀어 말하는 경우와 로프 혹은 평행선 스트랜드로 구성된 제품을 말하는 경우
4	초기신장 (constructional stretch)	로프가 하중을 받는 초기에 발생하는 구조적 신장으로 탄성신장에 비해 크고, 프리스트레칭를 가하여 작게 할 수 있음
5	프리스트레칭 (pre-stretching)	로프를 꼬아 만든 후, 하중을 가하기 전에 미리 파단 강도의 40%~50%의 하중을 가하는 처리과정으로 초기신장을 감소시켜 탄성계수를 상승시키는 것

6	파단하중 (공칭강도/파괴강도) (nominal strength/ breaking strength)	규격 파단 하중과 실제 유지할 수 있는 최대 하중(규격 파단하중 이상)의 2 가지, PC 강연선 에서는 인장하중
7	유연도 (flexibility number)	로프의 유연성을 나타내는 지표로서 로프와 동일한 직경을 갖는 강봉의 휨 강성에 대한 로프 휨 강성의 비의 역수를 횡하중-처짐 곡선에서 산출한 것
8	신선가공(drawing)	와이어 로프 제작과정의 하나로 초기표면 처리과정이 끝난 후 다이스에서 인발가공을 가하여 필요한 기계적 성질을 가진 섬유상 조직의 강선을 만드는 과정
9	IWRC (Independent Wire Rope Core)	중심에 섬유 심 대신에 또 하나의 와이어로프를 심으로 사용한 것
10	CFRC (Center Fit Rope Core)	중심 로프의 각 스트랜드가 외층 스트랜드의 홈 사이에 들어가도록 제작하는 로프의 종류
11	공심형	와이어 로프의 중심에 섬유로프나 강제로프 등을 사용하지 않고 제작하는 로프
12	새그	정(positive)곡률 곡선(현수선)에서 최저부분과 최고부분의 수직거리
13	새그비	스팬과 새그의 비($\frac{f_x}{l_x}$)
14	라이즈	부(negative)곡률 곡선(밸리곡선)에서 최저부분과 최고부분의 수직거리
15	플랫터링(flattering)	진동하는 물체가 유체의 에너지 공급을 받는 불안정한 자유 진동으로 천의 펄럭임과 유사한 현상이며, 주로 막에서 발생
16	두 가닥 인장 시험체 (dual tensile test)	규모가 큰 현수 교량의 행거 로프에서 메인 케이블에 걸쳐 사용하는 경우를 추정한 실제 실험, 곡률 반경이 작은 정도에 따라 파단하중의 저하가 큼

(2) 구조계획

구조계획에서는 케이블의 재료특성을 고려하여 가정할 수 있는 모든 하중에 대하여 충분한 강도와 강성을 확보하도록 검토하여야 한다. 또한 케이블의 역할과 거동은 각 구조형식에 따라서 달라질 수 있음에 유의하여 계획하여야 한다.

(가) 구조부재로서의 기본 특성

- 케이블은 인장력이 일반 강재에 비해 현저히 고강도이나 강성은 일반 강재에 비해 낮다.
- 케이블은 압축력, 전단력 및 휨에 저항할 수 없다고 가정한다.
- 케이블은 그 종류에 따라 신장강성이 일정하지 않으며, 안정된 강성을 얻기 위해서는 프리스트레칭이 필요하다.
- 케이블을 포함하는 구조시스템은 프리스트레스를 도입함으로써 안정성과 강성의 측면에서 현저하게 다른 거동을 나타내는 경우가 있다.

• 케이블을 포함하는 구조 시스템은 대변형을 유발시키는 경우가 있는데 이 경우에는 일반 구조물에 사용되는 미소변형의 가정과 중첩의 원리가 성립되지 않는다.

(나) 설계단계에서 고려되어야 할 케이블의 제작, 운반과 시공상의 특징

• 케이블의 단부에는 특별한 정착기구가 필요하다.

• 길이가 매우 긴 경우에도 케이블은 휠에 감아서 운반할 수 있다.

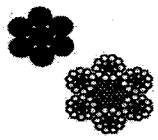
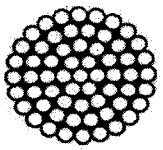
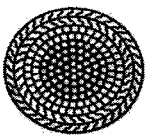
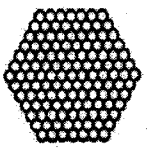
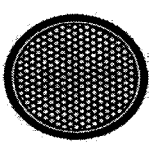
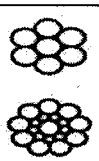
• 현장에서의 시공(조립 및 세우기) 방법이 일반 구조부재의 경우와 현저하게 다르다.

(3) 케이블 재료

(가) 종류 및 특징

케이블 재료는 KS D 3509(피아노선재), KS D 3556(피아노선), KS D 3510(경강선), KS D 3559(경강선재) 및 KS D 3514(와이어로프)로 규격에 적합한 선재를 냉간 가공한 강선을 사용함을 원칙으로 하고, 다음 종류를 표준으로 한다.

표 3.5.2 케이블의 종류

호 칭	단면도(예)	구 조	선택시 유의사항
구조용 스트랜드 로프 (stranded rope)		원칙적으로 외곽 스트랜드는 6가닥이다. 외곽 스트랜드의 구성과 동일한 스트랜드를 중심에 배치한 공심형과 7×7 로프 중심으로 배치한 CFRC형이 있다.	유연성이 풍부 신장이 큼
구조용 스파이럴 로프 (spiral rope)		심선 주변에 여러 층의 선을 꼬아 만든 것으로, 넓은 의미로는 로크드 코일 로프를 포함하지만 좁은 의미로는 둥근 소선 만으로 된 것이다. 형상은 스트랜드 로프의 1개의 스트랜드와 동일하다.	유연성이 적음 신장이 적음
구조용 로크드 코일 로프 (locked coil rope)		둥근 소선의 스파이럴 로프를 중심에 배치하고, 최외층 2~5층은 이형 선으로 배치하여 구성된 로프로써 이형 와이어는 Z형과 사다리꼴이고, 원칙으로 1층씩 교대로 역방향을 가진다.	유연성과 신장은 스파이럴로프와 동일 수밀성이 우수함
평행선 스트랜드 (parallel wire strand)		둥근 소선을 묶어서 외곽단면을 6각형으로 만든 것으로 주로 스펜이 장대한 교량의 메인 케이블에 사용한다.	인장특성은 가장우수 유연성이 가장 낮음
피복 평행선 스트랜드 (non-grout type PWS)		둥근 소선을 묶어서 완만한 피치로 비틀은 외곽단면이 원형으로서 사장교의 메인 케이블에 사용하며, 원칙적으로 플라스틱을 피복 하지만 피복하지 않은 것도 사용할 수 있다.	인장특성은 평행선 스트랜드와 유사 유연성은 평행선 스트랜드에 비해 우수
PC강연선 (prestressing strand)		피복PC 강연선을 복수로 묶어서 관에 투입한 것과 PC 강연선을 7가닥 또는 19가닥으로 꼬아 플라스틱을 피복한 것 등이 있다.	인장특성과 유연성 모두 피복 평행선 스트랜드와 유사

(나) 현수구조용 로프

현수교, 현수천정, 스테이 등의 구조물 재료로서 공사용의 일반 로프 외에 메인 케이블을 설치할 때 연결용으로 캣워크용 로프, 주탑을 연결하는 메인 케이블 행거 로프, 내풍로프, 내풍지지로프, 가설 후 메인 케이블의 보수점검에 필요한 핸드로프 등 종류가 다양하다.

이들 로프가 만족하여야 할 조건으로서 다음과 같은 것들이 있다.

1) 유효단면적, 즉 파단하중이 클 것

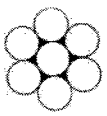
2) 로프의 신율이 낮고 균일할 것

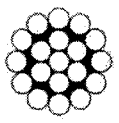
3) 탄성율이 높을 것

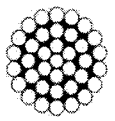
4) 내식성이 좋고 수명이 길 것

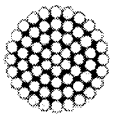
5) 길이가 정확할 것

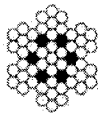
현수구조용 로프로서 섬유심을 사용하면 신율이 높고 부식성이 있어 좋지 않으며, 가능한 한 소선경이 굵은 것을 택하는 것이 좋다.

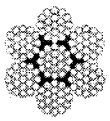
KISWIRE규격		1×7 [1×(1+6)]		
로프지름 (mm)	외층 소선경 (mm)	계산 단면적 (mm^2)	절 단 하 중 $kN[tf]$ 도금종	단위중량 (kg/m)
3.15	1.04	6.0	8.43[0.86]	0.0493
4	1.31	9.8	13.5[1.38]	0.0795
5	1.65	15.3	21.2[2.16]	0.124
6	2.00	22.1	30.5[3.11]	0.179
6.3	2.08	24.3	33.6[3.43]	0.197
8	2.62	39.2	54.2[5.53]	0.318
9	2.99	49.6	68.6[7.00]	0.403
10	2.30	61.3	84.7[8.64]	0.497
11.2	3.70	76.9	106[10.8]	0.623
12	4.98	88.2	122[12.4]	0.716
12.5	4.16	95.7	132[13.5]	0.777
14	4.60	120	166[16.9]	0.974

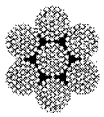
KISWIRE규격		1×19 [1×(1+6+12)]		
로프지름 (mm)	외층 소선경 (mm)	계산 단면적 (mm^2)	절 단 하 중 $kN[tf]$ 도금종	단위중량 (kg/m)
16	2.78	117	161[16.4]	0.960
14	3.21	153	239[24.4]	1.25
18	3.60	194	266[27.1]	1.59
20	3.98	240	328[33.4]	1.96
22	4.40	290	396[40.4]	2.37
22.4	4.47	300	411[41.9]	2.46
24	4.80	345	472[48.1]	2.82
25	5.01	374	512[52.2]	3.06

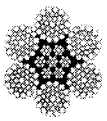
KISWIRE규격		1×37 [1×(1+6+12+18)]		
로프지름 (mm)	외층 소선경 (mm)	계산 단면적 (mm^2)	절 단 하 중 $kN[tf]$ 도금종	단위중량 (kg/m)
20	3.86	240	325[33.1]	1.96
22	3.16	290	392[40.0]	2.38
22.2	3.21	301	407[41.5]	2.46
24	3.45	345	467[47.6]	2.83
25	3.60	375	507[51.7]	3.07
26	3.70	405	548[55.9]	3.32
28	4.04	470	635[64.8]	3.85
30	4.28	539	730[74.4]	4.42
31.5	4.53	595	804[82.0]	4.87
32	4.67	614	831[84.7]	4.03
33.5	4.80	672	910[92.8]	5.51
34	4.87	693	938[95.6]	5.68
35.5	5.08	755	1020[104]	6.19

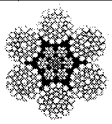
KISWIRE규격		1×61 [1×(1+6+12+18+24)]		
로프지름 (mm)	외층 소선경 (mm)	계산 단면적 (mm^2)	절 단 하 중 $kN[tf]$ 도금종	단위중량 (kg/m)
30	3.35	545	729[74.3]	4.46
31.5	3.55	600	803[81.9]	4.92
32	3.60	620	830[84.6]	5.08
33.5	3.76	679	909[92.7]	5.57
34	3.81	699	937[95.5]	5.73
35.5	3.97	762	1020[104]	6.25
36	4.04	784	1049[107]	6.43
37.5	4.22	851	1138[116]	6.98
38	4.28	874	1167[119]	7.16
40	4.47	968	1294[132]	7.94
42	4.73	1067	1432[146]	8.75
42.5	4.80	1093	1461[149]	8.96
44	4.94	1171	1569[160]	9.60
45	5.08	1225	1638[167]	10.0

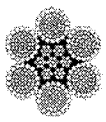
KISWIRE규격		7×7 [(1+6)×(1+6)]		
로프지름 (mm)	외층 소선경 (mm)	계산 단면적 (mm^2)	절 단 하 중 $kN[tf]$ 도금종	단위중량 (kg/m)
8	0.88	31.1	42.1[4.29]	0.259
9	1.00	39.3	53.2[5.42]	0.327
10	1.11	48.5	65.7[6.70]	0.404
11.1	1.24	60.9	82.4[8.40]	0.507
12	1.33	69.6	94.5[9.64]	0.582
12.7	1.39	75.8	1.3[10.5]	0.631
14	1.54	95.1	128[13.1]	0.792
16	1.78	124	168[17.1]	1.03
18	2.00	157	213[21.7]	1.31
20	2.21	194	263[26.8]	1.62
22	2.44	235	318[32.4]	1.96
22.2	2.48	243	330[33.6]	2.03
24	2.66	279	379[38.6]	2.33
25	2.78	303	411[41.9]	2.43
26	2.86	328	444[45.3]	2.73
28	3.12	380	515[52.5]	3.17
30	3.30	437	591[60.3]	3.64
31.5	3.50	481	651[66.4]	4.01
32	3.55	497	673[68.6]	4.14
33.5	3.70	545	736[75.1]	4.53
34	3.76	561	759[77.4]	4.67
35.5	3.92	611	828[77.4]	5.09
36	3.98	629	851[86.8]	5.24

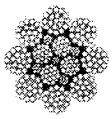
KISWIRE규격		7×19 [(1+6+12)×(1+6+12)]		
로프지름 (mm)	외층 소선경 (mm)	계산 단면적 (mm^2)	절 단 하 중 $kN[tf]$ 도금종	단위중량 (kg/m)
14	0.93	93.5	124[12.6]	0.778
16	1.07	122	162[16.5]	1.02
18	1.21	155	205[20.9]	1.29
20	1.33	191	253[25.8]	1.59
22	1.47	231	306[31.2]	1.92
22.2	1.50	239	317[32.3]	1.99
24	1.61	275	364[37.1]	2.29
25	1.68	298	394[40.2]	2.48
26	1.73	322	427[43.5]	2.68
28	1.88	374	495[50.5]	3.11
30	2.00	429	568[57.9]	3.57
31.5	2.11	473	627[63.9]	3.94
32	2.14	488	646[65.9]	4.07
33.5	2.24	535	709[72.3]	4.46
34	2.27	551	730[74.4]	4.59
35.5	2.37	601	795[81.1]	5.00
36	2.41	618	818[83.4]	5.15
37.5	2.51	671	888[90.5]	5.58
38	2.55	689	912[93.0]	5.73
40	2.66	763	1010[103]	6.35
42	2.82	841	1118[114]	7.00
42.5	2.86	861	1138[116]	7.17
44	2.94	923	1226[125]	7.69
45	3.03	966	1275[130]	8.04
46	3.07	1009	1334[136]	8.40
47.5	3.16	1076	1422[145]	8.96
48	3.21	1099	1451[148]	9.15
50	3.35	1192	1579[161]	9.93

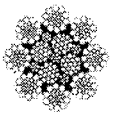
KISWIRE규격		7×37 [(1+6+12+18)×(1+6+12+18)]		
로프지름 (mm)	외층 소선경 (mm)	계산 단면적 (mm^2)	절 단 하 중 $kN[tf]$ 도금종	단위중량 (kg/m)
30	1.41	422	547[55.8]	3.51
31.5	1.50	466	603[61.5]	3.87
32	1.52	481	622[63.4]	3.99
33.5	1.58	527	682[69.5]	4.38
34	1.61	543	702[71.6]	4.51
35.5	1.68	591	766[78.1]	4.91
36	1.70	608	787[80.3]	5.05
37.5	1.78	660	854[87.1]	5.48
38	1.80	678	878[89.5]	5.63
40	1.88	751	972[99.1]	6.24
42	2.00	828	1069[109]	6.88
42.5	2.02	848	1098[112]	7.04
44	2.08	909	1177[120]	7.55
45	2.14	950	1226[125]	7.90
46	2.18	993	1285[131]	8.25
47.5	2.24	1059	1373[140]	8.80
48	2.27	1081	1402[143]	8.99
50	2.37	1173	1520[155]	9.25
52	2.48	1269	1648[168]	10.5
53	2.51	1318	1706[174]	11.0
54	2.55	1368	1775[181]	11.4
56	2.66	1472	1902[194]	12.2
58	2.74	1579	2040[208]	13.1
60	2.86	1689	2187[223]	14.0
62	2.94	1804	2334[238]	15.0
63	2.99	1863	2412[246]	15.5
64	3.03	1922	2491[254]	16.0
66	3.12	2004	2648[270]	17.0
68	3.21	2170	2805[286]	18.0
70	3.30	2300	2981[304]	19.1

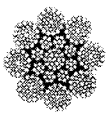
KISWIRE규격		6×WS(36)+CFRC 6×[1+7+(7+7)+14]+7×7		
로프지름 (mm)	외층 소선경 (mm)	계산 단면적 (mm^2)	절 단 하 중 $kN[tf]$ 도금 $160kg/mm^2$종	단위중량 (kg/m)
50	2.94	1297	1746[187]	11.0
53	3.12	1457	1961[200]	12.3
56	3.30	1627	2197[224]	13.7
58	3.40	1745	2354[240]	14.7
60	3.55	1867	2520[257]	15.8
61.5	3.60	1962	2648[270]	16.8
63	3.70	2059	2775[283]	17.4
65	3.81	2192	2962[302]	18.5
67	3.92	2328	3138[320]	19.7
69	4.04	2470	3334[340]	20.9
71	4.16	2615	3530[340]	22.1
73	4.28	2764	3727[380]	23.4
75	4.40	2918	3932[401]	24.7
77.5	4.53	3115	4207[429]	26.3
80	4.66	3320	4482[457]	28.1

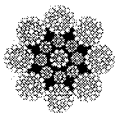
KISWIRE규격		6×WS(36)+CFRC 6×[1+7+(7+7)+14]+(6+1)+[1×(1+9+9)]			
로프지름 (mm)	외층 소선경 (mm)	계산 단면적 (mm^2)	절 단 하 중 $kN[tf]$ 도금·비도금 C종	특C종	단위중량 (kg/m)
14	0.78	101	154[15.7]	158[16.1]	0.870
14.3	0.80	105	160[16.4]	198[16.8]	0.900
16	0.89	132	201[20.5]	206[21.0]	1.13
18	1.01	167	258[26.3]	265[27.0]	1.42
19	1.06	186	288[29.3]	295[30.1]	1.58
20	1.12	206	316[32.2]	324[33.0]	1.76
22	1.23	249	382[38.9]	392[39.9]	2.13
22.2	1.24	253	389[39.6]	399[40.7]	2.17
24	1.34	296	459[46.8]	471[48.0]	2.53
25.4	1.41	332	514[52.4]	527[53.8]	2.83
26	1.45	348	535[54.6]	549[56.0]	2.97
28	1.56	403	621[63.4]	637[65.0]	3.45
28.6	1.59	421	648[66.1]	665[67.8]	3.60
30	1.68	463	713[72.8]	732[74.6]	3.96

KISWIRE규격		6×SeS(55)+CFRC 6×(1+6+12+18+18)+7×7		
로프지름 (mm)	외층 소선경 (mm)	계산 단면적 (mm^2)	절 단 하 중 $kN[tf]$ 도금 $160kg/mm^2$ 종	단위중량 (kg/m)
63	3.03	1970	2599[265]	16.7
65	3.11	2097	2765[282]	17.8
67	3.22	2228	2932[299]	18.9
69	3.30	2363	3119[318]	19
71	3.40	2502	3295[336]	21.1
73	3.50	2645	3481[355]	22.3
75	3.60	2792	3677[375]	23.6
77.5	3.70	2981	3932[401]	25.2
80	3.81	3176	4187[427]	26.8
82	3.98	3378	[454]	28.5
85	4.10	3586	4727[482]	30.3
87.5	4.22	3800	5011[511]	32.1
90	4.34	4020	5296[540]	33.9
92.5	4.47	4246	[671]	25.9
97.5	4.66	4718	6217[634]	39.8
100	4.80	4963	6541[667]	41.9

KISWIRE규격		8×Fi(25)+CFRC 8×[1+6+(6)+12]+4×[1+6+(6+6)]+1×(1+6)			
로프지름 (mm)	외층 소선경 (mm)	계산 단면적 (mm^2)	절 단 하 중 $kN[tf]$ 도금 · 비도금		단위중량 (kg/m)
			C종	특C종	
14	0.73	103	169[17.2]	173[17.7]	0.906
14.3	0.75	107	176[18.0]	181[18.5]	0.945
16	0.84	134	221[22.5]	227[23.1]	1.18
18	0.95	171	271[27.6]	278[28.3]	1.50
19	0.99	191	301[30.7]	309[31.5]	1.67
20	1.04	212	332[33.8]	340[34.7]	1.85
22	1.15	256	410[41.8]	421[42.9]	2.23
22.2	1.16	261	418[42.6]	428[43.7]	2.27
24	1.25	305	483[49.2]	495[50.5]	2.66
25.4	1.33	341	541[55.1]	555[56.6]	2.98
26	1.36	358	576[58.7]	590[60.2]	3.12
28	1.46	415	664[67.7]	681[69.4]	3.62
28.6	1.49	433	692[70.6]	710[7204]	3.78
30	1.57	476	760[77.5]	780[79.5]	4.16
31.8	1.66	535	854[87.1]	876[89.3]	4.67
32	1.67	542	858[87.5]	880[89.7]	4.73
34	1.78	611	968[98.7]	993[101]	5.34
35	1.83	648	1026[105]	1052[107]	5.66
36	1.88	685	1085[111]	1113[114]	5.99

KISWIRE규격		8×WS(26)+CFRC 8×[1+5+(5+5)+10]+4×(1+6)+4×[1+6+(6+6)]+1×(1+6)			
로프지름 (mm)	외층 소선경 (mm)	계산 단면적 (mm^2)	절 단 하 중 $kN[tf]$ 도금 · 비도금		단위중량 (kg/m)
			C종	특C종	
10	0.60	49.5	81[8.29]	83.4[8.50]	0.440
11	0.67	59.6	98[10.0]	101[10.3]	0.532
11.1	0.67	61	100[10.2]	103[1.05]	0.542
12	0.73	70.6	116[11.8]	119[12.1]	0.630
12.7	0.77	79.1	130[13.2]	133[13.6]	0.706
14	0.85	96.1	155[15.8]	159[16.2]	0.840
14.3	0.86	100	162[16.5]	166[16.9]	0.876
16	0.97	130	213[21.7]	219[22.3]	1.16
18	1.09	160	263[26.8]	270[27.5]	1.42
19	1.15	178	293[29.9]	300[30.6]	1.58
20	1.21	198	325[33.1]	333[34.0]	1.75
22	1.33	244	402[41.0]	412[42.0]	2.17
22.2	1.34	249	409[41.7]	419[42.8]	2.21
24	1.45	285	469[47.8]	481[49.0]	2.54
25.4	1.54	319	525[53.5]	538[54.9]	2.84
26	1.57	335	550[56.1]	564[57.5]	2.98
28	1.69	388	638[65.0]	654[66.7]	3.46
28.6	1.73	405	665[67.8]	682[69.6]	3.61
30	1.81	445	732[74.6]	751[76.6]	3.97
31.8	1.92	501	823[83.9]	844[86.0]	4.46
32	1.93	507	833[84.9]	854[87.1]	4.52
34	2.06	572	940[95.9]	964[98.3]	5.10
35	2.12	606	996[102]	1.22[104]	5.40
36	2.18	641	1054[107]	1081[110]	5.72

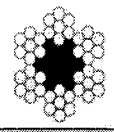
KISWIRE규격		8×WS(36)+CFRC 8×[1+7+(7+7)+14]+[8×(1+6)+1×19]		
로프지름 (mm)	외층 소선경 (mm)	계산 단면적 (mm^2)	절 단 하 중 $kN[tf]$ 도금 $160kg/mm^2$종	단위중량 (kg/m)
80	3.87	3519	4639[473]	29.6
82.5	4.04	3742	4933[503]	31.5
85	4.16	3972	5237[534]	33.4
87.5	4.28	4209	5551[566]	35.4
90	4.40	4453	5874[599]	37.4
92.5	4.53	4704	6198[632]	39.6
94	4.60	4962	6541[667]	41.7
97.5	4.73	5227	6884[702]	43.9
100	4.87	549	7247[739]	46.2

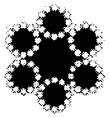
KISWIRE규격		8×WS(36)+IWRC 8×[1+7+(7+7)+14]+7×(1+9+9)			
로프지름 (mm)	외층 소선경 (mm)	계산 단면적 (mm^2)	절 단 하 중 $kN[tf]$ 도금 · 비도금		단위중량 (kg/m)
			C종	특C종	
30	1.43	448	639[65.1]	655[66.8]	3.94
31.8	1.52	504	718[73.2]	736[75.1]	4.42
32	1.53	510	727[74.1]	745[76.0]	4.48
34	1.62	576	820[83.7]	841[85.8]	5.06
35	1.67	610	869[88.6]	892[90.9]	5.36
36	1.72	645	920[93.8]	943[96.2]	5.67
38	1.81	719	1025[104]	1051[107]	6.32
40	1.91	795	1128[115]	1157[118]	7.00
42	2.00	786	1244[127]	1276[130]	7.72
44	2.10	960	1367[139]	1402[143]	8.47
46	2.19	1049	1394[152]	1533[156]	9.26
48	2.29	1145	1625[166]	1667[170]	10.1
50	2.38	1242	1764[180]	1809[184]	10.9
52	2.48	1345	1912[195]	1961[200]	11.9
54	2.57	1450	2062[210]	2115[216]	12.8
56	2.67	1560	2218[226]	2275[232]	13.7
58	2.76	1673	2380[243]	2441[249]	14.7
60	2.86	1790	2553[260]	2618[267]	15.8
62	2.94	1911	2726[278]	2796[285]	16.9
64	3.03	2037	2907[296]	2981[304]	18.0

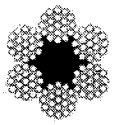
(다) 일반연 로프

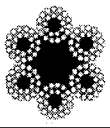
일반연 로프란 각층별 소선간의 접촉형태가 점으로 이루어져 있으며 이로 인하여 접촉면적이 적어 쉽게 단선되는 단점이 있다.

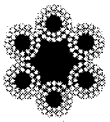
일반연 로프의 구조는 6×7, 6×12, 6×19, 6×24, 6×30, 6×37, 6×61의 KS규격품이 있다.

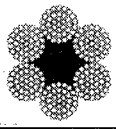
KS규격			6×7 [6×(1+6)]				
로프 지름 mm	외층 소선경 mm	계산 단면적 mm	절단하중 $kN[tf]$				단위중량 kg/m
			도금	도금·비도금	비도금		
			G종	A종	B종	C종	
3.15	0.35	4.10	5.24 [0.53]	5.90 [0.60]	6.45 [0.66]	6.81 [0.69]	0.037
4	0.44	6.57	8.45 [0.86]	9.52 [0.97]	10.4 [1.06]	11.0 [1.12]	0.059
5	0.56	10.3	13.2 [1.35]	14.9 [1.52]	16.2 [1.66]	17.1 [1.75]	0.093
6.3	0.70	16.3	21.0 [2.14]	23.6 [2.41]	25.8 [2.63]	27.2 [2.78]	0.147
8	0.88	26.0	33.8 [3.45]	38.1 [3.88]	41.6 [4.24]	43.9 [4.48]	0.237
9	1.00	33.3	42.8 [4.36]	48.2 [4.91]	52.6 [5.37]	55.6 [5.67]	0.300
10	1.10	41.1	52.8 [5.38]	59.5 [6.06]	65.0 [6.62]	68.6 [6.99]	0.371
11.2	1.24	51.5	66.2 [6.75]	74.6 [7.61]	81.5 [8.31]	86.0 [8.77]	0.465
12.5	1.39	65.2	82.5 [8.41]	92.9 [9.48]	102 [10.4]	107 [10.9]	0.580
14	1.56	81.6	103 [10.6]	117 [11.9]	127 [13.0]	134 [13.7]	0.727
16	1.78	105	135 [13.8]	152 [15.5]	166 [17.0]	176 [17.9]	0.950
18	2.00	133	171 [17.4]	193 [19.6]	211 [21.5]	222 [22.7]	1.20
20	2.20	164	211 [21.5]	238 [24.3]	260 [26.5]	274 [28.0]	1.48
22.4	2.48	206	265 [27.0]	298 [30.4]	326 [33.2]	344 [35.1]	1.86
(24)	2.66	237	304 [31.0]	343 [34.9]	374 [38.2]	395 [40.3]	2.14
25	2.78	259	330 [33.6]	372 [37.9]	406 [41.4]	429 [43.7]	2.32
(26)	2.86	273	357 [36.4]	402 [41.0]	439 [44.8]	464 [47.3]	2.51
28	3.12	327	414 [42.2]	466 [47.5]	509 [51.9]	538 [54.8]	2.91
30	3.30	370	475 [48.4]	535 [54.6]	585 [59.6]	- -	3.34
31.5	3.50	410	524 [53.4]	590 [60.2]	645 [65.7]	- -	3.68
33.5	3.70	461	592 [60.4]	667 [68.1]	729 [74.3]	- -	4.16
35.5	3.93	517	665 [67.8]	749 [76.4]	819 [83.5]	- -	4.67
37.5	4.16	577	742 [75.7]	836 [85.3]	914 [93.2]	- -	5.22
40	4.40	657	845 [86.1]	952 [97.0]	1040 [106]	- -	5.93

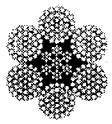
KS규격		6×12 [6×12]		
로 프 지 름 mm	외 층 소선경 mm	계 산 단면적 mm	절 단 하 중 $kM[tf]$ 도 금 G종	단위중량 kg/m
4	0.27	4.04	5.22 [0.53]	0.044
5	0.34	6.32	8.15 [0.83]	0.068
6.3	0.41	10.0	12.9 [1.32]	0.108
8	0.52	16.2	20.9 [2.13]	0.175
9	0.59	20.2	26.4 [2.70]	0.221
10	0.65	25.2	32.6 [3.33]	0.273
11.2	0.73	31.7	40.9 [4.18]	0.343
12.5	0.82	39.5	50.9 [5.20]	0.427
14	0.92	49.5	63.9 [6.53]	0.535
16	1.04	64.7	83.5 [8.52]	0.699
18	1.17	81.8	106 [10.8]	0.885
20	1.30	101	130 [13.3]	1.09
22.4	1.47	127	164 [16.7]	1.37

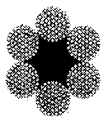
KS규격		6×19 [6×(1+6+12)]				
로 프 지 름 mm	외 층 소선경 mm	계 산 단면적 mm	절 단 하 중 $kM[tf]$ 도 금 G종	도금 비도금 A종	비 도 금 B종	단위중량 kg/m
4	0.26	6.28	8.03 [0.82]	8.64 [0.88]	9.22 [0.94]	0.058
5	0.33	9.81	12.5 [1.28]	13.5 [1.38]	14.4 [1.47]	0.091
6.3	0.42	15.6	19.9 [2.03]	21.4 [2.19]	22.9 [2.33]	0.144
8	0.53	24.8	32.1 [3.28]	34.6 [3.53]	36.9 [3.76]	0.233
9	0.60	31.8	40.7 [4.15]	43.8 [4.46]	46.7 [4.76]	0.295
10	0.66	39.2	50.2 [5.12]	54.0 [5.51]	57.6 [5.88]	0.364
11.2	0.74	49.2	63.0 [6.42]	67.8 [6.91]	72.3 [7.37]	0.457
(12)	0.80	56.5	72.3 [7.37]	77.8 [7.93]	83.0 [8.46]	0.524
12.5	0.83	62.3	78.4 [8.00]	84.4 [8.61]	90.0 [9.18]	0.569
14	0.93	78.0	98.4 [10.0]	106 [10.8]	113 [11.5]	0.713
16	1.06	100	128 [13.1]	138 [14.1]	148 [15.0]	0.932
18	1.19	127	163 [16.6]	175 [17.8]	187 [19.0]	1.18
20	1.32	157	201 [20.5]	216 [22.0]	230 [23.5]	1.46
22.4	1.47	197	252 [25.7]	271 [27.6]	289 [29.5]	1.83
25	1.65	247	314 [32.0]	338 [34.4]	360 [36.7]	2.28
28	1.86	312	393 [40.1]	424 [43.2]	452 [46.1]	2.85
30	1.97	353	452 [46.1]	486 [49.6]	519 [52.9]	3.28

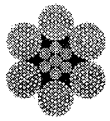
KS규격		6×24 [6×(9+15)]			
로 프 지 름 mm	외 층 소선경 mm	계 산 단면적 mm	절 단 하 중 $kN[tf]$ 도 금 G종	도금 · 비도금 A종	단위중량 kg/m
8	0.44	22.0	29.3 [2.99]	31.6 [3.22]	0.212
9	0.50	28.1	37.1 [3.78]	39.9 [4.07]	0.269
10	0.56	34.8	45.8 [4.67]	49.3 [5.03]	0.332
11.2	0.62	43.6	57.4 [5.85]	61.8 [6.30]	0.416
(12)	0.67	50.0	65.9 [6.72]	71.0 [7.24]	0.478
12.5	0.70	55.2	71.5 [7.29]	77.0 [7.85]	0.519
14	0.79	69.1	89.7 [9.15]	96.6 [9.85]	0.651
16	0.89	89.0	117 [11.9]	126 [12.8]	0.850
18	1.00	113	148 [15.1]	160 [16.3]	1.08
20	1.10	139	183 [18.7]	197 [20.1]	1.33
22.4	1.24	174	230 [23.5]	247 [25.2]	1.67
(24)	1.33	200	264 [26.9]	284 [29.0]	1.91
25	1.39	219	286 [29.2]	309 [31.5]	2.08
28	1.56	276	359 [36.6]	387 [39.5]	2.60
30	1.65	313	412 [42.0]	444 [45.3]	2.99
31.5	1.75	347	454 [46.3]	489 [49.9]	3.29
33.5	1.86	390	514 [52.4]	553 [56.4]	3.73
35.5	1.97	438	577 [58.8]	621 [63.3]	4.18
37.5	2.08	489	644 [65.7]	693 [70.7]	4.67
40	2.20	556	732 [74.6]	789 [80.5]	5.31
42.5	2.34	619	827 [84.3]	890 [90.8]	6.00
45	2.51	713	927 [94.5]	998 [102]	6.72
47.5	2.62	777	1030 [105]	1110 [113]	7.49
50	2.78	869	1140 [116]	1230 [125]	8.30
53	2.95	976	1290 [132]	1380 [141]	9.33
56	3.12	1090	1440 [147]	1550 [158]	10.4
60	3.35	1270	1650 [168]	1770 [180]	12.0

KS규격		6×30 [6×(12+18)]		
로 프 지 름 mm	외 층 소선경 mm	계 산 단면적 mm	절 단 하 중 $kN[tf]$ 도 금 G종	단위중량 kg/m
25	1.19	199	256 [26.1]	1.94
28	1.33	252	322 [32.8]	2.43
30	1.41	285	369 [37.6]	2.79
31.5	1.50	316	407 [41.5]	3.07
33.5	1.58	355	460 [46.9]	3.47
35.5	1.68	399	517 [52.7]	3.90
37.5	1.78	445	577 [58.8]	4.35
40	1.88	506	656 [66.9]	4.95

KS규격		6×37 [6×(1+6+12+18)]				
로 프 지 름 mm	외 층 소선경 mm	계 산 단면적 mm	절 단 하 중 $kN[tf]$			단위중량 kg/m
			도 금	도금 · 비도금	비 도 금	
			G종	A종	B종	
6.3	0.30	15.6	19.6 [2.00]	21.1 [2.15]	22.5 [2.29]	0.143
8	0.38	24.8	31.6 [3.22]	34.0 [3.47]	36.2 [3.70]	0.230
9	0.43	31.8	40.0 [4.08]	43.0 [4.39]	45.9 [4.68]	0.291
10	0.48	39.3	49.4 [5.03]	53.1 [5.42]	56.6 [5.78]	0.359
11.2	0.53	49.3	61.9 [6.31]	66.6 [6.79]	71.0 [7.24]	0.451
(12)	0.57	56.6	71.1 [7.25]	76.5 [7.80]	81.5 [8.32]	0.517
12.5	0.60	62.4	77.1 [7.86]	83.0 [8.46]	88.5 [9.02]	0.561
14	0.67	78.1	96.7 [9.86]	104 [10.6]	111 [11.3]	0.704
16	0.76	101	126 [12.9]	136 [13.9]	145 [14.8]	0.920
18	0.86	127	160 [16.3]	172 [17.5]	183 [18.7]	1.16
20	0.95	157	197 [20.1]	212 [21.7]	227 [23.1]	1.44
22.4	1.06	197	248 [25.3]	266 [27.2]	284 [29.0]	1.80
(24)	1.14	226	284 [29.0]	306 [31.2]	326 [33.3]	2.07
25	1.19	248	308 [31.5]	332 [33.8]	354 [36.1]	2.25
28	1.33	313	387 [39.5]	416 [42.5]	444 [45.3]	2.82
30	1.41	354	444 [45.3]	478 [48.7]	510 [52.0]	3.23
31.5	1.50	392	490 [49.9]	527 [53.7]	562 [57.3]	3.57
33.5	1.58	441	554 [56.5]	596 [60.8]	636 [64.8]	4.03
35.5	1.68	495	622 [63.4]	669 [68.3]	714 [72.8]	4.53
37.5	1.78	553	694 [70.8]	747 [76.2]	793 [81.2]	5.05
40	1.88	629	790 [80.5]	850 [86.7]	906 [92.4]	5.75
42.5	2.00	700	892 [90.9]	959 [97.8]	1020 [104]	6.49
45	2.14	806	1000 [102]	1080 [110]	1150 [117]	7.28
47.5	2.24	879	1100 [114]	1200 [122]	1280 [130]	8.11
50	2.37	982	1230 [126]	1330 [135]	1420 [144]	8.98
53	2.51	1100	1390 [141]	1490 [152]	1590 [162]	10.1
56	2.66	1230	1550 [158]	1670 [170]	1780 [181]	11.3
60	2.86	1440	1780 [181]	1910 [195]	2040 [208]	12.9
63	3.00	1560	1960 [200]	2110 [215]	2250 [229]	14.3
67	3.16	1760	2220 [226]	2380 [243]	2540 [259]	16.1
71	3.35	1980	2490 [254]	2680 [273]	2850 [291]	18.1
75	3.55	2210	2780 [283]	2990 [305]	3190 [325]	20.2
80	3.75	2480	3160 [322]	3400 [347]	3620 [370]	23.0
85	4.05	2870	3570 [364]	3840 [391]	4090 [417]	26.0
90	4.28	3180	4000 [408]	4300 [439]	4590 [468]	29.1

KISWIRE규격		6×37+IWRC [6×(1+6+12+18)+7×7]				
로프 지름 mm	외층 소선경 mm	계산 단면적 mm	절단하중 kN[tf]			단위중량 kg/m
			도금 G종	도금·비도금 A종	비도금 B종	
22.4	1.06	235	271 [27.6]	302 [30.8]	325 [33.1]	2.03
25	1.19	294	337 [34.4]	376 [38.4]	404 [41.2]	2.52
28	1.33	372	423 [43.1]	472 [48.1]	507 [51.7]	3.17
30	1.41	421	485 [49.5]	542 [55.3]	582 [59.4]	3.63
31.5	1.50	467	535 [54.6]	597 [60.9]	642 [65.5]	4.01
33.5	1.58	525	605 [61.7]	676 [68.9]	726 [74.1]	4.53
35.5	1.68	589	680 [69.3]	759 [77.4]	816 [83.2]	5.09
37.5	1.78	657	759 [77.3]	847 [86.3]	910 [92.8]	5.68
40	1.88	748	863 [88.0]	963 [98.2]	1040 [106]	6.46
42.5	2.00	832	974 [99.3]	1090 [111]	1170 [119]	7.29
45	2.14	959	1090 [111]	1220 [124]	1310 [134]	8.18
47.5	2.24	1050	1220 [124]	1360 [139]	1460 [149]	9.11
50	2.37	1170	1350 [138]	1500 [153]	1620 [165]	10.1
53	2.51	1310	1520 [154]	1690 [172]	1820 [185]	11.3
56	2.66	1470	1690 [172]	1890 [193]	2030 [207]	12.7
60	2.86	1710	1940 [198]	2170 [221]	2330 [238]	14.5
63	3.00	1860	2140 [352]	2390 [244]	2570 [262]	16.0
67	3.16	2100	2420 [247]	2700 [276]	2910 [296]	18.1
71	3.35	2360	2720 [277]	3030 [309]	3260 [333]	20.4
75	3.55	2630	3030 [309]	3390 [345]	3640 [371]	22.7
80	3.75	2950	3450 [218]	3850 [393]	4140 [422]	25.8
85	4.05	3420	3900 [397]	4350 [444]	4680 [477]	29.2
90	4.28	3790	4370 [446]	4880 [497]	5240 [535]	32.7

KS규격		6×61 [6×(1+6+12+18+24)]				
로프 지름 mm	외층 소선경 mm	계산 단면적 mm	절단하중 kN[tf]			단위중량 kg/m
			도금	도금·비도금	비도금	
			G종	A종	B종	
22.4	0.81	196	238 [24.2]	262 [26.7]	279 [28.5]	1.81
25	0.90	246	296 [30.2]	326 [33.3]	348 [35.5]	2.26
28	1.02	311	371 [37.9]	409 [41.7]	436 [44.5]	2.83
30	1.08	352	426 [43.5]	470 [47.9]	501 [51.1]	3.25
31.5	1.14	391	470 [47.9]	518 [52.8]	552 [56.3]	3.58
33.5	1.20	439	532 [54.2]	586 [59.7]	625 [63.7]	4.05
35.5	1.28	493	597 [60.9]	658 [67.1]	701 [71.5]	4.55
37.5	1.35	550	666 [67.9]	734 [74.9]	783 [79.8]	5.08
40	1.43	626	758 [77.3]	835 [85.2]	890 [90.8]	5.77
42.5	1.52	696	856 [87.3]	943 [96.2]	1010 [103]	6.52
45	1.63	803	959 [97.8]	1060 [108]	1130 [115]	7.31
47.5	1.70	875	1070 [109]	1180 [120]	1260 [125]	8.14
50	1.80	978	1180 [121]	1310 [133]	1390 [142]	9.02
53	1.91	1100	1330 [136]	1470 [150]	1560 [159]	10.1
56	2.03	1230	1490 [152]	1640 [167]	1750 [178]	11.3
60	2.17	1430	1710 [174]	1880 [192]	2000 [204]	13.0
63	2.27	1550	1880 [192]	2070 [211]	2210 [225]	14.3
67	2.40	1760	2130 [217]	2340 [239]	2500 [255]	16.2
71	2.55	1970	2390 [244]	2630 [268]	2810 [286]	18.2
75	2.70	2200	2660 [272]	2940 [299]	3130 [319]	20.3
80	2.86	2470	3030 [309]	3340 [341]	3560 [363]	23.1
85	3.07	2860	3420 [349]	3770 [385]	4020 [410]	26.1
90	3.25	3170	3840 [391]	4230 [431]	4510 [460]	29.2
95	3.45	3570	4280 [436]	4710 [480]	5020 [512]	32.6
100	3.60	3910	4740 [483]	5220 [532]	5560 [568]	36.1

KISWIRE규격		6×61+IWRC [6×(1+6+12+18+24)+7×19]				
로프 지름 mm	외 층 소선경 mm	계 산 단면적 mm	절 단 하 중 kN[tf]			단위중량 kg/m
			도 금	도금 비도금	비 도 금	
			G종	A종	B종	
45	1.63	955	1090 [111]	1220 [124]	1310 [134]	8.13
47.5	1.70	1040	1220 [124]	1360 [139]	1460 [149]	9.06
50	1.80	1160	1350 [138]	1510 [154]	1620 [165]	10.0
53	1.91	1310	1520 [155]	1690 [173]	1820 [185]	11.3
56	2.03	1460	1690 [173]	1890 [193]	2030 [207]	12.6
60	2.17	1700	1940 [198]	2170 [221]	2330 [238]	14.5
63	2.27	1850	2140 [218]	2390 [244]	2570 [262]	15.9
67	2.40	2090	2420 [247]	2700 [276]	2910 [296]	18.0
71	2.55	2350	2720 [288]	3040 [310]	3260 [333]	20.2
75	2.70	2620	3040 [310]	3390 [345]	3640 [371]	22.6
80	2.86	2940	3450 [352]	3850 [393]	4140 [423]	25.7
85	3.07	3400	3900 [398]	4350 [444]	4680 [477]	29.0
90	3.25	3770	4370 [446]	4880 [498]	5240 [535]	32.5
95	3.45	4250	4870 [497]	5440 [554]	5840 [596]	36.2
100	3.60	4660	5400 [550]	6020 [614]	6480 [660]	40.2

(라) 재료의 성질

① 파단강도

케이블 재료의 파단 강도는 다음과 같은 방법 중 택일하여 산정한다.

- 한국강구조학회「강구조 설계기준」에 따라 산정한다. 단, PC 강선 및 강연선은 KS D 7002에 따라 산정한다.
- 케이블 재료의 파단 강도 F_u는 다음 식으로 계산한다.

$$F_u = A_s(1-\alpha)\beta\sigma_u$$

단, A_s : 케이블 재료와 동일한 단면을 갖는 도형의 면적

α : 공극계수 (표 3.5.3)

β : 꼬임 효율 (표 3.5.3)

σ_u : 소선의 공칭 인장강도 (표 3.5.4)

표 3.5.3 공극계수 α 및 꼬임 효율 β

케이블 재료	α	β
구조용 스트랜드 로프(공심형)	0.39	0.87
구조용 스트랜드 로프(CFRC형)	0.34	0.83
구조용 스파이럴 로프	0.24	0.88
구조용 로크드 코일 로프	0.18	0.90
평행선 스트랜드	0.10	1.0
피복 평행선 스트랜드	0.19	
PC 강연선 (7 가닥 꼬임)	0.23	
PC 강연선 (19 가닥 꼬임)	0.16	

표 3.5.4 소선의 공칭 인장강도(σ_u)

케이블 재료	종류	공칭 인장강도(N/mm^2)
구조용 스트랜드 로프 및 구조용 스파이럴 로프	ST 1470	1,470
	ST 1570	1,570
	ST 1670	1,670
구조용 로크드 코일 로프	-	1,470
평행선 스트랜드	ST 1570	1,570
	ST 1770	1,770
피복 평행선 스트랜드	-	1,570
PC 강연선 (7 가닥 꼬임)	A종	1,720
	B종	1,860
PC 강연선 (19 가닥 꼬임)	-	1,810

② 초기신장

프리스트레칭 후에 발생하는 케이블 재료의 초기신장의 크기는 표 3.5.5에서 제시된 값을 표준으로 한다.

표 3.5.5 프리스트레칭 후의 초기신장

케이블 재료	초기신장률(%)
구조용 스트랜드 로프	0.1 - 0.2
구조용 스파이럴 로프 구조용 로크드 코일 로프	0.05 - 0.1
평행선 스트랜드* 피복 평행선 스트랜드* PC 강연선 (7 가닥 꼬임, 19 가닥 꼬임)*	0

주) * 프리스트레칭이 필요 없음

③ 탄성계수

케이블 재료의 탄성계수는 시험에 의해 구함을 원칙으로 한다. 시험을 하지 않는 경우, 케이블 재료의 프리스트레칭 후의 탄성계수는 표 3.5.6의 값을 이용할 수 있다.

표 3.5.6 프리스트레칭 후의 탄성계수

케이블 재료	탄성계수(N/mm^2)
구조용 스트랜드 로프	140,000
구조용 스파이럴 로프 구조용 로크드 코일 로프	160,000
평행선 스트랜드* 피복 평행선 스트랜드*	200,000
*PC 강연선 (7 가닥 꼬임, 19 가닥 꼬임)	190,000

주) * 프리스트레칭이 필요 없음

④ 크리프

케이블 재료의 크리프 변형률은 표 3.5.7에서 제시된 값을 표준으로 한다.

표 3.5.7 케이블 재료의 크리프 변형률

케이블 재료	크리프의 변형(%)	응력 수준
구조용 스트랜드 로프	0.025	장기 허용인장력 이하
구조용 스파이럴 로프 구조용 로크드 코일 로프	0.015	
평행선 스트랜드 피복 평행선 스트랜드 PC 강연선	0.007	

⑤ 선팽창계수

케이블 재료의 선팽창계수는 $12\times10^{-6}/^{o}C$ 를 표준으로 한다.

표 3.5.8 와이어 로프의 선팽창 계수

공시 로프	측정온도의 범위(℃)	선팽창계수($\times10^{-6}/^{o}C$)
6×9 O/O 12mm 탄소함유량 : 0.55%	19.1 - 77.5	11.4
	19.1 - 80.0	11.3
	19.1 - 80.4	11.5
	19.1 - 81.5	11.4

와이어 로프의 선팽창 계수에 관한 실험 예를 표 3.5.8에 표시하였다. 20~80℃의 온도 범위에서 측정한 소선의 선팽창 계수 $11.4\sim11.6\times10^{-6}$와 거의 같다. 또 DIN 18800에는 각종의 강재의 선팽창 계수를 $12\times10^{-1}/K$ 로 하고 있어 어느 쪽이나 소재로 쓰이는 철과 같게 간주하고 있다,

(4) 하 중

케이블 구조의 설계에서 고려하는 하중은 국토해양부(건설교통부) 제정 「건축물 하중기준」(2000) 및 「건축물의 구조기준 등에 관한 규칙」(2005)을 원칙으로 한다. 케이블 구조의 형식, 구법, 시공법에 관한 하중은 실정에 알맞게 적절히 고려한다.

(5) 구조설계

(가) 허용 인장력

① 장기 허용 인장력

케이블 재료의 장기 허용 인장력은 파단 하중의 1/3을 표준으로 한다.

- 일본강구조협회의 「건축구조 케이블설계시공지침」과 일본막구조협회의 「막구조 건축물 기술기준」에 따르면 케이블의 장기허용 인장력은 케이블 파단하중의 1/3을 기준으로 이용되고 있다.

② 단기 허용 인장력

케이블 재료의 단기 허용 인장력은 장기 허용 인장력에 1.35를 곱한 값으로 한다.

- 일본강구조협회의 「건축구조 케이블설계시공지침」에 의하면 단기하중상태에 대한 허용응력은 장기허용내력의 35%를 더한 값을 표준으로 한다고 명시되어있다. 이 값은 파단하중에 대한 안전율이 2.22가 되는 값이다. 또 일본막구조협회 「막구조 건축물 기술기준」에서는 케이블 단기 응력에 대한 허용인장력은 파단하중의 1/2.2로 한다고 제시되어있다.
- 기타 해외 기준의 동향을 보면, DIN 1073-1974(독일산업표준협회)에서는「주하중+부가하중」(단기)에 대한 허용응력도는 평행선 스트랜드에서는 인장강도의 50%, 로크드 코일 로프에서는 46%로 하고 있다.(안전율 각각 2.0, 2.2) 미국의 AISI(1973)에서도 단기허용값은 인장강도에 대해 안전율 2.0을 사용하고 있다.

이상의 허용값을 감안하여 이 기준에서는 케이블재료의 단기 허용 인장력은 장기 허용 인장응력에 35%를 더한 값으로 한다.

(나) 구조물 형상의 설정

케이블 구조의 완성형상은 고정하중에 대해 각 케이블이 목표로 하는 초기 인장력상태에서 평형이 되도록 설정한다.

- 인장력 상태에 있는 케이블 부재를 포함하는 케이블구조의 설계에서 다른 구조형식의 설계와 가장 다른 과정은 설계형상(완성형상)의 설정에 있다.
- 케이블 구조의 완성형상이라는 것은 그것을 구성하는 각 케이블에 주어지는 계획된 초기 인장력과 고정하중(일반적으로 자중)이 평형조건을 만족하는 형상이 아니면 안 된다는 것을 의미한다.
- 인장력 도입이 가능한 케이블의 형상 및 구성을 선택하고 계획된 인장력에 대한 평형조건 만족여부의 확인이 요구된다.

(다) 초기 인장력의 설정

케이블 구조에서 각 케이블의 초기 인장력은 구조물에 필요한 강성을 확보하여 케이블의 인장력 손실에 따른 불안정 현상이 발생하지 않도록 설정한다.

- 일반적으로 인장력이 클수록 효과는 크지만 신장을 동반하는 변형에 대한 보강에는 유효하지 않다.
- 초기 인장력의 도입으로 경계구조에 큰 부하가 걸리므로 과대한 인장력의 설정을 피하고 경계구조나 지지구조와의 균형을 유지하도록 인장력을 설정할 필요가 있다.
- 케이블구조에서의 각 케이블의 초기 인장력은 안정된 평형시스템이 되도록 하는 것 외에 다음과 같은 역할을 한다.
  - ▷ 부가하중에 대한 안정성의 확보
  - ▷ 응력의 제어
  - ▷ 신장이 없는 변형제어

(라) 변형에 대한 고려

외력과 지점이동 등에 의해 발생하는 케이블의 변형이 구조물의 사용성 및 안전성에 손상이 가지 않도록 하여야 한다.

- 케이블 구조는 강도면에서 매우 효율이 좋은 구조이므로 다른 구조에서는 응력 수준이 낮기 때문에 발생하지 않는 축방향 변형률(케이블의 신장)에 의한 변형 및 지점이동에 기인하는 면외변형이 문제가 되는 경우가 있다.
- 변형에 기인하는 문제에는 마감재, 가구 등의 손상과 건물 이용자에게 불쾌감을 주는 등 사용상 장애가 되거나, 또는 변형이 과대하여 케이블재의 지점과 케이블 교점 철물의 근방에서 국부적인 휨이 발생하여 케이블재의 휨피로 원인이 될 가능성이 있다.
- 처짐과 마감재 손상과의 관계를 표시하는 직접적인 자료는 없지만, 케이블과 병용되는 막 변형량의 허용한계를 장기에서는 $l/20$, 단기에서는 $l/15$로 통상 사용하고 있다. 여기서 l은 스팬이다.

(마) 시공법에 대한 고려

케이블 구조에서는 필요에 따라 기존과 다른 시공방법과 시공순서를 고려한 설계를 하여야 한다. 특히 인장력 도입 방법, 도입 순서에 대해서는 구조물의 형상 및 구조적 특성을 고려하여 검토하고, 실정에 알맞게 적절히 설계한다. 케이블 구조의 시공에서는 인장력 도입 방법과 도입 순서 등 보통 구조의 시공에서

는 포함되지 않는 과정이 요구된다.

① 오차의 취급

케이블 구조의 시공시 오차 가운데 특히 주의할 점은 케이블 재 길이에 영향을 미치는 오차로, 이들은 부착위치 치수의 오차, 케이블 길이의 제품오차 및 그들의 누적오차가 있으며 형상과 인장력에 대한 영향을 무시할 수 없는 경우에는 오차의 흡수가 가능한 상세를 채택하여야하며, 실현 가능한 시공오차의 설정에 대한 설계를 고려할 필요가 있다.

② 시공 방법 및 시공 순서 등 고려하여야 할 문제점

• 프리스트레스하지 않은 현수지붕 형식

이 형식의 가설은 설정형상의 케이블 길이로부터 초기 인장력에 상당하는 신장을 뺀 케이블의 자연길이를 기준으로 하고, 그 후 고정하중을 적재하는 경우가 많다. 이 형식에 포함되는 케이블 보강 공기 막 형식에서는 초기 인장력 레벨이 비교적 낮고, 케이블재의 초기신장이 영향을 주는 경우도 있을 수 있으므로 이러한 경우는 조절 상세를 고려하여야 한다. 또 가설시의 인장력 레벨이 높은 경우에도 가설형상으로부터 완성형상으로 전이하는 과정에서 무인장력 영역을 거치기 때문에 불안정 현상이 생길 가능성이 있으므로 설계상 검토하여야 한다.

• 프리스트레스 현수지붕 형식

케이블 네트 등 경계구조에 걸쳐진 각각 역곡률을 갖는 케이블과 케이블군의 시공상 문제는 케이블의 가설과 함께 인장력의 도입방법·도입순서에 있는데 복잡한 요소도 포함되어 있으므로 구조 해석법과 시공과정 해석법이 제안되어있다.

③ 단순 인장지지 형식

이 형식에서 케이블의 사용은 주로 인장력 저항부재 및 인장력 도입부재의 두 가지를 생각할 수 있다. 사장형식과 장현 보 형식 등의 인장력 도입 부재에서는 프리스트레스에 의한 휨 시스템의 응력 제어가 이 형식의 설계상의 포인트이기도 하므로, 인장력도입의 시기 및 방법 등 시공상의 검토를 수행하고 필요에 따라 도입부 상세 및 인장력관리 등을 고려한 설계를 한다.

인장력 보조재(브레이스)와 타이 바 가운데 인장력 저항재로서 케이블을 사용하

는 경우, 시공방법에 따라서는 초기 인장력 설정 단계에서도 부딪힐 정도로 케이블의 초기신장이 영향을 미치는 경우도 있어 설계 시에는 캠버 등을 고려하든지 초기신장을 제거하는 정도의 인장력을 주어 인장력 도입 부재로서 취급 등을 고려한다.

(바) 설계시 유의해야 할 기타 사항

케이블 구조 설계시 현장실정에 맞게 다음과 같은 항목에 대하여 검토한다.

① 바람에 의한 진동

케이블 구조를 설계하는 경우, 바람에 의한 진동에 대하여 검토하여야 할 사항은 다음과 같다.

- 바람에 의한 지붕 전체의 진동

국토해양부(건설교통부)제정 「건축물하중지침 및 해설」(1993)에 의하면 현수지붕·공기막 지붕 등으로 대표되는 대스팬 지붕은 일반적으로 경량이면서 면외방향의 강성이 매우 작아 어떤 풍속범위 내에서 감쇠 효과에 의한 역대칭 모드의 자유진동(공력 불안정 진동)이 발생할 수 있으며 풍동실험 결과로부터 이하의 판정조건을 제시하고, 이 세 가지 조건에 합치하는 경우는 자유진동의 가능성이 있다고 판단한다.

- 바람을 받아 케이블이 진동하는 경우

케이블 구조물 가운데 후면지지와 사장형식의 현수 케이블은 설치장소 등의 조건이 다르지만 교량과 마찬가지로 바람에 의한 진동이 참고가 된다.

② 케이블부재 및 정착부재의 크리프, 이완의 영향

케이블 부재 및 정착부의 크리프 및 이완은 재료의 종류와 부위에 따라 무시할 수 없는 경우가 있는데 케이블구조의 전체 시스템에도 큰 영향을 미치는 경우가 있기 때문에 설계 시 유의할 필요가 있다.

- 초기 인장력의 저하

케이블 네트 등 자기 평형계의 프리스트레스에 의해 주어지는 초기 인장력은 케이블재 및 정착재의 이완으로 인장력이 저하되어 전체강성에 영향을 주는 경우가 있다. 따라서 설계시에는 그 영향을 충분히 검토하여 초기 인장력 레벨을 설정 하든가 다시 체결을 하는 등의 고려가 필요하다.

- 변형의 증대

복합케이블 구조와 현수 바닥판에서 케이블 구조 등에 크리프가 발생하면 케이블 구조의 변형이 증대할 뿐 아니라 도입 인장력에 의해 제어되고 있던 휨재에 과대한 휨 응력이 발생할 가능성이 있다. 설계 시에는 필요에 따라 이것을 검토하여 케이블의 길이와 인장력의 관리 등에 관해 규정할 필요가 있다.

③ 피로

한편 이들 케이블 부재가 경계구조와 지지구조에 정착된 부분과 케이블 네트의 교점철물(중간 접합부) 등의 접합부에 관해서는 다음에 표시하는 진동에 의한 피로가 문제되는 경우가 있으므로 설계 시에는 유의할 필요가 있다.

- 케이블 부재의 정착부분에서 바람에 의한 진동으로 케이블재의 부착각의 변동량이 무시할 수 없을 정도인 경우, 변동에 동반하여 발생하는 접합부의 피로가 문제된다.
- 케이블 부재의 중간 접합부에서 바람에 의한 가스트 응답(강제진동)등의 국부적 진동이 발생할 가능성이 있는 경우, 접합부 형식에 따라서는 이 진동에 의한 휨 피로 등이 문제가 된다.

(6) 구조해석

(가) 케이블 부재의 해석상 가정

케이블 부재는 인장력에만 저항하는 선형 탄성부재로 가정하는데 그 사항은 다음과 같다.

- 케이블의 휨 강성은 무시한다.
- 신장강성에 대한 미소한 새그비의 영향은 무시한다.
- 변위에 따른 재하 상태 변화의 영향은 필요에 따라 고려한다.

(나) 구조모델

구조해석은 경계조건을 포함한 구조모델을 적절히 결정하여 수행한다.

① 케이블 부재의 모델화

케이블구조는 구조형상이 케이블 인장력 분포 및 하중, 지지조건 등에 의존하여 다른 평형형상으로 완성형상을 결정하므로 적절한 케이블 부재의 모델화가 필요하다. 이런 구조모델의 설정에서 가장 필요한 것은 케이블 구조의 기본형상 데이터이다. 구조형상이 보통 구조물과 특별히 다름없이 안정하며 케이블 부재에 인장력이 자연히 도입되는 경우에는 모델링을 보통의 구조에서 하는 것과 같이 한다.

② 모형실험의 권장

설계를 위한 하중모델과 구조모델은 이미 경험한 실물모델이 아니고 미경험의 추측모델이라는 점에 유의하여야 한다. 따라서 정밀한 해석을 하려고 노력하기보다 오히려 간단한 모델화에 의한 해석이 더 유용한 경우가 많다. 구조 시스템 전체의 역학특성의 파악에도 유효하므로 강력히 추천한다.

③ 풍하중에 대한 하중모델과 구조모델

풍력계수는 풍동실험으로 정한다. 물론 풍동실험에서 모형이 사용된다. 모형실험은 해석수법으로 인정되고 있다. 풍하중에는 구조물이 움직임에 따라 외력도 변하는 상관성이 있으며, 이 때문에 진동이 발생할 수 있다. 일방향 구속 현수교나 사장교에 비하면 건축 케이블 구조에서는 구속이 많아서 바람에 의한 불안정 현상의 발생은 적으나 바람의 동적 효과는 항상 염두에 두어야한다.

(다) 해석의 내용과 방법

해석의 내용과 방법 등은 구조형식, 구법, 시공법을 고려하여 실제 상황에 따라 설정한다. 케이블구조 해석의 특징은 다음에 기술한 바와 같다.

• 유한변위 문제와 비선형 해석방법을 고려해야 한다.

케이블을 포물선 형상의 연속체로 취급하는 고전적인 이론으로 보통 구조물에서 미소변위해석에 해당하는 탄성이론 및 평형방정식에 처짐의 영향을 고려하는 처짐각법 이론이 있다. 또 케이블을 구분된 부재로 취급하는 유한 변형이론도 있다. 검토하여야 할 항목에 따라 적절한 해석법을 선택하여야 하며, 항상 설계계산의 의미를 통합적으로 생각하는 사고의 유연성이 요구된다. 또한 하중모델과 구조모델 각각에 실제적인 상황을 반영하여야 한다.

• 조건에 따라 변하는 인장변곡 강성 또는 인장강성을 고려해야 한다.

케이블구조에서는 프리스트레스 도입이 구조의 안정화를 위해 필수적인 경우가 많다. 본래 불안정으로 분류되는 구조시스템도 케이블에 인장력을 도입하여 초기형상이 설정되고, 안정화된다. 케이블 인장력 방향으로 변화가 있으면 케이블이 차지하는 하중도 변한다. 그것은 원래의 케이블 인장력 방향에 수직, 즉 케이블의 축방향에 수직인 하중성분에 저항하는 것이다.

• 시공과정에서 목표로 하는 완성형상을 탐색하는 해석이 필요하다.

케이블구조의 부재 조립시 프리스트레스 도입순서에 따르고, 이 전 과정에서 구조의 안정과 응력수준의 안전을 확인하면서 시공오차의 흡수와 인장력 조정을 수행하여 목표로 하는 완성형상으로 유도할 필요가 있다.

(라) 초기형상 해석

구조물의 형상이 케이블의 인장력 분포와 깊은 관계가 있는 것은 초기 형상해석을 수행한다.

① 평형형상과 평형하중

케이블 구조에서는 대부분 프리스트레스 도입이 필수적이다. 이에 따르는 평형형상의 범위에서만 설계형상을 설정할 수 없기 때문에 구조설계가 형태설계에 직접 관여하게 된다. 형태제안이므로 건축가에게도 이해될 수 있는 형태로 많은 시행이 요망된다.

② 모형실험의 권장

케이블 네트 구조같이 곡면형상을 형성하는 경우에는 도면만으로는 상당히 형태파악이 곤란한 경우도 있다. 모형제작 실험은 상정한 형상의 가능성을 명확히 제시하고 건축가와 건축주의 이해를 얻는 수단으로서도 매우 중요하다. 초기형상 해석에 상당하는 모형실험은 그 감각을 통해 구조 특성의 파악을 포함하여 케이블 구조의 형식, 구법, 시공법에 관계되는 많은 지식을 얻을 수 있다.

(7) 접합부의 상세설계

(가) 케이블의 단말부

케이블의 단말부는 소켓정착, 압축정착 및 아이 압축정착을 표준으로 하여 케이블 인장력을 경계부 또는 접합된 케이블에 원활하고 확실히 전달될 수 있도록 한다.

(나) 케이블의 교차부

케이블의 교차부는 적절한 교점 철물을 사용하여 잡도록 하고, 교차부에서 생기는 힘이 케이블을 손상하지 않고 상호간의 힘 전달을 확실히 하도록 한다.

(다) 케이블의 굴곡부

케이블의 굴곡부는 휨, 압축에 의한 강도저하를 고려하여 적절한 곡률을 갖는 장치로 지지한다.

① 굴곡부의 곡률

일본 「도로교 시방서」에서는 케이블 및 행거의 곡률 반경에 따라서 다음과 같이 정하고 있다.

- 케이블의 절곡점에는 새들을 두어야 하며, 새들의 곡률 반경은 케이블 직경의 8배 이상으로 할 것
- 행거에는 곡선부를 설치하지 않는 것을 원칙으로 하고, 만일 설치할 경우에는 곡률 반경을 행거 직경의 5.5배 이상으로 할 것
- 스트랜드 슈의 반경은 와이어 직경의 50배 이상으로 할 것

② 새들 및 시브 재료

새들 및 시브의 재료는 일반적으로 형상이 복잡하고 주강을 사용하는 경우가 많지만 용도와 규모에 따라서 절삭, 용접구조를 사용하는 경우도 많다. 일반적으로 다음의 표와 같이 선택된다.

표 3.5.9 새들 재료

기호	규격번호	기호	가공법	용도
새들재	KS D 4101	SC 410~SC480	주조	대형으로서 형상이 복잡한 경우
	4108	SCW410~SCW550		제작수량이 많은 경우
	3752	SCMn 2		
	3752	S 25 C~S 45 C	절삭	형상이 단순한 경우

(라) 케이블의 정착부

정착부는 케이블 인장력을 원활하면서도 정확하게 지지구조에 전달할 수 있는 구조로 하고, 케이블의 변형에 대응할 수 있는 것으로 한다. 또 2차 응력이나 케이블의 가설·인장력 도입방법 등에 대해서도 고려한다.

(마) 마감재의 부착

케이블에 마감재를 부착하는 경우 부착 철물의 구조는 마감재에 가해지는 외력을 케이블에 원활하면서 정확하게 전달할 수 있는 것으로 한다. 또 마감재 및 부착 철물은 케이블의 변형에 지장 없이 붙일 수 있고, 케이블에 손상을 주지 않는 구조로 한다.

마감재로 요구되는 성능은 다음과 같다.

- 외력에 관하여 지붕에 가해지는 외력(풍하중, 적설하중 등)을 확실히 케이블에 전달할 수 있는 강도와 강성을 확보할 것
- 변형에 관하여 케이블의 변형에 유연하게 적응하는 구조일 것. 또는 마감재가 케이블을 손상시키지 않은 구조일 것

(바) 케이블의 방식 보호

케이블 및 접합부 상세 설계의 경우 방식법에 관해 검토하여야 한다. 또한 케이블이 손상 받을 가능성이 있는 경우에는 특별히 보호하여야 한다.

(사) 내화 피복

케이블 재료 및 접합부재 등이 직접 화재에 노출될 위험이 있는 경우에는 이들 재료에 대한 고온시의 특성을 고려한 내화피복을 하여야 한다.

(8) 지지구조

지지구조는 케이블의 인장력을 원활히 그리고 정확하게 처리할 수 있는 구조로 하고, 적절한 강도와 강성을 확보하여야 한다. 케이블 구조와 지지구조가 상호간에 미치는 영향에 대해서도 검토하여야 한다. 경계구조의 구성과 메커니즘에 따라 외주경계 지지형식과 내부경계 지지형식으로 크게 나눌 수 있다.

(가) 외주경계 지지형식

- 아치형식 : 경사진 1쌍의 평면 아치에 케이블을 정착하여 케이블로부터 전달받은 인장력을 아치의 축력으로 변환하여 전달하고 아치 각부(脚部)에서 수평성분과 연직성분으로 처리하는 형식
- 링형식 : 원형 램프를 가진 방사선 형상의 케이블 현수 지붕과 케이블 보강 공기막 구조에서 외주를 따라 링을 설치하여 케이블의 수평 인장력을 이 링의 압축력으로 변환하여 평형이 되도록 하는 방법
- 수평 보 형식 : 케이블의 인장력을 건물 양측의 수평 보까지 전달하여 처리하는 방식
- 케이블 경계 형식 : 내부 케이블로부터 전해오는 인장력을 경계 케이블의 인장력으로 처리하고 이것을 지반까지 전달하는 것
- 캔틸레버 형식 : 캔틸레버 형상으로 돌출된 기둥 꼭대기에 케이블 단을 설치하여 기둥의 휨 저항으로 케이블 인장력을 처리하는 형식
- 후면 지지 형식 : 케이블을 경계구조의 외측으로 연장하여 케이블의 인장력을 지반부근까지 끌어 각종 앵커와 조합하여 케이블 인장력의 수평 및 수직성분으로 처리하는 형식

(나) 내부경계 지지형식

- 밸런스 형식 : 건물 중앙에 킬 트러스를 사용한 내부경계 지지형식이다. 킬 좌우의 케이블 인장력의 수평성분이 서로 상쇄되는 것을 이용한 방법인데 하중분포에 따라서는 케이블 인장력이 상당히 변동하여 킬 부근에서 발생하는 불평형력의 처리가 문제가 된다. 킬에서 케이블 구조를 매달아 정점에서의 불평형력의 영향을 최소로 하려는 시도도 있다.
- 지주형식 : 지주로 케이블의 중간을 지지한다. 이 형식에서는 주두(柱頭)에서의 힘의 평형과 이동, 주각(柱脚)의 지지조건(강접, 핀접합), 지주의 레이아웃 등에 대해 충분히 고려하는 것이 중요하고 또 지주의 좌굴에 대한 검토도 하여야 한다.

2. 막구조 설계기법

(1) 정의

이 기준에서 사용하는 용어의 의의는 각각 다음에 정한 바에 따르며, 주요 기준은 「日本膜構造協會, '膜構造建築物技術基準'(同解說, 1987)」에 의한다.

(가) 골조막구조

철골조 기타 구조의 골조에 막재료를 부착함으로써 지붕 또는 외벽을 형성하는 구조방법을 말한다.

(나) 현수막구조

막재료를 주재료로 이용하며, 기본 형상을 매단구조로 한 구조방법을 말한다.

(다) 공기막구조

막재료를 이용하여 형성된 지붕 및 외벽의 옥내층 공간에 공기를 주입하여, 내부의 공기압력을 높이고 막재료를 인장상태로 하여, 하중 및 외력에 대해서 저항하는 구조방법을 말한다.

(라) 막재료 등의 부분

지붕 및 외벽이 막재료로 만들어진 부분 및 이것을 지지 또는 보강하기 위한 케이블, 로프, 스테인리스 강선, 부착금구류 기타 이들과 유사한 부분을 말한다.

(마) 막구조 부분

기타 부분과 바닥 또는 벽 혹은 문(불연재료로 만들거나 또는 피복된 것과 기타 이와 동등 이상의 방화성능을 지닌 것으로 제한)으로 구획된 건축물 부분(구획되어있지 않을 경우에는, 건축물)으로 막재료 등의 부분을 가진 것을 말한다.

(2) 적용범위

(가) 이 기준은 그 구조물에 골조막구조, 현수막구조 또는 공기막구조를 이용한 막구조 부분을 소유한 건축물에 적용한다.

(나) '가'에 관계없이 '중소규모 막구조 건축물 기술기준(일본막구조협회)'에 적합한 건축물에 대해서는 이 기준을 적용하지 않는다.

(3) 재 료

(가) 막재료는 다음 ①~③에 해당하는 막재료 중 하나를 사용하는 것으로 한다.

① 막재료 A종

유리섬유 직물에 4-불화 에틸렌 수지를 주성분으로 하는 수지(4-불화 에틸렌 수지의 함유율이 90% 이상인 것에 한함)를 코팅한 것으로 다음에 적합한 것

- 유리섬유 직물의 중량이 $150g/m^2$ 이상인 것
- 코팅재의 중량이 $400g/m^2$ 이상 $1100g/m^2$ 이하인 것
- 막재료 두께가 $0.5mm$ 이상인 것

② 막재료 B종

유리섬유 직물에 염화비닐수지, 클로로플렌고무, 클로로스르폰화 폴리에틸렌고무, 기타 이와 유사한 것을 코팅한 것(표면에 불소수지 필름을 붙인 것을 포함)으로 다음에 적합한 것

- 유리섬유 직물의 중량이 $150g/m^2$ 이상인 것
- 코팅재의 중량이 $400g/m^2$ 이상 $1100g/m^2$ 이하인 것
- 막재료의 두께가 $0.5mm$ 이상인 것
- 난연처리를 한 것일 것

③ 막재료 C종

폴리아미드계, 폴리아라미드계, 폴리에스테르계 또는 폴리비닐알코올계 섬유직물에 연화비닐 수지, 클로로플렌고무, 클로로스르폰화 폴리에틸렌고무 기타 이와 유사한 물질을 코팅한 것으로 다음에 적합한 것

- 합성섬유 직물의 중량이 $100g/m^2$ 이상일 것
- 코팅재의 중량이 $400g/m^2$ 이상 $1100g/m^2$ 이하인 것
- 막재료의 두께가 $0.5mm$ 이상인 것
- 일본공업규격 JIS A 1322(건축용 박물재의 난연성 시험방법)에 규정하는 방염 2급시험에 합격한 것이어야 할 것

(나) 막재료의 허용응력도의 기준강도에 대해서는 다음 ①에서 ⑥까지에 규정한 바에 따른다.

① 인장 기준강도는 $19.6kN/m(20kgf/cm)$ 이상으로 하고, 종사방향과 횡사방향의 해당 강도차가 종사방향(횡사방향의 해당 강도가 종사방향의 해당 강도보다 큰 경우에는 횡사방향) 강도의 20% 이내 이어야 한다.

② 인장강도를 구하는 강도시험(이하 인장시험)은 일본공업규격 JIS L 1096 (일반직물 시험방법) 가운데 스트립법(정속신장형 시험기를 이용하기로 함)에 관한 부분에 의하여 시행하고, 5개 이상의 공시체의 인장강도의 평균값을 막재료의 허용응력도의 기준강도 Fm으로 할 것

③ 인장시험 시의 파단 신율은 35% 이하로 할 것

④ 인열강도는 폭 $10mm$ 당, 막재료의 기준강도 Fm의 15% 이상 또한 동시에 $10kg$ 이상으로 한다.

⑤ 인열강도를 구하는 강도시험은 일본공업규격 JIS L 1096 중 트래입조이드법에 관한 부분에 의하여 실시한다.

⑥ ①에서 ⑤까지의 규정 외에, 막재료의 내구성, 내후성, 내수성 등에 관하여 실제 설계조건에 맞는 적정한 성능을 보유할 것을 시험에 의거 확인한다.

(다) 막재료에 접합부가 있는 경우에는 접합부의 강도 등은 다음의 ①에서 ③까지 정하는 바에 따른다.

① 접합부의 인장강도는 봉제접합부에서는 막재료의 기준강도 Fm의 70% 이상의 값으로 하며, 그 이외의 접합부에서는 막재료의 기준강도 Fm의 80% 이상의 값으로 한다.

② 60° C 항온상태로 유지한 경우 접합부의 인장강도는 막재료의 기준강도 Fm의 60% 이상의 값으로 한다.

③ 접합부의 인장강도 시험방법은 '나' ②에 준하여 시행한다.

(라) 막재료 부착부분의 허용응력의 기준강도 F_f는 부착부의 상황에 인장강도 시험을 하여 정한 인장강도로 한다.

(마) 막재료 이외의 구조내력상 주요한 부분에 사용되는 건축재료의 품질 및 강도는 일본 건축기준 시행령 제 3장에 규정하는 한편, 다음 ①에서 ③까지에 규정한 바에 따른다.

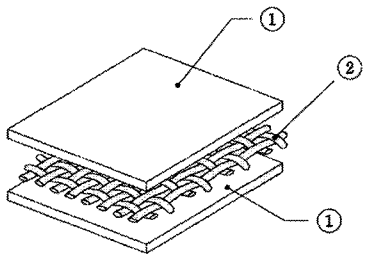
① 케이블은 일본공업규격 JIS G 3502 또는 JIS G 3506에서 규정한 선재를 이용하여 제조된 와이어 로프, 스트랜드 로프, 스파이럴 로프 혹은 로크드 코일 로프 또는 이와 동등 이상의 품질을 보유한 것으로 하고, 각각의 파단하중을 각각의 인장강도 F_c로 한다.

② 로프는 일본공업규격 JIS L 2701(마로프), JIS L 2702(면로프), JIS L 2703(비닐론로프), JIS L 2704(나일론로프), JIS L 2705(폴리에틸렌로프), JIS L 2706(폴리프로필렌 로프) 혹은 JIS L 2707(폴리에스테르 로프)에 규정된 것 또는 이들과 동등 이상의 품질을 보유하고 있는 것으로 각각의 파단하중을 각각의 인장강도 F_r로 한다.

③ 스테인리스 강선은 일본공업규격 JIS L 4309(스테인리스 강선)에 정한 SUS 304 또는 이와 동등 이상의 품질을 보유한 것으로 하며, 여기에 규정된 내력값을 허용 인장력의 기준강도 F_{sw}로 한다.

(4) 막재의 종류

(가) 막재의 구성



① 테프론(TEFLON), 실리콘(SILICON)
테드라(TEDLRA), PVC

② 폴리에스테르(POLYESTER)
유리섬유(FIBER GLASS)

그림 3.5.1 막재의 구성

(나) 막재의 생산과정

섬유 ⇒ 실 ⇒ 직포 ⇒ 코팅 ⇒ 토핑

(Fiber) (Yarn) (Weave) (Coating) (Topping)

(다) 막재의 종류

1) 유리섬유 + 테프론코팅 → 테프론 막재, PTFE 막재

*유리섬유 + 테프론코팅 + 산화티타늄 → 산화티탄 PTFE막재

2) 폴리에스터 + PVC 코팅 → PVC 막재

3) 유리섬유 + 실리콘 코팅 → 실리콘 막재<단종 막재>

4) 1), 2) + Topping (Tedlar) → PVF, 테드라 막재

5) 2) + Topping (Poly Vinyle Denefluoride) → PVDF막재

6) 2) + Topping :TIO2 → 산화티타늄 막재

7) 2) + PTFE → 피티에프이-피브이씨 막재

(라) 불소 코팅재의 종류 및 특성

표 3.5.10 불소 코팅재의 종류 및 특성

NO	명 칭	구 조	특 성	용 도
1	**PTFE** 폴리테트라 플루오르 에틸렌 (4불화 에틸렌수지)	$-(CF_2-CF_2)-_n$ $-(CF_2-CF_2)-_n$	불활성. 결합력이 가장 우세. 7B족 내열성, 내약품성 전기적특성(고주파) 자기윤활성 비접착성	Gasket (전기부품) tube / 전선피복 유리섬유등 (기밀성, 윤활성) 유리섬유, Graphite등의 물성보완 (내마모성등)
2	**FTFE** 테트라플루오르 에틸렌 헥사플루오르 프로필렌 (4불화에틸렌 6불화 프로필렌 수지)	$-(CF_2-CF_2)-_m$ $-(CF_2-CF)-_n$	PTFE에 비해 내열성 미비 PTFE와 기타특성 동일 연용융성 가능	전선피복 라이닝 Film
3	**ETFE** 테트라플루오르에틸렌 -에틸렌 (4불화 에틸렌 수지)	$-(CF_2-CF_2)-_m$ $-(CF_2-CF_2)-_n$	전기절연용 내방사선성 가공성 양호	전선피복제 컴퓨터 기파내선 원자로의 전선 cable
4	**PVDF** 폴리비닐리덴 플루오라이드 (불화 비닐리덴수지)	$-(CF_2-CF_2)-_n$	기계적강도 우수 내마모성 우수 Fluorin : 59% Carbon : 38% Hydrogen : 3%	밸브본체, 펌프의 성형품 라이닝 Computer용 전선 항공기용 전선 미사일의 피복전선 공업용 제어전선
5	**PVF** 폴리비닐 플루오라이드	$-(CFH-CF_2)-_n$	기계적 강도 우수	보통 Filmgudxo로 사용 금속, 목재, 플라스틱의 보강재 및 내,외장재
6	**PFA** 테트라플루오르 에틸렌 퍼플루오르알킬비닐 에텔 (4불화에틸렌 퍼플루오르 알콕시에틸렌 수지)	$-(CF_2-CF_2)-$ $-(CF_2-CF)-_n$	PTFE와 비슷한 물성 열용융성형가능	반도체 공업 (Wear Gasket) 라이닝 전선피복 Film
7	**PCTFE** 클로로 트리플루오르 에틸렌 (3불화염화 에틸렌수지)	$-(CF_2-CFCl)-_n$	기계적 강도우수 광학적 성질 우수 내마모성 우수 극저온의 치수안정성	고압용 Gasket 투명배관, Gauge LNG배관밸브의 Sealing 화학, 의학용 정밀기계의 포장필름
8	**ECTFE** 클로로 트리플루오르 에틸렌-에틸렌 (3불화염화에틸렌 -에틸렌수지)	$-(CF_2-CFCl)-_m$ $-(CF_2-CF_2)-_n$	기계적 강도 우수 용융가공성 우수	국내사용 없음. 프레남 Cable (미국)

(마) 막재의 성능비교

① 축 인장강도 비교

표 3.5.11 축 인장강도 비교

Yarn	Yarn (count/m)	Coating Material	Thickness (mm)	Breaking Stress(KN/M)	Breaking Strain
Glass fiber	990/730 (warp/fill)	PTFE	0.7	144/128 (warp/fill)	0.086/0.087 (warp/fill)
Polyester	600/620	PVC	0.8	101/90	0.24/0.33

② 가격 및 장단점 비교

표 3.5.12 가격 및 장단점 비교

	테프론 막재 (PTFE)	피브이씨 막재 (PVC, PVF, PVDF)	산화티탄 막재 (TIO2)	피티에프아-피브이씨(PTFE-PVC)
내구연한	20 ~ 30년(50년)	7 ~ 12년(20년)	15년 ~20년(30년)	15 ~20년(30년)
장 점	-내구성능이 좋다. -신율 성능이 좋다. -불활성이다. -자정능력이 좋다. -외부환경요소(빛, 열, 오염등)에 관한 저항력이 좋다. -불연성능이 뛰어나다.	- 색상이 다양하다. - 가격이 저렴하다. - 연성능력이 좋다. - 제작하기 쉽다. * PVDF는 가공이 PVC에 비해 어렵다.	-광촉매작용에 의한 오염유기물의 분해 -환경 요소에 대한 저항력이 우수하다 -자정력이 소모되지 않아 깨끗함을 유지	-색상의 다양한 연출 -연성능력이 좋다. -자가세정 능력이 뛰어나다 -외부 환경에 강한 저항력을 갖고 있다 -성능에 비해 가격 저렴
단 점	-흰색만 가능하다. -가격이 비싸다. -설계, 제작기술이 어렵다.	- 신율이 크다. - 외부환경 요인에 의해 색상이 변색된다.(토핑에 의해 지연시킬수 있다.) - 불연성능이 떨어진다.	-빛이 없는 곳에서는 성능을 발휘하지 못한다. -코팅기술이 어렵다	-가장 최근 개발된 막재로 실적이 적다.

③ PTFE 막재의 성능비교

표 3.5.13 PTFE 막재의 성능비교

항 목			단 위	관련시험법	시험조건	FGT-800 (SKY TOP)	FGT-600 (SKY TOP)
막재료의 성능	단위중량		g/㎡	JIS-K-6328 ASTM D 4851	6.3.4.B 법	1330	973
	두께		㎜	JIS-K-6328 ASTM D 4851	-	0.76	0.61
	내수성		㎜H2O	JIS-L-1096	5.1.1.A법(a)정수압법	14000	3500
	내한성		-	JIS-M-7102	7.1.5내한성시험 (-35℃)	이상없음	이상없음
	인장강도 (건식)	위사	kgf/3cm	JIS-K-6328 ASTM D 4851	6.12.1(1)A 법 (스트립법)	392	377
		경사				478	445
	신장율	위사	%	JIS-K-6328	6.12.1(1)A 법 (스트립법)	13	12.8
		경사				7	6.2
	인열강도	위사	kgf	JIS-K-1096 ASTM D 4851	1.15.4C 법 (트라페조이트법)	40.2	30.9
		경사				40.6	33.5
	내크립성	위사	kgf/3cm	JIS-K-6859	21℃,1/4,24hr	9.68	7.54
		경사				3.5	2.56
	유연성	위사	kgf/3cm	JIS-K-5400	6.16.내굴곡성	397	390
		경사				497	433
	내후성	위사	kgf/3cm	JIS-A-1415	1000hr	349	344
		경사				422	395
	고온 인장강도	위사	kgf/3cm	JIS-K-6328 ASTM D 4851	60℃	375	377
		경사				461	416
	인장강도 (흡식)	위사	kgf/3cm	JIS-K-6328 ASTM D 4851	72hr	395	369
		경사				497	408

(5) 규모제한

막구조부분 각 층의 수평투영면적의 합계는 그 구조방법의 구분에 따라 각각 다음 표에 게재한 수치 이하로 한다.

표 3.5.14 막구조 구조제한

막구조부분에 이용하는 구조방법	막구조부분 각 층의 수평투영 면적의 합계의 상한(단위: m^2)
(1) 골조막 구조에 인접하는 골조의 지점간 거리가 4m 이하일 것	3000
(2) 골조막 구조((1)에 게재한 것 제외) 현수막 구조 또는 공기막 구조	4000

중소규모 막의 경우 막구조부분 각층의 수평투영면적의 합계는 $500m^2$ 이하로 한다.

(6) 구조제한 및 일반구조

(가) 구조내력상 주요한 부분에 이용되는 막재료에는 항상 인장응력이 작용하도록 한다.(보수, 점검 등 부득이 한 경우는 제외) 단, 가동부분의 막재료에 대해서는 이 범위에 들지 않는다.

(나) (가)의 인장응력이 손실될 우려가 있는 경우에는 재차 인장응력을 가할 수 있도록 한다. 단, 가동부분의 막재료에 대해서는 이 범위에 들지 않는다.

(다) 막재료 등의 부분은 빗물이 고이지 않는 형상으로 한다.

(라) 골조막 구조 또는 현수막 구조는 다음의 ① 및 ②에 정한 구조로 하기로 한다.

① 막재료 파손에 의하여 지주 등이 도괴되지 않는 구조로 할 것

② 막재료 부분의 일부 또는 전부가 가동식인 경우에는 가동 부분이 탈락되지 않는 구조로 하여야 한다.

(마) 공기막 구조는 내압을 유지함으로서 팽창상태를 유지하도록 한다. 단, 보수, 점검 등으로 내압을 강화시켜도 막재료가 파손될 위험이 없는 경우에는 이 범위에 들지 않는다.

(바) 막재료를 케이블 등을 이용하여 보강할 경우에는 막재료의 존재응력이 원활하게 케이블 등으로 전달되도록 하여야 한다.

(사) 기초는 철근 콘크리트조 또는 무근 콘크리트조로 한다.

(아) 막재료와 기타 부재가 접하는 부분, 응력 집중이 예상되는 부분, 개구부 주변 등에는 필요에 따라 막재료의 파손, 마찰력 등에 대해서 보강을 하도록 한다.

(자) 막재료와 기타 부재의 접합부는 존재응력을 동일하게 전달할 수 있도록 하거나 보강 등을 하여 급격한 내력의 저하를 막을 수 있는 조치를 취한다.

(차) 막재료 이외의 부분은 막재료 부분의 구조방법, 가구형식 등의 상황에 따라 막재료 부분에서 막재료 부분 이외의 부분으로 응력이 전달되도록 구조내력상 안전한 것으로 한다.

(7) 구조계산

(가) 막재료 부분의 구조계산 원칙

- 구조내력상 주요한 막재료 부분은 다음의 ①에서 ③까지에 정한 바에 의거 구조계산을 함으로써 구조내력상의 안전성을 확인하도록 한다. 단, 연면적이 $200m^2$ 이하인 단층건물에서 막구조 부분의 구조방법에 골조막 구조에 인접하는 골조의 지점간 거리가 $4m$ 이하의 것을 이용하는 것은 이 범위에 들지 않는다.

① (나)에 규정한 하중 및 외력에 의하여 막재료 등의 부분의 단면에 생기는 응력을 계산한다.

② 위의 막재료 부분의 단면에 생기는 장기 및 단기의 각응력도를 다음 표에 게재한 조합에 의거 계산한다.

표 3.5.15 단면에 생기는 각각의 응력도

구조종별	응력의 종류	상정하는 상태	일반적인 경우	다설구역인 경우
골조막 구조 현수막 구조	장기응력	상시	$D+L+T_i$	$D+L+T_i$ $D+L+S+T_i$
	단기응력	적설시	$D+L+S+T_i$	$D+L+S+T_i$
		폭풍시	$D+L+W+T_i$	$D+L+W+T_i$ $D+L+S+W+T_i$
		지진시	$D+L+E+T_i$	$D+L+S+E+T_i$
공기막 구조	장기응력	상시	$D+L+S+P_i$	$D+L+P_i$ $D+L+S+P_i$
	단기응력	적설시	$D+L+S+P_i$	$D+L+S+P_i$
		폭풍시	$D+L+W+P_i$	$D+L+W+P_i$ $D+L+S+W+P_i$
		지진시	$D+L+E+P_i$	$D+L+S+E+P_i$

D : 고정하중에 의한 응력, L : 활하중에 의한 응력, S : 적설하중에 의한 응력, W : 풍압력에 의한 응력, E : 지진력에 의한 응력, T_i : 초기장력, P_i : 내압에 의한 응력

③ 위의 규정에 의거 계산한 장기 및 단기의 각 응력도가 각각 (다)에 규정한 장기의 응력 또는 단기의 응력에 대한 각 허용응력도를 초과하지 않도록 확인한다.

• 공기막 구조에 대해서는 팽창상태 및 수축상태의 각각의 경우에 대하여 구조계산을 하여 구조내력상 안전성을 확인하도록 한다.

(나) 하중 및 외력

① 이 기준의 적용을 받는 건축물에 작용하는 하중 및 외력에는 다음 (1)에서 (7)까지에 게재한 것을 채용하도록 한다.

(1) 고정하중(D)
(2) 활하중(L)
(3) 적설하중(S)
(4) 풍압력(W)
(5) 지진력(E)
(6) 초기장력(Ti) - 골조막 구조 또는 현수막 구조
(7) 내압(Pi) - 공기막 구조

② ①에 제시한 것 외에 건축물의 상황에 따라서 수압, 진동 및 충격에 의한 외력을 채용하도록 한다.

③ 막재료 부분의 고정하중 및 활하중은 각각 해당 막재료 부분의 상황에 따라서 계산하도록 하며, 막재료 부분의 고정하중 및 활하중은 각각 2000년 건축물 하중기준에 정한 바에 따르기로 한다.

④ 막지붕 부분의 고정하중이 해당부분의 적설하중의 1/3 이하의 경우에는 해당 적설하중을 1.1배한 수치를 적설하중으로 하도록 한다.

⑤ 공기막 구조의 내압은 다음과 같이 설정하기로 한다.

-상시 : $20kgf/m^2$ 이상으로 한다.

-적설시 : $(S+20)kgf/m^2$을 초과 $120kgf/m^2$ 이하로 한다.(S는 적설하중)

-강풍시 : 상시 내압으로 한다.

-폭풍시 : 아래표에 나타낸 값 이상으로 한다.

-지진시 : 상시내압으로 한다.

표 3.5.16 공기막구조의 내압

	H/W	내압(kgf/m^2)		H/W	내압(kgf/m^2)
구형	0.75	≥ q	실린더형	0.75	≥ 0.8q
	0.5	≥ 0.7q		0.5	≥ 0.6q
	0.375이하	≥ 0.6q		0.375이하	≥ 0.5q

이 표에서 H는 지반면으로부터의 높이(m)를, W는 건축물의 최대폭(m)을, q는 규정된 속도압을 나타낸다.

(다) 허용응력도

① 막재료 면내 각방향에 대한 인장 허용응력도는 다음표의 수치에 따른다.

표 3.5.17 인장 허용응력도

장기응력에 대한 허용응력도	단기응력에 대한 허용응력도
$F_m/8$	장기응력에 대한 허용응력도의 수치의 2배로 한다.

이 표에서 F_m은 기준강도를 나타낸다.

막재료의 접합은 봉제로 한 경우에는 상기 값에 0.9를 곱하여 얻을 수 있는 값으로 한다.

② '①'에서 보강부분 등에서 막재료를 서로 겹치어 이용하는 부분의 강도 F_m'는 다음식에 의하여 산출하여 F_m으로 대체하기로 한다.

$$F_m' = 0.9^{(n-2)} \times n \times F_m$$

여기서, n은 막재료의 합계 매수이다.

막재료의 부착부의 인장 허용응력은 다음표의 수치에 의한다.

표 3.5.18 막재료의 부착부 인장 허용응력

장기 응력에 대한 허용응력	단기응력에 대한 허용응력
$F_f/6$	$F_f/3$

이 표에서 F_f는 부축부의 인장강도를 표시한다.

③ 케이블, 로프 및 스테인리스 강선의 허용인장력은 다음표의 수치를 따르기로 한다.

표 3.5.19 강선의 허용인장력

재료		장기응력에 대한 허용인장력	단기응력에 대한 허용인장력
①	케이블	F_c / 3	F_c / 2.2
②	로프	F_r / 6	F_r / 4
③	스테인리스 강선	F_{sw} / 1.88	F_{sw} / 1.25

이 표에서 F_c, F_r 및 F_{sw}는 인장강도 및 기준강도를 나타낸다.

(라) 막재료 등의 부분 이외의 건축물 부분

막재료 등의 부분 이외의 건축물 부문(연면적이 $200m^2$ 이하의 단층 건축물로, 막구조 부분의 구조방법에서 골조막 구조에서 인접하는 골조의 지점간 거리가 4 m 이하의 것을 이용하는 것의 부분을 제외)에 대해서는 KBC2008 구조계산에 의해서 안전성을 확인하도록 한다.

(8) 방화 및 피난

막구조 부분의 구조 방법에 공기막 구조를 이용할 경우에는 해당 건축물은 다음의 (가)부터 (라)까지에 정한 바에 따른다.

(가) 막구조 부분으로부터 지상 또는 직접 직통계단으로 연결하는 복도, 홀 등의 부분(기타부분(해당 막구조 부분제외)과 내화구조의 바닥 혹은 벽 또는 상시 폐쇄식 방화문인 갑종 방화문 혹은 을종 방화문 혹은 기타 갑종 방화문 혹은 을종 방화문으로 령 제112조 1호, 제2호 및 제4호에 정한 구조의 것으로 구획되어 있는 것에 한함)으로 통하는 2개 이상의 출구를 설치하고 또한 동시에 해당 막구조 부분의 각 부분으로부터 그 하나에 이르는 보행거리가 30cm이하가 되도록 할 것

(나) 막재료 등의 부분이 강하한 경우에 바닥면으로부터 해당 부분의 아랫면까지의 높이가 2.5m이하가 되는 것에서는 막구조 부분에서의 비상구의 폭의 합계는 해당 막구조 부분의 각층에서 수평투영 면적 100m^2 당 60cm 비율로 계산한 수치이상으로 한다.

(다) 막구조 부분으로 부터의 출구로 접근하는 부분에는 막재료 등의 부분이 바닥면으로부터의 높이가 3m 이하 위치까지 강하하지 말 것

(라) 피난 중에 막재료 등의 부분의 강화를 조장할 우려가 있는 것 또는 해당 부분의 강하에 의하여 피난에 지장을 초래할 우려가 있는 것을 해당 부분에 장착하지 말 것

3. 대공간 구조시스템의 풍거동 해석 데이터 분석 결과

(1) 풍해석 개요

대공간구조물의 경우 해당면적이 넓고 상대적으로 경량의 막구조나 케이블 구조로 되어있는 경우가 많기 때문에 바람의 영향을 지배적으로 많이 받는다. 따라서 바람의 방향 및 세기에 따라 구조물에 미치는 영향을 평가하여 적절한 대처가 마련되어야한다. 이때 바람에 의한 구조물의 응답을 알 수 있는 방법에는 크게 두 가지가 있는데 하나는 풍동실험이고 다른 하나는 시뮬레이션을 통한 풍해석이다.

이 중 풍해석으로 건축물에 작용하는 바람의 영향을 평가하는 항목은 다음과 같다.

- 구조골조 설계용 풍압분석
- 외장재 설계용 풍압분석
- 풍환경 해석 및 평가
- 사용성 및 안전성 분석과 평가

(2) 해석 시뮬레이션

(가) 시뮬레이션 절차

대상건축물의 평면도 및 입면도를 참고하여 CAD 시스템에서 전산유체역학(CFD) 해석모델을 완성하고, 이를 수치 시뮬레이션을 위해 사용하는 범용 소프트웨어로 불러들여 격자(mesh)를 생성한 후 풍거동 시뮬레이션을 수행한다. 이 결과를 토대로 풍환경 영향 평가 및 안전성을 검토하고 최종적으로 풍하중 및 풍환경 영향평가보고서를 작성한다.

그림 3.5.2에 시뮬레이션 수행절차를 도식화하여 나타내었고, 각 단계별 주요 수행내용을 기술하였다.

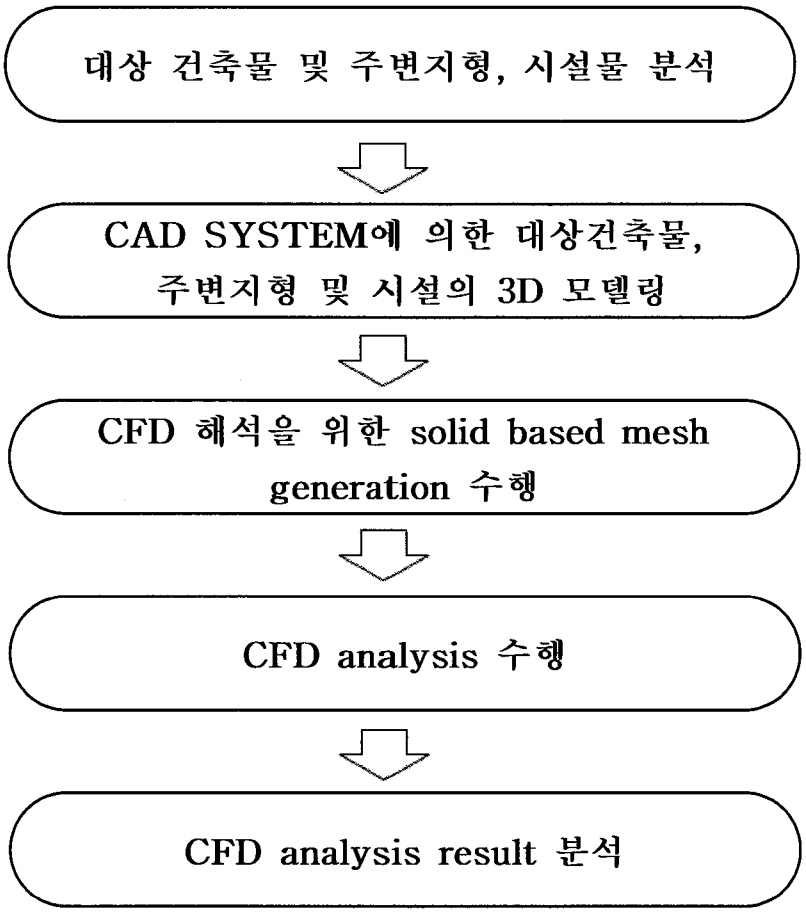


그림 3.5.2 풍해석 시뮬레이션 수행절차

(나) 주변지형 및 주변시설 분석

위성사진, 항공사진, 지도, 지적도, 현장답사 등을 통하여 주변지형, 시설물을 분석한다.

(다) CAD 시스템에 의한 대상 건축물, 주변지형 및 시설의 3D 모델링

상용 소프트웨어 AUTOCAD, SOLIDWORKS, ANSYS ICEM, SOLIDEDGE 등의 CAD프로그램을 이용하여 대상 모델링을 실시한다.

(라) CFD 해석을 위한 solid based mesh generation 수행

STAR-CD, ANSYS-ICEM, CATIA, PATRAN, ADINA 등의 mesh generation program 이용하여 격자를 자동으로 생성하고 해석 input data의 기반을 만든다. 여기에서 격자의 효율적인 배치에 따라서 해석의 효율성이 결정되므로 경험적 지식과 시행착오를 통하여 가장 적절한 격자를 생성한다.

(마) CFD 해석 수행

STAR-CD, ADINA, ANSYS-CFX, FLUENT 등의 CFD Solver를 이용한 해석을 수행한다.

(바) CFD 해석 결과 분석

CFD해석을 수행하여 구조물의 풍응답(속도,압력)을 계산한다. 이 계산결과를 건축물 하중기준의 풍하중값과 비교 검토하여 구조물의 안전성 및 사용성을 검토한다.

(3) 전산유체역학 해석법을 적용한 사례

(가) 진주종합경기장

① 연구수행범위 및 평가항목

시간적 공간적으로 변하는 풍하중의 특성으로 인하여 건축물은 풍방향진동, 풍직각방향진동, 비틀림진동, 와류진동, 공기력 불안정진동을 일으키는 경우가 있다. 특히, 형상비가 큰 초고층건축물이나 스팬의 길이가 긴 대공간구조물 등에서는 이러한 진동의 영향이 더욱 커지게 된다. 현재 풍방향진동을 제외한 다른 진동에 대해서는 이론적으로 예시하기 어렵고, 초고층 건축물의 경우 아직 자료가 부족하기 때문에 강풍의 진동으로 동적영향이 우려되는 건축물에 대해서는 적절한 해석 방법에 의해 풍하중을 산정하여야 한다. 풍방향 진동에 대해서는 가스트 영향계수로 하중기준에 반영하고 있다.

• 연구수행범위

- CFD해석을 위한 구조물, 주변시설, 지형의 모델링
- 풍거동 시뮬레이션 수행 : 전산유체역학(CFD)
- 풍압/풍환경 영향평가 및 안전성 검토
- 풍환경 영향 평가보고서 작성

• 평가항목

- 풍압 분석 및 평가

  풍향 및 풍속의 변화에 따른 각 동에 미치는 풍압의 크기 및 분포특성을 분석한다.
- 풍환경 분석 및 평가

  풍향, 풍압, 풍력에 대한 분석을 통하여, 각 동의 풍거동특성을 분석하고, 전체 단지 내의 풍환경 영향을 평가한다.

② 대상건축물

본 연구의 대상은 종합운동장의 스탠드의 지붕구조물이다. 지붕구조물은 전체적으로 3차원 유연한 곡면구조로 이루어졌다. 지붕구조시스템은 철골트러스구조이며, 지붕재는 판넬시스템을 적용하였다.

- 조감도

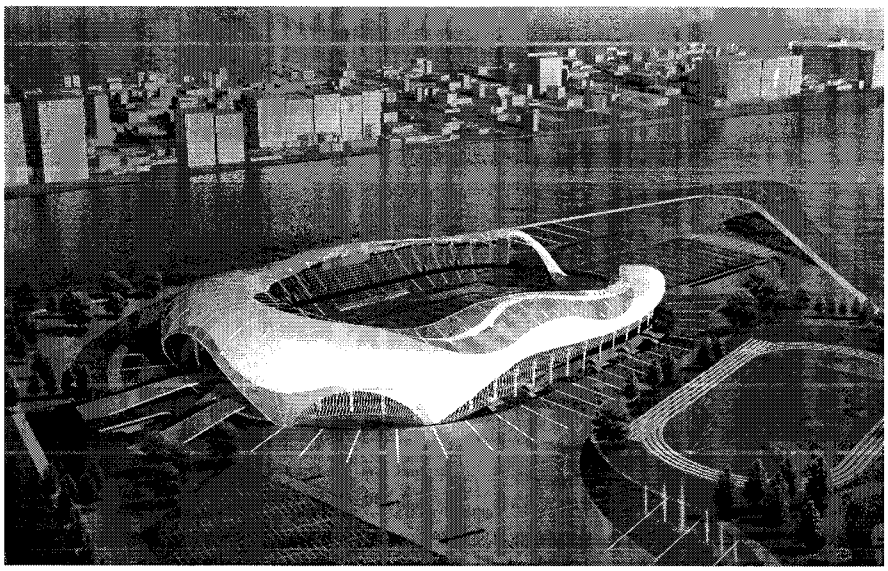


그림 3.5.3 진주종합경기장의 조감도

- 설계개요

표 3.5.20 설계개요

대지현황	사업명	JJ-project 건립공사(진주종합경기장)
	대지위치	경남 진주시 문산읍 소문리 2188번지
	용도	문화 및 집회시설
건설규모	건축규모	주경기장 4만1천m^2
	구조형식	지붕 : 철골-판넬시스템 하부관람석 : PC 철근콘크리트구조
	최고높이	지붕 최고높이 : 35 m
풍하중	기본풍속	25m/s
	노풍도	C
	중요도계수	1.0

- 입면도 및 평면도

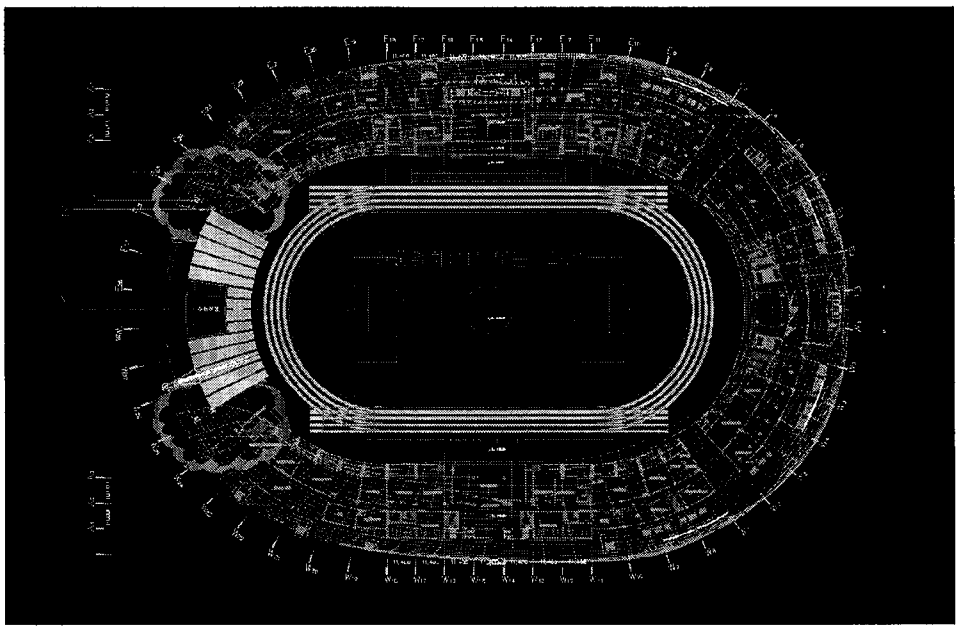


그림 3.5.4 입면도 및 평면도

- 설계풍속

• 주변지형

본 연구대상 건축물의 계획부지는 경상남도 진주시 문산읍 소문리 일대로 그림 3.5.3에서와 같이 진주시내와 면한 남강변에 위치해 있다. 대상부지의 서쪽으로 남강이 흐르고 있고, 진주시 중심지역이 위치해 있다. 대상 부지의 남쪽과 동쪽에는 산지가 분포해 있다. 전체적으로 대상부지는 산지에 둘러싸인 분지형태의 지역으로 기상청 관측자료에 의하면 100년 주기 기본풍속이 국내에서 가장 낮은 지역에 속한다.

• 기본풍속

본 적용대상 건축물에 작용하는 기본풍속은 건설교통부에서 제정하고, 대한건축학회에서 발간한 '건축물하중기준 및 해설'에 근거하여 진주시의 기본풍속인 $25m/s$로 설정하였으며, 입력되는 풍속의 수직분포는 일정하다고 가정하였다.

건축물에 대한 최대풍속은 원칙적으로 그 지방의 풍속에 관한 과거의 기록에 기초하여 통계적으로 구해야 하지만, 정확한 풍속은 지리적인 위치와 고도에 따라 달라지므로 일반적으로 설계규정에 주어진 풍속대 지도로부터 구한다. 이러한 풍속도는 각 지역 기상대의 풍속기록에 근거를 두고 통계적으로 유도한 통상 100년 재현기간의 지상 특정고도에서의 최대풍속을 나타내고 있다.

• 설계풍속

설계풍속은 기본풍속, 풍속의 고도분포계수, 지형에 의한 풍속할증계수, 중요도계수를 고려하여 다음과 같이 산정된다.

$$V_z = V_0 \cdot K_{zr} \cdot K_{zt} \cdot I_w$$

$$= 25\,\mathrm{m/s} \cdot 0.71(35\,\mathrm{m})^{0.15} \cdot 1.0 \cdot 1.0$$

$$= 30.25 \simeq 30\,\mathrm{m/s}$$

여기서, V_0 : 기본풍속 $(30\ m/s)$

K_{zr} : 풍속의 고도분포계수

K_{zt} : 지형에 의한 풍속할증계수

I_w : 건축물의 중요도계수

바람은 공기의 기압차에 의한 이동으로, 운동에너지를 가지고 이동 중인 공기의 입자가 지상에 솟은 장애물인 건물과 부딪치면 그 운동에너지를 직접 건물에 전하면서 밀어내거나 또는 건물 주위에 복잡한 소용돌이를 형성하면서 흡입하는 힘을 발휘하게 되며, 이런 구조물에 작용하는 바람에 의한 수평력을 풍하중이라고 한다.

풍하중은 구조골조용, 지붕골조용 및 외장재용 풍하중으로 구분되며, 이 중 건물의 구조안전성에 가장 크게 관련된 것은 구조골조용 풍하중이다. 구조골조용 풍하중은 유효 수압면적에 작용하는 구조골조용 설계풍속이다.

③ 풍하중 및 풍환경 시뮬레이션

- 적용 바람의 방향

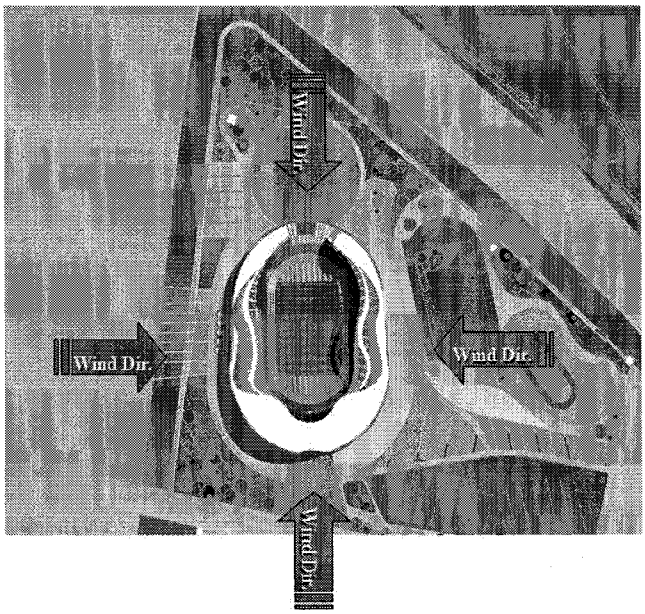


그림 3.5.5 적용 바람의 방향

- 모델링

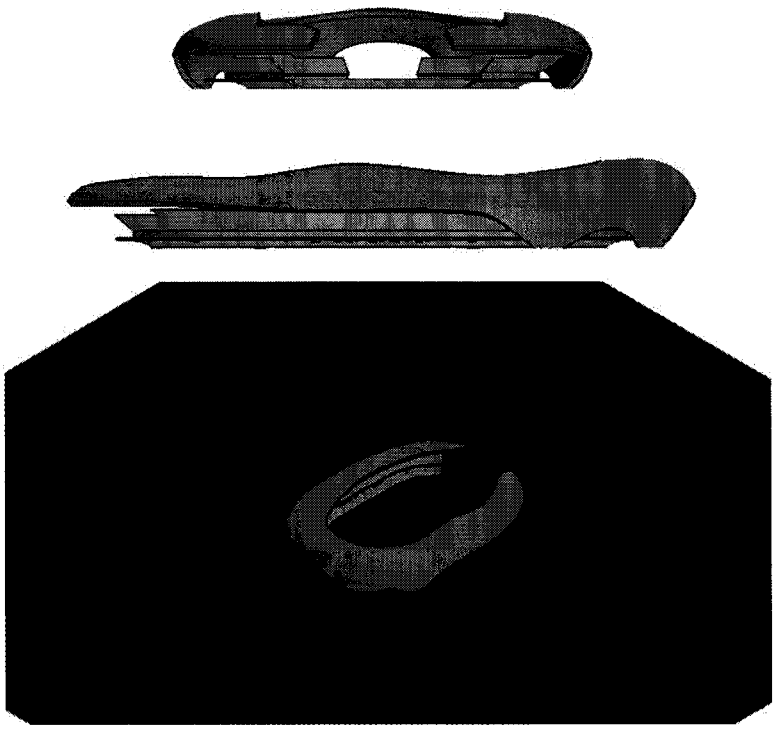


그림 3.5.6 모델링

- 격자 형성

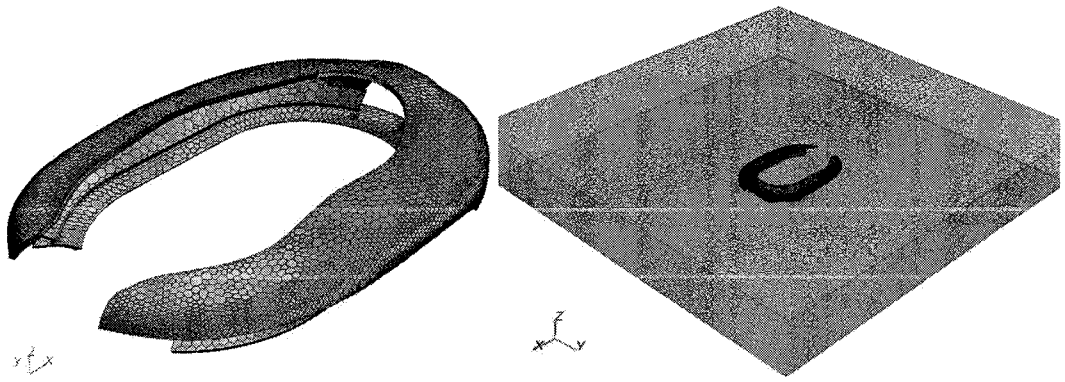


그림 3.5.7 격자 형성

- 풍방향에 따른 흐름

• 북풍

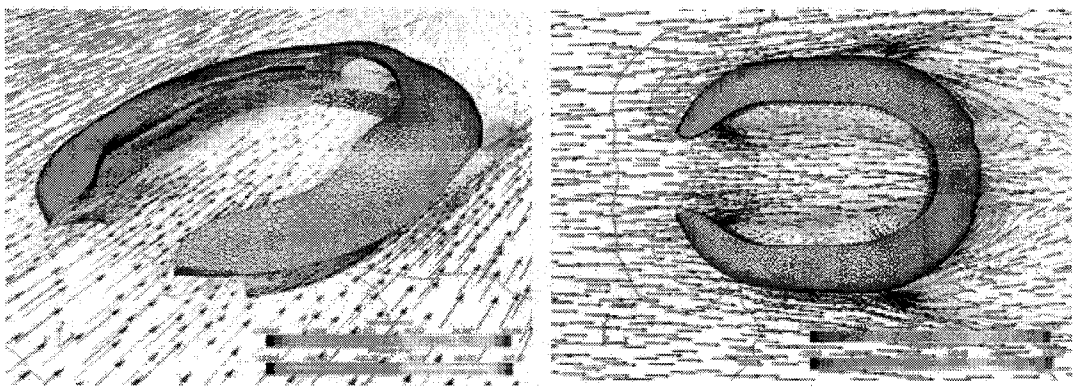


그림 3.5.8 풍방향에 따른 바람의 흐름 (북풍)

• 남풍

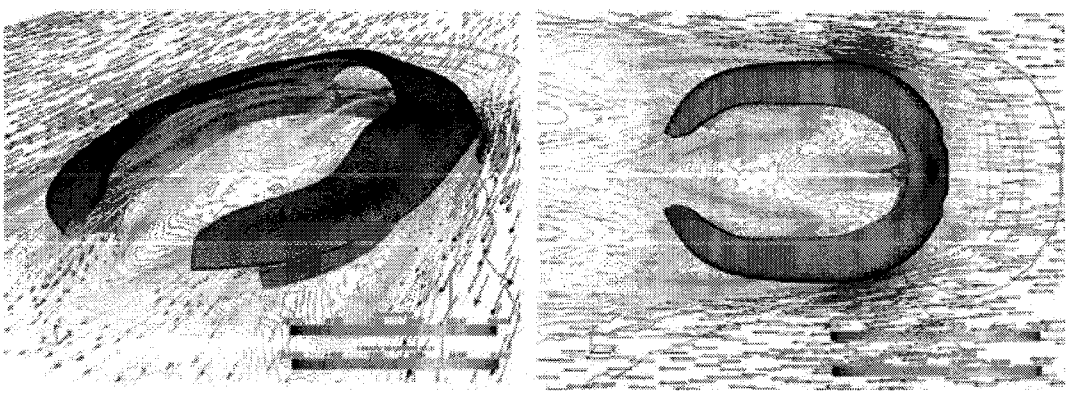


그림 3.5.9 풍방향에 따른 바람의 흐름 (남풍)

- 스트림라인

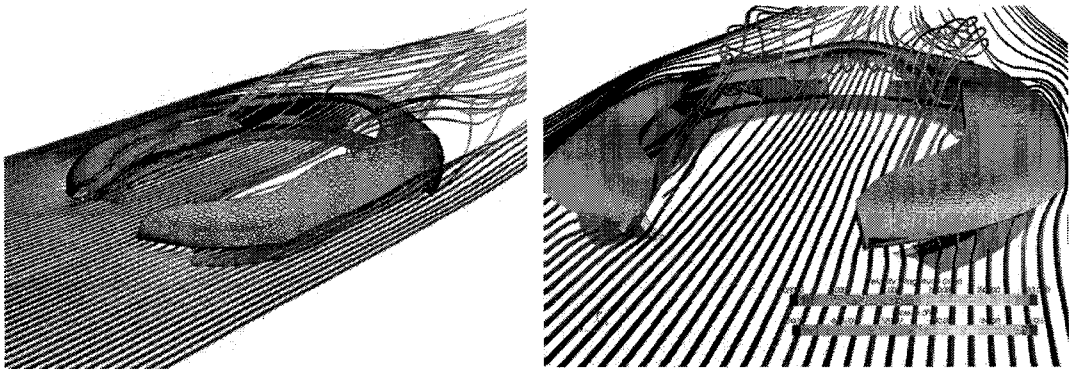


그림 3.5.10 스트림라인

- 풍압 및 풍압계수

표 3.5.21 각 풍향별 최대 풍압 및 풍압계수

풍향	정압 (N/m^2)	정압계수	부압 (N/m^2)	부압계수
East	430	0.78	-640	-1.16
South	610	1.1	-450	-0.81
West	420	0.76	-630	-1.14
North	1,060	1.9	-1,050	1.9

표 3.5.22 최대정압, 부압

정 압			부 압			비고
최대정압 (N/m^2)	최대 정압계수	풍향	최대부압 (N/m^2)	최대 부압계수	풍향	
1,060	1.9	North	-1,050	-1.9	North	

④ 결론

본 내용은 경남 진주시 문산읍 소문리 일대는 건설될 예정인 진주종합경기장에 대한 풍하중에 대한 풍환경 영향평가를 수행한 결과물이며, 그 결과에 대한 분석 및 평가를 요약하면 아래와 같다.

풍하중 및 풍환경에 대한 영향 인자로는 다음과 같다.

- 주변 건물 및 주변 지형에 의한 영향
- 대상 건축물 평면 형상, 입면 형상 및 높이에 의한 영향
- 단지 배치 형태에 의한 영향

이들의 영향을 고려한 결과에 대하여 항목별로 평가하면, 아래와 같다.

수치 시뮬레이션에 의한 풍하중 영향 평가는 주변지형, 주변건물, 평면형상, 입면형상, 높이, 단지배치 등 풍속 및 풍거동에 영향을 미칠 수 있는 많은 요소들을 대용량 컴퓨터 및 뛰어난 계산 성능의 소프트웨어로 모델링 및 계산할 수 있다.

계산 결과 충분한 정도의 상세한 모델링 및 계산 과정이 수반된다면 매우 정확한 정성적, 정량적 풍하중 영향 평가를 할 수 있다.

풍압분석결과에 의하면 최대 정압 및 정압계수는 North 풍향에 의해서 $1{,}060N/m^2$, 1.9로 계산되었으며, 최대 부압 및 부압계수는 North 풍향에 의해서 $-1{,}050N/m^2$, -1.9로 계산되었다. 외장재 설계 시에는 위 정압, 부압에 대해 검토해야 할 것으로 사료된다.

풍향별 풍압분포특성을 분석하면, 바람 방향에 따라 대상건축물에 작용하는 풍압특성이 다르게 나타났다. 이는 대상건축물의 형태적 특징이 기인한 것으로 사료된다. 이중 형태적으로 대칭인 것을 감안하여 대칭방향인 동-서방향에 대해서는 형태적으로 바람에 대해서 비교적 안전한 것으로 나타났다. 이는 동-서방향 풍향에 대해서 대상건축물에 작용하는 풍압계수가 최대 -1,16으로 나타났기 때문이다. 또한 태풍 등 강한바람의 주방향인 남쪽방향으로 곡면의 지붕구조물 형태를 적용하였기 때문에 남쪽 방향에 대해서 형태적으로 바람에 대해 비교적 안전한 것으로 나타났다. 단 북풍에 대해서는 강한 바람이 작용할 확률은 적지만, 형태적인 이유 때문에 바람에 대한 구조적 안전성을 검토해야 할 것으로 사료된다.

(나) 판교 알파돔시티

① 대상건축물

- 공 사 명 : 판교상업지구내 상업시설 및 주상복합시설 신축공사
- 위　　치 : 경기도 성남시 분당구 판교동 일대
- 용　　도 : 엔터테인먼트 상업몰

본 프로젝트의 대상구조물인 알파돔 시티는 연면적 121만6천m^2규모의 국내 최고의 엔터테인먼트 상업몰로 개발되어, 백화점, 할인점, 쇼핑센터, 호텔, 갤러리, 주상복합아파트 등 시설이 들어설 예정이다.

알파돔 시티는 기존 분당신도시와 차별화되고 단기간 주변을 흡수할 수 있는 중심상권으로 자리잡기 위해 강한 이미지를 소비자에게 각인시킬 수 있도록 독창적이고 예술적인 디자인을 적용한 것이 특징이다.

돔이 씌워지는 지붕 안에는 사람의 보행이 가능해 지상공간을 통하지 않고 다른 블록이나 건물로 이동할 수 있도록 했다. 이곳에는 문화전시시설을 배치해 통행의 즐거움을 줄 수 있도록 스카이 갤러리(sky-gallery)를 설치할 계획이다.

- 조감 모형

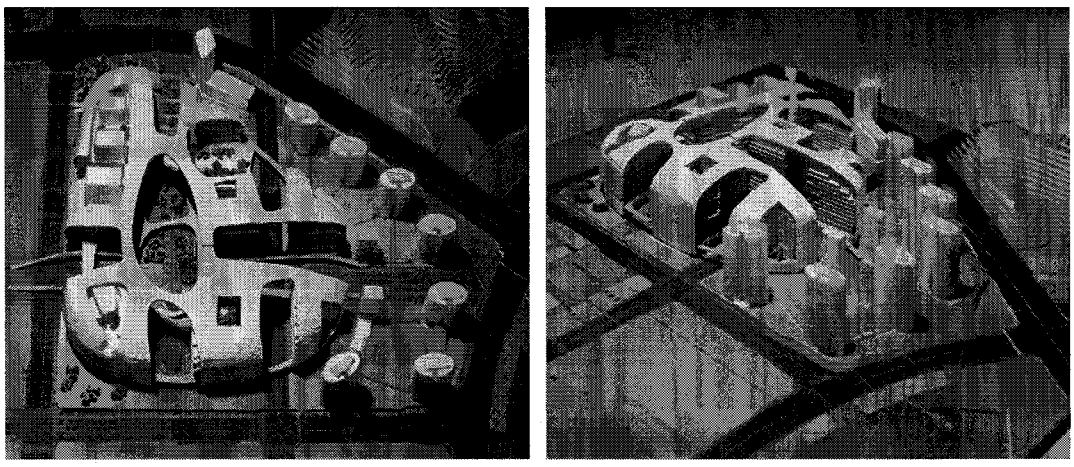


그림 3.5.11 알파돔 시티 모형

② 풍하중 및 풍환경 시뮬레이션

- 모델링

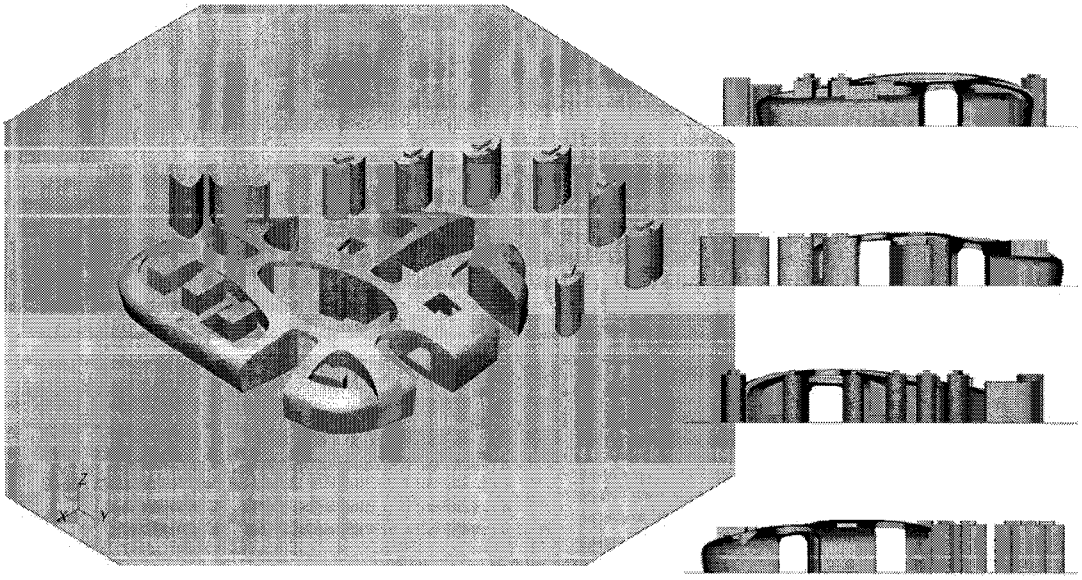


그림 3.5.12 모델링

- 격자형성

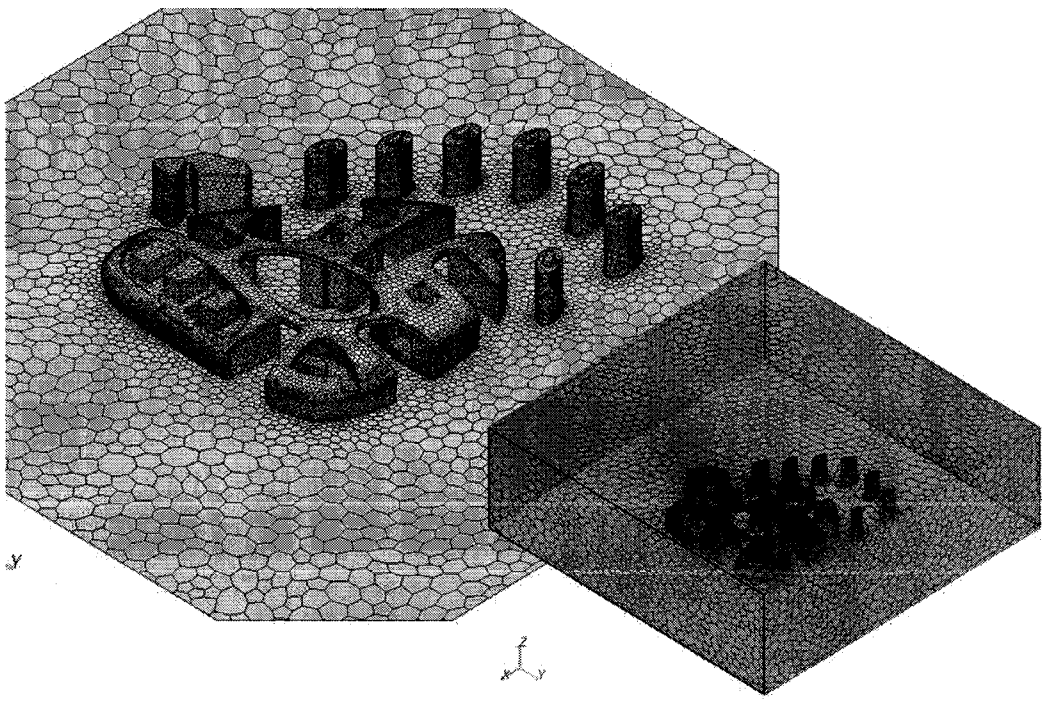


그림 3.5.13 격자형성

- 바람의 흐름

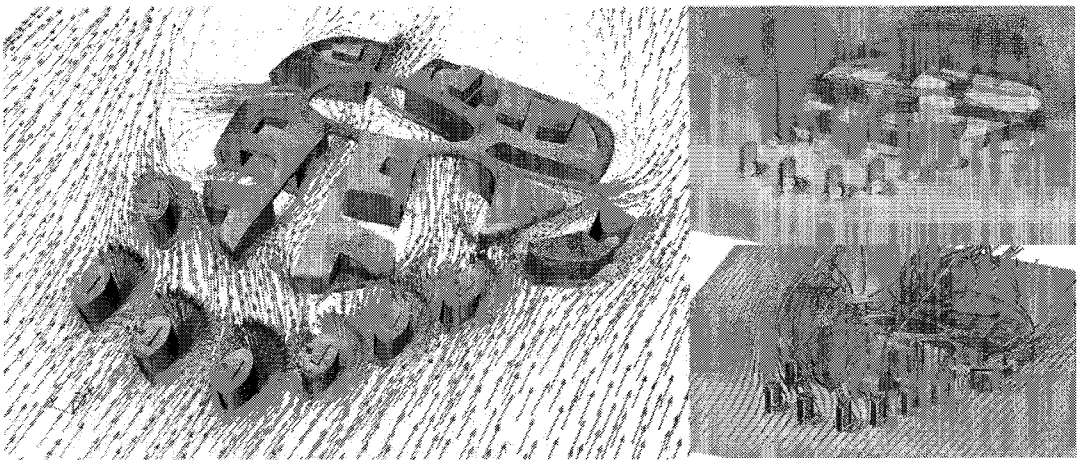


그림 3.5.14 바람의 흐름

- 풍압분포

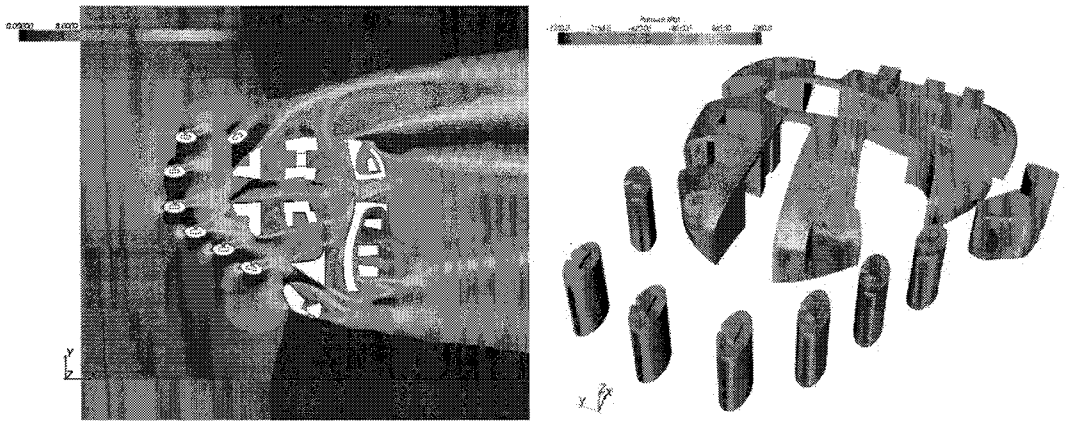


그림 3.5.15 풍압분포

- 스트림라인

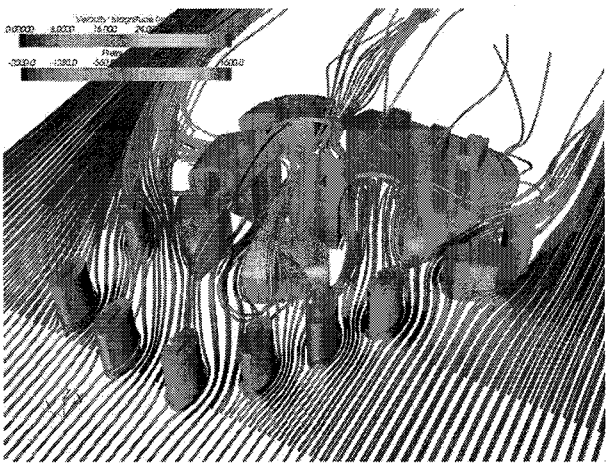


그림 3.5.16 스트림라인

(다) 풍림 엑슬루 타워

① 대상건축물

- 조감도

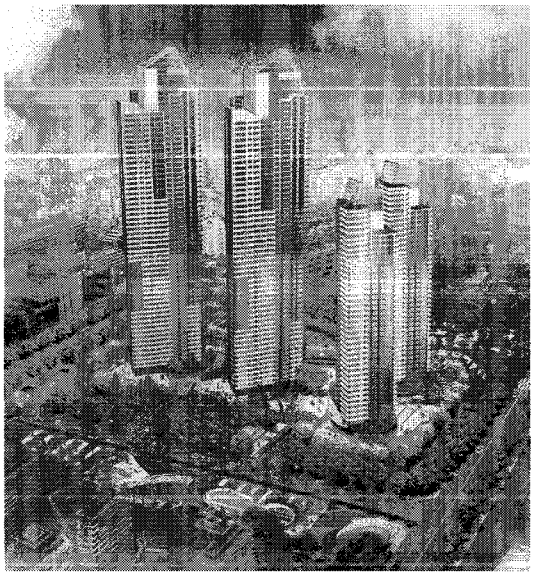


그림 3.5.17 조감도

- 건물 개요

대상 건축물인 풍림아파트가 건설될 부지의 남쪽에는 용현/학익풍림아이원이 건설 중이며, 그 외에 북쪽의 주거지역에는 낮은 층의 단독/연립이 위치해 있으며, 향후 재개발되어 고층 아파트가 건설될 예정이다.

풍하중에 대해서는 기본풍속, 노풍도, 중요도계수를 나타낸다.

표 3.5.23 풍림아파트 설계개요

대지현황	사업명	인천시 용현 · 학익 3블럭 도시개발사업
	대지위치	인천광역시 남구 학익동 430번지 일대
	지역지구	준공업지역(제3종 일반주거지역 변경예상)
	용도	공동주택(아파트) 및 부대복리시설
건설규모	건축규모	지하 2층, 지상 53층 공동주택(아파트)
	건축면적	4,133.94 m^2(1,250.52평)
	세대수	707세대
	구조형식	철근콘크리트조(core wall+column+flat plate)
	최고높이	101동 : 157 m, 102동 : 189 m, 103동 : 139 m, 104동 : 139 m(옥탑포함)
풍하중	기본풍속	30m/s
	노풍도	B
	중요도계수	1.1

② 풍하중 및 풍환경 시뮬레이션

- 건물 모델링

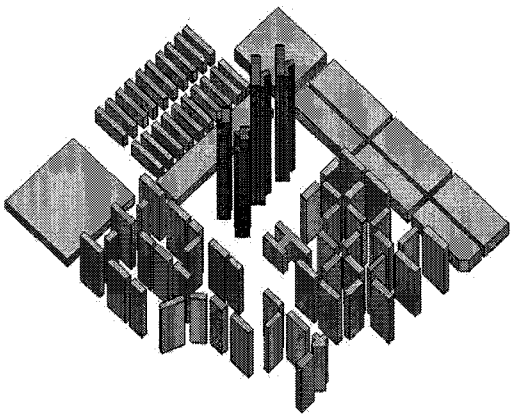


그림 3.5.18 건물 모델링

- 바람의 방향

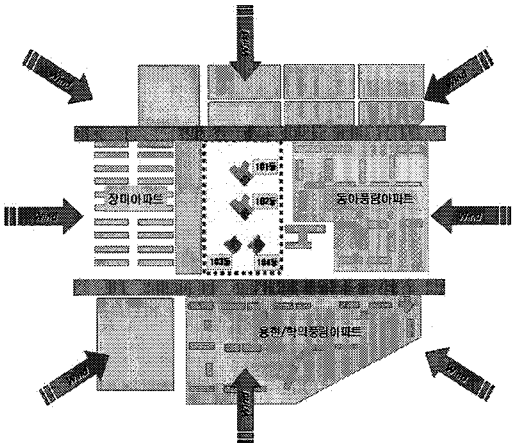


그림 3.5.19 바람의 방향

- 격자형성

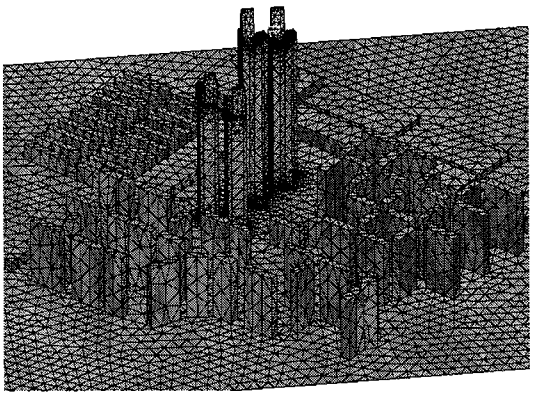


그림 3.5.20 격자형성

- 바람의 흐름

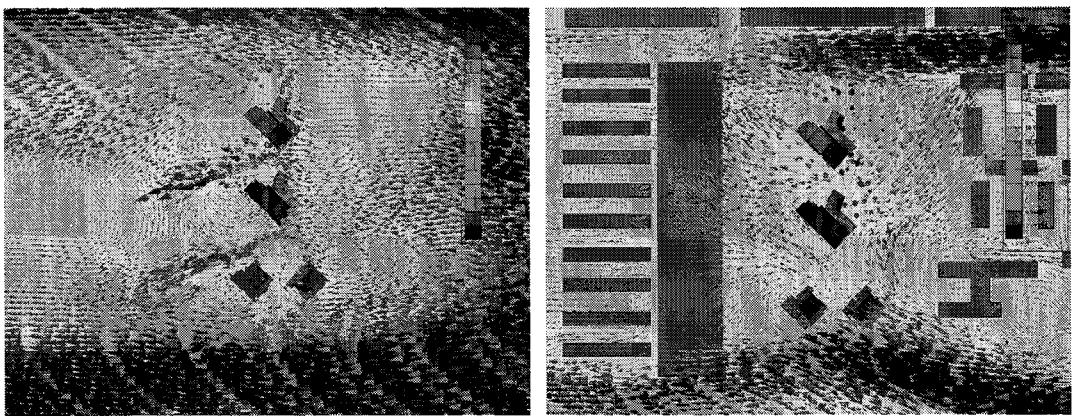


그림 3.5.21 바람의 흐름

- 풍압분포

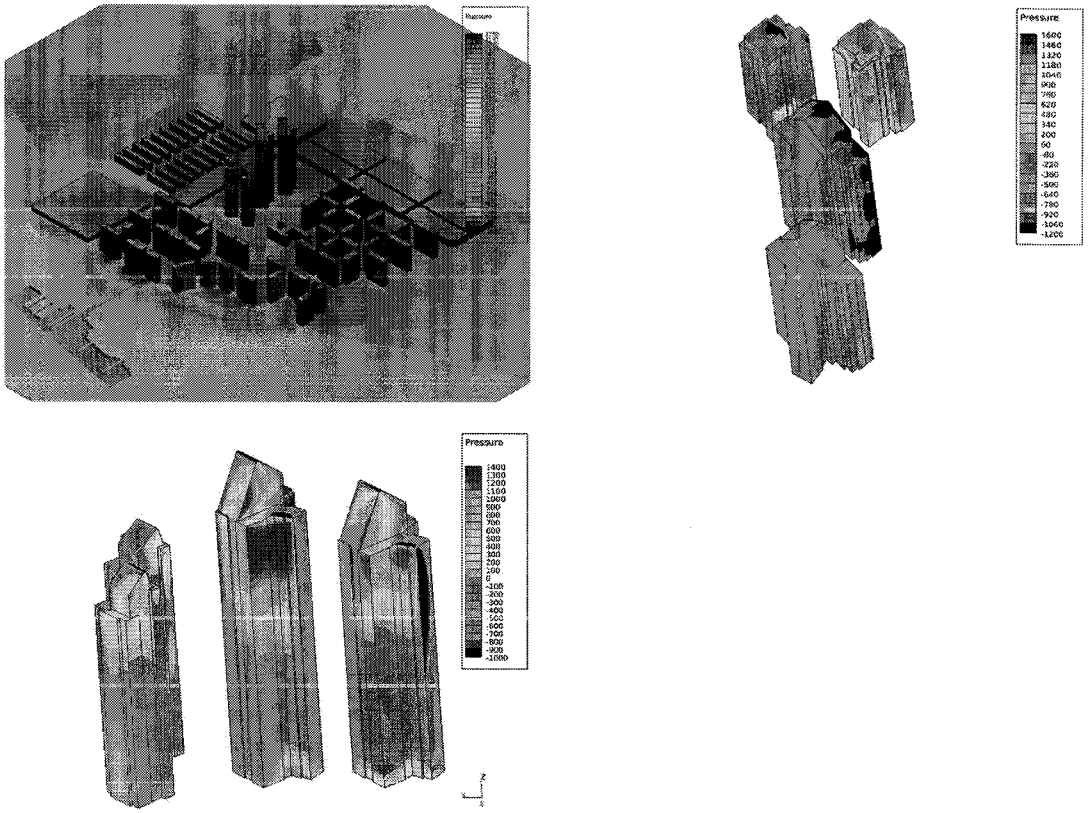


그림 3.5.22 풍압분포

③ 결론

- 풍압분포

표 3.5.24 최대 정압/부압계수

풍압계수 / 동	최대 정압계수	최대 부압계수
101동	1.26	-1.49
102동	1.26	-1.97
103동	1.29	-1.69
104동	1.27	-1.68

표 3.5.25 외장재 설계용 최대 정압/부압

(단위 : N/m^2)

풍압계수 / 동	최대정압	최대부압
101동	2301	-1931
102동	2303	-2557
103동	2340	-2193
104동	2322	-2174

- 건축 기준 풍압과의 비교(North-West direction)

표 3.5.26 풍하벽. 측벽의 풍압 계산 결과

(단위 : N/m^2)

	101동	102동	103동	104동	건축기준
부 압	600 (42%)	710 (50%)	563 (39%)	700 (49%)	1430 (100%)
측 압	1582 (79%)	1300 (65%)	1596 (80%)	830 (42%)	2000 (100%)

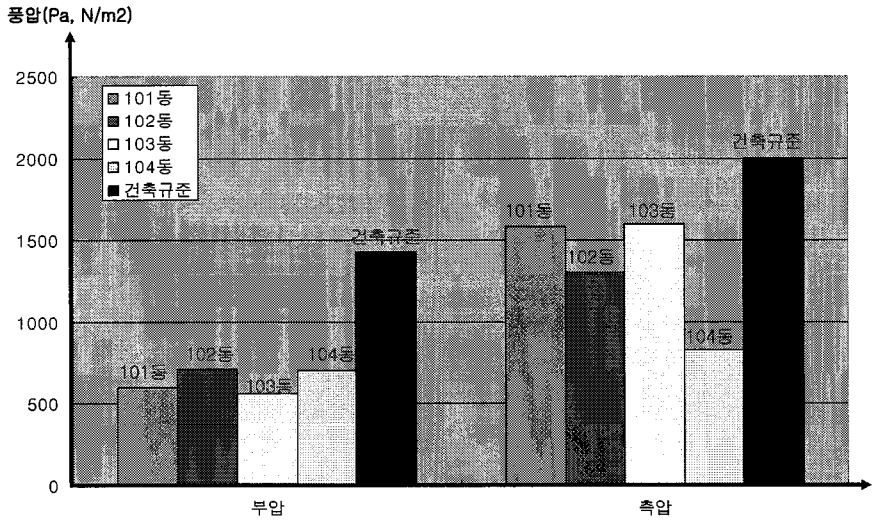


그림 3.5.23 풍압 비교

- 풍력 계산 결과

풍력분석 및 평가에 있어서는 얻어진 풍상면과 풍하면의 풍압에 근거하여 구조물 설계용 풍하중을 검토하였다. 결과를 요약하면 아래와 같다.

- 시뮬레이션에 의한 각 층 풍하중의 분포는 설계기준에 의한 풍하중의 50~75% 수준이다.(옥탑부분을 무시한 경우)
- 시뮬레이션 결과에 의하면 옥탑을 고려하는 경우 밑면 전단력이 5%정도 증가한다.
- 전도모멘트는 설계기준 의한 값과 비교하여 60~70% 수준이다.

④ 사용성 및 안전성 평가 결과 요약

- 풍상벽 풍압 계산 결과

기준에 의한 풍상벽 정압은 건축물의 풍압이 고도가 높아짐에 따라 점진적으로 증가한다. 이에 반해, 수치 시뮬레이션의 결과에 의한 풍상벽 풍압은 바람이 맞는 면의 중앙부 근처에서 최대값을 나타내고, 지붕면으로 올라갈수록 풍압이 적어짐을 알 수 있었다. 그 이유는 지붕면 부근에서 공기의 풍속이 증가하고, 베르누이 방정식에 의해 속도의 제곱과 압력의 곱은 일정하므로 풍압은 감소하게 되는 것이다.

⑤ 종합의견

다음 내용은 인천시 남구 학익동에 건설될 예정인 풍림아파트의 풍하중에 대한 안전성 검토 및 풍환경 영향평가를 수행한 결과물이며, 그 결과에 대한 분석 및 평가를 요약하면 아래와 같다.

풍하중 및 풍환경에 대한 영향 인자로는 다음과 같다.

- 주변 건물 및 주변 지형에 의한 영향
- 대상 건축물 평면 형상, 입면 형상 및 높이에 의한 영향
- 단지 배치 형태에 의한 영향

이들의 영향을 고려한 결과에 대하여 항목별로 평가하면, 아래와 같다.

수치 시뮬레이션에 의한 풍하중 영향 평가는 주변지형, 주변건물, 평면형상, 입면형상, 높이, 단지배치 등 풍속 및 풍거동에 영향을 미칠 수 있는 많은 요소들을 대용량 컴퓨터 및 뛰어난 계산 성능의 소프트웨어로 모델링 및 계산할 수 있다.

계산 결과 충분한 정도의 자세한 모델링 및 계산 과정의 수반된다면 매우 정확한 정성적, 정량적 풍하중 영향 평가를 할 수 있었다.

풍압분석결과에 의하면 최대 정압 및 정압계수는 103동에서 $1666 N/m^2$, 1.29로 계산되었으며, 최대 부압 및 부압계수는 102동에서 $-2557 N/m^2$, -1.97로 계산되었다. 특히 외장재 설계 시 충분히 안전성을 확보할 수 있는 것으로 판단된다.

적용 풍향 및 풍속에 따라 가장 큰 영향을 미치고 있는 케이스를 고려한 경우 대상 건축물에 작용하는 각 층 풍하중을 산정하고, 산정된 풍하중에 근거하여 계산된 밑면전단력 및 전도모멘트는 설계기준에 의한 설계 풍하중에 대하여 충분히 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

- 시뮬레이션에 의한 각 층 풍하중의 분포는 설계기준에 의한 풍하중의 50~75% 수준이다.(옥탑부분을 무시한 경우)
- 시뮬레이션 결과에 의하면 옥탑을 고려하는 경우 밑면 전단력이 5%정도 증가한다.
- 전도모멘트는 설계기준 의한 값과 비교하여 60~70% 수준이다.

대상 건축물에 대한 바람길(stream line) 해석 등 풍환경 영향에 대하여 평가하면, 본 건축물의 남쪽과, 동쪽에 위치한 기존 아파트단지 및 건설 중인 아파트단지의 영향으로 해당방향 풍향에 대한 풍하중은 상대적으로 적은 영향이 미치고 있음을 알 수 있었다. 그 외 서쪽과, 북쪽의 저층건축물이 위치한 방향의 풍향은 비교적 직접적으로 본 대상 건축물에 풍하중의 영향이 전달되어 상대적으로 더 큰 풍하중이 계산되었다.

풍하중 및 풍환경 시뮬레이션 계산 결과 얻을 수 있었던 정압, 부압, 측압의 수치는 설계기준에 의한 설계 풍압에 비하여 충분히 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

이상의 결과로부터 설계기준에 근거하여 설계된 대상 건축물은 풍하중에 대하여 충분히 안전성을 확보한 것으로 판단되며, 풍환경 영향 평가에 있어서도 주변 건물에 미치는 영향이 충분히 허용 가능한 것으로 판단된다.

본 연구의 결과는 당해 지역뿐만 아니라 타 지역에 건설될 유사 건축물에도 충분히 적용 가능 할 것으로 사료되며, 향후 건축물의 안전성과 풍환경 영향평가에 크게 기여할 것으로 판단된다.

(라) 왕십리 민자역사 옥외 골프장

① 대상건축물

- 조감도

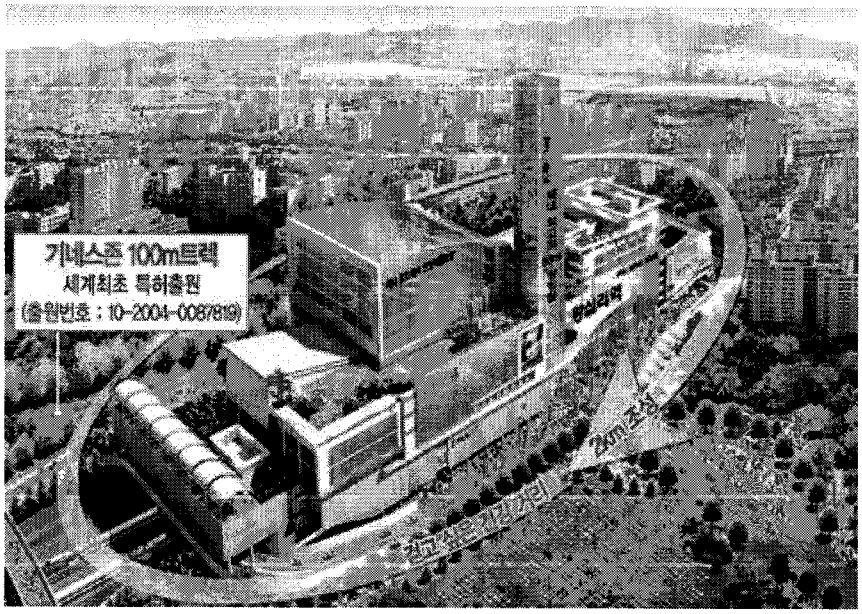


그림 3.5.24 조감도

- 건축물 개요

• 공 사 명 : 왕십리 민자역사 내 옥외골프장 신축공사

• 위 치 : 서울특별시 성동구 행당동 168-1외 6필지

• 용 도 : 판매시설 및 영업시설, 업무시설, 문화 및 집회시설, 운동시설, 근린생활시설

• 시 스 템 : 철골파이프트러스 시스템

• 규 모 : 철골스팬 51.35m(중심선 기준), 철골높이 43m

• 지지조건 : pin 지지조건

• 설계기준 : steel pipe : AIK-ASD83(허용응력설계)

• 사용재료 : steel pipe : SS400, SPS490, SM490

② 풍하중 및 풍환경 시뮬레이션

- 풍하중 산정

• 기본풍속

'건축물하중기준 및 해설'에 근거하여 서울지역의 기본풍속인 $30m/s$로 설정 : 100년 주기

기본풍속에 풍속의 고도분포계수, 지형에 의한 풍속할증계수, 중요도계수 등을 적용하여 설계풍속 산정 : 최고 35m/s

• 하중기준에 의한 설계 풍압

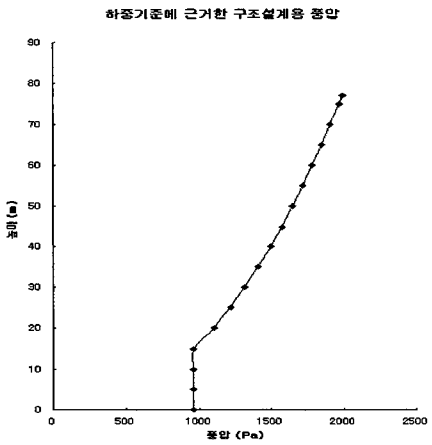


그림 3.5.25 설계풍압

- 모델링

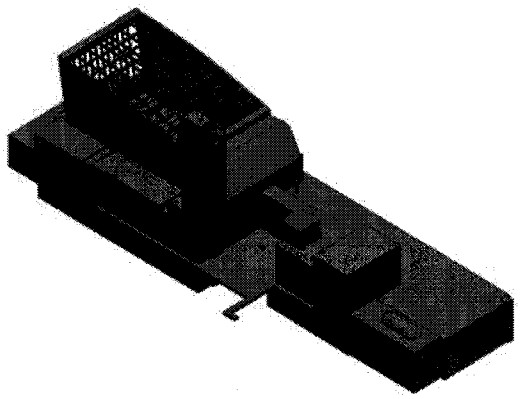


그림 3.5.26 모델링

- 격자형성

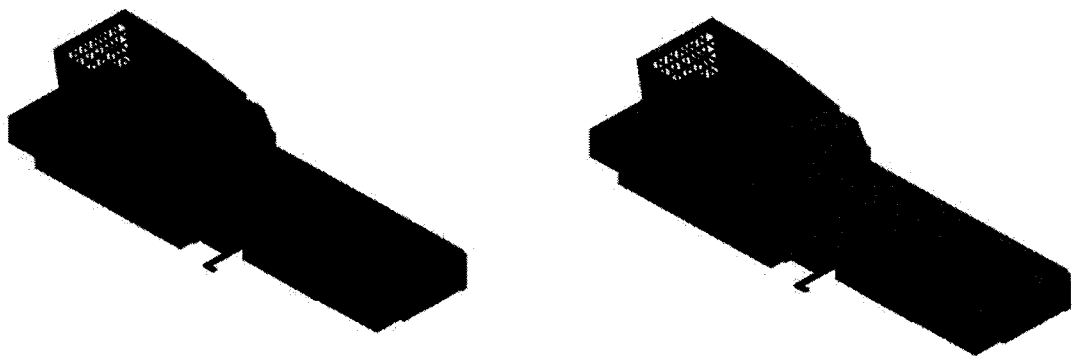


그림 3.5.27 격자형성

- 바람의 흐름

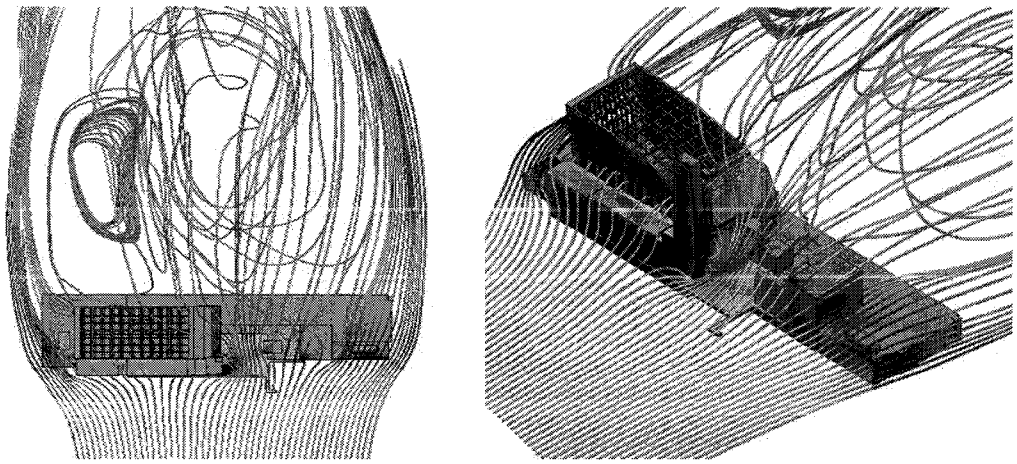


그림 3.5.28 바람의 흐름

- 풍압분포

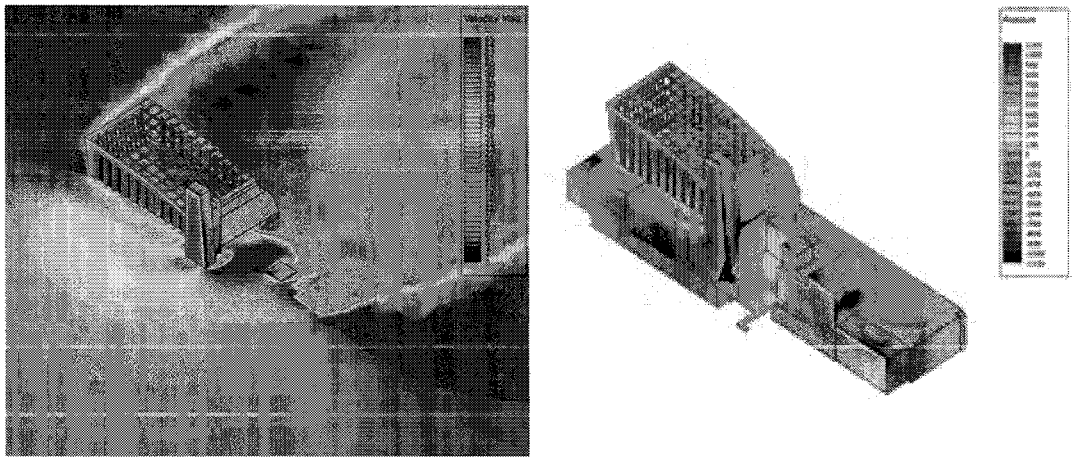


그림 3.5.29 풍압분포

③ 결론

본 연구에서는 왕십리 민자역사의 옥외 골프장에 대한 풍하중에 대한 안전성을 평가하였다. 이를 위하여 전산유체역학(CFD)을 이용한 시뮬레이션 결과와 건축물 풍하중 기준에 의한 풍하중을 비교하여 더 불리한 경우를 풍하중으로 산정하여 구조해석 및 부재설계를 위한 풍하중으로 산정하였고, 이러한 풍하중 등 외부하중에 대한 구조적 안전성을 평가하였다.

본 대상건축물에 더 불리하게 작용하는 풍하중을 산정하기 위하여 전산유체역학을 이용한 시뮬레이션 결과와 건축물 하중기준에 의한 풍하중의 크기를 비교하였다. 비교 결과 외부 판넬이 완전 폐쇄된 경우와 부분 폐쇄된 경우, 시뮬레이션을 수행하여 얻은 결과 모두 건축물 하중기준에 의한 풍하중에 비해 전체적으로 작은 값을 나타냈다. 따라서 가장 큰 풍하중 값을 나타낸 건축물 하중기준에 의한 풍하중을 본 대상 건축물의 풍하중으로 산정하였다.

산정된 풍하중에 의해 범용 구조해석프로그램인 MIDAS/Gen을 이용하여 구조해석 및 부재설계를 수행하였으며, 해석결과 설계된 철골부재는 모두 '대한건축학회 강구조 허용응력도 설계법'에 의해 안전한 것으로 판정되었다.

따라서 본 왕십리 민자역사 옥외 골프장은 풍하중 시뮬레이션 결과 보다 더 안전한 수치인 건축물 하중기준에 의한 풍하중으로 설계되었으며, 해석 및 설계결과, 모든 부재는 안전한 것으로 판정되었다. 따라서 태풍 등 매우 강한 풍하중에 대하여 구조적으로 안전한 것으로 판단된다.

(마) 대주아파트

① 대상건축물

- 조감도



그림 3.5.30 조감도

- 건물개요

인천광역시 남구 학익동 용현/학익지구 4블럭 일대에 시공될 예정인 대주아파트는 지하 2층, 최고 지상 34층인 1개 동을 비롯하여 총 3개의 동(101동, 102동, 103동)이 시공될 예정이다. 전체적인 구조시스템은 아파트형 구조형식으로 가장 널리 사용되는 철근콘크리트형 벽식 구조시스템이고, 타워형 평면을 도입하고, 동간 간격을 넓게 배치하여 조망권 및 바람이 유동성을 확보하였다.

표 3.5.27 대주아파트 설계개요

대지현황	사업명	인천시 용현 · 학익 4블럭 도시개발사업
	대지위치	인천광역시 남구 학익동 일대
	지역지구	준공업지역(제3종 일반주거지역 변경예상)
	용도	공동주택(아파트) 및 부대복리시설
건설규모	건축규모	지하 2층, 지상 34층 공동주택(아파트)
	구조형식	철근콘크리트조(core wall+column+Flat plate)
	최고높이	101동 : 98 m, 102동 : 93 m, 103동 : 103 m (옥탑층 포함)
풍하중	기본풍속	30m/s
	노풍도	B
	중요도계수	1.1

② 풍하중 및 풍환경 시뮬레이션

- 바람의 방향

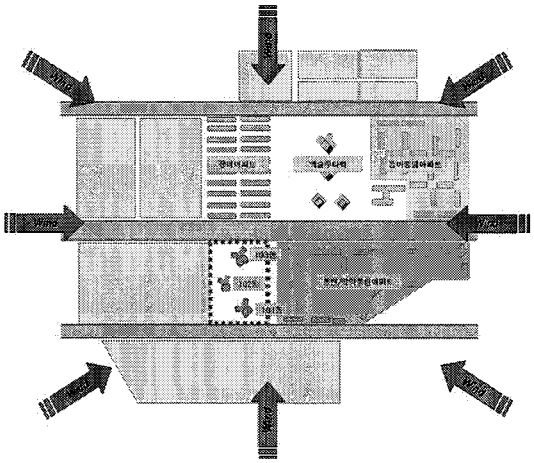


그림 3.5.31 풍향별 wind load case

- 모델링

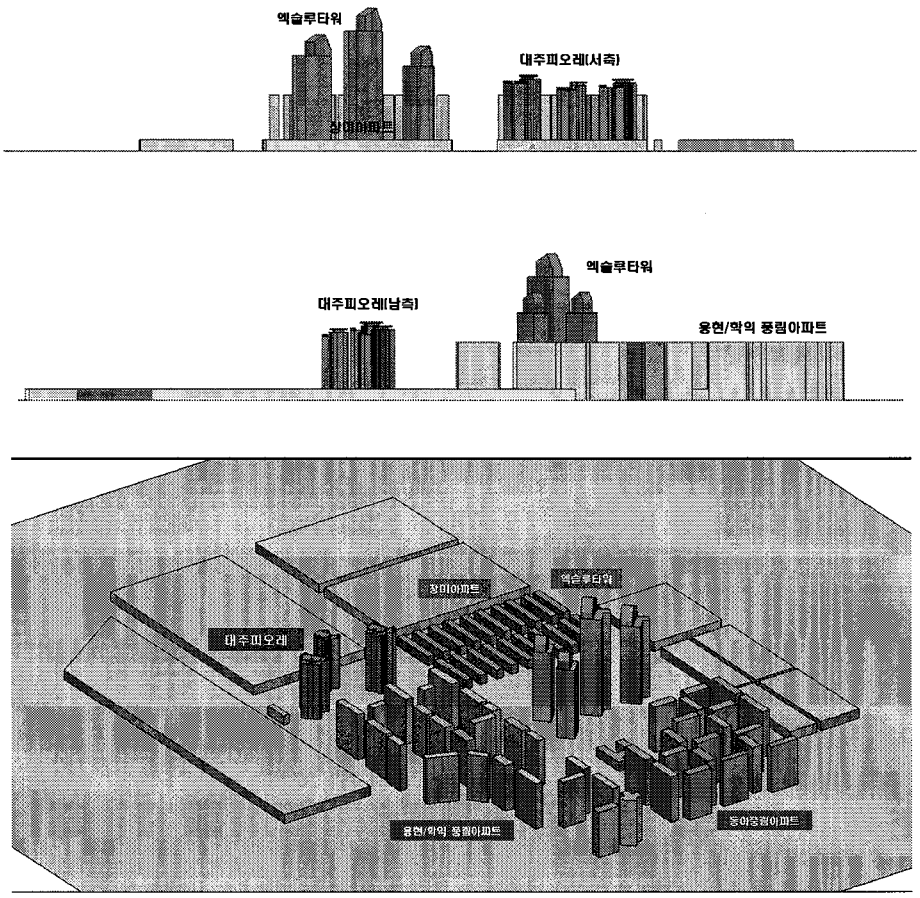


그림 3.5.32 시뮬레이션 모델링

- 격자형성

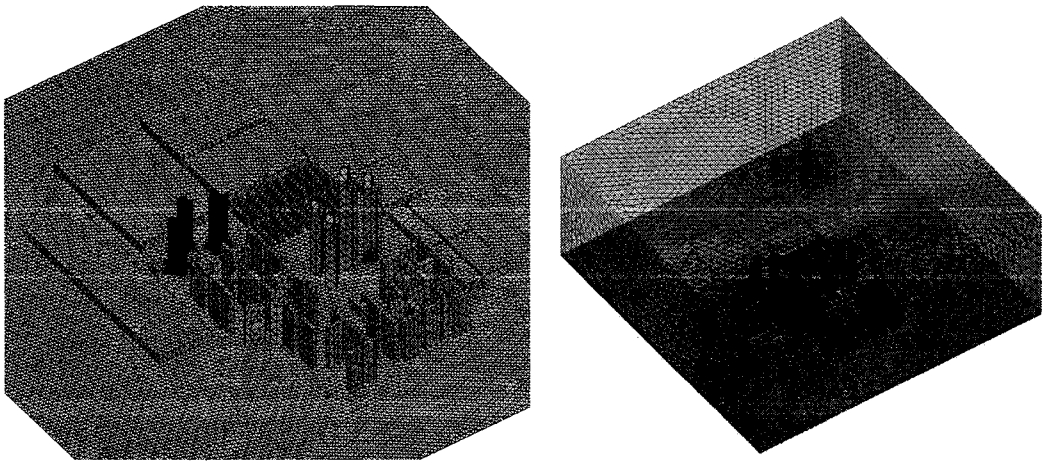


그림 3.5.33 격자형성

- 바람의 흐름

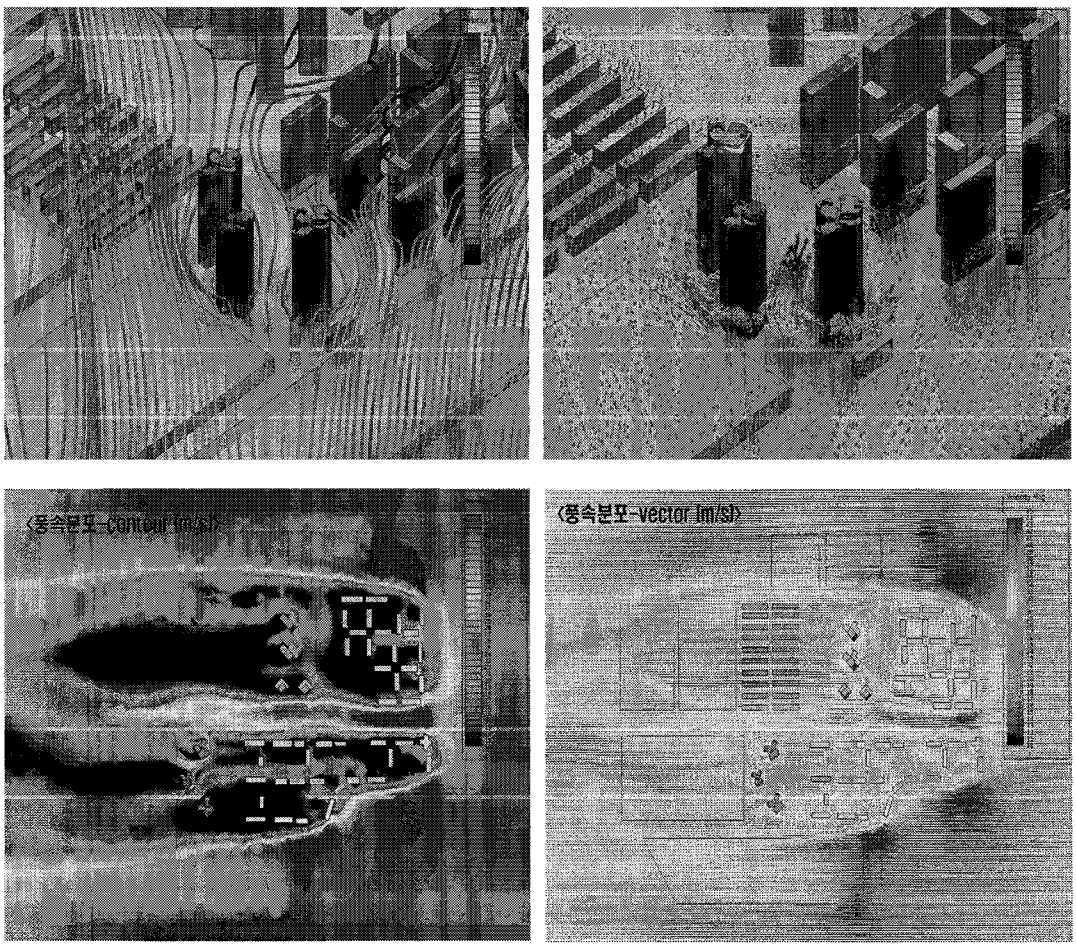


그림 3.5.34 바람의 흐름

- 풍압분포

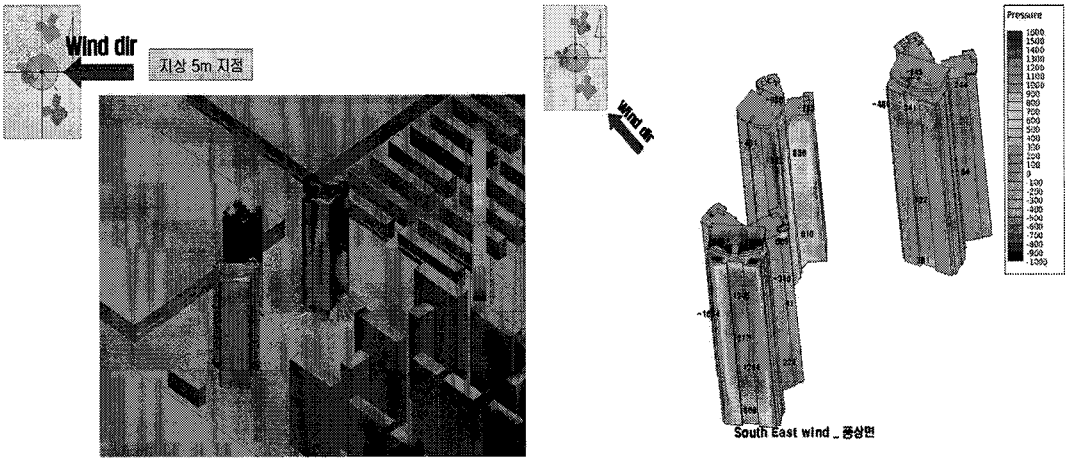


그림 3.5.35 풍압분포

- 해석결과와 설계기준 비교

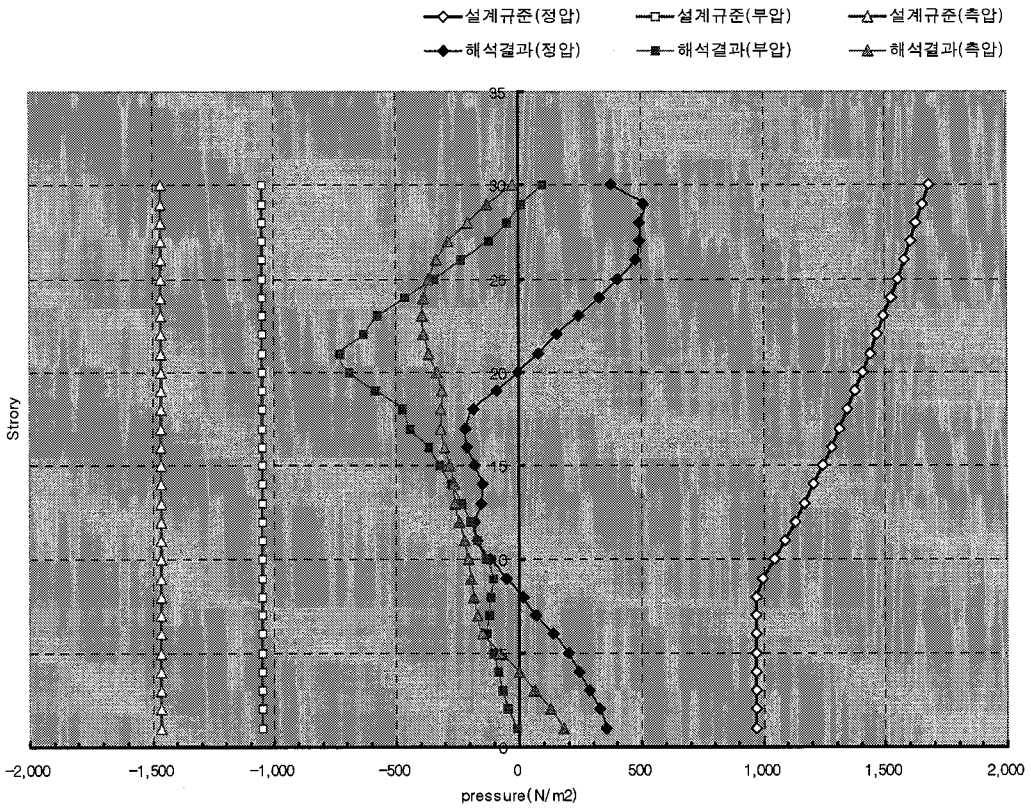


그림 3.5.36 101동

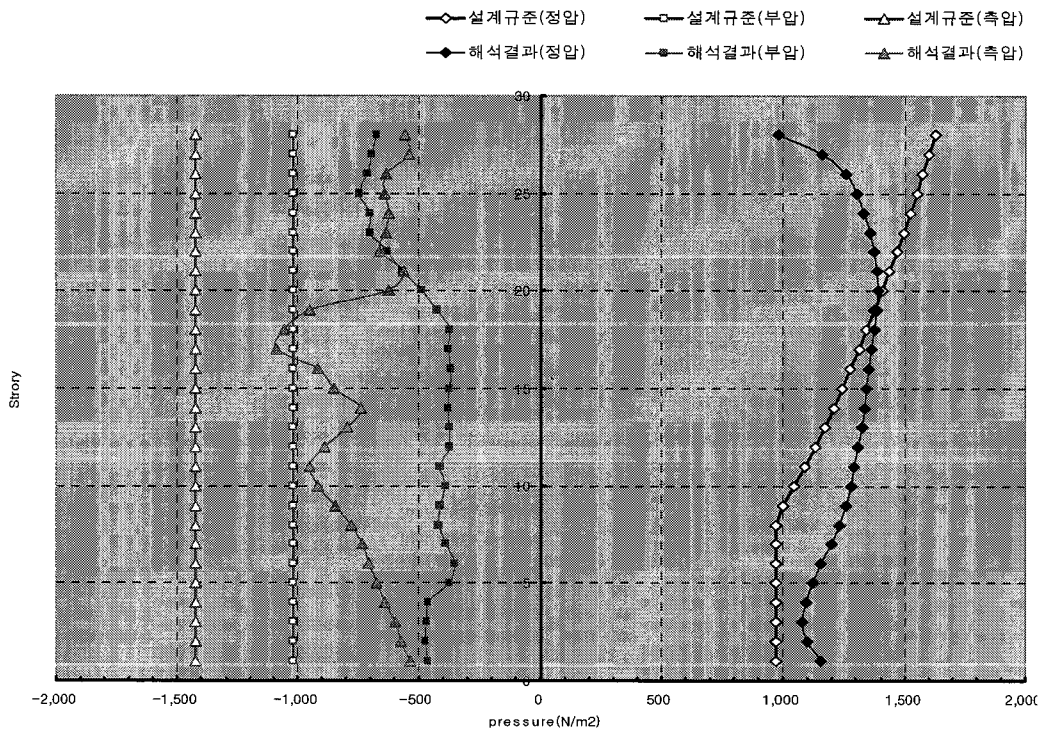


그림 3.5.37 102동

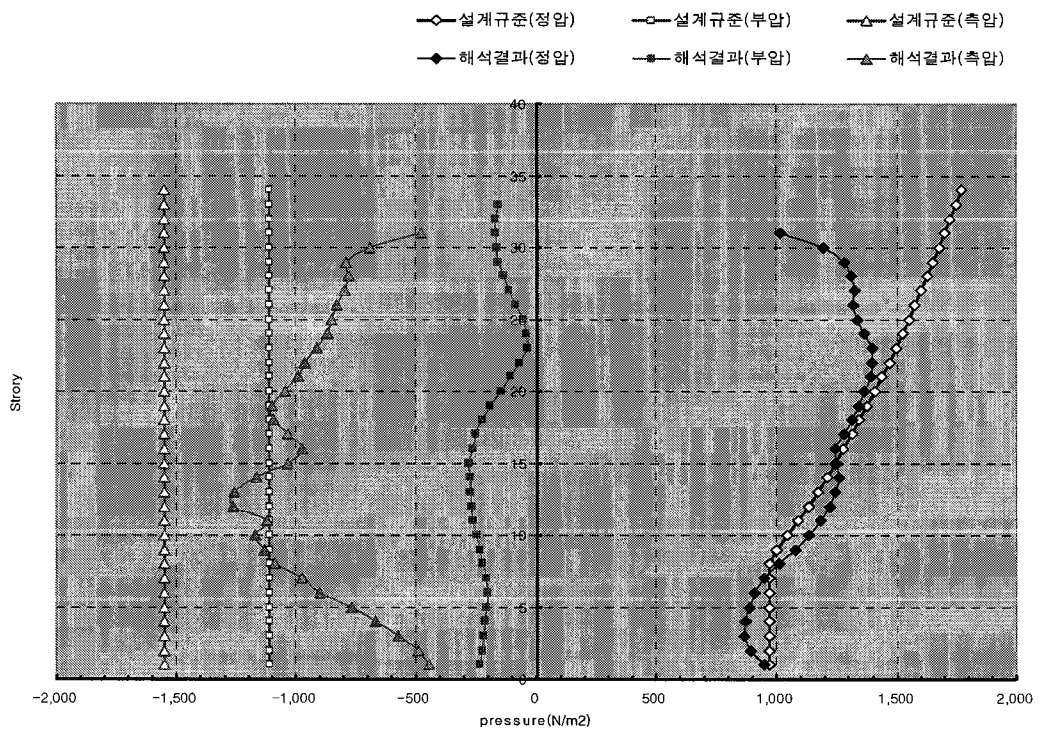


그림 3.5.38 103동

③ 설계기준에 의한 구조골조용 설계풍하중 산정

본 절에서는 시뮬레이션 결과 얻어진 풍상면과 풍하면의 풍압에 근거하여 구조물 설계용 풍하중을 검토하였다. 단, 대상 건축물에 대하여 각 방향 풍하중에 대한 결과를 분석한 결과 아래 그림에 나타낸 North-West 방향의 풍하중에 대하여 가장 큰 영향을 받는 것으로 나타났다. 따라서 본 절에서 North-West 방향에 대한 구조물의 안전성을 검토하였다. 결과를 요약하면 아래와 같으며, 풍하중 설계기준에 대한 값은 따르는 절에 근거하여 산정된 값이다.

시뮬레이션에 의한 각 층 풍하중의 분포는 설계기준에 의한 풍하중의 50~75% 수준이다.(옥탑부분을 무시한 경우)

시뮬레이션 결과에 의하면 옥탑을 고려하는 경우 밑면 전단력이 5%정도 증가한다.

전도모멘트는 설계기준에 의한 값과 비교하여 60~70% 수준이다.

- 설계기준에 근거한 구조골조용 풍하중의 산정

설계기준에 근거한 풍하중은 건축물 하중기준 및 해설(2000)에 근거하여 산정하고, 이 값을 이용하여 밑면전단력 및 전도모멘트를 구한다. 아래에 건축물 하중기준 및 해설에 제시된 내용을 기술한다.

적용범위

이 절에서는 밀폐형 건축구조물, 개방형 건축구조물 및 기타 구조물의 설계용 풍하중의 산정에 대하여 규정한다.

구조골조 설계용 풍하중의 산정

가. 구조골조 설계용의 풍하중(W_f)은 다음 식에 따라 산정한다.

$$W_f = p_f \cdot A$$

여기서, p_f : 구조골조 설계용 설계풍력(N/m^2)

A : 유효 수압면적(m^2)

나. 밀폐형 건축물의 구조골조 설계용 설계풍력(p_f)은 다음 식에 따라 산정한다.

$$p_f = G_f \cdot (q_z \cdot C_{pe1} - q_h \cdot C_{pe2})$$

여기서, q_h : 지붕면의 평균높이 h 에 대한 설계속도압(N/m^2)

q_z : 지표면에서 임의높이 Z에 대한 설계속도압(N/m^2)

G_f : 구조골조 및 지붕골조 설계용 가스트 영향계수

C_{pe1} : 풍상벽의 외압계수

C_{pe2} : 풍하벽의 외압계수

다. 개방형 건축물 및 기타 구조물의 구조골조 설계용 설계풍력(p_f)은 다음 식에 따라 산정한다.

$$p_f = q_z \cdot G_f \cdot C_f$$

여기서, q_z : 지표면에서 임의높이 Z에 대한 설계속도압(N/m^2)

G_f : 구조골조 및 지붕골조 설계용 가스트 영향계수

C_f : 풍력계수

- 시뮬레이션 결과에 근거한 구조골조용 풍하중의 산정

시뮬레이션 결과에 따른 구조 설계용 풍하중 산정은 각 방향별 풍력을 적용한 결과에 근거하여, 가장 큰 영향을 미치는 North-West 방향의 풍압에 대하여 건축물에 분포된 정압 및 부압 분포를 분석하고 이를 각동별, 각층별 분포로 분류하여 풍하중을 산정하며, 이를 그래프와 표로 제시하였다.

해석결과 101동은 102동과 103동의 북서풍의 후면(배면)부에 위치한 관계로 101동이나 102동의 결과보다 더 안전한(작은) 풍하중이 작용함을 알 수 있었다. 이는 정압의 크기에 비해 부압의 크기가 매우 작았기 때문으로 사료된다. 또한 102동과 103동은 정압의 크기가 설계기준보다 큰 수치였지만, 부압 및 측압의 크기가 설계기준보다 작았기 때문에 형태적인 영향에 의해 설계기준에서 정한 설계풍하중보다 작은 결과를 얻을 수 있었다.

따라서 전체적으로 최대 풍압/풍향에 대해 건축물에 작용하는 풍하중의 크기는 건축물 하중기준에서 설정하고 있는 풍하중보다 작은 수치임을 알 수 있었으며, 건축물 하중기준에 의해 설계된 대상건축물의 경우 사용성 및 안전성에 문제가 없을 것으로 사료된다.

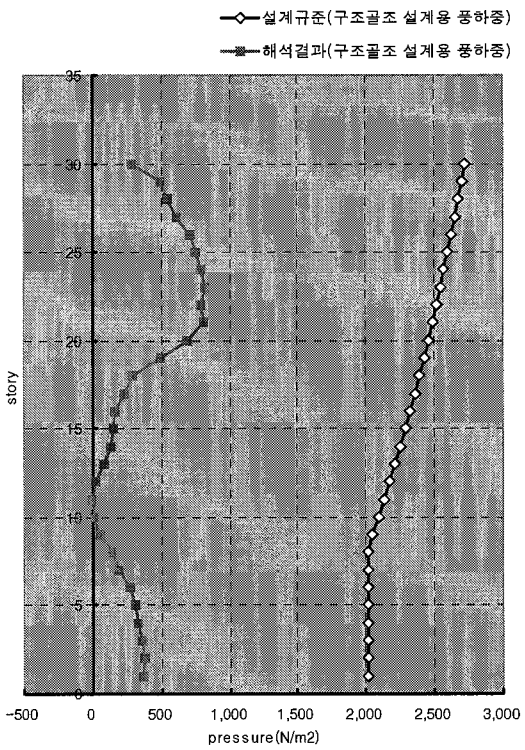


그림 3.5.39 101동

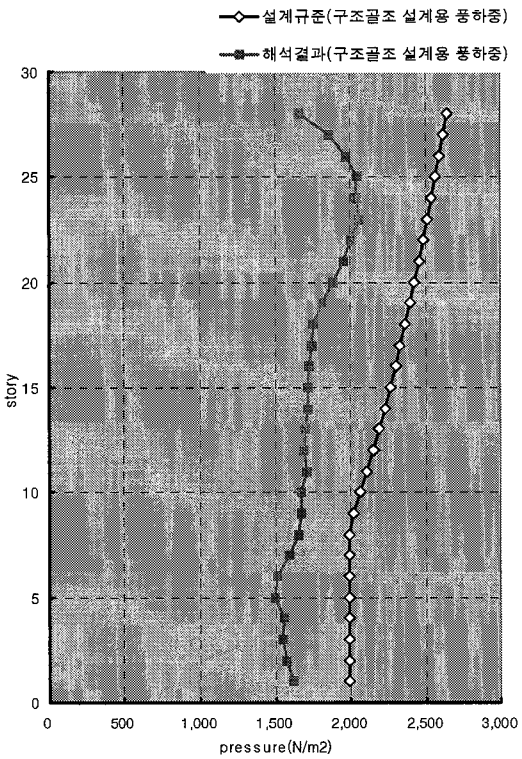


그림 3.5.40 102동

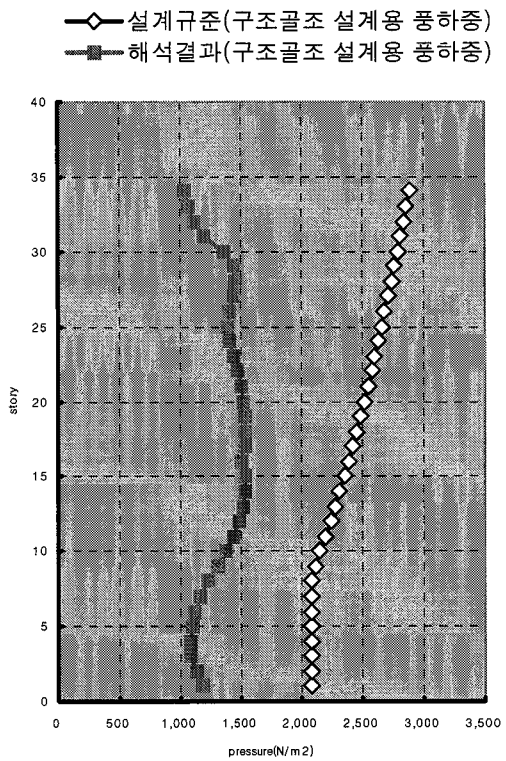


그림 3.5.41 103동

표 3.5.28 101동 풍압

층	높이 (m)	해석결과				건축물 하중기준			
		풍압			구조골조 풍압	풍압			구조골조 풍압
		정압	부압	측압		정압	부압	측압	
1	3.7	353.4	-8.2	177.6	361.7	970.2	-1048.7	-1468.2	2018.9
2	6.5	329.6	-44.3	123.7	374.0	970.2	-1048.7	-1468.2	2018.9
3	9.3	283.5	-67.0	62.7	350.5	970.2	-1048.7	-1468.2	2018.9
4	12.1	242.1	-81.9	1.0	324.1	970.2	-1048.7	-1468.2	2018.9
5	14.9	202.4	-105.0	-79.1	307.4	970.2	-1048.7	-1468.2	2018.9
6	17.7	135.7	-132.1	-144.2	267.8	970.2	-1048.7	-1468.2	2018.9
7	20.5	68.3	-121.4	-167.1	189.8	970.2	-1048.7	-1468.2	2018.9
8	23.3	17.9	-117.3	-184.6	135.2	970.2	-1048.7	-1468.2	2018.9
9	26.1	-49.1	-102.4	-197.5	53.4	998.6	-1048.7	-1468.2	2047.4
10	28.9	-115.1	-129.6	-207.9	14.6	1044.4	-1048.7	-1468.2	2093.1
11	31.7	-169.7	-165.9	-222.3	-3.9	1087.8	-1048.7	-1468.2	2136.5
12	34.5	-179.2	-197.5	-242.1	18.3	1129.0	-1048.7	-1468.2	2177.8
13	37.3	-152.9	-230.8	-259.8	77.9	1168.5	-1048.7	-1468.2	2217.2
14	40.1	-149.4	-275.8	-266.3	126.3	1206.3	-1048.7	-1468.2	2255.0
15	42.9	-177.6	-321.8	-283.0	144.2	1242.7	-1048.7	-1468.2	2291.4
16	45.7	-209.7	-363.9	-303.1	154.2	1277.7	-1048.7	-1468.2	2326.5
17	48.5	-215.1	-439.6	-317.8	224.6	1311.6	-1048.7	-1468.2	2360.3
18	51.3	-182.6	-473.0	-316.1	290.4	1344.4	-1048.7	-1468.2	2393.1
19	54.1	-89.6	-584.0	-311.8	494.4	1376.2	-1048.7	-1468.2	2424.9
20	56.9	-0.9	-690.5	-332.9	689.6	1407.1	-1048.7	-1468.2	2455.8
21	59.7	75.4	-730.0	-367.6	805.4	1437.1	-1048.7	-1468.2	2485.9
22	62.5	154.6	-632.7	-388.7	787.3	1466.4	-1048.7	-1468.2	2515.2
23	65.3	242.4	-572.0	-393.5	814.4	1495.0	-1048.7	-1468.2	2543.7
24	68.1	326.2	-464.4	-384.6	790.7	1522.8	-1048.7	-1468.2	2571.6
25	70.9	405.9	-344.4	-364.7	750.3	1550.1	-1048.7	-1468.2	2598.8
26	73.7	475.8	-231.1	-335.0	706.9	1576.7	-1048.7	-1468.2	2625.5
27	76.5	495.5	-118.6	-284.9	614.0	1602.8	-1048.7	-1468.2	2651.6
28	79.3	496.5	-45.5	-207.9	542.0	1628.4	-1048.7	-1468.2	2677.1
29	82.1	511.8	15.6	-124.2	496.2	1653.4	-1048.7	-1468.2	2702.2
30	84.9	377.3	95.0	-26.2	282.3	1678.0	-1048.7	-1468.2	2726.7

표 3.5.29 102동 풍압

층	높이 (m)	해석결과				건축물 하중기준			
		풍압			구조골조 풍압	풍압			구조골조 풍압
		정압	부압	측압		정압	부압	측압	
1	3.7	1151.3	-463.9	-536.3	1615.2	970.2	-1017.7	-1424.8	1987.9
2	6.5	1098.1	-470.8	-570.7	1568.9	970.2	-1017.7	-1424.8	1987.9
3	9.3	1078.5	-465.7	-592.5	1544.2	970.2	-1017.7	-1424.8	1987.9
4	12.1	1094.3	-460.3	-638.8	1554.6	970.2	-1017.7	-1424.8	1987.9
5	14.9	1121.4	-373.6	-674.1	1494.9	970.2	-1017.7	-1424.8	1987.9
6	17.7	1155.6	-353.8	-705.3	1509.4	970.2	-1017.7	-1424.8	1987.9
7	20.5	1197.9	-391.7	-735.2	1589.6	970.2	-1017.7	-1424.8	1987.9
8	23.3	1230.7	-417.4	-775.6	1648.1	970.2	-1017.7	-1424.8	1987.9
9	26.1	1260.8	-411.5	-846.1	1672.3	998.6	-1017.7	-1424.8	2016.3
10	28.9	1283.1	-388.8	-915.0	1671.9	1044.4	-1017.7	-1424.8	2062.1
11	31.7	1293.9	-413.6	-949.5	1707.5	1087.8	-1017.7	-1424.8	2105.5
12	34.5	1308.2	-373.9	-888.7	1682.1	1129.0	-1017.7	-1424.8	2146.8
13	37.3	1322.6	-374.2	-793.7	1696.8	1168.5	-1017.7	-1424.8	2186.2
14	40.1	1334.7	-376.9	-736.8	1711.6	1206.3	-1017.7	-1424.8	2224.0
15	42.9	1342.9	-373.2	-847.1	1716.1	1242.7	-1017.7	-1424.8	2260.4
16	45.7	1351.5	-366.2	-917.1	1717.7	1277.7	-1017.7	-1424.8	2295.4
17	48.5	1362.4	-379.7	-1088.8	1742.1	1311.6	-1017.7	-1424.8	2329.3
18	51.3	1377.1	-374.9	-1055.2	1752.0	1344.4	-1017.7	-1424.8	2362.1
19	54.1	1388.5	-425.5	-948.4	1814.0	1376.2	-1017.7	-1424.8	2393.9
20	56.9	1391.3	-491.1	-624.7	1882.4	1407.1	-1017.7	-1424.8	2424.8
21	59.7	1384.8	-566.8	-561.2	1951.6	1437.1	-1017.7	-1424.8	2454.9
22	62.5	1373.0	-625.5	-659.3	1998.5	1466.4	-1017.7	-1424.8	2484.2
23	65.3	1356.9	-698.4	-632.5	2055.3	1495.0	-1017.7	-1424.8	2512.7
24	68.1	1330.3	-701.1	-619.8	2031.5	1522.8	-1017.7	-1424.8	2540.6
25	70.9	1302.9	-742.5	-636.6	2045.3	1550.1	-1017.7	-1424.8	2567.8
26	73.7	1256.2	-711.8	-630.9	1968.0	1576.7	-1017.7	-1424.8	2594.5
27	76.5	1156.6	-697.0	-539.1	1853.6	1602.8	-1017.7	-1424.8	2620.5
28	79.3	984.3	-673.7	-553.8	1658.0	1628.4	-1017.7	-1424.8	2646.1

표 3.5.30 103동 풍압

층	높이 (m)	해석결과				건축물 하중기준			
		풍압			구조골조 풍압	풍압			구조골조 풍압
		정압	부압	측압		정압	부압	측압	
1	3.7	946.3	-235.7	-443.9	1182.0	970.2	-1108.0	-1551.2	2078.2
2	6.5	896.2	-226.6	-492.0	1122.8	970.2	-1108.0	-1551.2	2078.2
3	9.3	867.4	-218.8	-572.8	1086.3	970.2	-1108.0	-1551.2	2078.2
4	12.1	871.6	-213.4	-665.9	1085.0	970.2	-1108.0	-1551.2	2078.2
5	14.9	889.0	-206.4	-765.9	1095.4	970.2	-1108.0	-1551.2	2078.2
6	17.7	910.9	-201.2	-896.8	1112.1	970.2	-1108.0	-1551.2	2078.2
7	20.5	946.8	-209.6	-970.0	1156.3	970.2	-1108.0	-1551.2	2078.2
8	23.3	1007.6	-222.4	-1087.1	1230.0	970.2	-1108.0	-1551.2	2078.2
9	26.1	1073.9	-235.0	-1131.7	1308.9	998.6	-1108.0	-1551.2	2106.6
10	28.9	1130.8	-247.7	-1167.7	1378.5	1044.4	-1108.0	-1551.2	2152.4
11	31.7	1181.1	-260.3	-1120.2	1441.4	1087.8	-1108.0	-1551.2	2195.8
12	34.5	1218.0	-268.2	-1263.5	1486.2	1129.0	-1108.0	-1551.2	2237.1
13	37.3	1240.2	-273.2	-1257.4	1513.4	1168.5	-1108.0	-1551.2	2276.5
14	40.1	1256.4	-276.5	-1163.2	1532.9	1206.3	-1108.0	-1551.2	2314.3
15	42.9	1247.4	-278.2	-1029.3	1525.6	1242.7	-1108.0	-1551.2	2350.7
16	45.7	1243.1	-264.8	-972.7	1507.9	1277.7	-1108.0	-1551.2	2385.7
17	48.5	1281.7	-251.0	-1032.1	1532.7	1311.6	-1108.0	-1551.2	2419.6
18	51.3	1315.7	-221.6	-1091.4	1537.2	1344.4	-1108.0	-1551.2	2452.4
19	54.1	1343.0	-189.0	-1100.1	1531.9	1376.2	-1108.0	-1551.2	2484.2
20	56.9	1366.5	-146.3	-1043.4	1512.8	1407.1	-1108.0	-1551.2	2515.1
21	59.7	1389.9	-106.9	-989.8	1496.9	1437.1	-1108.0	-1551.2	2545.2
22	62.5	1399.0	-70.2	-957.9	1469.2	1466.4	-1108.0	-1551.2	2574.4
23	65.3	1397.4	-33.5	-912.5	1430.9	1495.0	-1108.0	-1551.2	2603.0
24	68.1	1364.6	-42.3	-866.7	1406.9	1522.8	-1108.0	-1551.2	2630.9
25	70.9	1333.7	-53.6	-850.3	1387.3	1550.1	-1108.0	-1551.2	2658.1
26	73.7	1320.1	-84.5	-829.7	1404.6	1576.7	-1108.0	-1551.2	2684.8
27	76.5	1323.5	-113.8	-794.8	1437.3	1602.8	-1108.0	-1551.2	2710.8
28	79.3	1309.4	-135.5	-775.4	1444.9	1628.4	-1108.0	-1551.2	2736.4
29	82.1	1282.1	-155.0	-790.3	1437.1	1653.4	-1108.0	-1551.2	2761.4
30	84.9	1191.6	-163.4	-687.4	1355.0	1678.0	-1108.0	-1551.2	2786.0
31	87.7	1015.5	-170.1	-478.8	1185.6	1702.1	-1108.0	-1551.2	2810.1
32	90.5	950.0	-166.0	-403.0	1116.0	1725.8	-1108.0	-1551.2	2833.8
33	93.3	901.0	-160.0	-360.0	1061.0	1749.1	-1108.0	-1551.2	2857.1
34	96.2	880.0	-160.0	-270.0	1040.0	1772.8	-1108.0	-1551.2	2880.9

④ 외장재 설계용 풍하중

건축물의 외부에 설치하는 외장재는 과도한 바람 등의 영향에 의해 건축물에서 박리되어 떨어질 수 있으며, 구조물이나 인명에 안전의 위협을 가할 수 있게된다. 따라서 건축기준에서는 하중으로써의 풍압이외에 외장재 설계용 풍압을 산정하게 되어 있다. 이에 본 절에서는 건축물 하중기준에서 정한 외장재 설계용 풍하중과 해석에 의해 얻은 외장재 설계용 풍하중의 값을 비교, 분석하였다.

- 설계기준에 의한 외장재 설계용 풍하중의 산정

건축물 하중기준에 의한 외장재 설계용 풍하중은 다음과 같다.

적용범위

여기에서는 건축물의 외장재 및 그 2차 부재 설계용 풍하중 산정에 대하여 규정한다.

외장재 설계용 풍하중 산정

가. 외장재 설계용 풍하중(W_c)은 다음 식에 따라 산정한다.

$$W_c = p_c \cdot A$$

여기서, p_c : 외장재 설계용 설계풍압(N/m^2), 단, $500\,N/m^2$보다 작아서는 안 된다.

A : 유효수압면적(m^2)

나. 외장재 설계용 풍압(p_c)은 다음 각각의 구분에 따라 산정한다.

① 지붕면의 평균높이 $20m$ 이상 건축물의 정압인 외벽

$$p_c = q_z(GC_{pe} - GC_{pi})$$

② 지붕면의 평균높이 $20m$ 이상 건축물의 부압인 외벽 및 지붕면

$$p_c = q_h(GC_{pe} - GC_{pi})$$

③ 지붕면의 평균높이 $20m$ 미만인 건축물 외벽 및 지붕면

(단, 여기서 q_h 는 노풍도 구분 C에서의 설계속도압을 적용한다.)

$$p_c = q_h(GC_{pe} - GC_{pi})$$

여기서, q_h : 지붕면의 평균높이 h 에 대한 설계속도압(N/m^2)

q_z : 지표면에서 임의높이 Z에 대한 설계속도압(N/m^2)

GC_{pe} : 외장재 설계용 가스트 외압계수

GC_{pi} : 외장재 설계용 가스트 내압계수

- 시뮬레이션 결과에 근거한 외장재 설계용 풍하중의 산정

시뮬레이션 결과에 따른 구조 설계용 풍하중 산정은 각 방향별 풍력을 적용한 결과에 근거하여, 가장 큰 영향을 미치는 North-West 방향의 풍압에 대하여 건축물에 분포된 정압 및 부압 분포를 분석하고 이를 각동별, 각층별 분포로 분류하여 외장재 설계용 풍하중을 산정하였으며, 이 결과를 표와 그래프로 제시하였다.

구조골조용 풍압과 달리 외장재 설계용 풍하중은 옥탑에 작용하는 풍압의 크기를 그대로 반영하였다.

해석결과 외장재 설계를 위한 최대 정압은 101동, 102동, 103동의 경우 각각 $1997Pa(N/m^2)$, $1948Pa(N/m^2)$, $1947Pa(N/m^2)$이고, 최대 부압은 각각 $2037Pa(N/m^2)$, $1924Pa(N/m^2)$, $1400Pa(N/m^2)$이었다. 해석결과 옥탑 구조물의 형태적 영향으로 부압의 크기가 설계기준의 외장재 설계용 풍압인 $1600Pa(N/m^2)$보다 약 20%정도 크게 나타남을 알 수 있었다.

설계기준에 의해 계산한 외장재 설계용 풍하중과 CFD 해석을 통하여 얻은 정압(풍상벽), 부압(풍하벽, 측벽)에 의한 외장재 설계용 풍하중을 아래 표 3.5.32에서 비교 분석하였다.

표 3.5.31 외장재 설계용 최대 정압/부압(옥탑포함), 단위 $Pa(N/m^2)$

풍압계수 / 동	최대정압			최대부압			비고
	해석 결과	풍향	설계 기준	해석 결과	풍향	설계 기준	
101동	1997	S-W	2,950	-2037	S	-1,564	
102동	1948	W	2,886	-1924	S	-1,530	
103동	1947	N-W	3,031	-1400	S	-1,606	

⑤ 결 론

- 최대 풍압분포

표 3.5.32 구조골조 최대 정압/부압계수 (단위 : N/m^2)

풍압 / 동	정 압			부 압			비고
	최대 정압	최대 정압계수	풍향	최대 부압	최대 부압계수	풍향	
101동	1454	1.393	S-W	-1634	-1.565	S-E	
102동	1405	1.346	W	-1471	-1.409	S	
103동	1404	1.345	N-W	-1270	-1.217	W	

표 3.5.33 외장재 설계용 최대 정압/부압 (단위 : N/m^2)

풍압계수 / 동	정 압		부 압(옥탑포함)		비고
	최대정압	풍향	최대부압	풍향	
101동	1997	S-W	-2037	S	
102동	1948	W	-1924	S	
103동	1947	N-W	-1400	S	

- 종합의견

다음 연구는 인천시 남구 학익동 용현/학익지구 4블럭에 건설될 예정인 대주아파트의 풍하중에 대한 안전성 검토 및 풍환경 영향평가를 수행한 것으로, 그 결과에 대한 분석 및 평가를 요약하면 아래와 같다.

풍하중 및 풍환경에 대한 영향 인자로는 다음과 같다.

- 주변 건물 및 주변 지형에 의한 영향
- 대상 건축물 평면 형상, 입면 형상 및 높이에 의한 영향
- 단지 배치 형태에 의한 영향

이들의 영향을 고려한 결과에 대하여 항목별로 평가하면, 아래와 같다.

수치 시뮬레이션에 의한 풍하중 영향 평가는 주변지형, 주변건물, 평면형상, 입면형상, 높이, 단지배치 등 풍속 및 풍거동에 영향을 미칠 수 있는 많은 요소들을 대용량 컴퓨터 및 뛰어난 계산 성능의 소프트웨어로 모델링 및 계산할 수 있다.

계산 결과 충분한 정도의 자세한 모델링 및 계산 과정의 수반된다면 매우 정확한 정성적, 정량적 풍하중 영향 평가를 할 수 있었다.

풍압분석결과에 의하면 최대 정압 및 정압계수는 101동에서 $1454N/m^2$, 1.393로 계산되었으며, 최대 부압 및 부압계수는 101동에서 $-1634N/m^2$, -1.565로 계산되었다. 특히 외장재 설계 시 정압의 경우는 충분한 안전성을 확보할 수 있었지만, 부압의 경우 설계기준에서 정하고 있는 외장재 설계압을 초과하고 있음을 알 수 있었다.

적용 풍향 및 풍속에 따라 가장 큰 영향을 미치고 있는 케이스를 고려한 경우 대상 건축물에 작용하는 각 층 풍하중을 산정하고, 산정된 풍하중에 근거하여 계산된 설계풍하중은 설계기준에 의한 설계풍하중과 비교했을 때 충분한 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

시뮬레이션에 의한 각 층 풍하중의 분포는 설계기준에 의한 풍하중의 30~77% 수준이다.(옥탑부분을 무시한 경우)

대상 건축물에 대한 바람길(stream line) 해석 등 풍환경 영향에 대하여 평가하면, 본 건축물의 동쪽과, 북쪽에 위치한 기존 아파트단지 및 건설 중인 아파트단지(엑슬루타워)의 영향으로 해당방향 풍향에 대한 풍하중은 상대적으로 적은 영향이 미치고 있음을 알 수 있었다. 그 외 서쪽과, 남쪽, 북서쪽의 저층건축물이 위치한 방향의 풍향은 비교적 직접적으로 본 대상 건축물에 풍하중의 영향이 전달되어 상대적으로 더 큰 풍하중이 계산되었다.

풍하중 및 풍환경 시뮬레이션 계산 결과 얻을 수 있었던 부압, 측압은 설계기준에 의한 설계 풍압에 비하여 작은 값을 나타냈지만, 몇몇 풍향에 대해서는 정압의 경우는 중저층부에서 설계기준식에서 정하고 있는 압력보다 큰 수치가 계산되었다. 그러나 정압과 부압의 벡터 합을 고려한 안전성의 측면에서 보았을 때에는 설계하중의 최대 77% 수준이기 때문에 충분한 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

이상의 결과로부터 설계기준에 근거하여 설계된 대상 건축물은 풍하중에 대하여 충분히 안전성을 확보한 것으로 판단되며, 풍환경 영향 평가에 있어서도 주변 건물에 미치는 영향이 충분히 허용 가능한 것으로 판단된다.

본 연구의 결과는 당해 지역뿐만 아니라 타 지역에 건설될 유사 건축물에도 충분히 적용 가능 할 것으로 사료되며, 향후 건축물의 안전성과 풍환경 영향평가에 크게 기여할 것으로 판단된다.

(바) 인천 연수구 연수동 주상복합

① 대상건축물

- 조감도

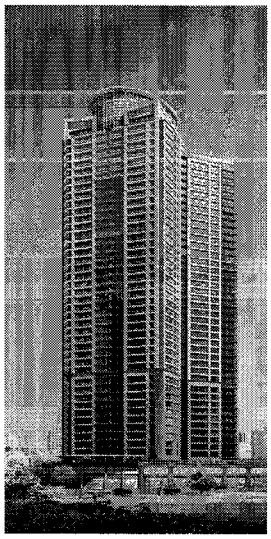


그림 3.5.42 조감도

- 건물개요

인천광역시 연수구 연수동 593-3번지에 시공될 예정인 주거복합은 최고 지상 43층인 1개동으로 구성되어 있으며, 중, 저층부에는 근린생활시설과 오피스텔이 계획되어 있으며, 중/고층부에는 아파트로 설계되어 있는 주거복합시설물이다. 전체적인 구조시스템은 주거복합시설의 구조형식으로 가장 널리 사용되는 철근콘크리트형 벽식 구조시스템이며, 타워형 평면을 도입하여, 조망권을 확보하였다.

표 3.5.34 설계개요

대지현황	사업명	인천광역시 연수구 593-3번지 주거복합
	대지위치	인천광역시 연수구 593-3번지
	지역지구	상업지역
	용도	주거복합시설
건설규모	건축규모	지하 5층, 지상 43층(옥탑층 제외시)
	구조형식	철근콘크리트조
	최고높이	152.45m (옥탑층 포함)
풍하중	기본풍속	30m/s
	노풍도	B
	중요도계수	1.1

② 풍하중 및 풍환경 시뮬레이션

- 바람의 방향

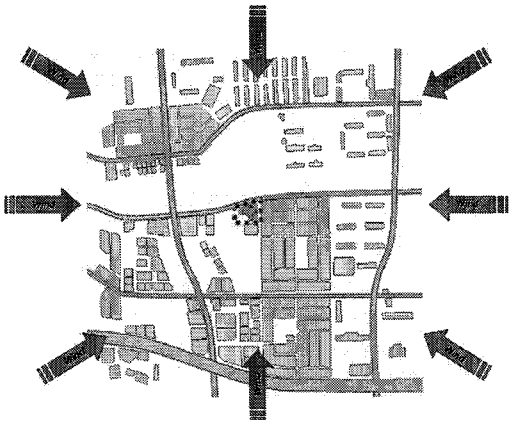


그림 3.5.43 바람의 방향

- 모델링

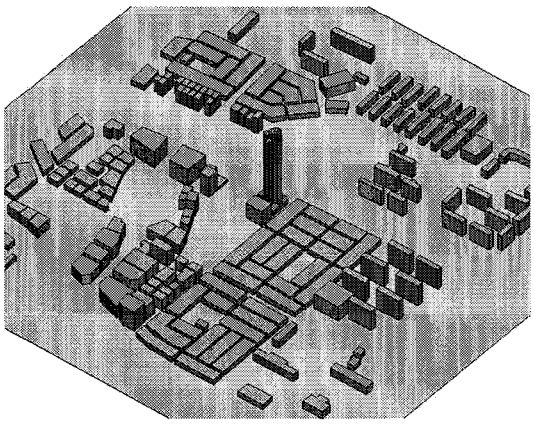


그림 3.5.44 모델링

- 격자형성

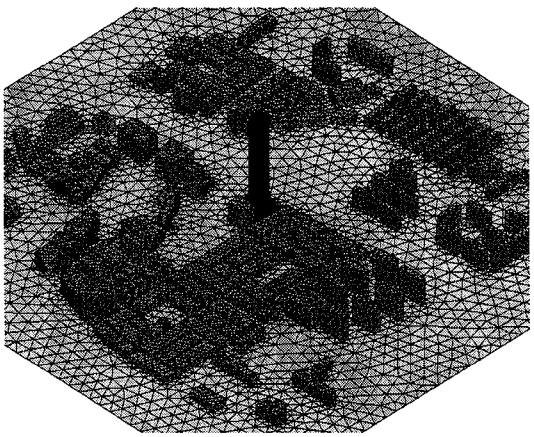


그림 3.5.45 격자형성

- 바람의 흐름

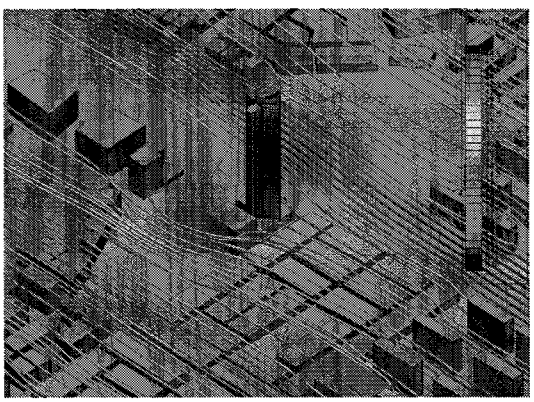


그림 3.5.46 바람의 흐름

- 풍압분포

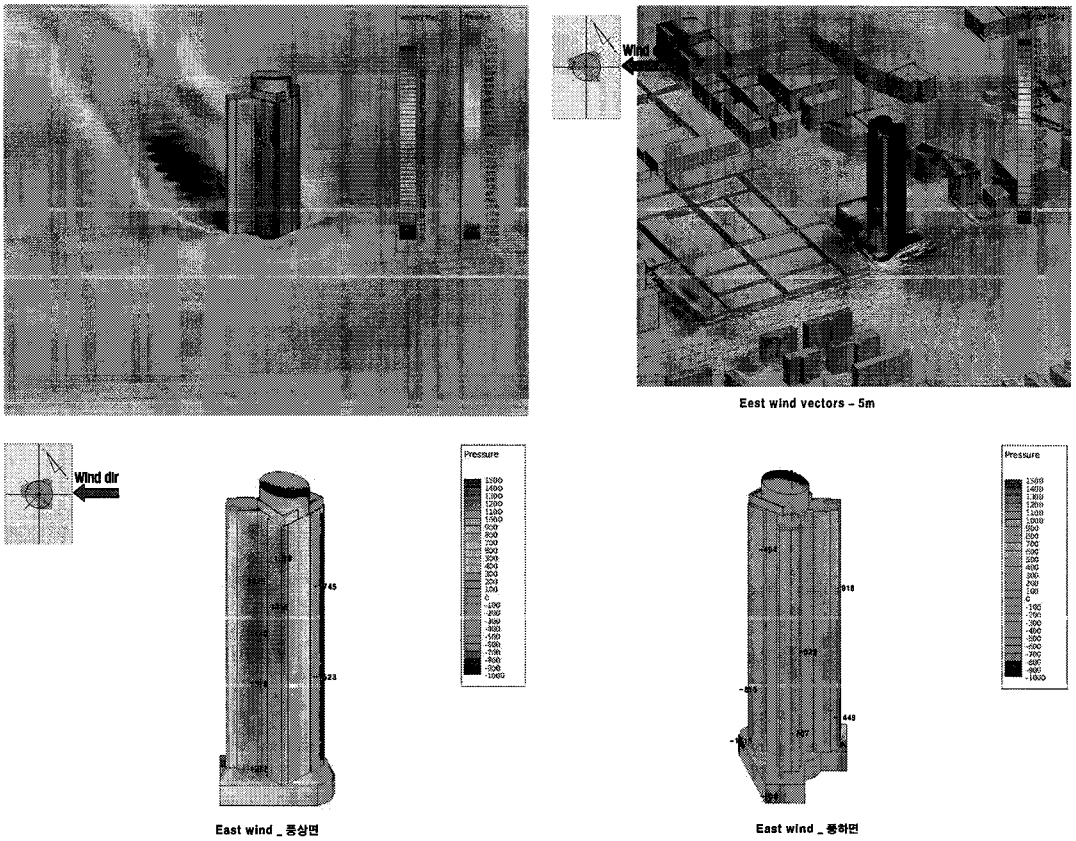


그림 3.5.47 풍압분포

- 해석결과와 설계기준 비교

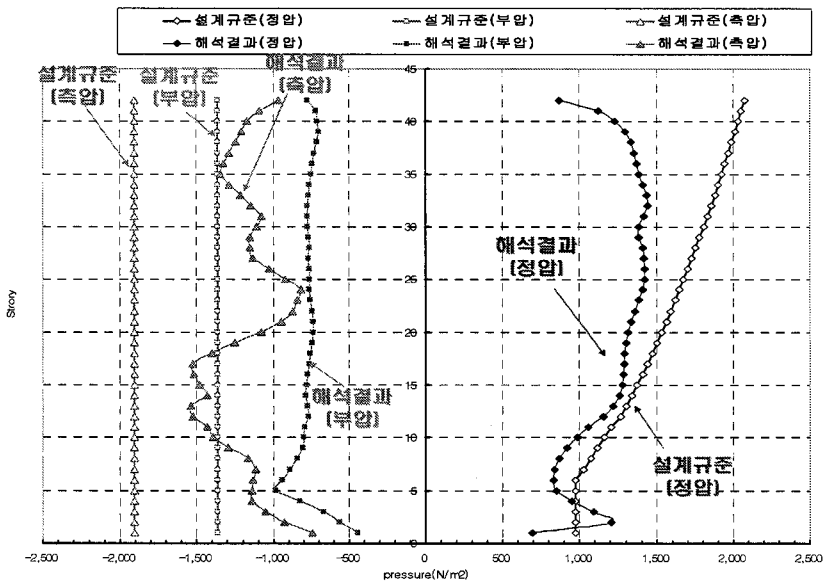


그림 3.5.48 North-West wind direction

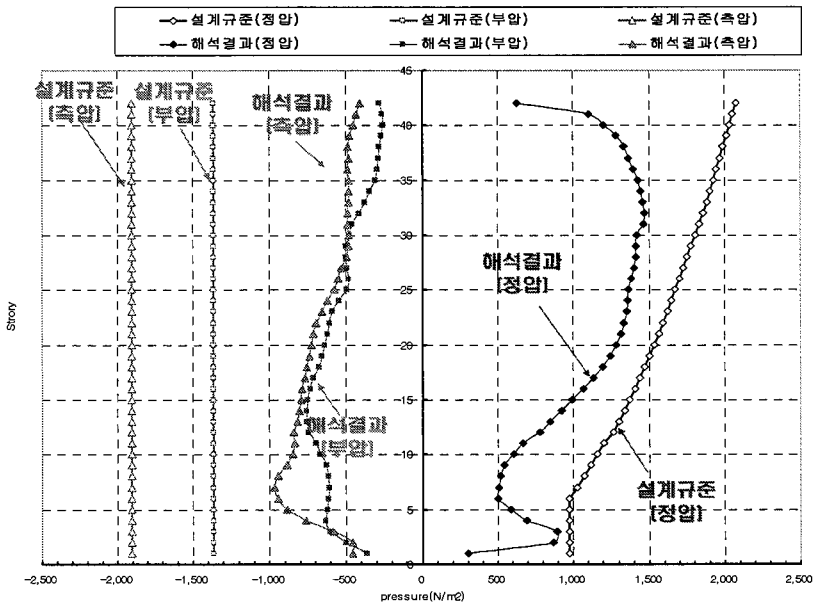


그림 3.5.49 South-West wind direction

③ 설계기준에 의한 구조골조용 설계풍하중 산정

본 절에서는 시뮬레이션 결과 얻어진 풍상면과 풍하면의 풍압에 근거하여 구조물 설계용 풍하중을 검토하였다. 단, 대상 건축물에 대하여 각 방향 풍하중에 대한 결과를 분석한 결과 앞절의 North-West, South-West 방향의 풍하중에 대하여 가장 큰 영향을 받는 것으로 나타났다. 따라서 본 절에서 North-West, South-West 2 방향에 대한 구조물의 안전성을 검토하였다. 결과를 요약하면 아래와 같으며, 풍하중 설계기준에 대한 값은 설계기준에 근거하여 산정된 값이다.

시뮬레이션에 의한 각 층 풍하중의 분포는 설계기준에 의한 풍하중의 50~75% 수준이다.(옥탑부분을 무시한 경우)

- 설계기준에 근거한 구조골조용 풍하중의 산정

설계기준에 근거한 풍하중은 건축물 하중기준 및 해설(2000)에 근거하여 산정하였다. 아래에 건축물 하중기준 및 해설에 제시된 내용을 기술한다.

적용범위

이 절에서는 밀폐형 건축구조물, 개방형 건축구조물 및 기타 구조물의 설계용 풍하중의 산정에 대하여 규정한다.

구조골조 설계용 풍하중의 산정

가. 구조골조 설계용의 풍하중(W_f)은 다음 식에 따라 산정한다.

$$W_f = p_f \cdot A$$

여기서, p_f : 구조골조 설계용 설계풍력(N/m^2)

A : 유효 수압면적(m^2)

나. 밀폐형 건축물의 구조골조 설계용 설계풍력(p_f)은 다음 식에 따라 산정한다.

$$p_f = G_f \cdot (q_z \cdot C_{pe1} - q_h \cdot C_{pe2})$$

여기서, q_h : 지붕면의 평균높이 h에 대한 설계속도압(N/m^2)

q_z : 지표면에서 임의높이 Z에 대한 설계속도압(N/m^2)

G_f : 구조골조 및 지붕골조 설계용 가스트 영향계수

C_{pe1} : 풍상벽의 외압계수

C_{pe2} : 풍하벽의 외압계수

다. 개방형 건축물 및 기타 구조물의 구조골조 설계용 설계풍력(p_f)은 다음 식에 따라 산정한다.

$$p_f = q_z \cdot G_f \cdot C_f$$

여기서, q_z : 지표면에서 임의높이 Z에 대한 설계속도압(N/m^2)

G_f : 구조골조 및 지붕골조 설계용 가스트 영향계수

C_f : 풍력계수

- 시뮬레이션(CFD) 결과에 근거한 구조골조용 풍하중의 산정

시뮬레이션 결과에 따른 구조 설계용 풍하중 산정은 각 방향별 풍력을 적용한 결과에 근거하여, 가장 큰 영향을 미치는 North-West, South-West방향의 풍압에 대하여 건축물에 분포된 정압 및 부압 분포를 분석하고 이를 각동별, 각층별 분포로 분류하여 풍하중을 산정하며, 이를 그래프와 표로 제시하였다.

전체적으로 최대 풍압/풍향에 대해 건축물에 작용하는 풍하중의 크기는 건축물 하중기준에서 설정하고 있는 풍하중보다 작은 수치임을 알 수 있었다. 따라서 건축물 하중기준에 의해 본 대상건축물을 설계할 경우 사용성 및 안전성에 문제가 없을 것으로 사료된다.

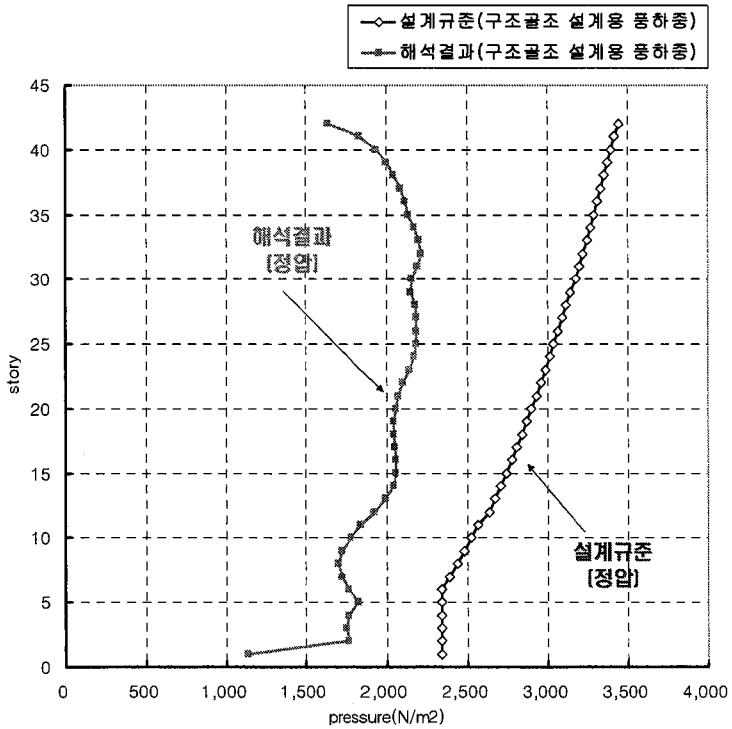


그림 3.5.50 North-West wind direction의 시뮬레이션 결과 및 설계기준에 의한 풍하중 비교

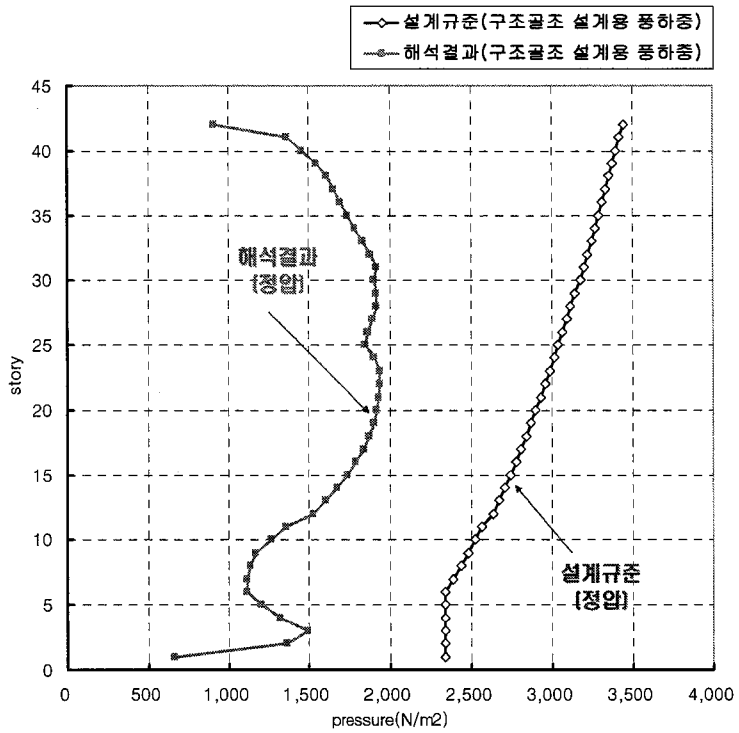


그림 3.5.51 South-West wind direction의 시뮬레이션 결과 및 설계기준에 의한 풍하중 비교

표 3.5.35 North-West방향의 구조골조용 풍하중

층	높이	해석결과				건축물 하중기준			
		풍압(N/m2)			구조골조풍압	풍압(N/m2)			구조골조풍압
		정압	부압	측압		정압	부압	측압	
1	8	689.0	-445.3	-741.7	1134.3	970.2	-1364.3	-1910.1	2334.5
2	12.2	1205.4	-562.8	-929.2	1768.2	970.2	-1364.3	-1910.1	2334.5
3	15.25	1087.9	-666.6	-1052.0	1754.5	970.2	-1364.3	-1910.1	2334.5
4	18.3	946.9	-822.3	-1138.8	1769.3	970.2	-1364.3	-1910.1	2334.5
5	21.35	849.1	-983.0	-1140.7	1832.1	970.2	-1364.3	-1910.1	2334.5
6	24.4	828.5	-941.8	-1137.6	1770.2	970.2	-1364.3	-1910.1	2334.5
7	27.45	832.6	-893.1	-1117.5	1725.7	1021.0	-1364.3	-1910.1	2385.4
8	30.5	865.6	-840.3	-1165.4	1706.0	1069.5	-1364.3	-1910.1	2433.8
9	33.55	917.1	-805.1	-1296.8	1722.2	1115.3	-1364.3	-1910.1	2479.6
10	36.6	983.5	-799.5	-1393.6	1783.0	1158.8	-1364.3	-1910.1	2523.1
11	39.65	1052.2	-790.7	-1435.5	1842.8	1200.3	-1364.3	-1910.1	2564.7
12	44.75	1156.3	-767.7	-1530.0	1924.0	1266.0	-1364.3	-1910.1	2630.3
13	47.8	1215.3	-776.2	-1539.8	1991.5	1303.2	-1364.3	-1910.1	2667.6
14	50.85	1257.5	-782.6	-1433.0	2040.1	1339.2	-1364.3	-1910.1	2703.5
15	53.9	1279.1	-779.6	-1482.2	2058.7	1373.9	-1364.3	-1910.1	2738.3
16	56.95	1284.4	-772.8	-1521.9	2057.2	1407.6	-1364.3	-1910.1	2772.0
17	60	1289.1	-762.8	-1527.9	2051.9	1440.3	-1364.3	-1910.1	2804.7
18	63.05	1290.4	-751.9	-1401.0	2042.3	1472.1	-1364.3	-1910.1	2836.4
19	66.1	1303.3	-740.9	-1251.9	2044.2	1503.0	-1364.3	-1910.1	2867.3
20	69.15	1317.0	-737.4	-1075.9	2054.3	1533.1	-1364.3	-1910.1	2897.5
21	72.2	1334.5	-735.1	-945.6	2069.6	1562.5	-1364.3	-1910.1	2926.9
22	75.25	1356.9	-744.2	-871.7	2101.0	1591.2	-1364.3	-1910.1	2955.6
23	78.3	1384.8	-753.3	-843.0	2138.1	1619.3	-1364.3	-1910.1	2983.6
24	81.35	1408.7	-757.8	-817.8	2166.5	1646.8	-1364.3	-1910.1	3011.1
25	84.4	1420.0	-759.9	-921.4	2179.9	1673.6	-1364.3	-1910.1	3038.0
26	87.45	1421.4	-763.6	-1028.4	2185.0	1700.0	-1364.3	-1910.1	3064.3
27	90.5	1417.4	-765.0	-1136.2	2182.4	1725.8	-1364.3	-1910.1	3090.2
28	93.55	1410.3	-762.3	-1153.6	2172.7	1751.2	-1364.3	-1910.1	3115.5
29	96.7	1384.3	-765.2	-1151.2	2149.5	1776.9	-1364.3	-1910.1	3141.2
30	100.8	1385.2	-770.8	-1111.7	2156.0	1809.6	-1364.3	-1910.1	3174.0
31	103.85	1415.4	-774.2	-1078.2	2189.6	1833.5	-1364.3	-1910.1	3197.9
32	106.9	1441.5	-772.6	-1144.2	2214.1	1857.0	-1364.3	-1910.1	3221.4
33	109.95	1433.1	-765.6	-1213.3	2198.7	1880.2	-1364.3	-1910.1	3244.5
34	113	1409.0	-760.4	-1290.8	2169.4	1902.9	-1364.3	-1910.1	3267.3
35	116.05	1386.1	-750.5	-1347.5	2136.6	1925.4	-1364.3	-1910.1	3289.7
36	119.1	1371.2	-739.5	-1326.2	2110.7	1947.5	-1364.3	-1910.1	3311.8
37	122.15	1355.4	-732.3	-1293.3	2087.7	1969.3	-1364.3	-1910.1	3333.6
38	125.2	1333.9	-709.8	-1249.6	2043.6	1990.8	-1364.3	-1910.1	3355.1
39	128.25	1298.3	-700.1	-1210.1	1998.4	2011.9	-1364.3	-1910.1	3376.3
40	131.3	1229.5	-709.5	-1170.5	1939.0	2032.9	-1364.3	-1910.1	3397.2
41	134.35	1120.1	-718.8	-1090.5	1838.8	2053.5	-1364.3	-1910.1	3417.9
42	137.95	868.8	-775.1	-965.5	1644.0	2077.5	-1364.3	-1910.1	3441.9

표 3.5.36 South-West방향의 구조골조용 풍하중

층	높이	해석결과				건축물 하중기준			
		풍압(N/m2)			구조골조풍압	풍압(N/m2)			구조골조풍압
		정압	부압	측압		정압	부압	측압	
1	8	299.7	-359.2	-457.8	658.9	970.2	-1364.3	-1910.1	2334.5
2	12.2	867.7	-499.1	-456.4	1366.9	970.2	-1364.3	-1910.1	2334.5
3	15.25	891.3	-598.2	-582.6	1489.6	970.2	-1364.3	-1910.1	2334.5
4	18.3	692.4	-628.9	-760.6	1321.3	970.2	-1364.3	-1910.1	2334.5
5	21.35	584.9	-619.0	-884.6	1203.9	970.2	-1364.3	-1910.1	2334.5
6	24.4	500.0	-610.8	-938.5	1110.8	970.2	-1364.3	-1910.1	2334.5
7	27.45	506.3	-607.5	-965.0	1113.8	1021.0	-1364.3	-1910.1	2385.4
8	30.5	519.5	-613.9	-941.1	1133.4	1069.5	-1364.3	-1910.1	2433.8
9	33.55	544.7	-623.4	-887.6	1168.0	1115.3	-1364.3	-1910.1	2479.6
10	36.6	602.9	-664.7	-847.1	1267.6	1158.8	-1364.3	-1910.1	2523.1
11	39.65	666.5	-694.6	-834.0	1361.1	1200.3	-1364.3	-1910.1	2564.7
12	44.75	780.6	-744.4	-841.7	1524.9	1266.0	-1364.3	-1910.1	2630.3
13	47.8	850.2	-753.7	-815.9	1603.9	1303.2	-1364.3	-1910.1	2667.6
14	50.85	920.5	-756.1	-802.9	1676.6	1339.2	-1364.3	-1910.1	2703.5
15	53.9	991.5	-745.2	-794.4	1736.7	1373.9	-1364.3	-1910.1	2738.3
16	56.95	1064.5	-731.4	-785.4	1795.8	1407.6	-1364.3	-1910.1	2772.0
17	60	1134.5	-707.7	-768.1	1842.2	1440.3	-1364.3	-1910.1	2804.7
18	63.05	1199.9	-675.8	-751.4	1875.7	1472.1	-1364.3	-1910.1	2836.4
19	66.1	1248.8	-652.9	-738.0	1901.7	1503.0	-1364.3	-1910.1	2867.3
20	69.15	1283.9	-635.0	-723.4	1918.9	1533.1	-1364.3	-1910.1	2897.5
21	72.2	1312.4	-620.0	-709.0	1932.4	1562.5	-1364.3	-1910.1	2926.9
22	75.25	1332.9	-605.7	-689.9	1938.6	1591.2	-1364.3	-1910.1	2955.6
23	78.3	1353.2	-586.1	-657.4	1939.3	1619.3	-1364.3	-1910.1	2983.6
24	81.35	1358.0	-543.9	-616.7	1901.9	1646.8	-1364.3	-1910.1	3011.1
25	84.4	1363.4	-491.4	-574.2	1854.8	1673.6	-1364.3	-1910.1	3038.0
26	87.45	1385.7	-478.3	-551.3	1864.0	1700.0	-1364.3	-1910.1	3064.3
27	90.5	1403.3	-492.3	-527.7	1895.6	1725.8	-1364.3	-1910.1	3090.2
28	93.55	1415.4	-499.4	-495.2	1914.8	1751.2	-1364.3	-1910.1	3115.5
29	96.7	1415.8	-497.3	-478.3	1913.1	1776.9	-1364.3	-1910.1	3141.2
30	100.8	1422.6	-476.6	-480.6	1899.1	1809.6	-1364.3	-1910.1	3174.0
31	103.85	1463.3	-452.5	-486.1	1915.9	1833.5	-1364.3	-1910.1	3197.9
32	106.9	1470.6	-413.1	-487.5	1883.6	1857.0	-1364.3	-1910.1	3221.4
33	109.95	1460.0	-376.1	-482.2	1836.1	1880.2	-1364.3	-1910.1	3244.5
34	113	1445.6	-340.1	-476.9	1785.7	1902.9	-1364.3	-1910.1	3267.3
35	116.05	1429.8	-306.2	-481.1	1736.0	1925.4	-1364.3	-1910.1	3289.7
36	119.1	1399.5	-295.0	-486.2	1694.5	1947.5	-1364.3	-1910.1	3311.8
37	122.15	1367.4	-287.7	-483.1	1655.1	1969.3	-1364.3	-1910.1	3333.6
38	125.2	1335.4	-278.6	-484.5	1614.0	1990.8	-1364.3	-1910.1	3355.1
39	128.25	1281.9	-265.8	-473.2	1547.6	2011.9	-1364.3	-1910.1	3376.3
40	131.3	1201.7	-257.9	-447.6	1459.7	2032.9	-1364.3	-1910.1	3397.2
41	134.35	1106.6	-260.5	-431.3	1367.1	2053.5	-1364.3	-1910.1	3417.9
42	137.95	630.8	-279.3	-404.3	910.0	2077.5	-1364.3	-1910.1	3441.9

④ 외장재 설계용 풍하중

건축물의 외부에 설치하는 외장재는 과도한 바람 등의 영향에 의해 건축물에서 박리되어 떨어질 수 있으며, 구조물이나 인명에 안전의 위협을 가할 수 있게된다. 따라서 건축기준에서는 하중으로써의 풍압이외에 외장재 설계용 풍압을 산정하게 되어 있다. 이에 본 절에서는 건축물 하중기준에서 정한 외장재 설계용 풍하중과 해석에 의해 얻은 외장재 설계용 풍하중의 값을 비교, 분석하였다.

- 설계기준에 의한 외장재 설계용 풍하중의 산정

건축물 하중기준에 의한 외장재 설계용 풍하중은 다음과 같다.

적용범위

이 절에서는 건축물의 외장재 및 그 2차 부재 설계용 풍하중 산정에 대하여 규정한다.

외장재 설계용 풍하중 산정

가. 외장재 설계용 풍하중(W_c)은 다음 식에 따라 산정한다.

$$W_c = p_c \cdot A$$

여기서, p_c : 외장재 설계용 설계풍압(N/m^2), 단, 500 N/m^2보다 작아서는 안 된다.

A : 유효수압면적(m^2)

나. 외장재 설계용 풍압(p_c)은 다음 각각의 구분에 따라 산정한다.

① 지붕면의 평균높이 20m 이상 건축물의 정압인 외벽

$$p_c = q_z(GC_{pe} - GC_{pi})$$

② 지붕면의 평균높이 20m 이상 건축물의 부압인 외벽 및 지붕면

$$p_c = q_h(GC_{pe} - GC_{pi})$$

③ 지붕면의 평균높이 20m 미만인 건축물 외벽 및 지붕면

(단, 여기서 q_h 는 노풍도 구분 C에서의 설계속도압을 적용한다.)

$$p_c = q_h(GC_{pe} - GC_{pi})$$

여기서, q_h : 지붕면의 평균높이 h에 대한 설계속도압(N/m^2)

q_z : 지표면에서 임의높이 Z에 대한 설계속도압(N/m^2)

GC_{pe} : 외장재 설계용 가스트 외압계수

GC_{pi} : 외장재 설계용 가스트 내압계수

- 시뮬레이션(CFD) 결과에 근거한 외장재 설계용 풍하중의 산정

시뮬레이션 결과에 따른 외장재 설계용 풍하중은 옥탑에 작용하는 풍압의 크기를 반영하였으며, 바닥면에 작용하는 압력은 제외하였다.

해석결과 외장재 설계를 위한 최대 정압은 North-East방향의 풍향에 대해서 2,187$Pa(N/m^2)$의 정압이 계산되었고, 최대 부압은 North방향의 풍향에 대해서 -1,638$Pa(N/m^2)$의 부압이 계산되었다.

이는 건축물 하중기준에서 정하고 있는 외장재설계용 풍압에 대해, 정압은 65%, 부압은 85%수준의 압력으로, 외장재의 설계압력을 건축물하중기준에 의해 설계할 경우 강풍에 대해 외장재가 안정할 것으로 판단된다.

설계기준에 의해 계산한 외장재 설계용 풍하중과 CFD 해석을 통하여 얻은 정압(풍상벽), 부압(풍하벽, 측벽)에 의한 외장재 설계용 풍하중을 아래 표 3.5.37 및 그림3.5.52에 비교 분석하였다.

표 3.5.37 외장재 설계용 최대 정압/부압(옥탑포함)

최대정압			최대부압			비고
해석 결과	풍향	설계 기준	해석 결과	풍향	설계 기준	
2,190	N-E	3,428	-1,638	N	-1,910	·

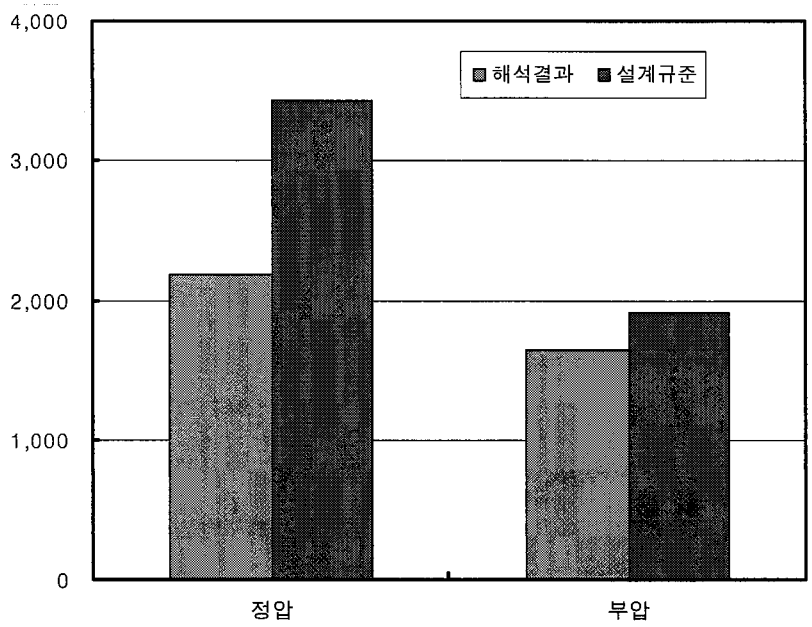


그림 3.5.52 외장재용 풍압비교

⑤ 결론

- 풍압분포

• 구조골조용 풍압의 산정

표 3.5.38 최대 정압/부압계수 단위 : N/m^2

정 압			부 압			비고
최대정압 (N/m^2)	최대 정압계수	풍향	최대부압 (N/m^2)	최대 부압계수	풍향	
1,544	1.244	N-E	-1,638	-1.319	N	

• 외장재 설계용 풍압의 산정

표 3.5.39 외장재 설계용 최대 정압/부압 (단위 : N/m^2)

정 압		부압 (옥탑포함)		비고
최대정압 (N/m^2)	풍향	최대부압 (N/m^2)	풍향	
2,190	N-E	-1,638	N	

- 풍환경 분석 및 평가

본 대상건축물이 위치하고 있는 인천시 연수구 연수동 593-3번지는 지리적으로 연수지구의 중심에 위치하고 있으며, 북쪽과 남쪽에는 공원이 위치하고 있는 등 비교적 중저층의 건축시설물이 주위에 자리잡고 있다.

바람에 의한 풍환경적 특징으로는, 대상건축물의 북쪽에 면하고 있는 도로와 나대지 쪽으로 강한 유동의 흐름이 발생할 수 있을 것으로 예상되며, 따라서 가로수 등의 식재가 필요할 것으로 사료된다. 주변시설물이나 지형지물이 중저층이 대부분이기 때문에 본 대상건축물과 같이 높이 150m이상의 초고층 건축물에 대해서 주변시설물의 영향이 비교적 적은 것으로 판단된다.

또한 사람이 보행하는 10m 이하의 높이에 대한 풍환경 영향은 주변 중저층 건축시설물의 영향으로 상부층에 비해 작은 풍속의 기류분포를 보이고 있음을 알 수 있었다.

- 사용성 및 안전성 평가결과

표 3.5.40 구조골조 설계용 설계풍압 (단위 : N/m^2)

구조골조용 최대설계풍하중			비고
해석결과	풍향	설계기준	해석결과/설계기준
N-W	2,214	3,441	설계기준 대비 65% 수준
S-W	1,939	3,441	설계기준 대비 56% 수준

⑥ 종합의견

다음 내용은 인천시 연수구 연수동 593-3번지 건설될 예정인 주거복합시설물의 풍하중에 대한 안전성 검토 및 풍환경 영향평가를 수행한 결과물이며, 그 결과에 대한 분석 및 평가를 요약하면 아래와 같다.

풍하중 및 풍환경에 대한 영향 인자로는 다음과 같다.

- 주변 건물 및 주변 지형에 의한 영향
- 대상 건축물 평면 형상, 입면 형상 및 높이에 의한 영향
- 단지 배치 형태에 의한 영향

이들의 영향을 고려한 결과에 대하여 항목별로 평가하면, 아래와 같다.

수치 시뮬레이션에 의한 풍하중 영향 평가는 주변지형, 주변건물, 평면형상, 입면형상, 높이, 단지배치 등 풍속 및 풍거동에 영향을 미칠 수 있는 많은 요소들을 대용량 컴퓨터 및 뛰어난 계산 성능의 소프트웨어로 모델링 및 계산할 수 있다.

계산 결과 충분한 정도의 자세한 모델링 및 계산 과정의 수반된다면 매우 정확한 정성적, 정량적 풍하중 영향 평가를 할 수 있었다.

풍압분석결과에 의하면 최대 정압 및 정압계수는 North-East풍향에 의해서 $1{,}544N/m^2$, 1.244로 계산되었으며, 최대 부압 및 부압계수는 North풍향에 의해서 -1,638, $-1.319N/m^2$로 계산되었다. 외장재 설계 시 정압의 경우는 설계기준에 대해 65%수준이었고, 부압의 경우 설계기준의 85%수준으로 비교적 안전성을 확보할 수 있을 것으로 사료된다.

대상 건축물에 대한 바람길(stream line) 해석 등 풍환경 영향에 대하여 평가하면, 전체적으로 본 건축물 주변에 중저층 건축시설물들이 각 방향별로 비교적 비슷한 양상으로 분포하고 있기 때문에, 8개 방향 모두 고루 비슷한 정도의 풍환경 영향을 미치고 있는 것으로 판단된다. 중저층부의 풍환경 영향을 평가하면, 북쪽의 도로와 서쪽, 남쪽에 위치하는 주차장 및 공원쪽으로 비교적 큰 유동 흐름을 보이고 있음을 알 수 있다. 따라서 현재 식재되어있는 가로수나 조경수관리를 통해 보행자의 바람에 대한 안전성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

적용 풍향 및 풍속에 따라 가장 큰 영향을 미치고 있는 케이스를 고려한 경우 대상 건축물에 작용하는 각 층 풍하중을 산정하고, 산정된 풍하중에 근거하여 계산된 구조골조설계용 풍하중은 설계기준에 의한 설계풍하중과 비교했을 때 충분한 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다. 시뮬레이션에 의한 각 층 풍하중의 분포는 설계기준에 의한 풍하중의 56~66% 수준이다.(옥탑부분을 무시한 경우)

풍하중 및 풍환경 시뮬레이션 계산 결과 얻을 수 있었던 정압, 부압, 측압은 설계기준에 의한 설계 풍압에 비하여 작은 값을 나타냈으며, 정압과 부압의 벡터합을 고려한 구조골조 설계용 풍하중은 설계기준에 의한 설계풍하중과 비교했을 때 충분한 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다. 시뮬레이션에 의한 각 층 풍하중의 분포는 설계기준에 의한 풍하중의 56~65% 수준이다. 따라서 안전성의 측면에서 보았을 때에는 설계하중의 최대 65% 수준이기 때문에, 건축설계기준에서 정하고 있는 풍하중에 의해 구조설계를 수행할 경우, 본 건축물은 충분한 안전성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

이상의 결과로부터 설계기준에 근거하여 설계될 경우 대상 건축물은 풍하중에 대하여 충분히 안전성을 확보한 것으로 판단되며, 풍환경 영향 평가에 있어서도 주변 건물에 미치는 영향이 충분히 허용 가능한 것으로 판단된다.

본 연구의 결과는 당해 지역뿐만 아니라 타 지역에 건설될 유사 건축물에도 충분히 적용 가능 할 것으로 사료되며, 향후 건축물의 안전성과 풍환경 영향평가에 크게 기여할 것으로 판단된다.

4. 대공간구조 설계기법에 관한 사례

(1) 고양 실내체육관

(가) 설계 적용기준

표 3.5.41 고양 실내체육관 설계 적용기준

구분	적용기준	비고
관련법규	• 건축법 및 건축법 시행령 • 건축물의 구조기준 등에 관한 규칙	• 2007, 국토해양부 • 2008, 국토해양부
적용기준	• 건축구조설계기준 • 콘크리트구조설계기준 • 강구조설계기준 • 구조물기초설계기준	• 2005, 대한건축학회 • 2007, 대한건축학회 • 2003, 한국강구조학회 • 2005, 대한건축학회
참고기준	• International Building Code • Load and Resistance Factor Design • Building Code Requirements for Structural Concrete • 건축물의 진동에 관한 주거성능 평가지침	• 2006, International Code Committee • 2001, American Institute of Steel Construction • 2008, American Concrete Institute • 2004, 일본건축학회

(나) 주요 구조재료

표 3.5.42 체육관 구성 구조재료

사용재료	구 분	설계기준강도	비 고
철 골	지붕부재	F_y = 325MPa	KS D 3864(SPAP325)
	핀	F_y = 610MPa	KS D 4114(SFCM830S)
	고장력봉	F_y = 460MPa	고장력봉 460 bar
	캐스팅	F_y = 800MPa	34CrNiMo6V
	볼트	F_y = 1170MPa	KS B 1010(F13T)
	장스팬 조립보	F_y = 325MPa	KS D 3515(SM490)
	기타부재	F_y = 234MPa	KS D 3503(SS400)
콘크리트	철근콘크리트	f_{ck} = 24MPa	KS F 2405
	PC 스탠드	f_{ck} = 35MPa	KS F 2405
	무근콘크리트	f_{ck} = 18MPa	KS F 2405
철 근	철근콘크리트	f_y = 400MPa	KS D 3504(SD400)
PC 강연선	PC 스탠드	f_{pu} = 1,860MPa	KS D 7002, SWPC7B

(다) 건물개요

표 3.5.43 건축물 개요

규 모	• 지상 3층, 지하 1층	기본모듈	• 지붕 : 5.7 m 연속체 삼각 그리드 • 하부 : 11.4m×10.0m
구조형식	• 지붕 : 3차원 그리드 셸 + 언더텐션 구조 • 하부 : 철근콘크리트 중간 모멘트 골조	기초형식	• 말뚝기초(Φ450 PHC Pile) • 부력앵커공법 적용

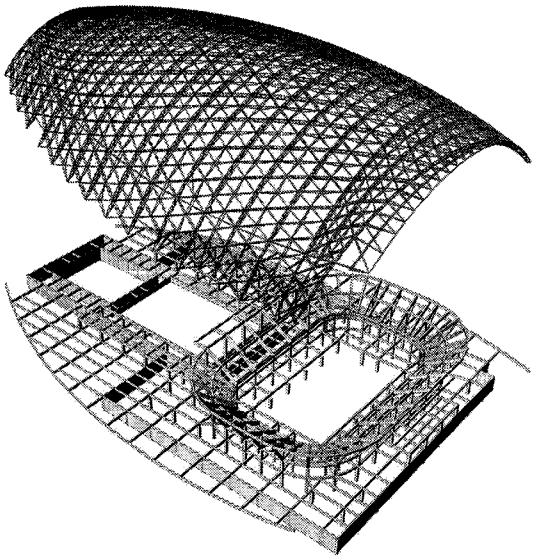


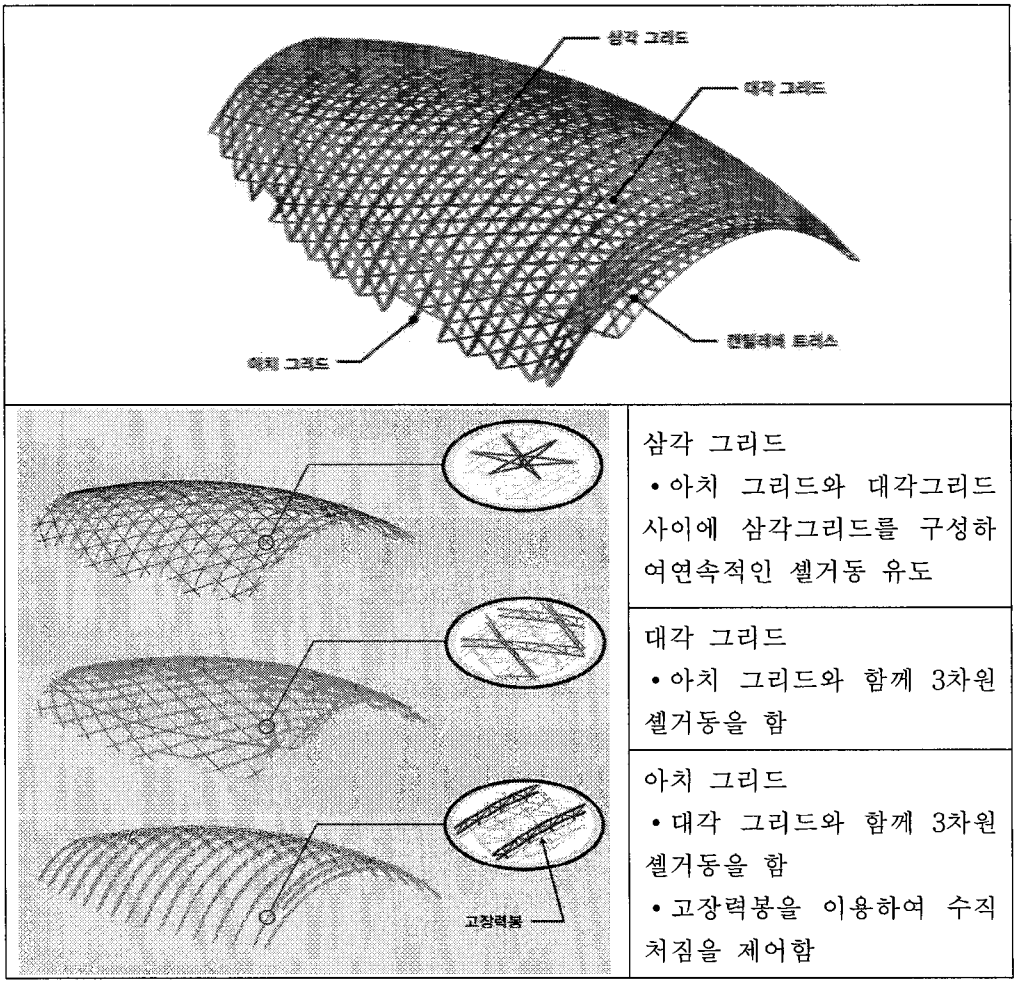
그림 3.5.53 고양 실내체육관 지붕구조 시스템

(라) 주요 구조형식

① 지붕구조형식

선정 시스템	• 3차원 그리드 셸 + 언더텐션 구조시스템
장점	• 공장제작, 현장조립 공법으로 공기단축 • 건축 조형성 우수 • 구조물량 절감 • 셸거동으로 구조안전성 우수

- 지붕구조 시스템 개념도



삼각 그리드 • 아치 그리드와 대각그리드 사이에 삼각그리드를 구성하여연속적인 셸거동 유도
대각 그리드 • 아치 그리드와 함께 3차원 셸거동을 함
아치 그리드 • 대각 그리드와 함께 3차원 셸거동을 함 • 고장력봉을 이용하여 수직처짐을 제어함

그림 3.5.54 지붕구조 시스템 구성

- 지붕구조 응력흐름도

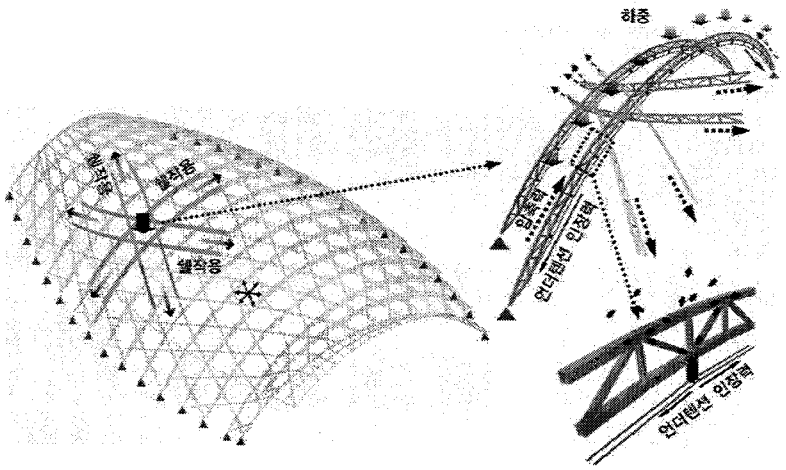
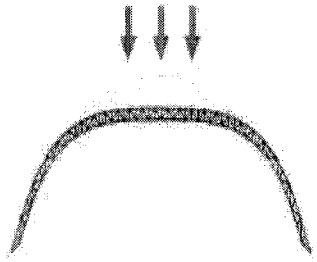
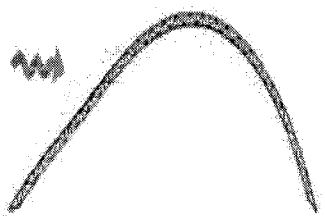
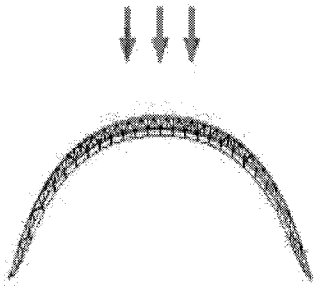
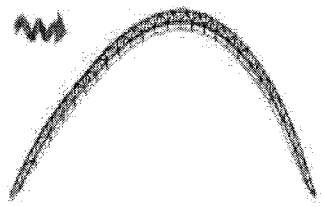


그림 3.5.55 지붕구조 시스템의 응력흐름

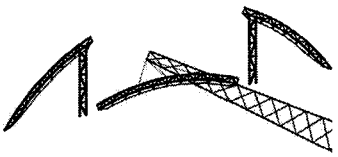
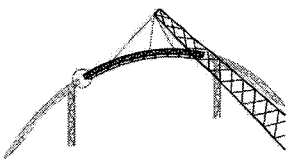
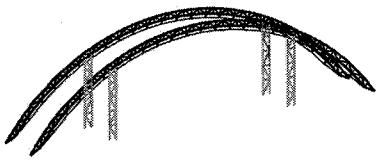
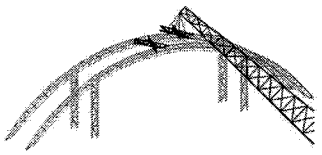
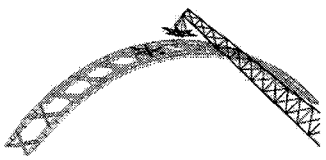
- 연직하중 및 수평하중에 대한 거동

표 3.5.44 연직 및 수평하중에 의한 구조물 거동

구분	연직하중	횡하중
언더텐션 부재가 없을 경우		
언더텐션 부재를 설치한 경우		
기대효과	• 고장력봉을 이용한 수직 처짐 제어효과(처짐 제어 효과가 우수) • 고장력봉을 이용하여 자중절감 효과 • 고장력봉에 프리스트레스를 도입하여 횡력에 대해 구조 안정성의 확보가 용이함	

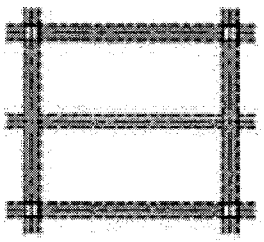
- 지붕구조 시공과정 해석

표 3.5.45 지붕구조 시공과정 해석

stage	개념도	응력도 및 변형
stage 1 • 지상에서 그리드 조립 • 시공과정 해석에 의한 고장력봉 1차 장력도입		
stage 2 • 가설기둥 설치 • 측면 아치그리드 설치		
stage 3 • 중간 아치그리드 설치 • 고장력봉 연결		
stage 4 • 첫번째 아치그리드설치 • 시공과정 해석에 의한 2차 장력 도입		
stage 5 • 두번째 아치그리드설치		
stage 6 • 대각그리드 설치 • 아치그리드 자립 가능 • 가설기둥 해체		
stage 7 • 삼각 그리드 설치 • 양쪽으로 동시작업가능		

② 하부구조 형식

표 3.5.46 체육관 하부구조 형식

구분	1방향 슬래브
형상	
특징	• 진동·처짐 제어로 사용성 양호 • 용도 변경에 따른 하중 변화 대처 능력 우수 • 골조 물량 최소화

(마) 설계하중

① 고정하중 및 활하중

표 3.5.47 고정하중, 활하중 기준

구 분	고정하중	활하중
전광판	200 kN	0.5 kN/㎡
캣워크	1.5 kN/m	
지붕마감 및 부착물	0.5 kN/㎡	
고정식 스탠드	4.92 kN/㎡	4.0 kN/㎡
이동식 스탠드	6.55 kN/㎡	16.0 kN/㎡(시공하중)
콘코스	6.55 kN/㎡	5.0 kN/㎡

② 적설하중

표 3.5.48 적설하중 기준

지상 적설하중(Sg)	0.5 kN/㎡ (고양)	평지붕적설하중(Sf)	0.46 kN/㎡
기본 지붕적설하중 계수(Cb)	0.7	평지붕적설하중의 최소값	0.55kN/㎡
노출계수(Ce)	1.0	경사도	0° ~ 45°
온도계수 (Ct)	1.2	경사도 계수	1.0
중요도계수(Is)	1.1 (중요도1)	경사지붕적설하중	0.55 kN/㎡
적용 하중	0.55 kN/㎡		

③ 온도하중

표 3.5.49 온도하중 기준

• 철골구조물 중 외기에 면하여 있는 -34.2℃~33.4℃의 온도증감을 고려하여 모든 부재가 안전하도록 설계함 ※ Tw : 여름철 평년 최대 온도값 (29.5℃) Tc : 겨울철 평년 최저 온도값 (-8.8℃) Δt : 온도차	
여름철(7월~8월)	겨울철(12월~1월)
• 시공당시의 월평균온도 Tm=25.4℃ • 증가온도 : +Δt=Tw-Tm=29.5-25.4 = 4.1℃ • 감소온도 : -Δt=Tc-Tm= -8.8-25.4 = -34.2℃	• 시공당시의 월평균온도 Tm= -3.9℃ • 증 가 온 도 : + Δ t = T w - T m = 29.5-(-3.9)=33.4℃ • 감 소 온 도 : - Δ t = T c - T m = -8.8-(-3.9)=-4.9℃

*서울, 강화지역 기상청 통계자료에 근거

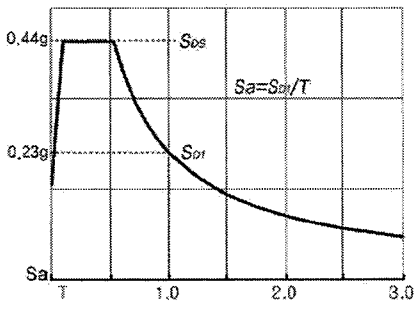
④ 풍하중

표 3.5.50 풍하중 기준

구 분	풍 하 중
기본풍속(V_0)	30 m/sec (고양)
노 풍 도	C
중요도계수(IW)	1.0 (중요도 1)
가스트계수(Gf)	1.9
풍속할증계수(Kzt)	1.0

⑤ 지진하중

표 3.5.51 지진하중

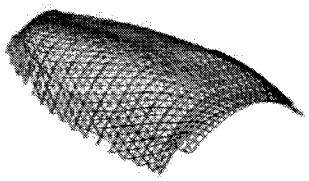
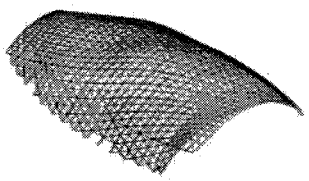
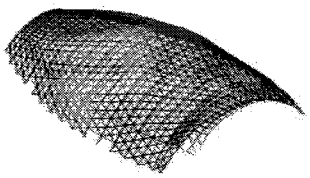
구분		지 진 하 중	설계스펙트럼 가속도
지역계수(A)		0.11 (고양)	
중요도계수(IE)		1.2 (내진등급 1)	
지반분류(S)		SC	
반응수정계수(R)	지붕구조	6.0(철골모멘트골조)	
	하부구조	5.0(철근콘크리트중간모멘트골조)	
내진설계범주		D	

(바) 지붕구조해석

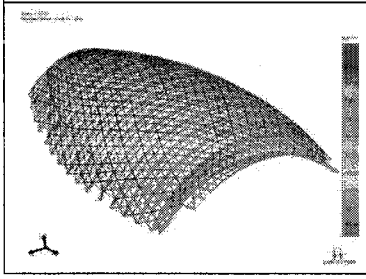
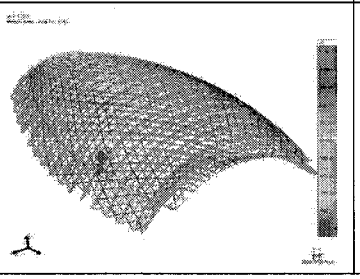
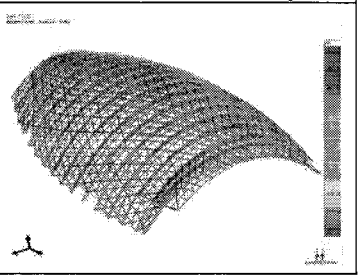
• 지붕구조는 장스팬으로 응력해석시 큰 변형이 예상되므로, 구조물의 기하하적 비선형 해석을 수행할 수 있는 프로그램을 사용하여 구조거동을 파악한다.

• 사용프로그램 : LARSA 2000 4th DIMENSION (비선형 구조해석 프로그램)

고유치 해석에 의한 지붕모드 현상

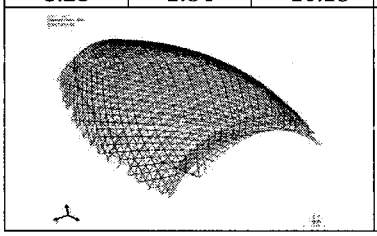
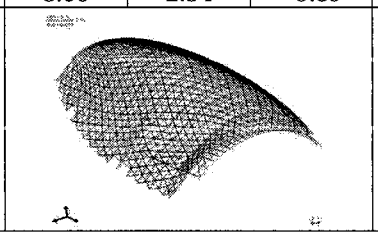
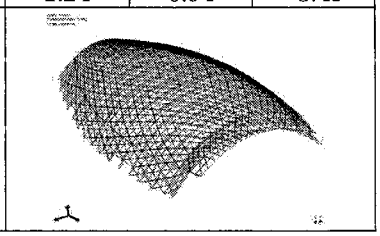
1차 모드(T=0.52초)	10차 모드(T=0.24초)	37차 모드(T=0.18초)
		

수직, 수평하중에 의한 부재력

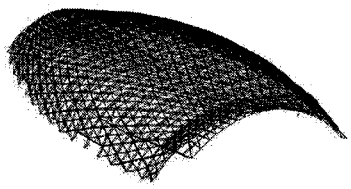
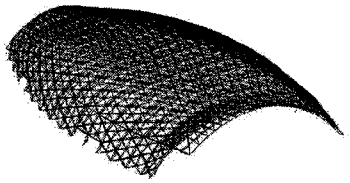
하중조합 : DL + LL	하중조합 : DL + Wx	하중조합 : DL + Wy
		

부재	크기	하중조합	축력
아치 그리드	250×250×6	D + L	528 kN (압축)
대각 그리드	200×200×6	D + Wx	396 kN (압축)
삼각 그리드	200×200×4.5	D + L	348 kN (압축)
고장력봉	2-Φ40	D + Wx	330 kN (인장)

수직, 수평하중에 의한 변위 (단위 : cm)

하중조합 : DD + LL			하중조합 : DD + Wx			하중조합 : DD + Wy		
X방향	Y방향	Z방향	X방향	Y방향	Z방향	X방향	Y방향	Z방향
3.23	1.84	-10.13	8.66	2.34	-9.89	1.24	0.94	-3.49
								

지진하중에 의한 3차원 해석

하중조합 : D + Rx			하중조합 : D + Ry		
X방향	Y방향	Z방향	X방향	Y방향	Z방향
2.27 cm	1.16 cm	-6.18 cm	1.80 cm	1.40 cm	-6.15 cm
					

(2) 판교 알파돔시티

(가) 구조물의 개요

- 공사명 : 판교상업지구내 상업시설 및 주상복합시설 신축공사
- 위 치 : 경기도 성남시 분당구 판교동 일대
- 용 도 : 엔터테인먼트 상업몰

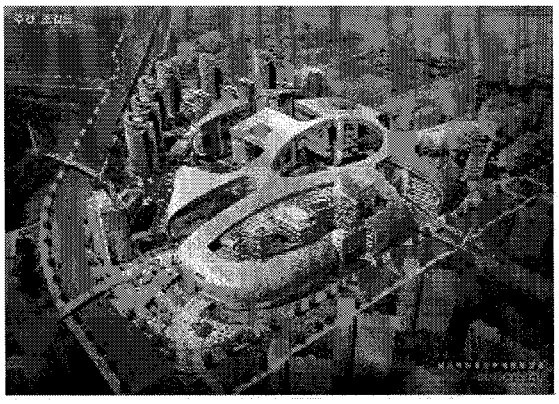
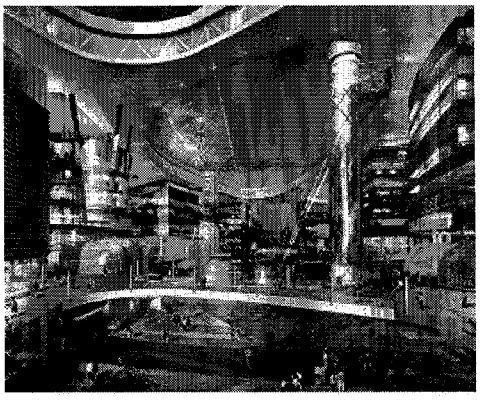
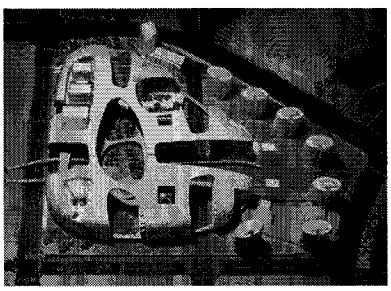
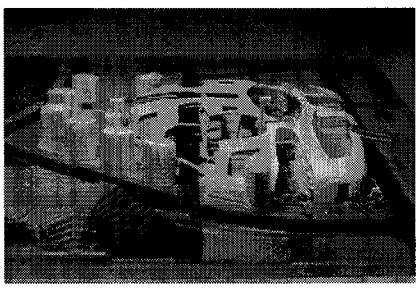





그림 3.5.56 알파돔시티 조감도

(나) 알파돔시티 roof dome/bridge 개요

- 구조시스템 : 하이브리드 철골트러스 복합구조시스템
- 용　　도 : 각 상업시설간 연결브릿지, 스카이갤러리 등 다목적 이용

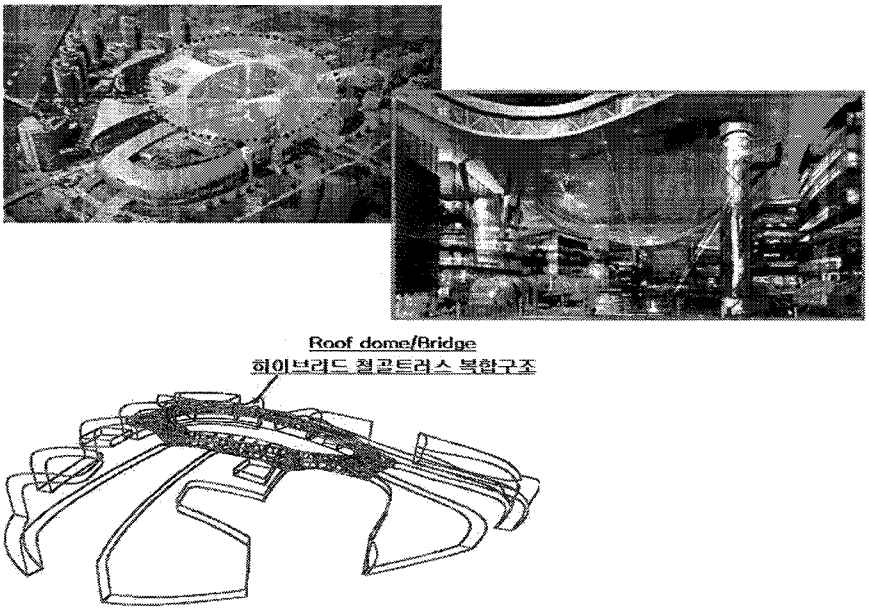
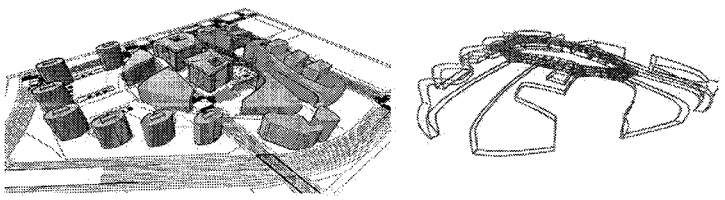


그림 3.5.57 알파돔시티 돔형 지붕



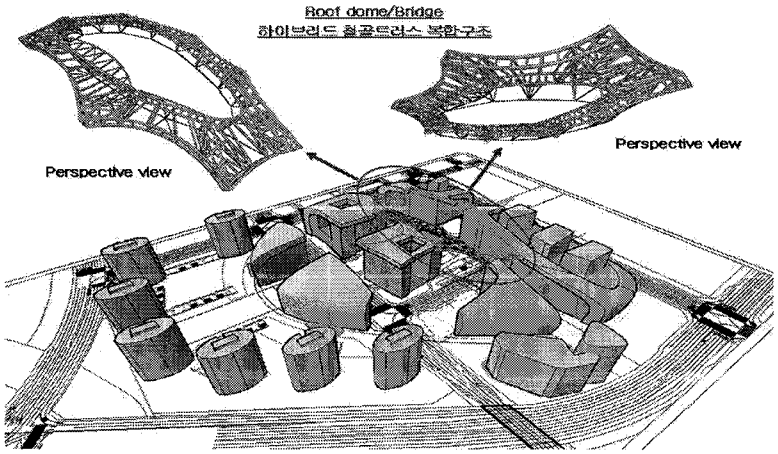


그림 3.5.58 지붕 시스템

(다) 알파돔시티 roof dome/bridge의 구조적 거동 특성

알파돔시티 지붕 돔구조물 및 연결브릿지는 스팬이 넓고, 고공에 시공되는 셸형 구조물이기 때문에 외부하중에 대해서 기하학적, 재료적 비선형의 특성을 나타낸다. 또한 정적, 동적 풍하중에 의해서 진동특성이 나타나며, 사용자의 보행하중에 의한 바닥판의 진동특성이 나타나기 때문에 이와 같은 진동특성에 대한 사용성 및 안정성을 평가해야 한다.

① 외부하중에 의한 기하학적, 재료적 비선형 거동 특성 파악

▷ 장스팬 구조물의 특성상 대변위 발생 가능성 증대 : P-DELTA 효과 증대

- P-Delta해석, 탄성좌굴해석 검토(snap-through, snap-back, bifurcation)

▷ 대변형에 의한 접합부, 부재단부 응력집중으로 부재 소성화 가능성 증대

- 탄소성좌굴해석 검토(second order plastic hinge analysis)

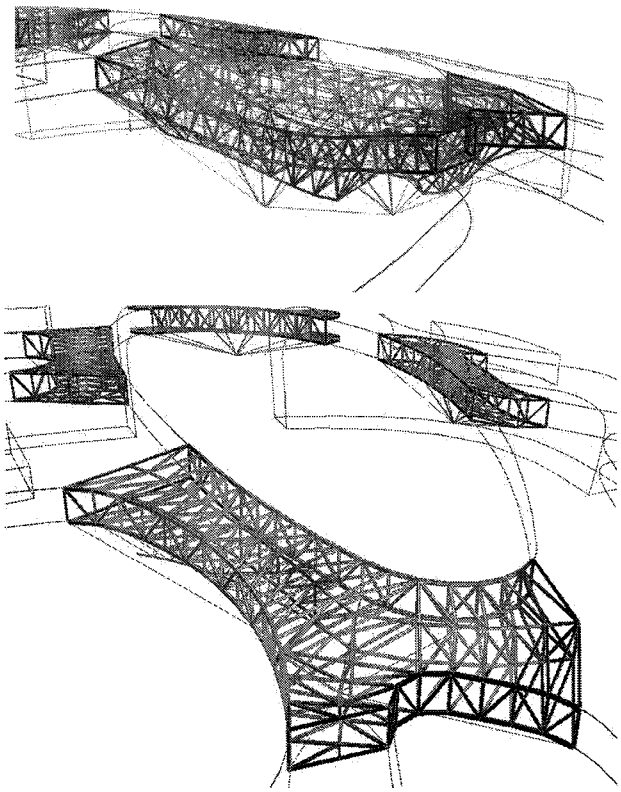


그림 3.5.59 기하학적, 재료적 비선형 특성 해석

② 정적, 동적 풍하중에 의한 사용성 및 안정성 획득을 통한 진동특성 평가

▷ 정적 풍하중 산정 : CFD해석, 정적해석

- 정상상태(steady state) CFD해석을 통하여 주변의 기류변화를 예측하고, 이 결과를 정적 설계하중으로 적용하여 정적 풍하중에 대한 안정성 확보

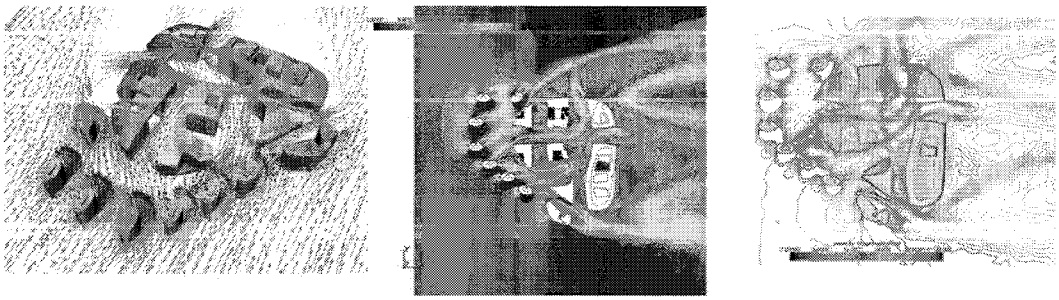


그림 3.5.60 정상상태 CFD 해석

▷ 동적 풍하중 산정 : CFD해석, 동적해석

- 비정상상태(unsteady state) CFD해석을 통하여 주변의 시간에 따른 기류변화를 예측하고, 동적 설계하중으로 적용하여 동적 풍하중에 대한 안정성 확보

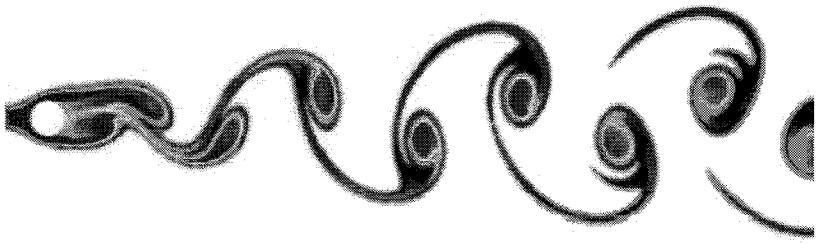


그림 3.5.61 비정상상태 CFD 해석

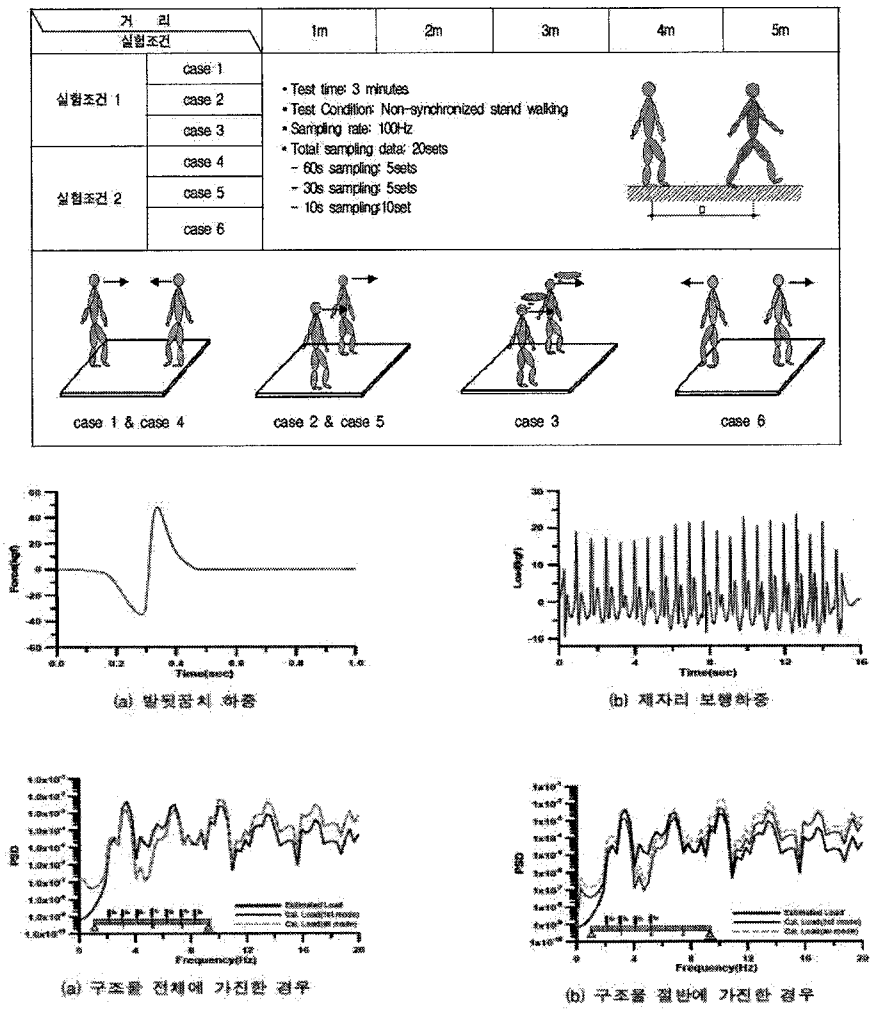
③ 사용자 보행하중에 의한 바닥판 사용성 및 안정성 획득을 통한 진동특성 평가

▷ 정적, 동적 보행하중의 산정 및 정적, 동적 응답특성 파악

▷ 바닥판에 대한 사용성 및 안정성 평가, 진동특성 평가

▷ 바닥진동 제어시스템 평가 및 최적 시스템 제안

- 사용자의 보행하중에 의한 바닥 진동을 제어, 절감 할 수 있는 제어시스템 평가



(a) 발뒷꿈치 하중

(b) 제자리 보행하중

(a) 구조물 전체에 가진한 경우

(b) 구조물 절반에 가진한 경우

그림 3.5.62 사용자의 보행하중에 의한 사용성 및 안정성 평가

(3) 서울 송파 OO돔 프로젝트

(가) 구조물의 개요

- 프로젝트명 : OO돔 신축공사를 위한 계획설계
- 위　　치 : 서울시 송파구
- 용　　도 : 체육, 공연 등 다목적 시설

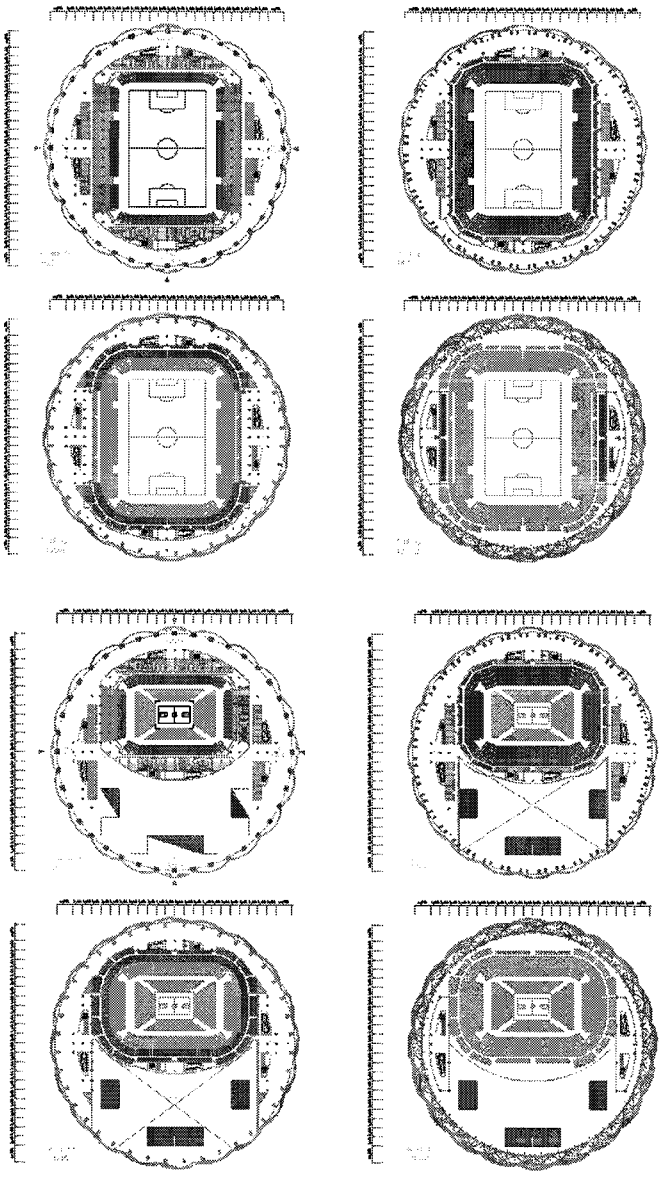


그림 3.5.63 다양한 평면계획

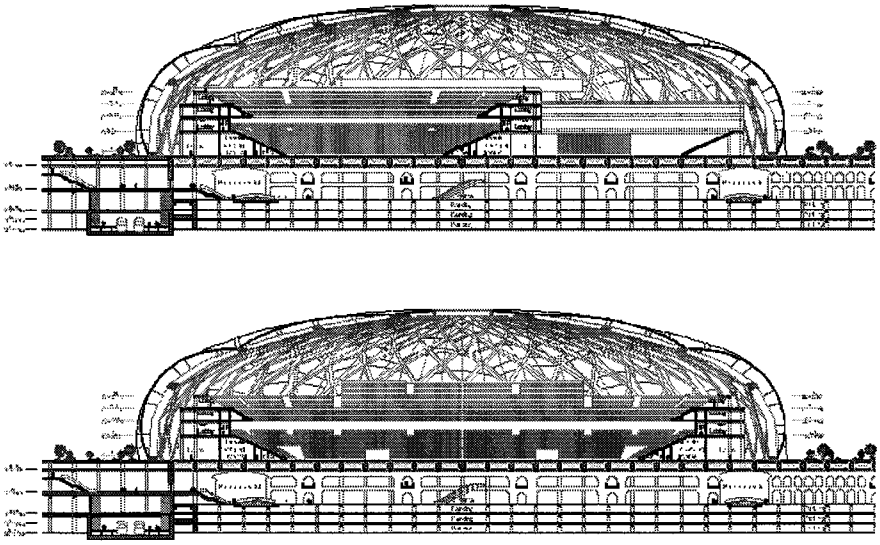


그림 3.5.64 입면 및 단면도

(나) 지붕구조 형상해석 및 주구조체 구조해석결과

지붕구조시스템

- 메인프레임 : 철골 혹은 SRC
- 지붕구조 : 공기막구조 혹은 유사판넬구조

아래 그림은 형상해석(shape finding)과정을 통해 얻은 지붕형상이다. 현재 지붕구조에 대한 구조시스템은 계획단계이기 때문에 최종적인 구조시스템은 향후 결정될 것이다.

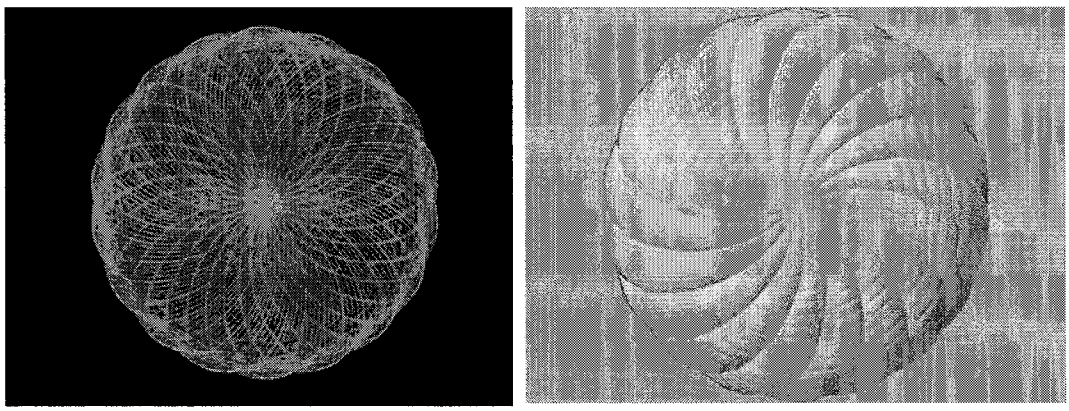


그림 3.5.65 지붕구조 시스템에 대한 평형형상

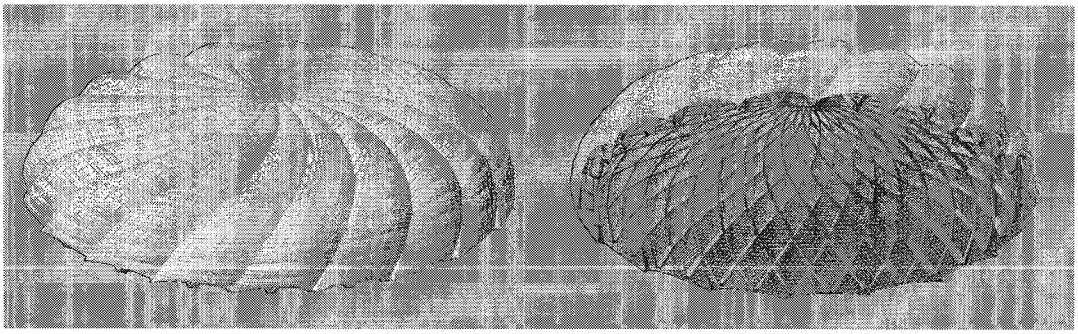


그림 3.5.66 지붕구조 시스템에 대한 투시도

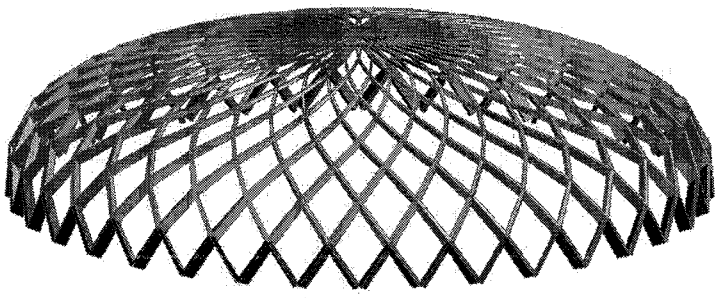


그림 3.5.67 메인프레임의 외부하중에 대한 구조검토

(4) 진주 종합경기장

(가) 설계안 1

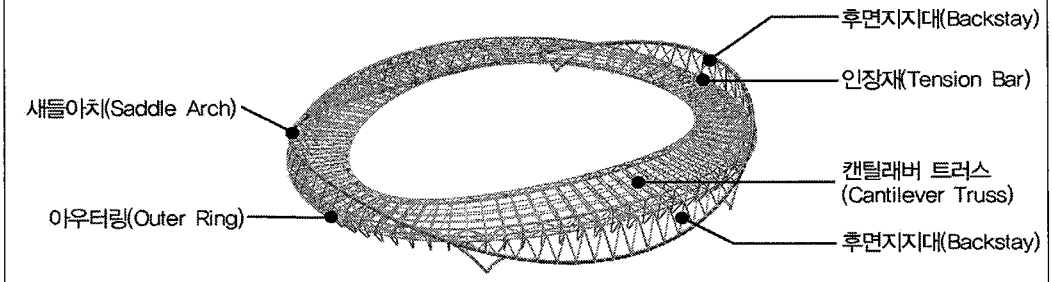
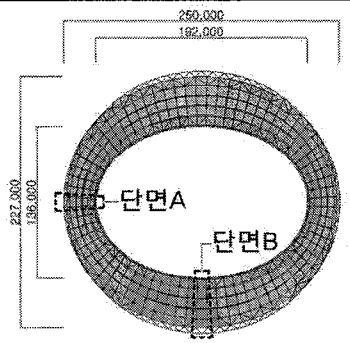
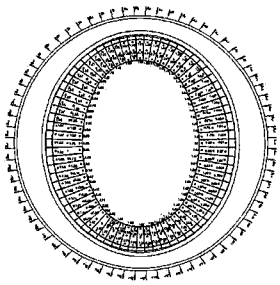
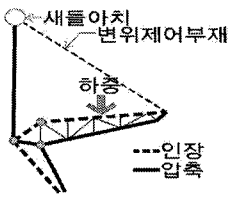
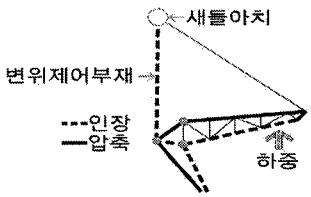
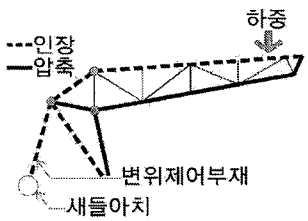
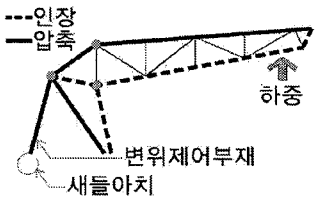
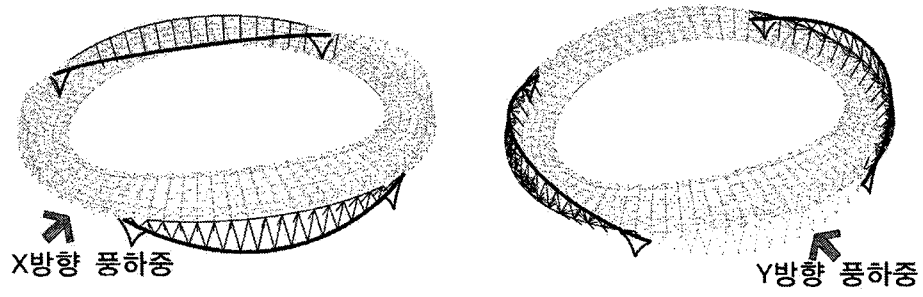
① 지붕구조 시스템

- 선택안

표 3.5.52 설계안 1 지붕구조 시스템

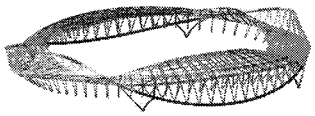
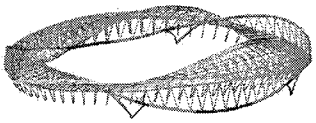
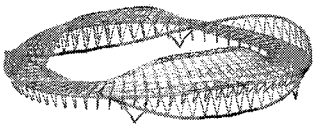
종류	새들아치(saddle arch)+캔틸레버 트러스
장점	• 구조물의 자중이 적음 • 외부의 구조적 조형성이 우수함 • 구조물의 자중이 적음 • 구조적 조형성이 우수함 • 아치와 링의 상호상쇄작용으로 횡력 저항성 우수
단점	• 정밀시공 필요

- 구조 시스템 개념도

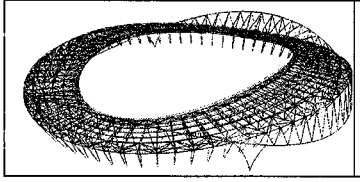
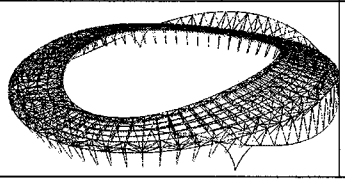
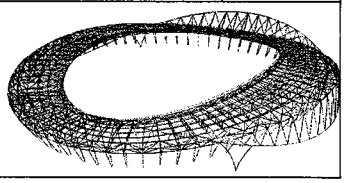
<table>
<tr><td colspan="2">지붕구조 시스템</td></tr>
<tr><td colspan="2">
</td></tr>
<tr><td>지붕구조 평면도</td><td>풍동실험</td></tr>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>A단면 하향하중 작용시</td><td>A단면 상향하중 작용시</td></tr>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>B단면 하향하중 작용시</td><td>B단면 상향하중 작용시</td></tr>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td colspan="2">횡하중에 대한 지붕구조의 역학적 작용</td></tr>
<tr><td colspan="2">
</td></tr>
</table>

- 지붕구조 해석

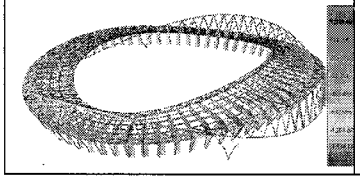
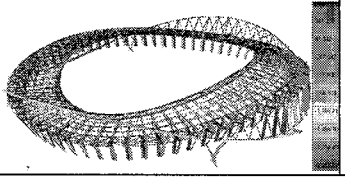
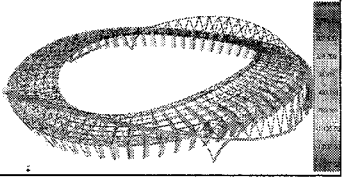
(1) 고유치해석에 의한 지붕 모드 형상 : 구조해석결과 시뮬레이션(LARSA)

3차 모드 (T=0.32초)	4차 모드 (T=0.27초)	7차 모드 (T=0.23초)
		

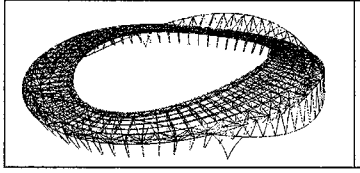
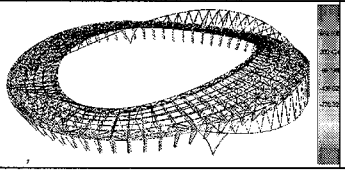
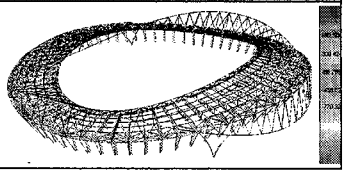
(2) 수직, 수평하중에 의한 3차원 해석결과 (중앙부의 수직처짐) : 구조해석결과 시뮬레이션(LARSA)

DL+LL 조합의 변형형상			$DL+W_x+W_{up}$조합의 변형형상			$DL+W_x+W_{dn}$조합의 변형형상		
수직처짐	허용값	비 고	수직처짐	허용값	비 고	수직처짐	허용값	비 고
12.4cm	13.8cm	L/250	4.7cm	13.8cm	L/250	13.17cm	13.8cm	L/250
								

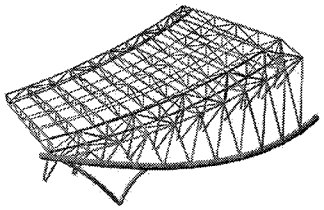
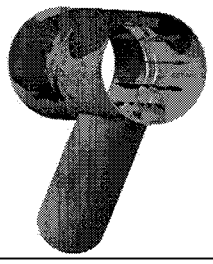
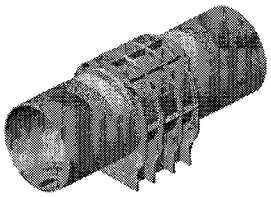
(3) 각 하중조건별 부재력 : 구조해석결과 시뮬레이션(LARSA)

DL+LL 조합의 설계부재력	$DL+W_x+W_{up}$조합의 설계부재력	$DL+W_x+W_{dn}$조합의 설계부재력
		

(4) 온도하중에 의한 3차원 해석 결과 : 구조해석결과 시뮬레이션(LARSA)

DL+TL(+)의 변형형상	DL+TL(+)의 부재력	DL+TL(-)의 부재력
		

(5) 접합부 유한요소해석 : 구조해석결과 시뮬레이션(MIDAS/Gen)

접합부 위치	V형 기둥 + 새들아치	새들아치 + 포트베어링
		

(나) 설계안 2

① 설계 개요

1) 사 업 명 : 진주종합경기장 건립공사

2) 대지위치 : 경상남도 진주시 문산읍

3) 용　　도 : 관람집회시설

4) 지역지구 : 자연녹지지역

5) 대지면적 : 209,906㎡

6) 연 면 적 : 46,126㎡

7) 시설규모 : 지하 1층, 지상 3층 (관람석 20,350석 이상)

8) 주차대수 : 806대(옥내 57대)

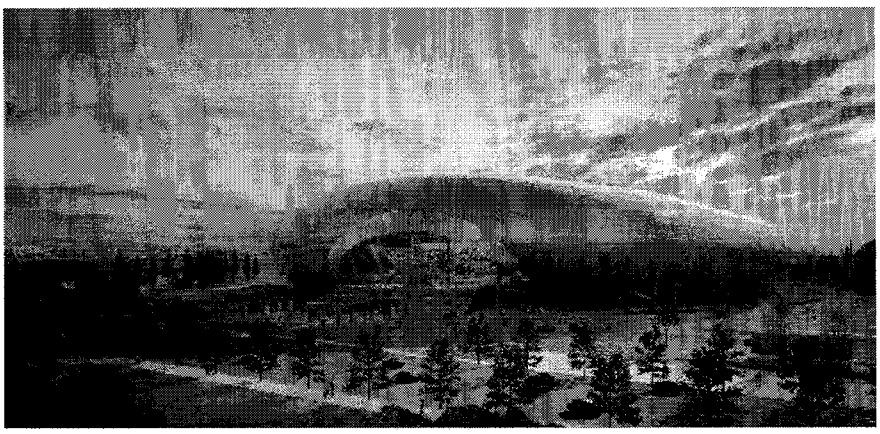


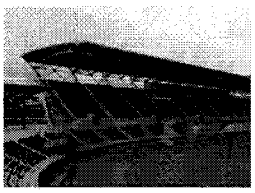
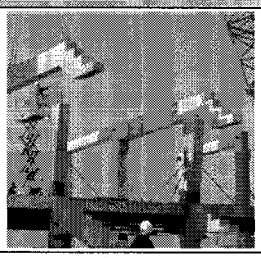
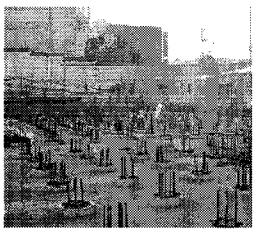
그림 3.5.68 진주종합경기장 설계안 2 조감도



그림 3.5.69 진주종합경기장 설계안 2 조감도

② 구조형식

표 3.5.53 설계안 2 구조형식

구분	철골 강관트러스	프리캐스트구조	기초시스템
형상			
특징	• 중간규모 스팬의 구조물에 유리 • 경량 철골트러스로 경제성 향상 • 유지관리에 우수	• 공장제작으로 품질이 우수 • 내구성이 좋고 공정이 단순 • 소음, 분진, 폐자재 최소화	• PHC, RCD, 강관 검토 후 경제적이며 안정적인 PHC말뚝선정 • 파일내력 850kN/EA 적용파일길이 7~12m 내외 산정

③ 주요 설계하중

표 3.5.54 설계하중

구분	지붕	스탠드	판매시설	선수대기실	기계실	주차장
활하중	1.0kN	4.0kN	5.0kN	2.5kN	5.0kN	6.0kN
지진하중	• A = 0.11(진주), I_E = 1.5(특), R = 3.0, C_d = 2.5, 지반종류 = Sc					
풍하중	• V_0 = 25m/s, 노풍도 = C, I_w = 1.1(특)					
적설하중	• 지상적설하중 : 0.5 kN/m^2, 노출계수 : 1.0, 중요도계수 : 1.1, 온도계수 : 1.2					

④ 적용기준

표 3.5.55 설계 적용기준

구분	적용기준	비고
관련법규 및 기준	• 건축물의 구조기준 등에 관한 규칙(2005, 건설교통부령) • 건축구조설계기준(2005, 대한건축학회)	
콘크리트 구조	• 철근콘크리트구조 설계기준(2005, 대한건축학회)	극한강도 설계법
철골구조	• 강구조 설계기준(2003, 한국강구조학회)	허용응력 설계법
기초설계	• 구조물 기초설계기준(2002, 한국지반공학회)	

⑤ 지붕층 구조도면

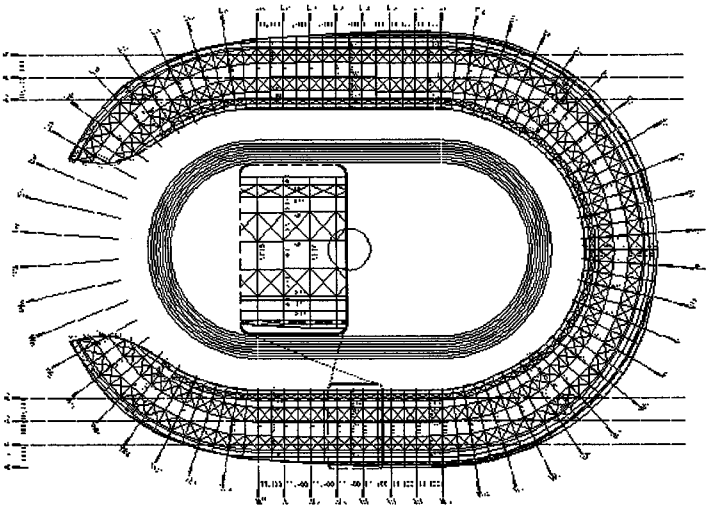


그림 3.5.70 지붕층 구조도면

6 절 시공기법 개발

※ 스페이스 프레임에 관한 설계기준 및 시방서

1990년대까지 스페이스 프레임으로 주요 사용되었던 메로시스템은 2000년대 들어 대부분 강관 파이프 트러스 구조물로 대체되고 있어 그 사용빈도가 현저히 감소하고 있다. 또한 건설교통부고시 대한건축학회 건축구조설계기준(KBC-S 2008)안에 한계상태설계법, 골조의 안정성, 합성부재, 접합 및 절점부, 강관구조 등에 관한 내용으로 이미 스페이스 프레임에 대한 설계기준이 반영되어 있기 때문에 본 보고서에서는 관련 내용의 재 기술을 생략하였다.

1. 대공간 구조시스템의 시공매뉴얼

(1) 케이블구조

(가) 일반사항

① 적용범위

- 개요

이 기준은 인장력으로 구조물이 형성되는 케이블구조의 제작, 시공, 마감에 대하여 제한한다.

② 적용제한

1) 구조부재로 케이블을 사용하는 건축물의 케이블 및 주변부의 설계에 적용한다.
2) 구조요소로서의 인장부재에는 강봉이나 플랫바를 사용하는 것도 있지만 본 범위에서는 제외한다.
3) 지지구조를 갖지 않는 케이블 구조는 원칙적으로 존재하지 않는다.

③ 용어 정의

- 소선

와이어 로프를 구성하는 최소 단위로서 약 0.6%~0.8%의 탄소 함유량을 포함하는 고탄소 강선을 재료로 하여 냉간 가공 후 아연도금하여 만든 것을 말한다.

- 스트랜드

7가닥~41가닥의 소선을 꼬아 만든 것으로서, 이것을 다시 꼬아 합치면 로프가 된다. 또한 둥근 소선을 평행하게 묶은 것도 스트랜드라 한다.

- 케이블(cable)

와이어 로프 및 평행선 스트랜드를 통틀어 말하는 경우와 로프 혹은 평행선 스트랜드로 구성된 제품을 말하는 경우도 있다.

- 초기신장(constructional stretch)

로프가 하중을 받는 초기에 발생하는 구조적 신장으로서, 탄성신장에 비해 크다. 프리스트레칭를 가하여 작게 할 수 있다.

- 프리스트레칭(pre-stretching)

로프를 꼬아 만든 후, 하중을 가하기 전에 미리 파단 강도의 40%~50%의 하중을 가하는 처리과정으로 초기신장을 감소시켜 탄성계수를 상승시키는 효과가 있다.

- 파단하중(공칭강도/파괴강도; nominal strength/ breaking strength)

규격 파단 하중과 실제 유지할 수 있는 최대 하중(규격 파단하중 이상) 2 가지가 있다. PC 강연선 에서는 인장하중이라 부른다.

- 유연도(flexibility number)

로프의 유연도를 나타내는 지표로서 로프와 동일한 직경을 갖는 강봉의 휨 강성에 대한 로프 휨 강성의 비의 역수를 횡하중-처짐 곡선에서 산출한 것이다.

④ 제출물

1) 시공 상세도면

2) 시방서

3) 케이블재의 물성 및 시험값

4) 시공 계획서

5) 견본제출

6) 구조 계산서

7) 품질인증 관련서류

(나) 자재

① 원재료(선재)

로프를 구성하는 소선은 고급탄소강으로 제조된 선재를 원료로 사용한다.

선재는 경강선재(KS D 3559)와 피아노선재(KS D 3509)를 주종으로 사용하고 있으며 제품의 요구 품질특성에 따라 특수원소가 첨가된 선재가 사용되기도 한다. 아래과 같은 항목에 대하여 엄격한 수입검사를 실시하여 우수한 로프를 제조하기 위한 품질관리 체계를 확립하고 있다.

1) 외관 및 치수검사 : 표면결함, 선재의 경, 선재의 편경차

2) 물리적 특성값 : 인장강도, 단면 수축율(연성)

3) 금속조직 : 결정입도, 비금속 개재물, 편석, 탈탄

4) 화학성분 : 화학분석, 결함 검출

② 와이어로프

일반적으로 사용되는 로프의 구성은 아래 그림과 같이 심강과 그 둘레에 스트랜드가 3~8가닥 꼬여져 있는데 제품에는 품질을 보증하기 위하여 사명이 기재된 테이프가 넣어져있다. 로프는 그 구성에 따라 스트랜드 로프와 스파이럴 로프로 크게 나누어진다.

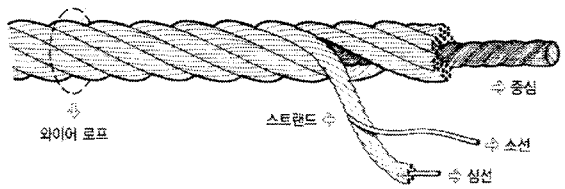


그림 3.6.1 와이어로프의 구성

③ 제작

- 케이블 자재품질

본 항은 공사에 사용되는 재료의 최소한의 규정을 명시한 것이므로 공사에 사용되는 모든 자재와 제품은 설계지침을 우선 준수하고 이 지침이 미비 사항을 보완한다. 발주자의 방침변경 및 구조적 필요성에 의하여 케이블 자재의 사양을 변경할 시에는 발주처와 별도의 협의에 따라 현재의 케이블보다 구조적 성능 및 내구성이 우수한 케이블을 사용할 수 있다. 새로운 사양의 케이블 적용 시에는 각계 자문 등의 검토 확인 및 결정되어야 한다.

- 케이블 제작 시 유의사항

1) 모든 케이블을 절단하기 전에 프리스트레치 작업을 수행하여 초기장력 도입 후 기하학적 크리프 신장을 최소화하여야 한다. 프리스트레칭에 적용되는 힘은 현재 케이블의 상황을 고려하여 결정한다. 이러한 형상의 측정되거나 또는 이에 비교가 될 수 있는 시험결과를 수행하여 측정하여야 하며, 최종 절단 길이 계산에 적용된다. 즉, 케이블 길이는 형상에서 예상되는 크리프 변형 정도를 고려하여야 한다. 제공된 구조물의 좌표를 사용하여, 최종 상태의 케이블 신장 길이를 계산한다. 케이블 제작자는 시험을 수행하여 전체신장 길이를 예측하여야 하며 절단 시에는 온도의 영향을 포함시켜 케이블 절단내력을 결정한다. 이 내력은 고정하중 하에서 골조를 지지하는 케이블 내력에 일치하여야 한다. 골조를 지지하도록 계산된 케이블 길이와 케이블 내력으로 케이블의 신장 전의 길이를 계산하며, 이때에는 테스트에서 확인된 프리스트레칭 이후 탄성계수를 사용한다.
2) 케이블의 피복재는 케이블에 손상이 없도록 내구성이 있는 재료를 사용하여야 하며 외관상 손상이 없어야 한다.

- 케이블 부속물

1) 주물품(steel casting)과 핀 등 케이블 부속품은 모든 부위에서 크랙이 없어야 한다. 제작 오차는 측정오차가 다른 구조부재(케이블, 볼트 등)의 치수로 다른 것과 서로 조합되며, 또한 기능을 잘 발휘할 수 있도록 제조되어야 한다. 이것은 특히 구멍 맞춤과 홈 및 케이블의 직경에 적용된다. 설계된 재료는 측정시 요구되는 정확도와 설계 조건에 적합하여야 한다.
2) 케이블 단부 고정용 철물은 스트레칭된 케이블에 대하여 미끄러짐 하중 시험을 실시하여 최소 케이블 파단강도의 90%를 지지하여야 한다.

- 케이블 운반

1) 케이블을 포장운반 시에는 케이블의 강도가 감소되지 않는 크기로 포장한다.
2) 케이블을 운반 중 코팅에 어떤 심각한 손상이 있어서는 안 된다. 각각의 손상된 면적이 $1cm^2$ 이하는 무기질 아연 페인트나 아연도금 위 스프레이를 사용하여 아연도금 층이 기존의 부식-방수 능력을 회복하도록 즉시 보수하여야 한다.

④ 시공

- 일반사항

1) 케이블 시공 전문건설업체는 유압 jack, pressure indicator, pressure transmitter, tension meter 등 주요 장비 및 측정 기구에 대하여 정밀도, 안전성 등이 검증 확인된 제품으로 선정하고 제품사양서 및 교정 검사서 등을 감독관에게 제출하여야 한다.
2) 장비 및 공구 측정 장비는 시공해석과 공사기간을 감안하여 산정된 적정수량을 투입하여야한다.
3) 케이블 장력조정 시 케이블 인장에 필요한 모든 가설재 및 인장 지그에 대한 도면 및 구조 검토서를 제출하여야 한다.
4) 케이블 장력조정 전에 케이블 슬립시험 및 인장 지그에 사용되는 볼트의 토크시험을 수행하여 그 결과를 제출하여야 한다.
5) 케이블 장력조정 작업은 시공경험을 보유한 기술자, 기능공이 직접 시행하

여야 한다.

- 케이블 장력도입

가. 시공 계획수립

1) 공사 도급자는 케이블장력 도입과정을 현장조건을 고려한 엔지니어링을 통하여 장력 도입계획을 수립하여 시공에 임한다.

2) 케이블 장력 조정 계획 수립 시에는 최소한 다음사항을 고려하여야 하며 이외에 구조적인 안정성을 확보하기 위한 사항들을 고려하여야 한다.

a) 케이블의 장력 조정 및 막 설치에 따른 안전성 검토

b) 지붕 막에 대한 형상해석(membrane shape finding analysis)

c) 케이블, 클램프에 대한 상세설계

나. 장력조정 작업은 다음 각 호를 기준으로 시행한다. 이 기준의 불합리성이 발견될 시에는 감독관의 자문을 받아 조정한다.

1) 다이아고날 케이블 : 목표 장력값의 ± 10% 범위 내에서 조정한다.

2) 케이블의 인장작업 시 보조케이블의 인장력은 단기 허용인장력 $127.4kN$ $(13tf)$를 초과하지 않아야 하며, 케이블 인장력이 $107.8kN(11tf)$를 초과하게 될 경우 별도의 협의를 거쳐 안정성 여부를 확인 후 작업을 진행하여야 한다.

3) 장력 조정용 보조케이블은 결함이 없어야 한다.

4) 플라잉 마스트의 수직도는 사면에서 각도를 측정하여 85°이상으로 한다.

다. 향후 유지관리를 위하여 지붕공사 완료시 각 케이블의 장력과 지붕구조의 좌표를 측정하여 이를 제출하고 향후 유지관리를 위한 자료로 보존하여야 한다.

라. 향후 유지관리 시 장력변화를 용이하게 측정할 수 있는 방안을 제시한다.

1) 케이블 장력 유지관리 방안 제시

2) 케이블 장력의 측정주기 제시

3) 지붕구조 형상의 관찰방법 및 주기 제시

- 케이블 장력측정

1) 케이블 장력측정의 오차를 줄이기 위하여 측정장비 및 측정위치 등은 통

일하도록 하며, 개소별 3회 이상 측정하여 평균값을 채택한다.

2) 장력조정 시에는 수시로 장력을 측정하여 시공해석과의 편차를 확인토록 하여 시행상의 혼란과 시공안전에 유의하여야 한다.

- 로프의 고정법

로프의 체결법, 단부의 처리 등은 주의하지 않으면 로프 강도를 충분히 발휘할 수 없으므로 로프 끝단을 턴버클 등을 이용하여 기초부분 등에 설치하여 로프를 처리해야한다.

1) 소켓체결, 용융금속주입법 : 소켓의 속으로 와이어 로프를 풀고 세정, 도금한 것을 넣어서 용융합금을 흘러 넣어서 굳힌다. 효율 100%

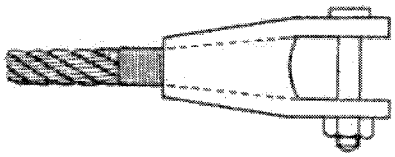


그림 3.6.2 소켓 체결

2) 코터 체결법 : 화기의 사용이 불가능한 경우 로프를 소켓에 통과시켜, 끝단의 스트랜드를 똑바로 풀어 펴고 코터를 로프의 중심으로 주입시켜서 소켓한다. 효율 65%~100%

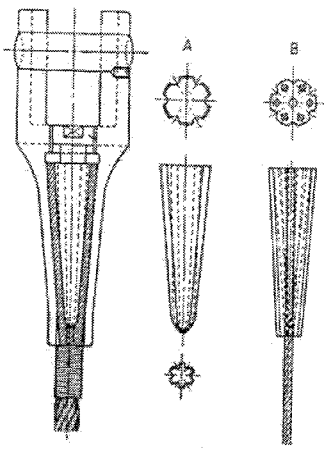


그림 3.6.3 코터 체결

3) 클립체결 : 로프단을 고리모양의 클립으로 조이는 가장 간단한 방법이다. 효율 80~85%

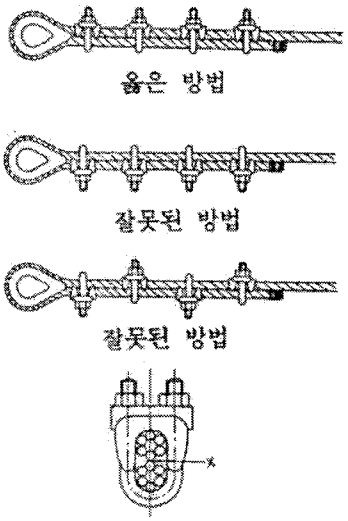


그림 3.6.4 클립체결법

4) 아이스 프라이스 : 로프단을 고리모양으로 하여 단부를 풀고, 본래의 와이어와 일체화하여 다시 꼬는 수세공방법이다. 효율 75~90%

5) 압축체결 : 아이스 프라이스의 세공을 하는 대신에 슬리브를 강압으로 조여서 체결한다. 효율 95%

6) 쐐기체결 : 그림처럼 쐐기로 체결하는 방법으로 화기의 사용이 없으므로 현재 갱내에서 주로 사용되고 있다. 효율 80~85%

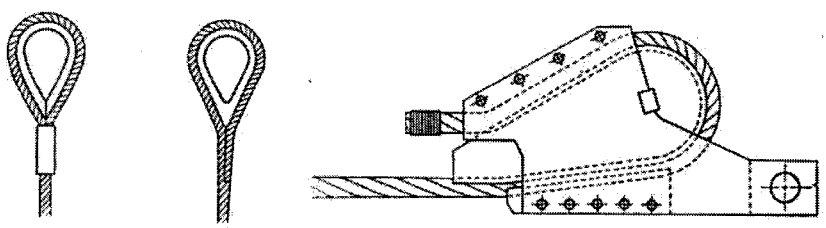


그림 3.6.5 압축체결법, 쐐기체결법 및 아이스 프라이스체결법

- 연결철물 및 정착철물

연결 및 정착 철물은 사용재료에 따라 각기 다른 철물을 사용하게 된다. 케이블의 중간을 연결하는 것은 바람직하지 못하므로 보통의 경우 끝단을 기둥 또는 기초에 연결하기 위한 철물들이 사용되며 샤클(shackle), 후크(hook), 스위블(swivel) 등이 있다.

가. 끝단을 맺는 방법

와이어 로프를 사용할 때는 주로 5가지 방법이 사용된다.

표 3.6.1 와이어로프 끝단 맺는 방법

끝단을 맺는 방법	효율(%)	비고
소켓 합금 맺기	100	숙련공이 필요
클립 맺기	80~85	맺는 방법이 잘못되면 65% 이하
쐐기 맺기	65~70	형상과 치수가 부적절하면 50% 이하
아이스프라이스	85~95	크레인 등 안전규칙 146조의 규정에 따라 사용 로프의 직경 60mm 시공가능 직경이 커질수록 강도가 낮아짐
금속관 압축맺기	90~100	외경 60mm까지 시공가능 시공이 부적당하면 50%까지 낮아지므로 정확한 시공요망

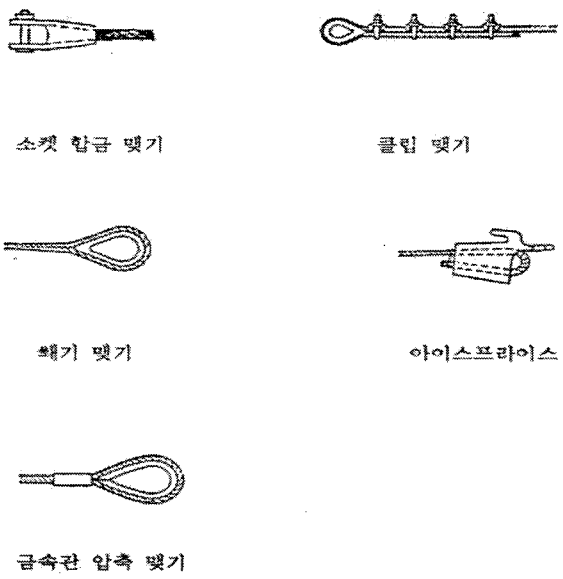


그림 3.6.6 와이어로프의 끝단 연결방법

나. 연결철물 사용용도

1) 팀블(thimble)

와이어를 고정시키기 위한 1차 부재로써 주위에 와이어를 감아서 5가지 방법으로 고정시킨다.

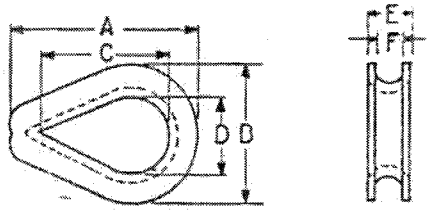


그림 3.6.7 팀블

2) 클립

팀블에 감긴 와이어를 고정할 때 쓰이는 고정용 철물 U-bolt가 잘린 와이어에 올 수 있도록 해야 하며 시공순서가 중요하다.

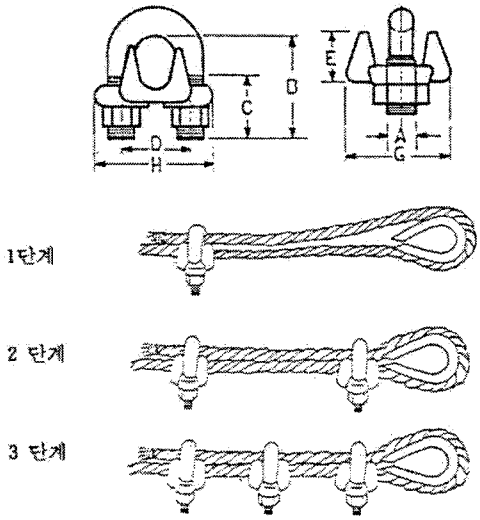


그림 3.6.8 클립의 연결순서

3) 턴버클

부재 길이를 조절하는 철물로써 와이어 로프와의 연결시에는 팀블과 연결되며 원형강을 사용할 때는 원형강에 나사선을 내어 몸체와 직접 연결한다. 사용 용도에 따라 다음과 같은 형태가 있다.

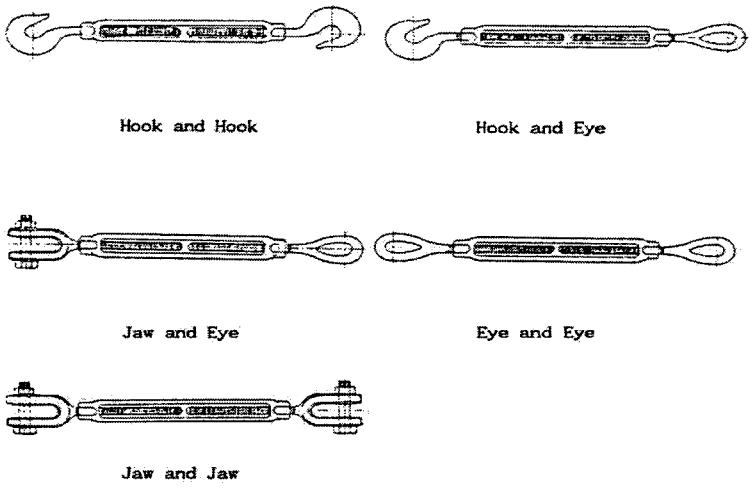


그림 3.6.9 턴버클

4) 소켓

와이어를 고정시키는 철물로써 오픈형과 클로즈형이 있으며 시공순서는 다음과 같다.

a) 와이어를 원추형 소켓에 넣는다.

b) 표면적을 크게 하기 위해 소켓속의 스트랜드를 푼다.

c) 납을 부어 넣어 경화시킨다.

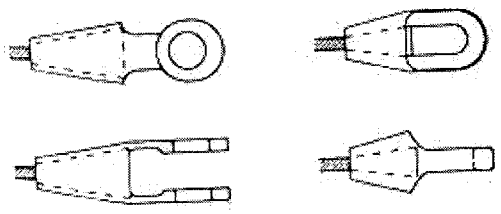


그림 3.6.10 소켓

5) 후크

구멍에 걸기위한 철물로써 보통 막구조물에서는 용도에 따라 턴버클의 단부에 쓰인다. 사용되는 철물로써 섬유로프 대신에 사용된다.

6) 유-스트랩(U-strap)

막면과 와이어 로프의 연결 시에 사용되는 철물로써 섬유로프 대신에 사용된다.

(2) 막구조

(가) 일반사항

① 적용범위

- 개요

이 기준은 인장력으로 구조체가 형성되는 막구조물의 제작, 시공, 마감에 대하여 제한한다.

② 제작 및 시공 관련 공종

가. 도장 공사

나. 철골 공사

다. 잡 철물 제작 설치

③ 용어 정의

- 막재

1) 에프이피 필름(FEP film)

피티에프이 막재를 접착하는데 사용되는 필름

2) 피티에프이(PTFE) 막재

4불화 수지로 유리섬유 직포를 피티에프이에 함침시켜 제작된 막재를 피티에프이 막재(일명 테프론 막)라 함

3) 피브이디에프(PVDF) 막재

2불화 수지로 폴리에스터 직포에 피브이씨를 함침시키고 표면처리를 피브이디에프로 처리한 것을 피브이디에프 막재라 함

4) 피브이에프(PVF) 막재

폴리에스터 직포에 피브이씨를 함침시키고 표면에 테드라 필름을 부착시킨 것을 피브이에프 막재라 함

5) 산화티탄(TIO_2) 막재

폴리에스터 직포에 피브이씨를 함침시키고 표면에 산화티타늄을 코팅한 막재를 산화티탄 막재라 함

6) 피티에프이 피브이씨(PTFE-PVC)

폴리에스터 직포에 피브이씨를 함침시키고 표면에 피티에프이를 코팅한 막재를 피티에프이 피브이씨, 일명 피티에프이 피(PTFE-P) 막재라 함

7) 직포

유리섬유나 폴리에스터 등으로 직조한 막재의 기본이 되는 직물

8) 코팅

직포 위에 피티에프이(PTFE)나 피브이씨(PVC) 등으로 함침 또는 라미네이트(laminate) 방식으로 도포되어 직포를 보호하고 두께를 형성하는 층

9) 토핑

막재의 코팅층 위에 오염, 약품, 자외선 등 외부 환경에 적응하기 위해 막재의 최종 코팅과정으로 막재의 수명과 성능에 직접적인 영향이 있음

- 용착

원단 막재와 막재를 직·간접으로 녹여 접착하는 것을 일컬음

1) 고주파 용착

양극(+)과 음극(-)의 고주파 흐름으로 막재의 코팅층을 녹여 부착시키는 접착방법

2) 열 용착

일정 온도 이상의 열판을 이용하여 코팅층을 녹여 막재를 접착하는 방법

3) 필름 용착

피티에프이 막재의 접착을 위해 특정 필름을 녹여 접착하는 방법

- 형상해석

입체 막면을 제작하기 위해 3차원으로 형상을 분석하는 구조 해석적인 과정

- 재단도

형상해석에 의한 3차원적인 형상을 2차원의 막재에 옮기도록 하는 도면과정

- 클램프

막구조의 끝단부분을 체결하는 것의 총칭으로 막의 고정과 기밀을 유지해야

하며 장소와 기간, 마감 방법에 따라 형태 및 재질을 결정

④ 제출물

- 시공 상세도면

시공 상세도면은 막구조 전문건설업체에서 준비되고, 구조사에 의해 검증되고 감리의 승인을 득하는 것을 기본으로 한다. 요구되어지는 모든 부위의 상세도가 작성되어야 하며 현장에서 변경되는 부분도 도면 제출을 통하여 감리와의 협의와 승인을 득한 후 진행한다.

1) 지붕 평면도
2) 방위별 지붕 입면도
3) 막재 접합부 상세도
4) 막재 고정부 상세도

- 시방서
- 막재의 물성 및 시험값
- 시공 계획서
- 견본제출

공사에 사용되는 동일 재질의 견본을 제출한다.

• 승인용 견본 • 검수용 견본

- 구조 계산서
- 품질인증 관련서류

(나) 자재

① 막재

- 막 원단

막 원단의 선정 기준은 막구조의 형태와 철골 간격, 구조적 특성에 따라 구조 해석에 의해 기준 형태를 결정한다.

1) 방염 기준

피브이씨(PVC) 계열의 막재는 잔염시간이 2초 이상이어야 한다.

* 피티에프이(PTFE)는 불연재로 방염기준을 충족시킨다.

2) 막재의 품질 보증기간

막재의 수명은 구조나 형상의 영향을 고려하지 않은 상태이거나 형상 완성 후의 수명을 보증하는 보증서를 제출하여야 한다.

3) 막재의 자정 효과

막재는 오염을 지연시키는 코팅이 반드시 처리되어야 하며 막재의 선택 시 오염이 막재의 수명과 성능에 밀접한 관계가 있으므로 오염에 강한 것을 중요한 기준으로 정한다.

4) 막재의 품질 기준

막재의 품질을 따지는 것은 매우 어려우므로 납품실적의 유무 및 물량의 대소를 기준으로 한다. 두께와 무게의 기준은 무의미하며 인장, 인열 등 강도와 관련된 항목을 중요 선정기준으로 삼는다.

- 막재료의 물성 기준

1) 막구조

막구조의 막재료는 폴리에스터 직조된 직포에 PVC로 함침된 막재에 피티에프이(PTFE)로 표면 처리된 제품을 사용한다. 막재의 색상은 지정 색상으로 한다.

* 피티에프이 피브이씨(PTFE-PVC) 막재 : 사불화수지(PTFE)가 토핑되어 내오염성이 강해 수명 연장 및 자정성이 우수한 막재로 PVC 막재 중 가장 진보된 막재이다.

막구조의 막재는 다음의 기준에 준한다.

표 3.6.2 막재 기준

	막재: PTFE-P(CH-2500)	시험조건	측정값	허용범위
막재료의 품질 및 기본성능	중량 (g/m^2)	JIS-K-6328	1180	±50
	두께 (mm)	JIS-K-6328	0.9	±0.1
	인장강도 ($kgf/5cm$)	JIS-L-1096	510 x 415	±50
	인열강도 (kgf)	JIS-L-1096	35 x 34	
	방염성능 <2급 난연>	JIS-A-1322	합격	합격
	* 막재폭 2030mm (JIS-L-1096)			

2) 마감 및 덮개부

마감을 하기 위한 막재나 누수 차단 목적의 덮개부위는 접합 부위에 대한 마감을 협의하여 장력을 받고 있는 부위와 조화되는 구조인가를 검토하여 승인 하에 설치하고 사용하는 막재는 같은 종류의 막재를 선정, 시공 한다

(다) 제작

① 제작업자의 자격

1) 막 재단 및 용착공은 해당 경력 2년 이상의 기능공이 행하며, 통솔 책임자는 해당 경력 5년 이상의 숙련공이어야 한다.
2) 제작업자는 제작 실적, 규모, 품질관리 상태 등을 검토한 후 공사 여건에 맞는 제작 업자를 선정하여야 한다.
3) 제작업자는 제작에 관련되어 명시된 모든 성능에 대한 책임을 진다.

② 막 제작

- 일반 조건

공장에서 작업 할 수 있는 경우에는 최대한 공장 작업을 한다.

1) 재료, 두께, 기온, 기후 등을 고려하여 예열 및 온도를 조절한다.
2) 설계도서를 근거로 제작을 하고, 필요시 현장여건에 맞는 방법 및 마감으로 최적의 방법을 찾아 제작한다.
3) 계약 도면에 표시되지 않았더라도 막공사를 완성하기 위해 필요한 부분의 제작은 일반 요구조건에 의거하여 승인을 득한 후 진행한다.

4) 필요한 도면 수정은 바로 이루어져야 하며 수정된 부분에 대한 모든 도면은 수정일자를 적어 기록이 남도록 한다.

5) 운송 시 포장 전에 막 보호 방법 및 포장 방법을 연구하여 사전 협의 후 반출되도록 하며 필요시 접는 순서, 접히는 선의 위치, 접히는 부분의 충진재 종류 및 방법, 포장 상자의 종류에 대한 내용을 서류나 도면으로 제출한다.

6) 막원단은 한 회사의 동일 공정 과정에서 생산된 원단을 쓰는 것을 기본으로 한다.

- 제작

1) 형상 결정

지붕 도급자는 명시된 인장력, 지붕 형태를 결정할 때 막재의 신율을 고려하여 결정한다.

2) 막재의 접착 폭

막재의 접착 폭은 위치 및 형태에 따라 25*mm*~75*mm*까지 적절한 선택을 한다.

3) 막재의 코팅층 제거

피브이디에프(PVDF) 및 피브이에프(PVF) 막재의 경우 코팅층의 표면처리제(피브이에프 수지, 피브이에프 필름)를 제거한 후 피브이씨(PVC) 층이 드러나게 하여 접착한다.

4) 접착부위의 청결

표면 처리제를 제거한 막의 표면에 먼지 등의 이물질이 끼지 않아야 접착이 완벽하게 되므로 청결을 유지하도록 주의한다.

5) 접합선의 주의

접합선의 분리를 방지하기위해 고정될 때까지 움직이지 않도록 한다.

6) 접합 및 겹침 부위의 제작

배수 및 누수 방지를 위해 천을 겹쳐 잇는 부분과 접합선은 기와 잇기 방법으로 시공이 되므로 감안하여 가공한다.

7) 막재의 취급주의

막재가 접혀 눌리지 않도록 하고, 막재의 이동시 걸리거나 긁히지 않도록 돌출물 등을 제거한 후 작업한다.

(라) 시공

① 막구조의 시공

- 시공 일반사항

1) 검토 및 준비

설치를 시작하기 전 접촉하는 모든 표면을 검토해야 한다. 모든 가장자리가 곡선처리 되었는지, 돌출 부위는 없는지, 그리고 시공 초기 응력을 부여하기 위해 필요한 재료와 설비들이 가까이 준비되었는지 확인한다.

2) 보고

막구조 전문 건설업자는 모든 작업과정을 보고하고 승인을 받도록 한다.

3) 기상조건

시공 전 일기 예보, 특히 바람에 대한 기상예보를 확인하고 작업이 이루어져야하며 강풍시 작업을 중단하도록 한다.

4) 방수

막구조는 건축적, 구조적으로 틈새 막음 처리가 없더라도 방수가 이루어져야 한다.

- 설치

1) 작업자의 복장

고공에서 작업이 이루어지는 막구조 공사의 작업자는 안전모를 착용하고 안전띠를 안전 로프 및 구조물에 체결한 후 작업을 하거나 이동을 한다. 작업화는 바닥이 부드러운 고무로 된 신발이 적당하다.

2) 공구함

체결기구 및 공구는 바닥이 둥근 공구함을 만들어 넣어 이동하며 주머니에 공구를 소지하여 막재에 손상을 입히는 일이 없도록 한다.

3) 막의 인장

막의 인장 작업은 서서히 조금씩 진행되어야 하며 과응력으로 인한 막재의 손상이 일어나지 않도록 한다.

4) 바람에 대한 대처

작업 중 바람이 불면 위험하므로 보조 로프 등을 이용한 지지 방법을 준비한다.

5) 막재의 훼손

막재 인장 작업 중 중대한 손상을 입었을 경우 막 전문가 및 감리원에게 보고하여 협의한 후 진행하거나 보수, 교체를 결정한다. 예상치 못한 문제소지가 있는 점들은 항상 보고하거나 제거 후 작업한다.

6) 추락물 주의

작업 중 공구 및 부품 등이 하부로 떨어지지 않도록 항상 주의하고 작업 범위의 하부에는 타 작업자의 출입을 통제한다.

7) 부속품 및 공구

기밀성을 유지하기 위한 고무 개스킷 및 클램프 등은 누락시키거나 느슨하지 않도록 설치해야 하며 외부에 노출되어도 상하지 않는 강한 재질을 사용하고 유지관리를 위한 반복 사용이 가능한 구조여야 한다.

8) 철골과 접촉면

철골과 직접 접촉하는 부위는 발포 폴리에스터 혹은 합성 고무 패드를 대주어 마찰에 의한 막의 손상 및 훼손을 미연에 방지하도록 한다.

9) 책임 소재

막구조 전문 건설업체는 막의 제작, 시공에 대한 모든 책임을 가지게 되며 막의 훼손 및 치수의 불일치로 막 시공, 보수가 불가능할 경우 전면 교체하여야 한다.

10) 시공 장비

시공시 필요한 모든 공구 및 장비는 막구조 전문 건설업체에서 선정, 운용하나 사전에 감리원에게 보고한 후 협의 하에 선정, 운용 한다. 계측 및 측정 기기는 사전에 사용법 및 정밀도 등을 감리원에게 보고한다.

- 막구조 시공

1) 철골과 막이 맞닿는 곳은 돌출물이나 각진 곳이 없도록 하고 경사진 부지의 형상을 고려하여 철구조물의 쏠림 현상을 감안한 시공을 한다.
2) 막재 끝단의 클램프는 인장 조절이 가능한 구조의 클램프를 설치하여 유지관리에 용이하도록 한다.
3) 클램프는 반드시 알루미늄을 사용한다.
4) 모든 클램프는 한 번에 인장하지 않고 막재의 신율을 고려하여 단계적으로 동시에 인장한다.

5) 막재를 인장하는 마감 부분은 인장 작업 할 때 손상되지 않도록 점차적 인장 작업을 하고 회전력을 이용한 인장 장치를 설치하여야 한다.
6) 막재는 접히지 않도록 하고 완전 인장되지 않은 구간은 물건을 놓지 않도록 하고 특히 작업자의 출입을 절대 금한다.
7) 마감 부분의 막재는 철골 구조체와 체결하여 바람에 펄럭임이 없도록 한다.
8) 인장 완료 후 필요한 곳에는 실리콘 충진재로 마감할 수 있다.
9) 막재 마감과 타 건축 자재와의 접촉부분은 사전에 협의 후 작업한다.
10) 케이블 작업은 막재와 케이블작업을 동시에 수행해 본 작업자가 실시하며 막과 케이블의 장력이 상호 연관이 있으므로 동시에 장력 상태를 확인하며 작업을 하도록 한다.

- 장력도입 방법

막면은 항상 장력상태에 두어 바람에 의한 펄럭임, 주름발생, 응력집중, 반복응력에 의한 막재의 강도저하 등을 방지하여 구조체로써 안정된 형태를 유지할 수 있도록 해야 한다. 보통, 막면의 장력도입은 경계부의 강제변위에 의하여 도입되지만 그 방법은 아래와 같다.

1) lacing rope 방식

가장 간단하고 쉬운 방법으로 보통은 인력에 의해 부착한다. 로프를 단단히 조임으로써 막면에 긴장을 도입한다. 이 방식은 막면에 고리 등의 보강철물 등을 부착, lacing rope를 구멍에 끼워 손으로 끌어당긴 로프를 강관보에 감아 댐으로써 막면에 장력을 도입하는 방법이다. 막재료 및 로프의 신축력에 의하여 초기장력이 저하 될 경우, 로프를 다시 꽉 조임으로써 장력을 도입 할 수 있다. 또 그때 특별한 장력도입장치가 필요하지 않다는 이점이 있다.

주의점으로는 로프가 자외선, 비 등에 의하여 약화되기 때문에 수년마다 로프를 교환해야 할 필요가 있다. 또 구멍쇠에 집중적으로 힘이 가해지기 때문에 로프에 힘이 너무 크면 막재에 뚫린 구멍이 크게 변화하여 그곳으로부터 막재의 파손과 구멍쇠가 빠질 수 있으므로 주의를 요한다.

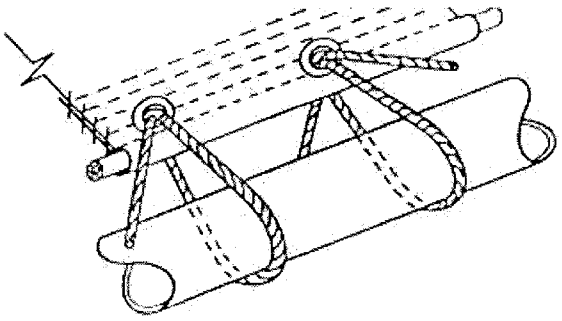


그림 3.6.11 lacing rope 방식(인장전)

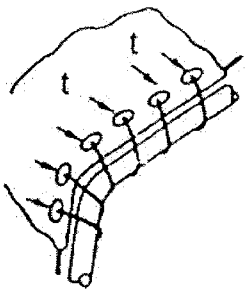


그림 3.6.12 lacing rope 방식(인장후)

2) 누름케이블 방식

누름케이블 방식은 유압잭, 기계식 잭, 턴버클 등에 의하여 잡아당김으로써 막면에 장력을 도입하는 방법이다. 이 방식은 막면의 넓은 범위에 장력을 도입하는데는 유효하지만 케이블 등의 마찰에 의해 파손되지 않도록 피복케이블을 이용하거나 또는 내마찰성이 높은 막재료(보통 막면과 동일한 것)를 케이블과 막면과의 접촉부분에 부착하는 것을 고려할 필요가 있다.

한 줄의 케이블이 부담하는 장력도입 범위가 넓어지기 때문에 케이블에 가해지는 장력은 일반적으로 수 톤에서 수십 톤이 된다. 초기장력 도입 후 막재의 초기 신장에 의하여 케이블의 초기장력이 저하된 경우에는 재차 잭 등으로 장력을 도입할 수 있다. 또 같은 방식으로 케이블을 막면 아래쪽에 배치하여 장력을 도입할 수도 있다.

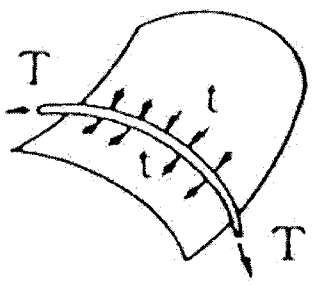


그림 3.6.13 누름 케이블

3) 주변 케이블 긴장방식

막면 주변에 케이블을 이용하는 구조에 주로 사용되는 방법이다. 주로 현수막구조에서 edge케이블을 넣는 형식의 전형적인 장력도입 방법이다. 초기장력 $t_0(tf/m)$를 곡률반경 R(m)의 주변 케이블로부터 막면에 도입하기 위해서는 주변 케이블에 $T(t)=t_0\times R$의 장력을 가할 필요가 있다. edge케이블을 균형있게 유압잭, 기계식 잭, 턴버클 등으로 긴장시킴으로써 막면에 장력을 도입한다. 이것과 똑같은 방법에 sub-post를 기울여 주변 케이블을 긴장시키는 방법이 있다. 구체적으로 A부에 신축기구를 갖고 있는 턴버클이나 잭을 부착하는 방법과 B를 아래 방향으로 sub-post의 꼭대기 부분을 강제변위 시키는 방법이다.

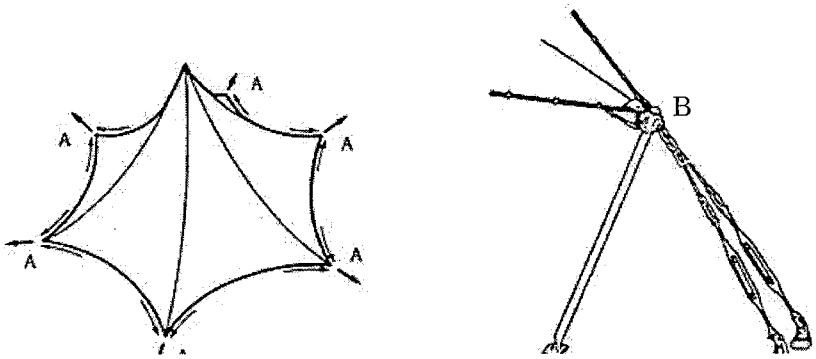


그림 3.6.14 주변케이블 인장방식

4) 밀어올림 방식

지주를 유압잭 등으로 상부로 밀어 올려 막면에 장력을 도입한다. 중앙기둥을 들어 올리는 대신 지주 상부에서 턴버클 및 유압잭 등에 의하여 막체 상부링을 들어 올리는 방법이다.

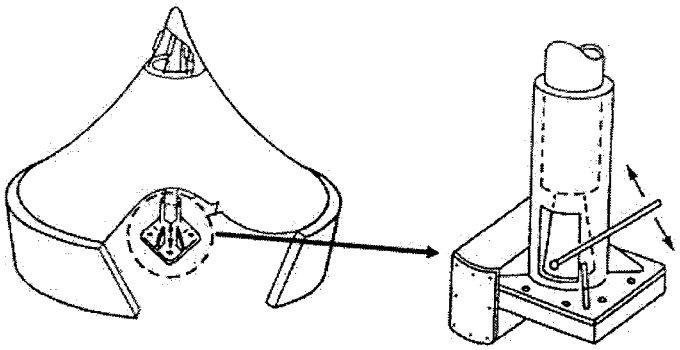


그림 3.6.15 밀어올림 방식

5) 파이프 들어올림 방식

하부의 지지구조와 막체와의 사이에 파이프를 설치하여 그 파이프를 잭 및 볼트 등에 의하여 들어올려 막체에 장력을 도입하는 방법이다.

6) 텐션볼트 방식

막체 끝부분을 보강판으로 끼워 그 판에 텐션볼트를 부착한다. 경계지지구조에 볼트측이 오도록 하고, 너트를 세게 조여 막체에 장력을 도입한다.

(마) 안전관리

① 관리 규칙

이 시공을 위한 현장 설치를 제공하는데 있어 작업재해를 막고 다른 작업자뿐 아니라 사고에 관련된 모든 것의 안전을 보장하기 위해 안정 측정과 필수적인 통제를 고려해야 한다.

② 작업 관리

- 일반 업무

1) 작업 전 가설재를 검사한다.

2) 모든 작업자들은 항상 안전모, 안전띠, 보호 장갑 등 안전 장비의 사용을 철저히 한다.

3) 장비와 기구는 사용 전 점검하고 매일 점검하여 작업 중 고장 및 미작동으로 인한 사고를 사전에 방지하도록 한다.

4) 작업자의 이동시 안전구조가 설치된 지정된 곳으로 이동해야 하며 임의의 방법으로 무리한 이동을 하지 않도록 한다.

- 공구 및 기구의 안전 취급

1) 모든 작업자들은 일하는 동안 막재 지붕이나 철 구조물 위에 공구나 볼트를 남겨 놓지 않도록 한다.

2) 공구와 볼트는 작업 후 수집해야 하며 지정된 장소에 보관해야 한다.

3) 작업 중인 장비 및 기구의 위험 범위 공간에는 가급적 들어가지 않는다.

4) 공구의 개인 소지를 피하고 각지지 않은 공구함에 담아 이동한다.

- 기초 안전 관리 규칙

1) 현장에서의 안전 규제에 따라야 한다.

2) 현장에서의 안전 교육을 통해 안전 기준을 따름으로써 작업재해를 예방해야 한다.

3) 작업자들은 항상 안전 지시사항, 회의 그리고 운동을 위해 아침 모임에 참여해야 한다.

4) 장비와 도구는 작업 후 청소를 해야 한다.

5) 화재를 예방하기 위해 세심한 주의를 기울여야 한다.

(3) 파이프 및 철골구조

(가) 적용범위

- 요약

이 절은 건축물 및 공작물의 구조용 강재 프레임 및 부자재, 앵커볼트, 베이스 플레이트, 그라우팅, 구조용 강재 공장 도장을 하는 공장제작 및 현장 세우기에 대하여 적용한다.

- 주요내용

1) 구조용 강재 프레임, 부자재

2) 철골 공장 제작

3) 철골 현장 설치

(나) 참조규격

- 한국산업규격(KS)

KS B 0052 용접기호
KS B 0896 강 용접부의 초음파 탐상 시험방법 및 시험 결과의 등급 분류방법
KS B 1002 6각 볼트
KS B 1010 마찰 접합용 고력 6각볼트 6각너트 평 와셔의 세트
KS B 1012 6각 너트
KS B 1062 스터드 볼트
KS B 1324 스프링 와셔
KS B 1326 평 와셔
KS B 5209 강제 줄자
KS D 3503 일반 구조용 압연강재
KS D 3515 용접 구조용 압연강재
KS D 3566 일반 구조용 탄소강관
KS D 7004 연강용 피복아크 용접봉
KS D 7006 고력 강용 피복 아크 용접봉

(다) 제출물

- 제작도면 작성

다음 사항은 설계도면을 근거로 하여 바탕면의 현장검측을 실시하여 시공오차를 조사한 후 적합한 축척을 표시한 시공 상세도면을 작성, 제출하여야 한다.

- 제품자료

다음 품목에 대한 제조업자의 제품자료가 요구된다.

- 각종 구조용 강재에 대한 물성, 특성
- 고력볼트, 스터드볼트, 턴버클, 앵커볼트, 너트 및 용접재료, 고력볼트에 대한 공장검사 성적표를 포함한다.
- 페인트 물성, 특성(불소수지도장)

- 시공계획서

다음 사항이 포함되어야 한다.

- 현장시공 요령서 : 공사현황, 현장조직, 설치작업(볼팅, 세우기는 조립계획), 고력볼트 접합작업, 용접 접합작업, 안전관리, 설치공정계획
- 용접검사계획서
- 자재반입계획서

- 견본

• 용접재료

• 스터드볼트, 고력볼트, 볼트, 너트, 와셔, 턴버클(고력볼트 공장검사 성적표 포함)

• 앵커볼트, 그라우팅재

• 도장용 재료

(라) 품질보증

- 품질보증의 원칙

• 철골은 품질을 보증하게 위하여, 제작 시 외주품질관리 업체를 상주하여 품질관리를 하는 것을 원칙으로 한다.

• 철골의 품질보증을 하기 위하여 수급인 등은 감독원과 상호 협력하여 각각 분담된 역할을 해야 한다.

• 수급인 등은 설계자가 보증한 설계품질에 따라 시공품질을 보증한다.

- 시공품질의 보증

시공품질을 보증하기 위해서는 아래 4단계의 필요한 내용이 이행되어야 한다.

• 설계품질의 파악

• 설계품질을 달성하기 위한 계획의 작성

• 계획대로 계속적으로 실행되고 있다는 증명

• 시공품질이 설계품질을 확보하고 있다는 증명

- 자격

1) 용접공의 자격

• 용접공은 책임 기술자(용접기술사)가 입회한 상태에서 공장 및 현장에서 용접에 적합한 자세를 결정하여, 용접사 테스트를 거쳐 기능이 확인된 자이어야 한다.

• 용접공의 자격 및 인적사항을 확인할 수 있는 증빙서류를 제출한다.

2) 철골조립공의 자격

철골부재의 볼팅 등의 작업을 수행하는 철골조립공은 숙련된 기능공이어야 한다.

- 수급인의 품질관리

1) 수급인은 품질관리를 하기 위한 유효한 관리 체제를 갖춘다. 또한, 상대방의 관리 체제를 상호 이해하고 협력하여 품질관리를 한다.

2) 수급인은 시공계획서에 따라 공사 현장시공의 품질관리를 한다.

3) 품질관리의 실시상황은 필요에 따라 그 타당성을 감독원에게 입증할 수 있는 것으로 한다. 입증에 필요한 기록은 남긴다.

- 운반, 보관 및 취급

1) 작업공정상 여유를 두어 자재를 반입한다.

2) 강재는 검사 및 확인을 위한 출입이 용이하도록 저장하되 지면에 닿지 않도록 하며, 부식 또는 변형되지 않도록 유의한다.

3) 고력볼트는 완전히 포장된 다음 포장외부에 외관, 등급, 지름, 길이, 로트번호 등이 표시되어야 하며, 포장이 미개봉된 상태로 현장에 반입되어야 한다.

4) 용접봉은 항상 건조 상태를 유지하도록 관리하고 습도가 높은 곳에서 노출시켜서는 안 되며, 용접봉의 피복재가 충격에 의해 벗겨지는 일이 없도록 주의한다.

- 환경조건

1) 현장 대리인은 공사로 인한 소음, 진동 및 분진의 영향을 저감하기 위해 사용 장비의 작업시간 조정, 소음기 설치 등 소음저감 대책을 수립하여 소음을 방지하여야 한다.

2) 도심지나 생활환경 지역 내에서 공사차량 및 장비의 출입이나 운영 시 주차관리인, 신호수, 표시등 및 교통 표지판을 설치하여 통행 장애를 최소화하여야 한다.

3) 바람이 강한 날은 바람막이를 하고 용접한다. 비가 올 때 특히 습도가 높은 때는 비록 실내라도 수분이 모재의 표면 및 밑면 부근에 남아있지 않은 것을 확인 한 후 용접한다. 가스실드 아크 반자동용접에 있어서 풍속이 2m/s 이상인 경우에는 용접을 해서는 안 된다. 다만, 적절한 방법에 의해 방풍조치를 강구한 경우에는 이 규정을 따르지 않아도 된다.

(마) 재료

- 강재

1) 일반구조용 압연강재

• 일반구조용 압연강재는 KS D 3503의 STK 400에 적합한 것으로 한다.

• 일반구조용 탄소강관은 KS D 3566의 STK, 400, 490등을 사용한다.

2) 용접구조용 압연강재

• 용접구조용 압연강재는 KS D 3515의 SM 490 적합한 것으로 한다.

• 용접구조용 압연강재는 용접 접합되는 기둥, 보, 강판, 형강 등에 적용한다.

- 고력볼트, 스터드볼트, 턴버클, 앵커볼트, 너트

1) 고력볼트

• 무도장 내후성 고력 볼트는 F10T(S10T)에 해당하는 Torque Shear (T.S)을 사용하고, 재질은 내후성강을 사용한 KSB 1010에 규정되어 있는 표면처리 나사 이관 등의 기계적 성질에(마찰계수 0.46 이상) 만족 시킬 수 있는 것으로 한다.

• 용융도금 철골부재에 사용하는 볼트는 용융아연도금 고력 볼트(F8T) 제품을 사용기준으로 한다.

• 고력 볼트 제품의 종류별 기계적 성질

표 3.6.3 고력 볼트의 종류별 기계적 성질

볼트의 기계적 성질에 의한 등급	볼트의 호칭					경도시험	비 고
	인장하중(최소) (kgf)					경도	
	M12	M16	M20	M22	M24		
F 8T	6.74	12.5	19.6	24.3	20.2	HRC 18-31	용융아연도금부재사용
F 10T (S10T)	8.43	15.7	24.5	30.4	35.3	HRC 27-38	일반철골부재사용

• 볼트의 여장

볼트 여장에 관한 것은 다음 표와 같다.

표 3.6.4 볼트의 여장

NOM. DIA		ADDITIONAL LENGTH TO GRIP LENGTH	
MM	INCH	MM	INCH
M 16	5/8″	M 25	1″
M 20	3/4″	M 30	1 1/8″
M 22	7/8″	M 35	1 1/4″
M 24	1″	M 40	1 3/8″

2) 스터드볼트 : 스터드 볼트는 KS B 1062 적합한 것으로 한다.

3) 앵커볼트 : 앵커볼트는 KS B 1016에 적합한 것으로 한다.

4) 볼 트 : 볼트는 KS B 1002에 적합한 것으로 한다.

5) 너 트 : 너트는 KS B 1012의 6각 너트에 적합한 것으로 한다.

6) 와 셔 : 와셔는 KS B 1324, KS B 1326에 적합한 것으로 한다.

- 용접재

1) KS D 7104 : 티타니아계 플럭스 코어드 와이어 용접봉

2) KS D 7006 : 고력 강용 피복 아크용접봉

3) 이종의 강재를 접합할 경우에는 강도가 큰 강재에 적용되는 용접봉을 사용한다.

(바) 제작

- 일반조건

공장에서 작업할 수 있는 경우에는 최대한 공장작업을 하도록 한다.

- 공작

1) 공작도

• 공작도의 작성에 있어 수급인은 제작공정에 지장이 없도록 충분한 시간적 여유를 가지고 철골 제작업자에게 필요한 지시서를 제출한다.

• 수급인은 설계도서에 따라 설계의도를 정확히 파악, 고려한 공작도를 철골 제작업자에게 작성토록하고, 시공성과 구조세부 마감을 확인한다.
• 공작도는 설계도서에 대신하여 제작, 설치에 대한 지시서의 역할을 수행하는 것으로, 아래에 나타낸 내용을 구비하는 것을 원칙으로 한다.
a) 철골 바닥틀도, 가구도, 부재 목록 등
b) 철골 부재의 상세한 형상, 치수, 부재부호, 제품수량, 제품부호, 재질 등
c) 용접 및 고력볼트, 접합부의 형상, 치수, 이음매부호, 볼트종류, 등급 등

2) 원척
• 원척작업에서는 공장제작에 필요한 정규와 형판(필름) 등을 작성하여 공작도의 정보를 정확하게 변환한다.
• 원척장 바닥 원척작업을 하는 경우에는 그 시기, 방법, 내용 등을 공사시방서에 명시한다.

3) 기준강제줄자
• 기준강제줄자는 KS B 5209의 1급 품에 적합한 것을 사용한다.
• 원척, 조립, 공사현장 작업용 강제줄자는 기준강제줄자와 대조하여 정밀도 확인을 하며, 이때의 장력은 $49N(5kgf)$로 한다.

4) 가공 후 강재의 식별
• 절단가공 후 강재의 식별은 별도 관리한다.
• 강재에는 공사 명칭이 명확하도록 약기호 등을 기재한다.

5) 금매김(marking)
• 금매김은 공작도 또는 정규, 형판 등에 따라 이후 공정에서 필요한 사항을 정확, 명료하게 기재한다.
• 고력강 및 휨 가공한 연강의 외면에는 펀치, 정 등에 의한 흔적을 남겨서는 안된다. 다만, 절단, 구멍뚫기, 용접 등으로 제거되는 경우에는 무방하다.
• 금매김 치수는 제작 중에 발생하는 수축, 변형 및 마무리 손실을 고려한 수치로 한다.

6) 절단 및 절삭가공

- 강재의 절단은 기계절단법, 가스절단법, 프라즈마 절단법 등에 의하여 강재의 형상, 치수를 고려하여 최적의 방법으로 한다.
- 가스 절단을 하는 경우 자동가스절단기를 이용한다.
- 부재 자유단의 가스절단면 정밀도는 공사시방에 명기가 없는 경우 거칠기 100μmRZ 이하, 노치깊이 1mm 이하로 한다. 가스절단면의 정밀도가 확보될 수 없는 것에 대해서는 그라인더 등으로 수정한다.
- 용접개선부의 절단, 절삭면의 정밀도는 거칠기 200μmRZ 이하, 노치깊이 2mm이하로 한다.
- 전단 절단하는 경우, 강재의 판 두께는 13mm 이하로 한다. 절단면에 직각도를 상실한 흘림, 끌림 등이 발생한 경우는 그라인더 등으로 수정한다.
- 설계도서에서 메탈터치(metal touch)가 지정되어 있는 부분은 페이싱 머신(facing machine) 또는 로타리 플레이너(rotary planer) 등의 절삭가공기를 사용하여 상호부재 상호가 충분히 밀착하도록 가공한다.
- 절단면의 정밀도가 절삭가공기의 경우와 같도록 확보될 수 있는 기계절단기(cold Saw)를 이용한 경우, 절단 연단부는 그대로 두어도 좋다.
- 스캘롭(scallop) 가공은 절삭가공기 또는 부속장치가 달린 수동 가스절단기를 사용한다. 가공정밀도는 거칠기 100μmRZ 이하, 노치깊이 1mm 이하로 하고 이 정밀도를 확보할 수 없는 것은 그라인더 등으로 수정한다.

7) 개선가공

- 개선 가공면에 관한 거칠기는 200μmRZ 이하, 노치깊이는 2mm이하로 한다.
- 허용값을 넘는 경우, 용접덧살, 그라인더 등 적절한 방법으로 보완한다.

8) 구멍뚫기

- 고력볼트용 구멍뚫기는 드릴뚫기로 한다. 접합면을 블라스트 처리하는 경우에는 블라스트 하기 전에 구멍 뚫기를 한다.
- 볼트, 앵커볼트, 철근이 관통하는 구멍은 드릴뚫기를 원칙으로 하며, 판 두께가 13mm 이하일 경우는 전단 구멍뚫기가 가능하고, 절단면에 직각도를

상실한 흘림, 끌림 등이 발생된 경우, 그라인더로 수정한다.

- 앵커볼트, 거푸집 격리제, 설비배관용 관통구멍 및 설비, 내외장 콘크리트 타설용의 부속철물 등의 구멍이 지름 30*mm* 이상인 경우, 가스 구멍뚫기를 해도 좋다. 가스 구멍뚫기를하는 경우의 절단면의 거칠기는 100μm*RZ* 이하로 하고, 구멍지름의 허용차는 ± 2*mm* 이하로 한다.
- 고력볼트, 볼트 및 앵커볼트의 공칭축 직경에 대한 구멍지름은 아래와 같이 한다.

표 3.6.5 볼트 종류에 따른 구멍지름 및 공칭축 직경 (단위 : *mm*)

종 류	구멍지름(D)	공칭축 직경(d)
고력볼트	d+2.0	d ≤ 27
	d+3.0	d > 27
리벳	d+1.0	d < 20
	d+1.5	d ≥ 20
볼트	d+0.5	-
앵커볼트	d+5.0	-

- 구멍뚫기 가공은 구멍뚫기를 해야 하는 부재표면에 대해 직각도를 유지하고 정규의 위치에 작업한다. 구멍뚫기 가공 후 구멍의 주변은 흘림, 끌림, 쇳가루 등을 완전히 제거한다.
- 철근이 관통하는 구멍의 지름은 공사시방서에 따른다. 공사시방서에 정한 바가 없는 경우는 아래와 같다.

표 3.6.6 이형철근 통과 구멍지름 (단위 : *mm*)

이형철근	호 칭	D10	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32
	구멍지름	21	24	28	31	35	38	43	46

- 부재의 두께가 리벳, 볼트의 공칭직경에 3*mm*를 가산한 값을 넘지 않을 때에는 펀치에 의한 구멍 뚫기를 할 수 있으며, 부재의 두께가 이보다 클 경우에는 드릴에 의한 구멍뚫기나 서브 펀치(sub punch)한 다음 리머(reamer)로 넓힌다. 펀치로 인하여 구멍 주위에 미세한 균열이 생기는 경우에는 예정직경보다 3*mm*에서 6*mm*적게 서브펀치하여 리머로 예정 직경까지 구멍을 넓히면서 균열을 제거한다.

9) 변형의 교정

- 가공 중에 발생한 변형은 그 변형량이 정해진 제품의 정밀도를 확보할 수 없는 경우, 재질을 손상시키지 않도록 상온에서 또는 가열로 교정한다.
- 상온에서 교정하는 경우는 프레스 또는 롤러 등을 사용한다.
- 가열로 교정하는 경우의 온도는 아래에 기재한 것을 표준으로 한다.

표 3.6.7 변형 교정 온도

구 분	가열 후 공냉	가열 후 즉시 수냉	공냉 후 수냉
온 도	850° C ~ 900° C	600° C ~ 650° C	850° C ~ 900° C
비 고	단, 수냉개시온도는 650° C 이하로 한다.		

10) 휨가공

- 휨 가공은 상온가공 또는 가열가공으로 한다. 가열가공의 경우는 적열상태에서 하고 청열취성역(200°C~400°C)에서 가공해서는 안 된다. 이 경우에도 변형의 교정에 명시된 온도조건에 따라야 한다.
- 상온가공에서 구부림 내반경은 기둥, 보 및 가새단의 헌치 등 소성변형능력을 요구하는 부재는 판 두께의 4배 이상으로 하고 이외의 부재는 판두께의 2배 이상으로 한다.

11) 조립

- 조립방법 및 순서를 결정함에 있어 용접에 의해서 발생하는 변형이나 잔류응력이 최소가 되도록 사전에 역변형을 주거나 작은 블록으로 분할하여 조립, 용접을 하는 등의 방법을 검토하여 시행한다.
- 조립에 사용하는 부재는 조립 전에 부재의 부호, 재질, 수량 등을 확인한 다음 오염, 부식, 유해한 자국 등의 유무를 확인하고, 있는 경우에는 교체를 하거나 보수한다.
- 조립에 사용하는 부재에 휨, 비틀림 등 변형이 있는 경우에는 소정의 제품 정밀도를 유지하기 위해 조립 전에 변형을 교정한다.
- 조립은 작업에 적합한 지그(jig) 등을 이용하여 부재 상호의 위치 및 각도를 정확히 유지하면서 시행한다.

• 뒷댐재(backing plate, backing bar) 및 엔드탭(end tab)은 소정의 루트(root) 간격을 확보하여 모재와의 사이에 틈새가 발생되지 않도록 밀착시켜서 부착한다.

• 부재상호의 면의 불일치의 유무, 맞댐용접 개선의 형상 등을 확인하여 적절하지 않은 경우는 수정한다.

• 가용접은 조립, 운반, 본 용접작업에서 조립부재의 형상을 유지하고, 동시에 가용접이 떨어지지 않도록 4*mm*이상의 각장을 갖는 비드를 적절한 간격으로 배치하여 실시해야 한다. 가용접의 비드길이는 아래표의 값을 최소로 하고, 특히 짧은 비드가 되지 않도록 한다. 판두께가 서로 다를 경우 두꺼운 쪽에 따른다.

표 3.6.8 판두께에 따른 가용접 최소 비드길이

판두께(*mm*)	가용접의 최소 비드길이(*mm*)
t ≤ 6	30
t > 6	40

• 용접은 본용접과 동등한 품질을 얻을 수 있도록 한다. 또한 개선 안쪽에는 가용접을 하지 않는다. 다만, 구조상 개선 안쪽에 가용접을 하지 않을 수 없는 경우 본용접 후의 품질이 충분히 확보 가능한 방법으로 시공한다.

12) 가조립

가조립을 하는 경우는 미리 가조립 요령서를 작성하여 승인을 받고 이에 따라 시공한다.

- 용접

1) 일반조건

• 공장용접은 피복아크용접, CO2 아크 반자동용접 또는 서브머지드 아크용접으로 한다.

• 현장용접은 아크수동용접, 가스실드 아크 반자동용접 또는 플럭스코아드 아크반자동용접 용접으로 한다.

2) 표면 결함의 검사 및 정밀도의 검사

용접부 표면 결함의 검사 및 정밀도의 검사방법, 합격, 불합격의 판정은 공사시방에 명기가 없는 경우 아래 사항에 따른다.

- 검사항목 및 합격, 불합격의 판정은 「붙임1. 철골정밀도 검사기준」에서 정한 한계허용차에 따른다.
- 표면결함의 검사 및 정밀도의 검사는 전 용접 부위에 대해서 육안검사를 한다. 육안기준에 벗어났다고 판단되는 곳에 대해서 적정한 기구로 정밀측정을 한다.
- 불합격된 개소는 적정한 방법으로 수정 또는 보강한다.

3) 용접부의 내부결함 검사

- 맞이음 용접부의 내부결함의 검사방법은 공사시방에 명기가 없는 경우 비파괴시험을 한다.
- 용접부위 비파괴 검사의 적용

가. 초음파 탐상시험(UT)

a) 주 부재 맞이음 용접부에 대해서는 초음파 탐상시험을 실시한다.

b) 부분 용접부에 대해서는 초음파로 용입 깊이를 측정 할 수 있다.

나. 자분탐상시험(MT)

a) 필렛 용접부는 자분탐상 시험을 실시한다.

4) 용접부의 보수

- 시공 중에 발생한 불량용접부의 보수

a) 불량용접부에 대한 보수요령서를 작성하여 승인을 받아야 한다.

b) 용접균열의 범위가 국부적이 아닌 경우나 모재가 균열된 경우에는 그 보수방법에 대하여 승인을 받은 후에 보수한다.

- 반입검사에 의한 불합격 용접부의 보수

반입검사에서 불합격된 용접부는 외관불량, 치수불량, 내부결함 등 모든 결함사항에 대해 보수를 하고 재검사하여 합격되도록 하여야 한다.

(사) 도 장

- 일반사항 및 적용범위

본 시방은 부재에 사용하는 도료 및 도장에 대한 선택 기준, 시공방법 및 검사방법 등에 대한 도장 공사에 적용한다.

- 시공 개요

시공자는 시공 전 다음과 같은 시공계획을 수립하여야 한다.

1) 공사개요 : 공사명, 공사기간, 공사장소, 시공내용, 기준 및 사양서
2) 공 정 표
3) 사용도료 : 품명, 규격, 색, 제조회사명, 사용량
4) 시공관리
• 공정관리 : 日(週, 月) 진척도, 관리도
• 품질관리 : 도료의 희석률, 도장횟수, 도막두께, 건조, 재도장 간격, 도막외관
• 사진관리 : 공정사진, 작업사진

- 관리용 기구

온도계, 습도계, 표면온도계, 도막측정기기 및 검사에 필요한 제반 기기

- 도장재료의 품질

도료란 물체의 표면에 도포하여 건조된 피막층을 형성시켜 물체에 소기의 성능을 부여하는 유동상태의 화학제품을 말한다. 도료가 도막으로 되어 발휘할 수 있는 소기의 성능이란 다음 중 어느 하나 또는 그 이상의 성능을 가져야 한다.

1) 물체의 보호 : 방습, 방청, 방식, 내유, 내약품성 등
2) 외관이나 형상의 변화 : 색, 광택의 변화, 미관, 표식, 평활화, 입체화 등
3) 특수기능 : 기타 파동의 발산, 반사 및 흡수, 색에 의한 온도의 지시, 전자파차폐, 대전 방지, 곰팡이 방지, 착빙 방지, 태양열 반사 또는 흡수 등. 도료의 구성성분을 기준으로 분류 하면 도막을 형성하는 수지 및 안료와 도막형성 과정에 휘발하는 용제로 나누어지며, 또 도료를 제조, 보관, 도장 및 건조하는 과정을 도와주는 기능과 문제발생을 억제하는 기능을 갖는 소

량의 첨가제로 이루어져 있다. 도장의 결과로 얻어지는 도막의 성능은 주로 수지와 안료의 성능에 의해서 결정된다. 따라서 도료의 좋고 나쁨은 수지와 안료의 선택에 기인된다.

4) 외부노출형 도료의 특성

- 내수성, 내습성이 좋아야 한다.
- 물리적 성질이 우수하여야 한다.
- 내후성, 내구성이 우수하여야 한다.
- 보수도장성, 도장작업성이 우수하여야 한다.
- 금속면이나 상도에 대한 밀착성이 우수하여야 한다.
- 1회에 두꺼운 도막으로 도장이 가능하여야 한다.

5) 사용 도료

일반적으로 많이 사용되는 자연건조형 불소도료로 플루오로 오레핀(fluoro olefin)과 비닐에테르(vinyl ether)를 중합시켜 유기용제에 용이하게 용해되는 상온건조가 가능한 도료를 주로 사용한다. 불소의 특성은 탄소원자와 불소원자간(C-F)의 결합 에너지가 유기화합물중 가장 크기 때문에 자외선이나, 대기오염, 산성비 등의 공격에 대해 20년 이상의 내후성과 내구력이 가능하다. 또한 비닐에테르에 결합되는 특수한 물질이 도막의 광택, 투명성, 경도, 굴곡성, 부착성, 안료와의 상용성 등을 부여하므로 유기계 자연 건조형 도료 중 가장 우수한 성능을 발휘하는 도료로서 알려져 있다. 자연건조형 불소도료의 특성을 열거하면 다음과 같다.

a) 초내후성 : 수지의 화학구조상 내자외선에 대한 저항성이 크기 때문에 광택유지율이 매우 높다.

b) 경화방식 : 우레탄 결합으로 치밀한 도막을 형성하여 내약품성 등의 물성이 우수하다.

c) 방청성 : 공기중 산소에 대한 투과계수가 적으므로 방식성이 우수하다.

d) 약품성 : 내산성, 내알칼리성 등의 내화학성이 탁월하여 중화학공장의 플랜트나 임해지역 등의 가혹한 조건하에서 탁월한 성능을 발휘한다.

e) 보수도장 : 타도막 및 불소도료와의 부착성이 우수하여 재도장이 가능하다.

- 도장시공

1) 표면처리 관리

표면처리의 중점 관리사항은 다음 사항과 같다.

- 표면처리 방법의 준수 및 그 과정
- 연마재의 입자크기, 형상
- 표면처리 장비의 적합성

2) 브라스트의 장치에서 노즐의 구경과 형상

브라스트의 일반적인 사항은 다음과 같다.

- 노즐의 구경은 일반적으로 8～10*mm*를 사용한다.
- 연마재의 입경은 쇼트 볼(shot ball)에서 0.7～1.2*mm*, 규사에서는 0.9～2.5*mm*를 사용하는 것이 보통이며, 종류는 표면처리 연마재에 따라 선택한다.
- 분사거리는 연강판의 경우는 15～20*cm*, 강판의 경우는 30*cm*정도로 유지한다.
- 연마재의 분사각도는 피도물에 대하여 50～60°정도로 유지한다.

3) 표면처리 작업

우수한 도장은 엄정한 표면처리의 결과로부터 얻어지므로 링보 및 철골 도장의 성패는 강재의 표면처리 기술에 좌우된다. 표면처리 방법은 화학적인 처리와 기계적 처리 등 여러 종류가 있으나 일반적으로 제청 또는 탈청에 대해서는 기계적인 표면처리가 주로 사용된다.

4) 도장 방법

철골의 도장작업에는 주로 에어리스 스프레이(airless spray)도장이 가장 많이 사용되며, 붓 도장, 롤러 도장도 병행되는데 도장방법의 선택은 도료의 종류, 지정된 도막두께, 주위환경 등을 고려하여 결정한다. 에어리스 스프레이 도장에어리스 스프레이 도장은 도장기에 의해 도료를 직접 가압하고, 노즐팁으로부터 무화(霧化)가 된 도료를 분사하는 방법이다. 시공능률이 높고 도료를 균일한 두께로 도장하기 쉬운 방법으로서, 에폭시수지 도료나 징크리치 페인트 등의 후막형 도료의 도장에도 적합하며, 에어리스 스프레이 도장은 다음과 같이 실시한다.

- 무기질 아연말 도료, 후막형 에폭시 도료 등은 특별한 이유가 없으면 에어리스 스프레이로 도장한다.
- 스프레이도장을 할 경우에는 비산방지대책을 사전에 강구하여 작업한다.

• 세밀한 부분이나 각진 부분, 요철부분, 협소한 부분 등에 대해서는 붓 도장을 먼저하고 나서 스프레이도장을 실시한다.

• 에어리스 스프레이 도장을 효과적으로 실행하기 위해서는 피도물과 도장 건(gun)과의 거리, 도장 건의 이동속도, 분사압력, 노즐팁 등이 조건에 맞도록 선정 및 작업되어야 한다.

- 도장작업시의 기후조건

도장작업시의 기후조건은 도장작업뿐만이 아니라 도막의 내구성에 큰 영향을 미치므로 다음 사항을 반드시 준수하여 작업하여야 한다.

1) 일반적인 도장작업은 대기온도가 5℃이상, 상대습도 85%이하인 조건에서 작업하여야 한다.
2) 온도가 너무 높은 경우에 건조가 비정상적으로 빨라지고 가사시간이 짧아지므로 제조사의 안내서를 참조하고 특별한 규정이 없는 경우는 43℃이상에서는 작업을 하지 않는다.
3) 소지 표면온도는 이슬점 온도보다 3℃이상 높아야 한다.
4) 옥외에서 시공시 비, 눈, 이슬이 내리는 환경에서는 작업을 중지한다.
5) 강풍이 부는 환경에서는 작업을 중지한다.

- 도막외관 및 도막두께

도막외관도장 중 또는 건조 후 도막외관을 관찰하여 평가해야 하며 결함이 발견될 경우 발견 즉시 수정하여야 한다. 도막 두께에 대한 규정은 다음과 같다.

1) 도막두께는 규정에 따라 검사하여야 하며, 그 결과는 반드시 기록하고 유지되어야 한다. 단 도막두께가 미달되는 경우에는 후속 도장 전에 이에 대한 보정이 되어야한다.
2) 도막두께의 편차를 최소화하기 위해서는 도장작업 시 사용량, 작업성 등에 충분히 유의하여야 한다.
3) 습도막 측정은 건조도막 두께의 정확한 관리를 위한 방법으로서 도장작업 과정에서 수시로 습도막 두께를 측정하여 작업표준을 설정하고 유지하여야 하며, 건조도막 두께와의 관계를 사전에 인지하고 측정하여 그 변화를 확인해야 한다.

4) 건조도막 두께의 측정은 건조가 완료된 후 시행하여야 하며 그 결과를 반드시 기록 유지하여야 한다.

5) 도막 두께 측정기의 정확성을 확보하기 위하여 검 교정된 기기를 사용하여야 한다.

6) 도막의 검사는 건조도막두께측정기로 측정한다. 도장된 부재당 8-10개소를 측정한다. 또한 1개소(spot)당 주변 5점을 측정하여 오차가 과도한 값을 제외한 평균값을 취해야 하며, 도장사양 도막두께의 80%이상이어야 한다.

7) 도막두께 기준에 미달되는 부위는 최상층도료를 추가 도장하여 수정하거나 또는 도료 제조회사의 지시에 따른다.

8) 링보 및 철골부재의 도막두께는 하도 75μ, 중도 100μ, 상도 50μ으로 한다.

9) 도막두께의 관리기준은 표 3.6.9에 따른다.

- 도막두께 검사

도막의 두께를 측정하여 기준 값에 적합한가를 검사하여야 하며, 기준 도막두께에 대한 시공 허용오차범위는 표 3.6.9에 따른다.

표 3.6.9 도막두께의 허용오차

기준도막 두께 [u(mils)]	최소(spot) [u(mils)]	최소(평균) [u(mils)]	최대(평균) [u(mils)]	최대(spot) [u(mils)]
25 (1.0)	15 (0.6)	19 (0.75)	50 (2.0)	75 (3.0)
50 (2.0)	30 (1.2)	38 (1.50)	100 (4.0)	125 (5.0)
75 (3.0)	45 (1.8)	56 (2.25)	150 (6.0)	175 (7.0)
100 (4.0)	60 (2.4)	75 (3.00)	175 (7.0)	213 (8.5)
125 (5.0)	75 (3.0)	94 (3.75)	200 (8.0)	238 (9.5)
150 (6.0)	90 (3.6)	112 (4.50)	225 (9.0)	263 (10.5)
175 (7.0)	105 (4.2)	131 (5.25)	250 (10.0)	288 (11.5)
200 (8.0)	120 (4.8)	150 (6.00)	275 (11.0)	313 (12.5)
250 (10.0)	150 (6.0)	187 (7.50)	325 (13.0)	363 (14.5)
275 (15.0)	165 (8.0)	206 (11.25)	500 (20.0)	575 (23.0)
500 (20.0)	300 (12.0)	375 (15.00)	650 (26.0)	725 (29.0)
625 (25.0)	375(15.0)	469 (18.75)	800 (32.0)	900 (36.0)

(아) 시 공

- 시공조건확인

작업 착수 전 기준선 먹메김, 앵커볼트의 위치 및 허용오차, 중장비를 확인하여야 한다.

- 설치계획

건물의 규모, 형상, 대지 및 공정 등의 조건을 근거로 하여 반입방법, 설치순서, 설치기계, 양중방법 등의 설치계획을 결정한다. 이때, 설치 도중의 부분가구와 설치 후의 전체가구가 고정하중, 활하중, 풍하중, 지진하중, 적설하중, 설치기계의 충격하중 등에 대하여 안전한가를 확인한다. 또한, 이러한 하중들이 구조체의 품질을 저하시키지 않도록 확인한다.

- 설치장비

최대하중, 작업반경, 작업능률 등에 따라서 설치장비를 선정한다. 이때 설치장비 및 설치장비를 설치하는 구조체, 가설대, 노반 등이 풍하중, 지진하중, 크레인 운반시 충격하중 등에 대하여 안전한가를 확인한다.

1) 제품의 반입

제품의 반입 시에는 철골제작업자의 발송대장을 조회하고, 제품의 수량 및 변형, 손상의 유무 등을 확인한다.

2) 제품의 취급

제품의 취급 시에는 부재를 적절한 받침대 위에 올려놓아 변형, 손상을 방지한다. 부재가 변형, 손상이 생긴 경우는 설치 전에 수정한다.

- 지상조립

지상조립을 할 때에는 적절한 가설대, 지그 등을 사용하여 지상조립부재의 치수정밀도를 확인토록 한다. 접합방법은 현장접합 기준에 따른다.

- 설치용 설비 및 기구

설치에 사용되는 와이어로프, 샤클, 달철물 등은 허용범위 이내에서 사용한다. 또한, 정기적으로 점검하여 손상이 된 것은 폐기한다.

- 바로 세우기

1) 바로세우기를 하기 위하여 가력할 때는 부재의 손상을 방지한다.

2) 턴버클이 붙은 가새가 있는 구조물은 그 가새를 사용하여 바로세우기를 해서는 안 된다.

3) 바로세우기는 설치정밀도의 규정을 만족하도록 한다.

4) 설치부재의 도괴방지용 와이어로프를 사용한 경우는 이 와이어로프를 바로세우기용으로 겸용하여도 된다.

- 가볼트 조임

가볼트는 중볼트 등을 사용하여 하나의 볼트 군에 대하여 고력볼트 접합에서는 1/3 정도 또는 2개 이상, 혼용접합 및 병용접합에서는 1/2정도 또는 2개 이상을 균형있게 배치하여 조인다. 또한, 용접이음을 위한 일렉션피스 등에 사용한 가볼트는 전부를 조인다.

- 설치정밀도

접합부 정밀도와 설치정밀도는 공사시방에 정한 바가 없는 경우, 「붙임1. 철골정밀도 검사기준」에 따른다.

- 현장접합

1) 고력볼트 현장조임은 시방서의 제작에 명시된 고력볼트 접합기준에 따라서 볼트의 종류, 축력관리방법, 시공순서 등을 명시한 고력볼트조임 시공요령서를 작성하고 계획에 따른 시공, 관리를 한다.

2) 고력볼트(T/S) 시공계획

가. 볼트의 현장반입 및 검사

a) 현장에 도착한 모든 고장력 T.S 볼트는 KS 규격(KSB 1010)에서 요구하는 기계적 성질에 만족하여야 하며 제조 LOT별 공인기관에서 발행한 검사 성적서를 제출한다.

b) 제품시험 항목은 인장시험, 경도시험, TORQUE 계수값시험 등을 한다.

c) TOQUE 계수값은 A종은 0.11~0.15이며 B종은 0.15~0.19로 특별히 규정

하지 않는 한 B종에 따른다.

d) 볼트 체결 작업 전에 마찰 접합면의 흙, 먼지 또는 유해한 도료 유류에 오염되었거나 계수 저해요인의 불순물을 제거한다.

e) 볼트 체결 작업순서는 중앙부에서 시작하여 좌, 우, 바깥으로 향하면서 실시한다.

3) 볼트 체결검사

- 볼트의 체결검사는 담당자가 작업구역별 층별로 구분하여 100% 시행한다.
- 검사가 완료된 부분은 감독원의 입회검사를 자체 볼트의 20%범위 내에서 받는다.
- 감독원의 확인 검사시 도급자는 검사에 필요한 검사기기를 준비한다.
- 감독원이 지적하는 수정 사항에 대하여 즉각적인 수정작업을 하고 결과를 감독원에게 확인 받는다.

4) 현장용접은 용접기준에 따라 관리조직, 용접방법, 용접공, 용접기기 및 용접재료, 용접시공, 용접검사 및 용접보수 등을 명시한 용접 시공 요령서를 작성하고, 계획에 따른 시공, 관리를 한다.

(자) 시공 허용오차

강재 접합부 정밀도, 설치정밀도는 「붙임1. 철골 정밀도 검사기준」에 적합하여야 한다.

[붙임1, 철골정밀도 검사기준]

이 기준은 일반 구조물의 중요한 철골의 제작 및 시공에 있어서 치수 정밀도의 허용차를 정한 것이다.

허용차는 한계허용차와 관리허용차로 구별하여 정한다. 한계허용차는 이것을 초과하는 오차는 원칙으로 허용되지 않는 최종적인 개개의 제품에 대한 합격판정을 위한 기준 값이다.

한편 관리허용차는 95% 이상의 제품이 만족하도록 제작 또는 시공상의 목표값이고, 치수정밀도의 반입 검사 시 검사로트의 합격판정을 위해 개개의 제품이

합격, 불합격 판정 값으로 이용된다.

치수정밀도 반입검사에 있어서, 개개의 제품이 한계허용차를 초과한 경우, 불량품으로 처리하고 재제작하는 것을 원칙으로 한다. 단, 재제작이 가능하지 않은 경우는 그것에 상당하는 보수를 하고 재검사에 합격하지 않으면 안 된다.

또한 개개의 제품이 관리허용차를 초과하여도 한계허용차 내에 있으면 보수, 폐기의 대상으로 하지 않는다.

관리허용차를 합격, 불합격 판정 값으로 발취검사를 하는 경우 검사로트가 불합격으로 된 경우는 해당 로트의 나머지는 전부 검사한다. 다만, 검사로트의 합격, 불합격에 관계없이 한계허용차를 초과하는 것에 관하여는 감독원과 협의하여 보수 또는 재제작 등의 필요한 조치를 한다.

또한 이 기준은 아래의 사항에 표시한 것에는 적용하지 않는다.

1) 공사시방에 의한 경우 또는 감독원가 인정한 경우

2) 특히 정밀도를 필요로 하는 구조물 또는 구조물의 부분

3) 경미한 구조물 또는 구조물의 부분

4) KS에서 정한 강재의 치수허용차

2. 대공간 구조시스템의 유지관리 및 보수보강 메뉴얼

(1) 보수보강 및 유지관리 필요성

건축물은 시간이 지날수록 처음에 요구되었던 성능을 잃어가면서 노후화된다. 노후화된 건물은 사용성의 문제를 일으킬 수 있으며, 심각한 경우 구조적인 한계를 넘어서 안전도의 문제도 제기할 수 있기 때문에 미리 적절한 대처를 강구해야 한다. 특히 대공간구조물의 경우 다른 구조시스템에 비해 구조부재의 밀도가 적고 부재들 간의 상관도가 매우 높기 때문에 일부의 손상이 다른 부분에서 받쳐주지 못하고 대형손상으로 이어지는 경향이 크다. 따라서 대공간구조의 구성 요소에 맞는 적절한 보수보강 대응책이 필요하다.

(2) 보수보강에 관한 요구조건과 수용방안 내용

건축물은 오랜 시간 누적된 부재의 불균등을 바로잡고 내구연한이 다한 부재나 손상된 접합부 등을 교체하는 등의 보수보강이 필요하다. 우선 대공간구조의 현재 상태를 파악하기 위해서 다음과 같은 안전진단이 필요하다.

① 구조체의 기하학적인 형상을 통한 변형 측정

② 접합부의 손상여부 파악

③ 케이블의 인장력 측정

④ 강재 및 케이블, 막재의 강도측정

위와 같은 안전진단을 토대로 대공간 구조물의 손상이 발생한 원인을 분석해야 하며, 그 요구조건 및 수용방안은 다음의 표와 같다.

표 3.6.10 요구조건 및 수용방안

안전성 확보	노후화에 의한 파손과 정밀 안전진단 결과, 긴급보수 필요성 제기/ 본 시설물을 완벽하게 이해하고 있는 시공전문가에 의한 시공 계획 수립 → 시공계획은 구조전문가에 의한 단계별 안전성 검증 수행
기간 및 비용 제한	구조 안전성에 큰 영향을 미치는 하자발견으로 긴급 공사 요망/ 시설물의 시공 실적을 보유한 시공사의 일괄적 공사 시행
기술력 확보	대공간구조의 설계·시공 엔지니어링에 대한 국내기술력의 축적 요망/ 국내 구조 전문가에 의해 시공 전, 중, 후의 시설물 안전성 확인 및 국외 전문가의 검증으로 기술 축적 및 신뢰도 확보
유지관리 시스템 구축	해당 시설물에 대한 유지관리 및 유지관리 시스템 자료의 축적/ 해당 시설물 준공 후 이루어진 지속적인 유지관리 노하우를 활용한 유지관리시스템 구축/ 국내기술자의 과업수행으로 문제점 발생 시 즉각적인 대응 가능

(3) 유지관리의 개념

건축물의 유지관리란 건물의 전체 생애주기(life-cycle)에 걸쳐 시설물의 사용성 및 안전성을 높이기 위해 기술·관리 기법을 적용하는 활동을 의미하며, 이러한 활동들은 design/construction phase와, maintenance phase로 분류될 수 있다.

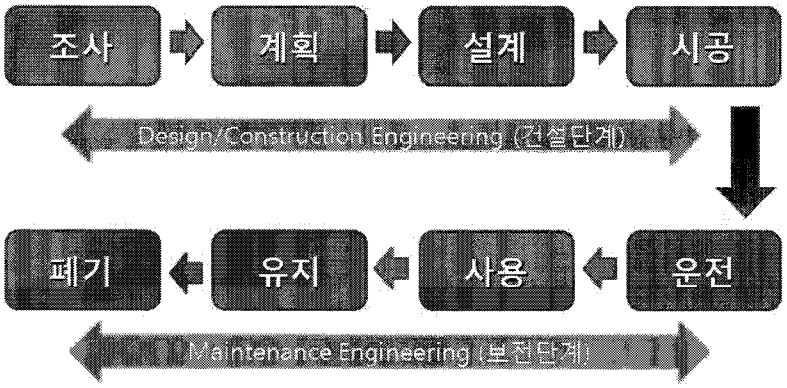


그림 3.6.16 유지관리 생애주기

생애주기라 함은 시설물의 기획에서 철거에 이르는 전 과정을 나타내는 용어로써 기획(planning), 설계(design), 입찰 및 계약(bidding & contract), 시공계획(pre-construction), 시공(construction), 인도(commissioning), 사용/운영단계(use & operating), 폐기처분단계(disposal) 등 모든 단계를 포괄한다.

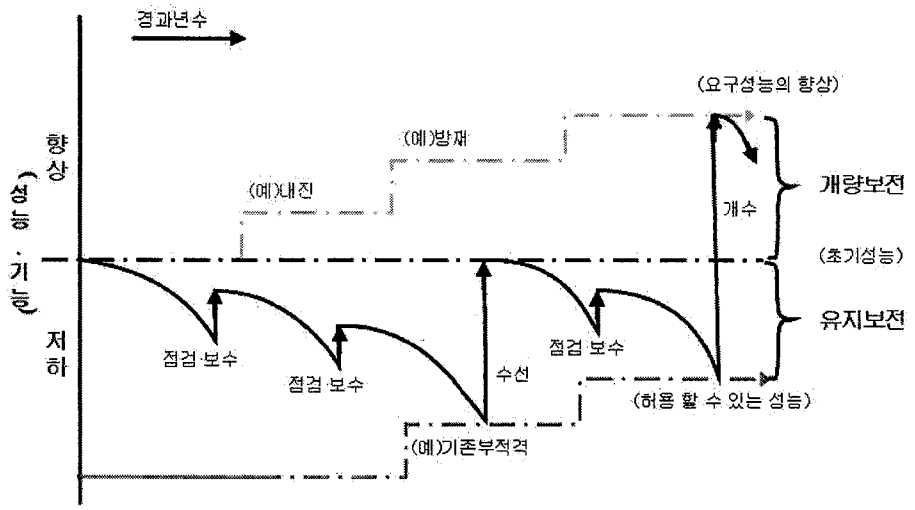


그림 3.6.17 유지보수의 효과

(4) 보수보강 공법 및 유지관리 절차

(가) 막구조

① 적용범위

본 지침은 막구조 건축물에 사용되고 있는 각종 막구조용 재료, 부재 중 막 본체(보강벨트, 구멍쇠, 로프류 및 씰고무, 커버고무 등의 관련재료를 포함) 및 그 표면에 주로 방식성을 부여하기 위한 목적으로 아연도금 및 도장이 되어 있는 강제부재를 대상으로 한다. 단, 해당 막구조 건축물 및 재료, 부재가 특수한 열화, 외력, 지역, 환경에 있는 경우는 적용범위 대상 외로 한다. 여기에서는 비교적 사용예정기간이 긴 막구조 건축물 및 구조부재를 대상으로 한다.

② 유지관리 계획

- 유지관리의 목표

1) 재해의 예방과 안전의 확보

2) 쾌적, 위생적인 환경의 유지

3) 건물의 효용유지

4) 에너지, 자원 및 관리 비용의 절감

유지관리목표에 관련된 건축물 및 설비의 성능수준은 계획한 수준을 항상 유지하도록 유지관리를 실시하며, 이것이 곤란한 경우에는 법적 규제가 있는 것을 제외하고 소유자 및 사용자의 동의를 얻어 수준의 변경을 실시하여 새로이 유지해야할 성능의 수준을 설정한다.

관리를 실시하는 목적은 앞에서 제시한 대로이지만, 최근에는 이것을 가능한 효율적으로 실시하는 것도 요구되고 있다. 이것에는 경비, 비용을 목적에 따른 범위 내에서 효과적으로 이용하는 것도 포함되어 있다. 종래의 관리는 실제로 막재가 파손하거나 강재의 모재가 단면결손을 일으키거나, 상당한 지장이 발생한 후에 실시하는 사후관리(corrective maintenance)가 많았다.

그러나, 최근에는 보다 적극적으로 점검, 검사를 실시하여 기능, 성능의 저하를 사전에 감지하여 대책을 강구하고, 고장을 미연에 방지하는 사전관리(predictive maintenance), 계획적으로 점검, 검사, 복구 등을 실시, 고장이 발생하지 않도록 하는 예방관리를 추진하고 있다. 이것과 함께 어느 부위를 어떻게 점검, 시험을 하여 결과를 어떻게 판단할 것인가 하는 것이 중요한 문제가 되어 왔다.

- 관리의 범위와 분류

관리 행위에 따라 다음과 같이 분류한다.

표 3.6.11 관리 행위에 따른 분류

유지관리	수선, 갱신
	점검, 보수
	운 전
	청 소
개량관리	개 수
	복 구

③ 막구조의 점검

- 점검구분

지붕, 외벽의 점검은 아래의 구분에 의해서 실시하기로 한다.

1) 일상점검

통상, 설비의 운전시 이외에 청소, 보안등에 따라 실시된다.

2) 정기점검

법령에 따라 실시되는 점검과 법령에 의거하지 않지만, 소정의 기능, 성능을 유지하기 위해서 정기적 점검으로 나누어진다.

3) 임시점검

지진, 강풍, 큰비, 화재 후에 실시하는 점검을 말한다.

유지관리계획에서는 상기의 각종 점검업무를 정리하고, 항목, 개소, 시기, 담당자등의 점검의 실시방법 및 점검결과의 기록, 보고 및 필요한 조치에 대하여 규정해 두는 것이 필요하게 된다.

- 점검실시체제와 점검행위자의 설정

점검 계획중에는 위항에서 기록한 구분마다 점검을 실시하기 위한 구체적인 체제와 점검행위자를 명시해야 한다.

- 점검부위, 개소의 명시

위에 기록한 구분마다에 점검하는 부위, 개소를 명시해야 한다.

점검부위에 대하여서는 표 3.6.13을 참조한다.

- 점검주기의 설정

점검은 위에 기록한 구분마다에 그 주기를 설명해야 한다.

- 점검

점검은 위에 기록한 구분마다 아래에 제시한 3가지의 레벨에 따라 실시한다.

표 3.6.12 점검 레벨의 분류

점 검 레 벨	점 검 방 법 개 요
1차 점검	육안 또는 감촉에 의한 검사
2차 점검	비교적 간편한 점검용 기기류를 이용하는 검사
3차 점검	측정기계를 이용하는 비파괴 점검 및 부분적 파괴를 동반하는 점검

- 점검결과의 판정과 조치방법

위에 서술한 점검이 실시된 경우, 점검 결과의 판정방법 및 이것에 기인한 대응, 조치방법을 명시한다.

- 점검 대상부위

일반 건축물의 구조부재는 내외장 기타에 둘러싸여 직접 눈으로 점검하는 것이 불가능한 경우가 많다. 그러나 이러한 일반의 건물에 비하여 막구조 신축물에 있어서는 오히려 점검이 간편한 경우도 많다. 또한, 설계 시에 점검, 보수를 쉽게 할 수 있도록 고려되어 있다면, 건물의 내용성을 보다 향상시키는 것이 가능하다.

한편, 점검은 반드시 점검대상을 직접적으로 점검하지 않아도 주변의 상황(막재의 파손, 표면에 금, 변퇴색)에서 추정할 수도 있다. 따라서 여기에서 건물, 부재 각각의 제약조건은 별도로 하여 점검해야할 대상을 분류하고 있다.

표 3.6.13 점검대상의 점검항목

점 검 대 상	점 검 항 목	점 검 레 벨	비 고
막 재	더 러 움		
	곰 팡 이		
	변 색		
	퇴 색		
	광 택 저 하		
	백 아 화		
	경 화		
	마 모		
	결렬(전 면)		
	결렬(부 분)		
	부풀음(전 면)		
	부풀음(부 분)		
	벗 겨 짐		
	파 손		
	누 수		
	접합부의 벗겨짐		
	공 기 누 출		
부 착 로 프	마 모		
	내 후 열 화		
	파 단		
보 강 벨 트	마 모		
	내 후 열 화		
구 멍 쇠	부 식		
	구멍쇠와 막재의 경계		
	파 손		
도 장 (강재, 아연도금강재)	더 러 움		
	곰 팡 이		
	변 색		
	광 택		
	백 아 화		
	부 풀 음		
	결 렬		
	벗 겨 짐		
	녹 (백 녹)		

④ 정기점검주기

막체 등의 표준 정기점검 주기는 막재의 종류에 따라 다음과 같다.

표 3.6.14 막재 종류에 따른 정기점검 주기

막 재 의 종 류	주 기
A 종	준공 후 1년 이후, 3년마다
B 종	준공 후 1년 이후, 2년마다
C 종	준공 후 1년 이후, 2년마다

단, 준공 후 1년경과 시에는 점검이 실시되는 것으로 한다.

A종: 불연성능 막재, 4불화 에틸렌수지 코팅유리섬유 막재

B종: 불연성능 막재, 염화비닐수지(PVC) 코팅유리섬유 막재

C종: 방염 2급 막재, PVC 코팅 합성섬유 막재

(나) 공기막구조

막구조 건축물 중, 공기막 구조에 있어서 설비 설계와 설비의 안전은 건축물로서의 기능, 성능을 확보하고 그것을 양호한 상태로 유지하는 점에서 보아 중요한 문제이다.

본 지침은 막구조 건축물중, 공기막 구조의 설비설계 및 유지보전을 적합하게 실시하기 위하여 규정한 것으로서, 공기막 구조의 유지관리에 대한 기본적인 것을 언급하였으며 세부사항에 대해서는 사안별로 점검항목 등 유지관리 지침을 작성하여 관리하여야 한다.

① 용어

- 내압 : 실내의 정압과 외부의 정압의 차

1) 상시 내압

지붕의 고정하중 및 활하중을 지지함과 동시에 비교적 발생빈조가 높은 강풍 또는 초기적설에 대해서도 막지붕을 큰 변형 없이 단정시켜 유지할 수 있도록 설정되는 가압을 말한다.

2) 폭풍시 내압

바람이 강한 경우에 막지붕을 안정시켜 유지하기 위해서는, 상시내압 보다 높은 내압을 설정할 필요가 있어서 규정한 내압을 뜻한다.

3) 적설시 내압

적설이 진행된 경우에 막지붕을 안정시켜 유지하기 위해서는 상시 내압보다 높은 내압을 설정할 필요가 있어서 규정된 내압을 말한다.

4) 사용제한내압

피난시 문의 개방시의 문근처의 강풍 등을 감안하여 건물의 사용제한을 해야 한다고 생각되는 최대의 내압을 지칭한다.

- 상시, 폭풍시, 적설시

내압 설정을 각각 상시 내압, 폭풍시 내압, 적설시 내압을 설정해야할 상황일 때

- 가압설비

가압을 설정값으로 유지하는데 필요한 설비로 가압송풍장치(송풍기, 댐퍼, 비상용 엔진 등)와 내압제어장치를 조합한 것

- 정전시

상용전원이 차단되었을 때 (전압이 부족한 경우도 포함)

- 이상시

가압설비, 막지붕부 등에 이상이 발견되었을 때 및 악천후, 지진 등의 이후에 그 우려가 높은 경우

- 긴급시

기후 등의 급변에 의하여 건물사용시에 사용제한 내압이상의 내압으로 할 필요가 발생하였을 때, 화재시, 지진시 및 가압설비의 고장이 발생했을 때

- 자동제어

목표값이 되도록 자동적으로 작동, 설정이 되는 제어

- 매뉴얼 제어

목표값이 되도록 사람이 조작하는 제어

- 이상시 관리

가압설비, 막지붕부 등에 이상이 발견되었을때 및 악천후, 지진 등의 이후에 그 우려가 높을 때에 실시하는 관리

- 긴급시 관리

기후 등의 급변에 의해 건물사용시의 사용제한 내압이상의 내압으로 할 필요가 발생했을 때, 지진시 및 가압설비에 고장이 발생하였을 때에 실시하는 관리

② 공기막 구조의 설비설계

- 설비설계의 기본사항

공기막 구조내에 설치하는 각종 설비에 대해서는 가압됨에 따라 부적합함이 발생하지 않도록 배려된 것으로 한다. 부적합함이 발생하기 쉬운 설비로서는 배수설비, 각종 연소설비 등이 있다.

1) 인플레이트

공기막 구조는 원칙적으로 인플레이트를 유지하는 것이 요구되고 있다. 이러기 위해서는 건물 존속기간에 발생할 것인 각종조건을 배려하고, 디플레이트 시키지 않도록 설계할 필요가 있다.

2) 기능, 성능

가압송풍설비는 상시, 폭풍시, 적설시, 정전시라도 건축물의 설정내압의 유지가 가능해야한다.

3) 조작성

간단한 조작에 의하여 운전, 감시할 수 있고 오동작이 없는 페일세이프, 풀프루프, 각종의 인터로크 기능을 보유하는 가압설비로 해야한다.

4) 가압신뢰성

가압송풍장치, 내압제어 장치는 병례용장계로 하여, 복수의 송풍기 및 백업시스템을 설치, 고장 또는 정전시라도 내압유지가 가능한 신뢰성이 높은 가압설비로 해야 한다.

5) 환경조건

외적환경(온도, 습도)에 좌우됨이 없이 충분히 기능, 성능을 발휘하고, 내양컨트롤이 가능한 가압설비로 해야 한다.

6) 내노이즈성

외래 노이즈(유도성부하, 낙뢰, 순간정전)에 의하여 내압제어장치가 오동작을 함이 없이, 내압을 유지할 수 있는 가압설비여야 한다.

- 가압송풍설비의 기본사항

가압설비의 시스템은 아래의 것을 표준으로 한다. 또한, 규모, 용도, 관리체제에 의하여 더욱 신뢰성 높은 시스템을 고려하여 건축물의 안전성을 높이는 것이 필요하다.

1) 가압송풍 장치

가압송풍장치는 공기막 구조를 인플레이트 상태로 유지하기 위해 상시, 폭풍시, 적설시의 설정내압과 누출공기량을 공급하기에 충분한 능력을 보유할 뿐 아니라 더욱이 구조물 사용시에 상정되는 내부원인, 연소기구 등에 필요한 환기량을 확보할 수 있고, 또한 피난 등을 위하여 문개방을 해도 안전하다는 것이 보증된 것이어야 하다.

2) 가압제어장치

내압제어장치가 공기막 구조를 안전하게 유지된 상태에서 부과하는 역할이 크다. 따라서 정밀도, 내구성 등에 충분한 배려를 함과 동시에 송풍기의 교화운전 등도 포함하여, 가압송풍 장치와 본 장치로 된 가압설비의 신뢰성을 높일 수 있도록 충분히 검토하여 설계를 하는 것이 필요하다.

- 기타설비

상기이외의 설비설계상 주의해야할 점은 아래에 제시한다.

1) 융설장치

융설방법으로서는 지붕막면(외막)과 내막의 사이에 열풍을 송입하는 한편, 실내의 온도를 높이는 방법, 온수를 지붕막 위에 물을 뿌리는 방법 등, 여러가지 방법이 있지만, 지붕막면의 눈을 녹이는데 필요한 열량은 단위시간당의 강설량(강설강도), 눈의 밀도, 외기온도와 막면온도의 관계, 풍속 등에 의하여 변화한다. 이점을 충분히 고려하여 적절한 설계를 한다. 또한, 강설강도에 대해서는 디플레이트가 허용될 수 있는 범위로 재현기간을 설정하고, 그 기대값부터 결정하고, 지붕형상에 따라 바람에 의하여 쌓인 눈, 나뭇잎 등의 영향도 배려하여 안전측의 값을 채용한다.

2) 공기조화설비

공기막 구조의 설비는 건축법을 적용하여 설계한다. 따라서 중앙관리 방식의 공기조화설비를 채용한 경우에는 건축법에 제시된 환경기준을 만족하는 공기조화설비로 해야 한다.

공기막 구조는 일반적으로 단열성 등이 떨어지기 때문에 공간 전체에서의 그 기준을 만족시키게 하면, 과대한 부하가 되는 경우가 많다. 그 때문에 주거공간을 한정하고, 그 기준을 만족시키도록 충분한 설비적 검토를 한다.

3) 배수설비, 연소기구설비등

배수설비의 트랩, 각종 연소기구설비 등은, 공기막 구조 내부가 가압됨에 따라 영향을 받기 쉽다. 가압공간 내부에는 이런 종류의 설비를 설치하지 않도록 계획한다. 어쩔 수 없이 설치하는 경우는 영향을 받지 않도록 설치하고 그 방법을 명확히 제시한다.

③ 유지관리

- 유지관리계획

공기막 구조의 특성을 고려하여, 방재, 피난 등을 포함한 유지관리계획을 세우고, 적정히 운용할 필요가 있다. 또한, 가압송풍설비에서도 기능, 성능을 충분히 발휘시키기 위해서는 유지관리계획이 매우 중요하다.

여기에서는 유지관리의 조직을 직제를 통하여 명확히 정하고, 일상의 관리, 운영방법 및 이상시, 긴급시의 대응에 대하여 계획할 것을 언급한다. 또한, 기구 등의 고장이나 파손을 미연에 방지하기 위한 보수점검에 대해서는 점검항목, 기간, 점검자를 일람표에 게재, 설계자, 시공자, 유지관리자, 메이커의 책임분담과 역할을 명확히 하고, 가압송풍설비의 신뢰성을 높이도록 설계한다. 또한, 화재시의 피난 등을 명확히 하고, 관리제어도를 명확히 한다.

- 관리체제

건축주는 관리체제를 명확히 하고, 일상관리, 정기적 관리, 이상시, 긴급시의 유지관리를 하고, 막구조물의 정상적인 내압상태를 확보하도록 노력한다. 유지관리자 및 유지관리원에게는 필요한 교육을 실시, 막구조물에 대한 충분한 지식을

습득케 하고, 가압, 융설장치의 감시, 점검, 기록 등의 업무를 실시한다. 또한, 화재시의 피난이 원활히 될 수 있도록 유도 담당자를 선정해 둘 필요가 있다.

- 관리의 내용

1) 일상관리

- 안정된 인플레이트 상태에 있는 것과 같이 기상상황에 적합한 내압의 확보가 되어 있는가 확인한다.
- 가압송풍설비부는 보수점검내용에 기재된 항목을 확인한다.
- 막지붕부에 대해서는 막구조부 유지관리 계획서를 참조한다.

2) 정기적 관리

- 가압송풍설비부는 보수점검내용에 기재된 항목에 대하여 6개월 이내마다 평균풍속 $8m/s$ 이하, 강설, 강우가 없는 상태에서 실시한다.
- 융설장치는 보수점검내용에 기재된 항목에 대하여 6개월 이내마다 평균풍속 $8m/s$ 이하에서 적설이 없는 상황에서 실시한다.
- 막 지붕부에 대하여서는 막구조부 유지관리 계획서를 참조한다.

3) 이상시 관리

가압장치, 막지붕부 등에 이상이 발견됐을 때 또는 악천후, 지진 등의 후에 우려가 높은 경우에 대해서는 정기적 관리와 마찬가지인 항목에 대하여 실시한다.

4) 긴급시 관리

기후 등의 급변에 의하여, 건물사용시의 사용제한 내압이상의 내압으로 할 필요가 발생했을때, 화재시, 지진시 및 가압설비에 고장이 발생했을 때는 정기적 관리와 동일한 항목에 대하여 실시한다.

- 보수점검 내용

보수 점검은 유지관리 요령서를 작성하여, 보수점검내용, 점검방법, 판단기준을 규정하여 실시하는데 표준적인 관리항목은 다음과 같다.

1) 일상점검

표 3.6.15 일상점검 내용

장치명	점검항목
가압송풍장치	회전음
	진 동
	흡입구의 막힘
	전류값
	V벨트의 진동
	배터리의 액량
내압제어장치	풍속지시값과 내압지시값의 대응
	이상운전표시등의 점등
	풍속계, 미차압계의 작동
	스위치류의 위치 확인
융 설 장 치	융설용 온수 또는 온풍 온도의 지시값
	이상운전표시등의 점등
	융설, 적설검출기의 작동
	기타 (시스템에 따라 필요한 사항)

2) 정기점검(6개월이내 마다 실시)

표 3.6.16 정기점검 내용

장치명	점검항목
가압 송풍장치	회전음
	진 동
	V벨트의 진동
	V벨트의 마모
	축수의 온도
	볼트류의 풀림
	송풍기 내, 외부의 더러움, 발청
	V프리의 마모
비상용 전원 (백업용)	배터리의 액량
	냉각수량
	유량, 더러움
	에어클리너의 더러움
	작동확인
내압제어장치	제어기기의 부착상태
	전자접촉기의 접점상태
	배선단자의 풀림
	배선, 배관의 손상
	절연저항
	가압송풍장치의 작동
	충전전류, 전압값
	풍속계, 미차압계, 강적설계의 작동
융 설 장 치	취출구의 온도
	출풍량
	필터의 더러움
	온풍장치의 작동
	온수순환 펌프의 작동
	온수, 입구, 출구 온도차

(다) 케이블

① 유압장비를 통한 케이블 장력측정 및 도입

- 유압 장비 부분

a) 유압펌프 (hydraulic pump)

제원이 10,000psi로 유류의 흐름이 1차 그래프가 일직선이 되는 펌프를 사용하여 작업의 정밀도를 높인다.

b) 유압 잭 (hydraulic jack)

피스톤 단면적은 Ø40mm이며 2개가 1세트로 작동하게 된다.

c) 아날로그 게이지 (analogue gauge)

측정범위는 1,000kg/cm^2이내로 한다.

d) 프레셔 인디케이터 (pressure indicator)

① 측정범위 - 1,000kg/cm^2

② 정격전압 - 12 ~ 36V DC

③ 사용 온도범위 : -20 ~ 80℃

e) 프레셔 트랜스미터 (pressure transmitter)

f) 리미트 스위치 (limit switch)

인장하고자 하는 장력 값을 프레셔 인디케이터에 입력을 시켜놓고 유압펌프를 작동시키면 그 장력에 도달했을 때 리미트 스위치가 작동하여 전원을 차단한다.

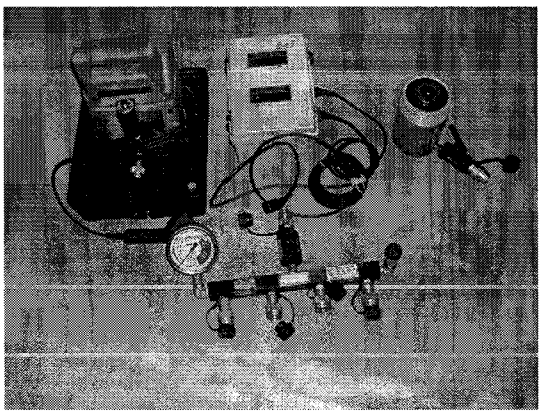


그림 3.6.18 유압장비

- 케이블 및 웨지

케이블, 웨지 및 앵커배럴은 지그를 연결하기 위해 사용되고, 지그의 위와 아래에 설치한다.

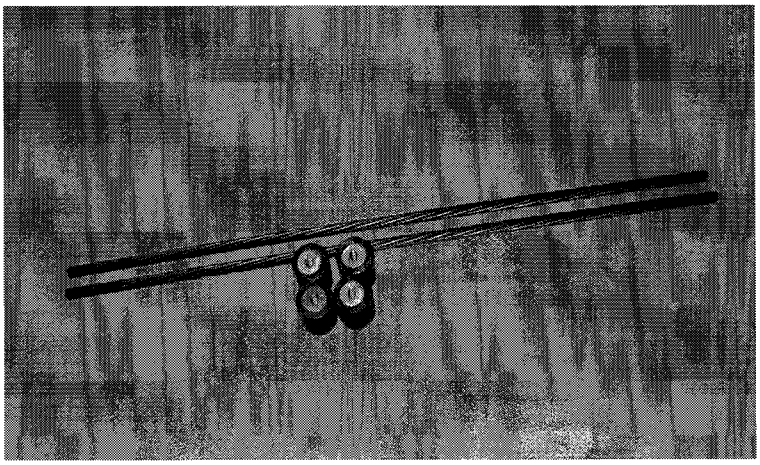


그림 3.6.19 케이블 및 웨지

- 지그

케이블에 유압장비를 직접 연결할 수 없기 때문에 그림과 같은 지그를 만들어 사용하고, 절판의 두께는 보통 40*mm*를 사용한다.

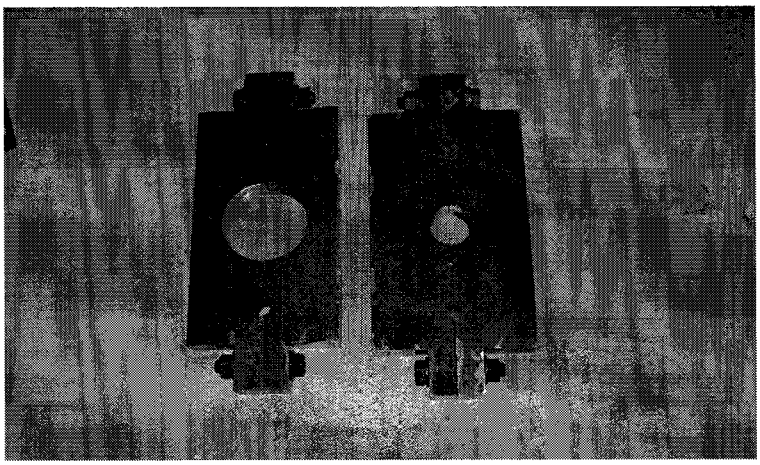


그림 3.6.20 지그

- 장력측정 및 도입방법

아래 그림은 위에서 소개한 장비를 이용하여 케이블의 장력을 측정하는 모습이다.



그림 3.6.21 장력측정

케이블의 장력은 년 2회 이상 실시하여, 케이블의 장력이 너무 풀려있거나, 장력이 과다하게 도입된 경우에는 막재에 무리를 줄 뿐만 아니라, 구조물에 잉여력이 발생하여, 불리한 영향을 끼친다. 또한 경제적인 이유로 장력점검 및 조절을 할 수 없는 경우에는 처음 장력도입시기에 겨울이나 여름의 태풍에도 안전하게 조절하는 방법이 있다. 올림픽 체조경기자의 밸리 케이블의 경우 막재 면에서 밸리 케이블을 들어 올렸을 때 막재 면에서 20cm정도 떨어지게 하여 장력을 조절하는 방법이 있다.

② 케이블 장력측정 장치를 이용한 유지관리 방안

케이블의 온도 팽창률은 $11.4\times10^{-6}/^{\circ}c$이며, 동천체육관의 밸리 케이블은 10도의 온도차마다 $0.7cm$의 수축 및 팽창된다. 이에 따라 장력의 차이가 큼으로 장력 변화에 대한 적절한 조절이 필요하다고 판단된다. 가령 여름의 경우 막표면 온도가 섭씨 60도까지 올라가고, 겨울의 경우 -20도까지 떨어진다. 이에 따라 장력 값이 크게 차이나며, 적절한 장력 조절이 필요하다. 또한 태풍이나 폭우가 지나간 후에도 장력의 점검이 필요하다. 이러한 경우마다 케이블과 막의 장력을 측정하여 조절하려면, 많은 시간과 경비가 소요된다. 이러한 난점을 극복하기 위해 막 케이블의 장력측정 장치의 설치를 제안한다. 옥천연수원 지붕구조물에서는 아래의 그림과 같이 밸리 케이블 정착부안에 설치한다.

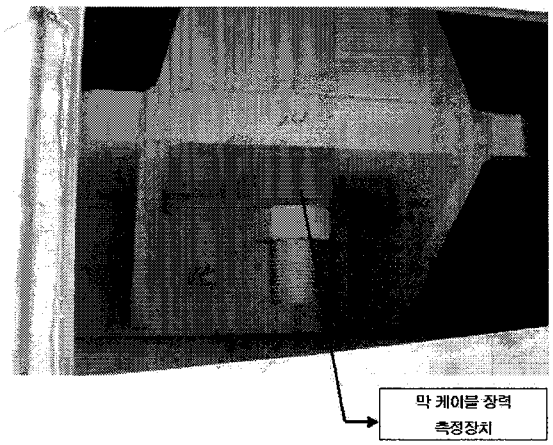


그림 3.6.22 막·케이블 장력 측정장치

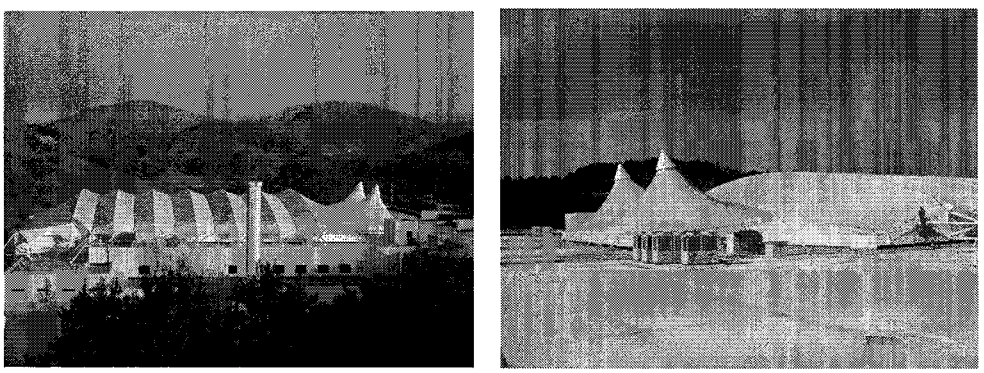


그림 3.6.23 옥천연수원

- 공법
  - 측정장치의 장력 값을 압력표시기에서 나타낸다
  - 압력표시기 값을 중앙통제실에 보낸다.

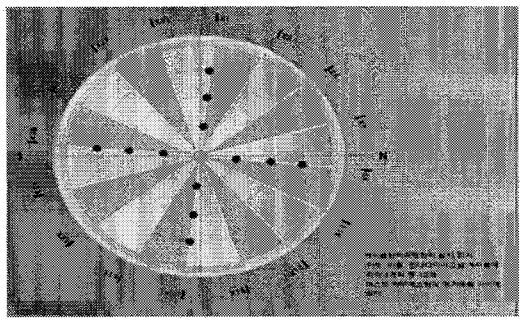
- 효과
  - 준공 후 지속적 점검이 가능하다.
  - 폭설, 폭우, 폭풍 시 케이블의 장력변화를 관찰하며 시설물의 변위를 측정할 수 있다.
  - 막장력의 변화에 따라 케이블의 장력조절이 용이하다.

- 모니터링
  - 센서에 걸리는 장력을 디지털로 항상 표시되도록 중앙통제실에 모니터를 설치한다.
  - 기준 값 초과 및 미달의 경우 유지관리 시스템을 가동한다.

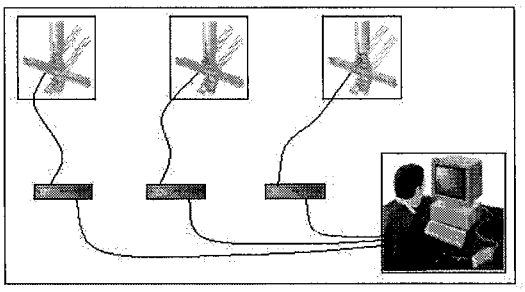
- 유지관리 계획
  - 장력측정장치 설치 후 완료된 후에는 분기마다 1회 실시한다.
  - 폭설 및 폭우 시에는 수시로 장력측정을 실시한다.
  - 이상 발생 시에는 수시 측정한다.

③ 케이블 장력측정 장치 (올림픽 체조경기장)

- 설치 위치 및 개념도



막 케이블 장력 측정시스템 위치도



시스템 개요도

그림 3.6.24 장력측정 장치 위치도 및 개요도

- 제품 및 설치 형태

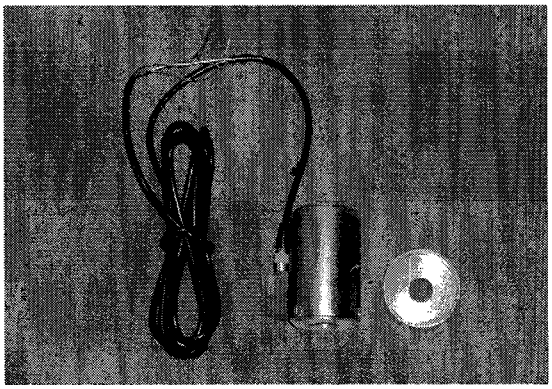
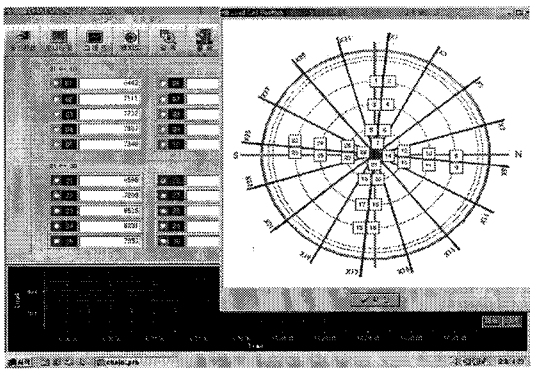




그림 3.6.25 케이블 장력 측정장치

- 중앙 통제실에서 모니터링하는 장면

실시간 장력측정 값을 알 수 있고 케이블 및 막의 장력 값이 이상이 있을시 즉시 조치가 가능하다.



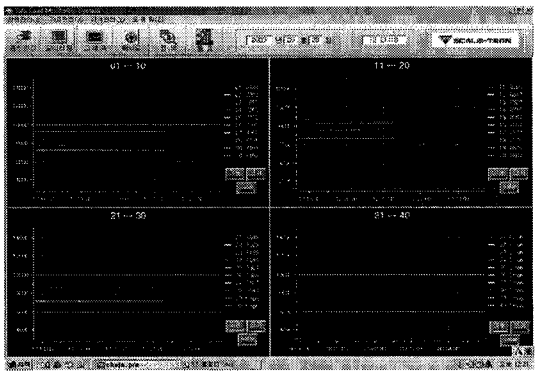


그림 3.6.26 장력 모니터링

(라) 재료의 유지관리

① 막재료

- 일반사항

일반적으로 막 구조는 유지 보수가 많이 요구되지 않는다. PTFE-P막재는 PVC 막재에 테프론을 코팅하여 막재에 들러붙는 먼지와 공해물질을 억제한다. PTFE-P 막재는 폴리에스터의 직조에 PVC재질을 적층(얇은 막을 입히는 것)한 것으로 수분 침투를 방지하며, 자외선 및 빛을 차단하여, 은은한 빛을 발생하게 한다.

막에 있어서 인장작업은 구조 형식에 따라 다양하며, 주름이 일어나지 않도록 하여야 하고, 손으로 두들길 때 북과 같은 효과가 있어야 하며, 만약 의심이 된다면 전문가와 협의해야 한다.

아래 사항은 PTFE-P막 구조를 사용하는 모든 소유자들이 막 구조물을 관리하기 위하여, 준비한 일반적인 안내서이다.

- 유지보수 요구사항

PTFE-P 막재의 유지보수 요구사항은 일반적으로 아래와 같다.

• 정기적 점검 또는 특별한 점검

• 정기적 점검 또는 특별한 청소

- 유지보수 점검

1) 일상 점검

건물 소유주 또는 관리자가 건물의 유지 관리를 위해서 일상적으로 적당한 시기에 실시하는 것으로 정해진 매뉴얼에 의해 행해지고, 일상 점검 결과 노화현상의 정도와 그 규모(면적)로 보아서 큰 문제점이 나타났을 경우에는 특별점검을 시행한다

a) 점검내용

• 유지관리 책임자는 일상점검에 의해 막재 등의 문제점이 없다는 사실을 확인해야 한다.

• 주요 점검 항목으로는 막면의 상태, 막 패널의 누수, 변형 유무, 막재 손상

등이 있으며 육안 관측토록 한다.

• 특히 강풍, 강설 등이 있는 다음에는 필히 이상 유무를 점검한다.

• 뚜렷한 변화나 이상이 관측된 경우에는 특별점검을 실시토록 한다.

• 점검주기는 최소 월 1회 이상 실시토록 하며 정기점검 시 특기사항에 대해 정밀점검을 실시한다.

b) 판정기준

• 막면의 상태 : 막재 표면의 노후화에 의한 막면 크랙의 육안 식별가능 여부

• 막판넬의 누수 : 막재 표면의 노후화 및 파손에 의한 누수의 여부

• 변형의 유무 : 막재 표면의 노후화 및 장력손실에 의한 막의 주름(wrinkling) 현상의 유무

2) 정기 점검

점검은 막 구조, 케이블 구조, 철골구조 등에 정통한 경험과 풍부한 지식이 있는 기술자가 점검해야 한다. 아래사항은 점검 시 고려하여야 할 사항들이다.

a) 점검내용

• 막의 인장 상태, 케이블 장력, 접착부 접착 상태, 막재 끝의 체결제(크램프) 품질과 상태, 보강 케이블의 기능과 품질

• 외부 영향과 파괴요인에 의한 손상 및 기능을 위한 외부 사용 기구

• 표면에 쌓이는 중량물 (죽은 나뭇잎, 곤충 등)

예기치 못한 어떠한 손상이나 마모 현상이 발생하였을 때에는 문제를 해결할 적절한 방법을 협의하기 위하여 전문가에게 즉시 통보하여야만 한다.

b) 판정기준

• 막의 인장 상태 : 막면을 손으로 쳤을 때 북소리가 날 정도로 인장력이 도입됐는지의 여부

• 케이블 장력 : 케이블의 인장력이 손실되어 케이블에 세그(sag)가 발생했는지의 여부, 케이블 연결 턴버클의 풀림여부

• 접착부 접착 상태 : 재단도라인(steam line)의 고주파 접합부의 크리프나 외

부하중에 의한 손상으로 접합라인의 막재가 격리되었거나 크랙이 발생했는지 여부

• 막재 끝의 체결제(크램프) 품질과 상태 : 막재 단부의 금속 크램프의 녹발생 여부, 변형여부, 연결볼트의 변형여부를 체크한다.

3) 특별 점검

특별 점검은 예외적인 사건이 있었다거나 또는 예외적인 사건들이 복합적으로 발생한 후에 즉시 검사를 수행하는 것으로 되어 있다.

예외적인 사건들은 아래 사항을 포함한다.

• $70km/h(22m/s)$의 풍속을 동반하는 폭풍우 그러나 특수한 철 구조물의 설계 한계 그 이하 또는 동등한 조건
• 폭설 또는 우박
• 막을 자르거나 닳게 하거나 하는 큰 질량의 충격
• 폭풍우로 인한 막 위의 물고임 현상(ponding)
• 번개에 의한 벼락
• 지진
• 초기 설치와 막재의 장력을 가할 경우

4) 지붕구조의 점검결과에 대한 기록 및 관리

검사 결과에 입각하여 결과를 등급화하여 관리한다.

• 등급 I : 실용상 문제가 없다.
• 등급 II : 노화는 인정되나, 다음번의 정기점검까지는 일상 점검 또는 특별점검으로 노화의 경위를 지켜본다. 다만 노화 상황에 따라 다음 정기점검이 3년 후가 아니라 이보다 짧은 기간으로 다시 실시하는 것이 바람직한 경우도 있다.
• 등급 III : 부분적인 것을 포함해 보수, 수선 등의 대책이 필요하다.
• 등급 IV : 다음 정기점검을 기다리지 않고, 조기에 보수, 수선 등의 대책이 필요하며 즉시 특별점검을 실시해야 한다.

5) 조사, 진단 결과 유지보존 계획에 반영

사전 조사 또는 점검 결과 보수를 실시할 필요가 없다고 판단되는 경우에는 점검결과를 검토하여 유지보존 계획에 반영한다.

- 청소 절차서

1) 인원

청소에 참여하는 인원은 건강상태나, 신체에 불편함이 없어야 하며, 다년간의 경험을 통하여, 안전을 확보할 수 있는 인원으로 편성한다. 인원과 막재 양쪽 모두를 보호하기 위하여 사전 주의가 철저히 요망된다. 작업 인원은 필히 안전 조끼를 착용하여야 하며, 전 작업기간 동안에 안전 로프를 사용하여야만 한다. 외부 코팅 때문에 막재가 젖었거나 먼지가 쌓여 있을 때에는 대단히 미끄럽게 될 수가 있으므로, 작업 인원은 역시 부드러운 고무로 된 하얀색 바닥 운동화를 신어야 하며, 날카로운 물건을 작업 인원에게 소지하게 하여서는 안 된다. (즉, 장식용 허리띠 또는 조임쇠 등이 있는 구두 등) 작업복 바지 뒷주머니에는 날카롭거나 각진 물건을 넣어서는 안 되고, 작은 도구들은 따로 자루에 넣어 보관, 이동해야 한다.

2) 청소

청소는 아래의 조건들 중에서 하나 또는 그 이상이 존재할 때 실시한다.

- 막재에 심한 오염이나 미적 상태에 영향을 미치는 먼지 집중 현상의 변화가 나타났을 때
- 위에 언급한 권장 유지보수 기간이 경과되었을 때
- 위항에 언급한 특별하거나 예외적인 사건들을 경험했을 때

표 3.6.17 두 가지 청소 방법 간에 최소 권장 기간

	경 침전		중 침전	
막위치	경 적재	중 적재	경 적재	중 적재
세 로	36개월	24개월	24개월	12개월
가 로	24개월	12개월	120개월	6개월

청소가 필요하다면 만족할 만한 결과를 얻을 때까지 아래의 순서를 따라야만 한다. 먼지의 양이 많거나, 적거나 간에 최초의 솔질은 부드러운 솔을 사용하고, 막의 양쪽을 청결한 물로 헹구어야 한다. 솔질과 헹굼은 가장 노출이 심한 부분을 먼저 시행해야 한다. 일반적인 청소는 낮은 압력의 풍부한 양의 청소용 청결수를 호스를 이용하여 씻어내는 것보다, 단지 접시 닦는 세제를 1~5% 탄 물을 적신 스펀지로 된 자루걸레나 일반걸레를 사용한다.

막재는 손상이 되었는지 악화가 되었는지 청소 시 또는 후에 점검해야 한다.

- 조그만 구멍, 찢김 등 : 이는 아래 부분에서 덧댐으로 수리가 가능하다.
- 찰과상 : 찰과상을 일으키는 원인을 제거한다. (대개는 나무 가지들)

적재물에 따라 위에서 언급한 청소방법을 이용한 경우 제거작업이 힘들지도 모르며, 적재물이 아래의 물질로 이루어져 있을 경우도 있다.

- 광물질이 발단이 된 적재물 : 지방질, 타르, 석회석
- 야채류가 발단이 된 적재물 : 나뭇잎, 꽃가루, 수액
- 동물류가 발단이 된 적재물 : 새의 배설물, 죽은 곤충

이 적재물들의 본질은 가끔은 부적절한 청소의 원인이 되기도 하고, 막재를 손상시킬 수도 있는 솔벤트의 사용을 촉발하게 될 수 있다. 역시, 어떠한 중재전에 가동의 필요성을 평가하는 데에는 신중하여야 하며, 전문가의 자문을 구하여야 한다. 강한 침투 작용 약품에 대항하는 막재의 내화학성은 다음의 여러 가지 변수에 달려 있다. 화학 작용제의 형식(고체, 액체 혹은 기체), 온도, 농축 및 접촉 기간, 어떤 경우에는 접촉제의 혼합은 부정적인 결과를 유발할 수도 있고, 각 작용제를 별도로 사용했다고 할지라도 해로울 수 있다.

- 막의 보수 방법

모든 조그마한 찢어짐이나 구멍에 대해 보수할 때 다음 과정들이 사용된다.

1) 막재가 찢어졌을 때 보수하는 방법

- 용해성이 없고, 연마성이 없는 세척제로 보수할 곳을 깨끗이 닦는다.
- 적절한 보수 재료로부터 보수할 조각을 자른다.
- 장력에 의해 찢어진 부분이 서로 당기고 있다면, 보수장비에 포함되어 있는 실과 바늘로 찢어진 부분을 꿰매어 보수작업을 진행한다.
- 보수될 곳과 조각을 닦은 후에, 그 크기를 확실히 하기 위해 조각을 찢어진 곳 위에 놓는다.
- 조각을 막에 붙이기 위해 열풍기 또는 본드를 사용한다.
- 붙이는 방법은 열풍기를 이용하여 조각을 붙인다.

2) 스커트 덧댄 부분

메인 막재와 스커트가 연결되는 부분에서 발생할 수 있는 문제점은 연결부에서 누수 될 가능성이 있다. 아래 그림에서 1, 2, 3의 경우 빗물이 막재 연결부에 스며드는 부분이 생기면, 누수된 부분의 막재를 제거하고, 본막 및 덮개막을 청소한 후에 다시 본드를 이용하여, 붙인 후에 실리콘으로 이중방수를 실시한다. 그림 4는 릿지부분으로 이 부분에서 누수가 발생하면, 클램프를 철거하고, 릿지 덮개막을 보수한다.

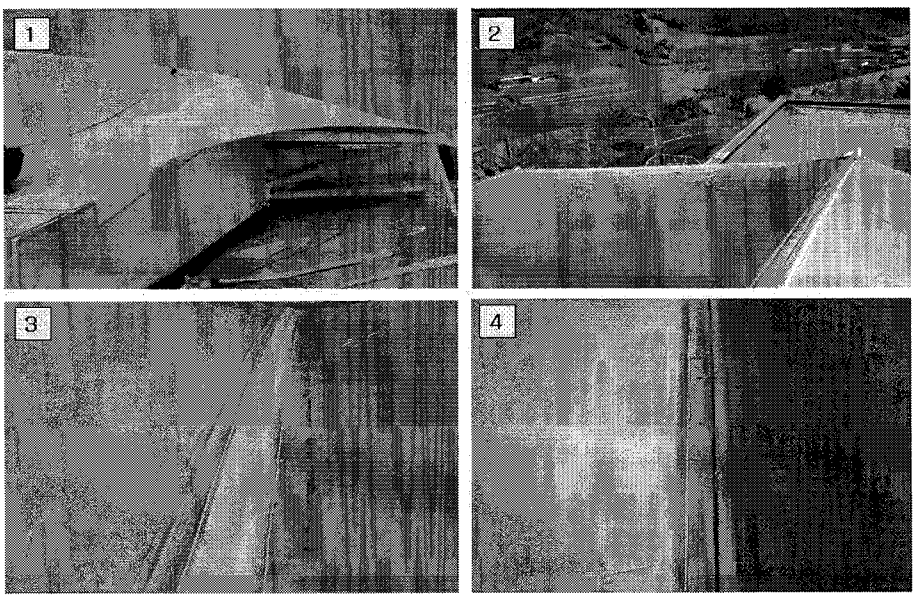


그림 3.6.27 연결부에서의 문제점

3) 인장막 구조에 사용하는 주요 자재의 청소 리스트

다음의 표에 인장막 구조로 되어 있는 주요 재질의 청소 절차를 기술하였다.

표 3.6.18 주요 자재의 청소 리스트

재 질	청 소 절 차
일반 도장된 철재	먼지를 털고 물+중성세제로 헹군다-제작자의 지시에 따라 재도장
도금,아연,페인트 도장된 철재	먼지를 털고 물+중성세제로 헹구고, 상층부는 정기적으로 새것으로 갱신
에나멜 도장 철재	가벼운 적재물 : 제트 세척 / 무거운 적재물 : 제트 세척+중성세제-연마제는 사용불가
스테인리스 스틸	스펀지와 물로 세척 후 고운 연마제로 세척-중성 세제 부가-왁스나 비슷한 코팅으로 마감
산화 피막이 생기지 않은 알루미늄	가끔 세척-비눗물을 스펀지에 묻혀 여러 번 세척-물과 천 그리고 헹굼 후 건조 : 무거운 적재물일 경우는 힘있는 가습제를 첨가
산화 피막이 생긴 알루미늄	상기와 동일-매우 무거운 적재물일 경우 : 알코올이나 가습제가 함유된 물에 적신 패드로 표면을 문지르고, 헹구고 나서 건조
알루미늄	가습제가 함유된 물로 세척하고, 헹구고 나서 건조
페인트 목재	먼지를 털고 세척. 보호막을 정기적으로 새것으로 갱신
바니쉬 목재	먼지를 털고 세척, 바니쉬 보호막을 정기적으로 새것으로 갱신, 전체적이나 부분적으로나 습기가 많은 날씨에는 바니쉬 도장을 절대 하지 말 것
살균처리된 목재	청소(약 매 2년마다)전에 마감의 완전히 악화될 때까지 기다리지 말고, 습한 스펀지로 먼지를 털고 1~2개 보수층의 건조 후에 바른다.
플라스틱 재료	정확한 유지보수 절차와 사용 절차를 위해 제작자와 접촉, 빈번한 청소의 경우에는 재료의 정확한 본질에 따라 깨끗한 물이면 충분, 본 작업에 사용된 플라스틱은 대표적으로 외부에 적용하는데 알맞음

② 케이블재료

- 취급 주의사항

와이어로프 제품을 포함한 제품은 중량물로써 제품의 특성상 사용 시는 다음의 사항을 숙지하고 안전에 각별한 주의를 기울여야한다.

주의사항

▶제품을 직접 취급할 때에는 돌발적으로 튀거나 구부러지면서 야기시킬 수 있는 사고를 방지하기 위하여 로프나 선의 끝을 단단히 잡고 취급하여야 하며 또한 이때에 선 끝에 찔리지 않도록 각별히 주의하여야한다.

▶제품이 중량물인 관계로 운반 시에는 중량에 합당한 설비로써 취급하여야 하고 이동시나 저장의 경우는 제품의 유동이나 무너짐을 방지하기 위한 적절한 안전장치를 하여야 한다.

▶와이어로프 제품은 장착설비가 규정하는 안전율이 고려된 하중 하에서 사용해야 하며 과하중이 걸리지 않도록 하여야 한다.

▶와이어로프는 심한 마모나 부식, 손상, 과도한 하중, 잘못된 사용, 부적절한 관리 등의 문제로 비정상적인 파손을 일으킨다. 이러한 파손은 심각한 안전사고의 원인이 될 수 있다. 따라서 사용 전에는 제품의 마모나 부식상태, 손상여부, 안전하중, 사용의 적절성, 상태 등을 미리 점검하여 이러한 결함이 없는지 확인하여야 하며, 만약 이러한 결함이 발견되면 즉시 사용을 중지하여야 한다.

- 운반 및 보관

로프는 고급 기계류와 마찬가지로 주의 깊게 취급하여야 한다. 차량 등에서 내릴 때 떨어뜨리는 것은 드럼의 파손이나 코일의 붕괴를 초래하게 되고 로프의 외상을 주어 수명이 짧아질 염려가 있고 심할 경우 사용이 어려워질 수도 있다. 또 울퉁불퉁한 고형물이나 암반, 강재 위에서 끌어당긴다든지 하면 로프가 꺾여 킹크가 생기거나 소선이 심한 부분적 마모를 입게 되어 수명이 현저히 짧아지는 원인이 되므로 이러한 상황은 피해야 한다.

로프의 보관은 다음의 사항들을 준수하여 수명을 보존하고 최대의 효과를 올릴 수 있도록 관리하여야 한다.

1) 로프를 장기간 보관하는 경우에는 건조한 창고 내에 보관하거나 지붕이 있고 통풍이 잘 되는 곳에 보관하여야 한다. 그리고 열원의 가까이나 직사광선을 받는 곳을 피하여 보관하여야 한다. 고온 분위기나 직사광선을 받게 되는 곳에 장기간 보관하면 로프 그리스를 건조시켜 방청력이 떨어지게 된다.

2) 로프는 직접 지면에 닿지 않도록 침목 등으로 받쳐서 보관되어야 한다. 로프가 지면에 직접 닿게 되면 습기를 흡수하여 부식을 초래하기 쉽다. 따라서 지면으로부터 10~30cm 간격을 주어 통풍이 잘 되도록 해주어야 한다.

3) 옥외에 보관하게 되는 경우에는 산이나 가스 등으로부터 영향을 받지 않는 곳에 비를 맞지 않도록 보관하여야한다. 산이나 가스, 비 등은 로프의 부식을 촉진시키고 그리스의 성상을 변화시켜 로프 수명을 떨어뜨리게 된다.

4) 사용한 로프를 보관하는 경우에는 표면에 묻은 흙, 모래, 먼지 등을 먼저 청소하여 깨끗이 한 뒤에 로프 그리스를 도포하여 보관하여야 한다.

- 로프의 풀음 및 감음

로프는 코일이나 드럼에 감겨 있으므로 풀 때에는 로프가 헝클어지거나 꼬여지지 않도록 하는 것이 중요한다. 한 번 꼬여져 킹크가 발생된 로프는 다시 펴서 사용하더라도 그 부분은 수명이 급격히 감소하게 된다.

로프를 풀을 경우 바른 방법은 코일이나 드럼을 회전시키면서 자연스럽게 풀어내는 것이다.

- 로프의 킹크

로프의 사용에 있어서는 킹크의 발생은 절대 금물이라는 것은 알고 있는 바와 같다. 로프에 킹크가 생기면 파단하중이 현저하게 약화된다. 특히 랑그꼬임은 킹크를 쉽게 유발하므로 취급시 더욱 주의를 기울여야 한다.

킹크에는 다음과 같이 (+)킹크와 (-)킹크가 있다.

Z꼬임로프를 Z방향으로 비틀림한 경우(꼬임이 가중됨)는 (+)킹크
Z꼬임로프를 S방향으로 비틀림한 경우(꼬임이 풀림)는 (-)킹크
S꼬임로프를 S방향으로 비틀림한 경우(꼬임이 가중됨)는 (+)킹크
S꼬임로프를 Z방향으로 비틀림한 경우(꼬임이 풀림)는 (-)킹크

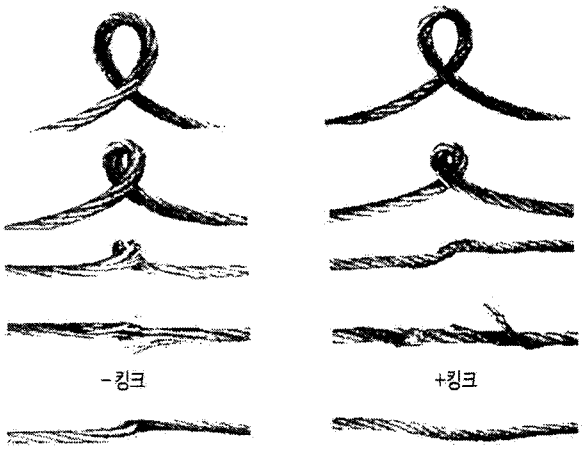


그림 3.6.28 로프의 킹크

로프가 킹크하면 파단하중이 감소하는데, 감소정도는 아래표와 같다.

표 3.6.19 킹크에 의한 절단 하중의 저하

로프의 상태	저하율(%)
킹크 없는 상태의 로프	0%
(+)킹크한 로프	20~40%
(-)킹크한 로프	50~80%

- 로프의 사용

로프를 사용할 때에는 다음의 사항들에 주의를 하여 로프가 최적의 상태에서 사용될 수 있도록 하여야 한다.

1) 로프를 처음 사용할 때

로프를 풀어 사용을 개시할 때는 처음부터 사용하중을 그대로 걸지 말고 로프의 속도를 늦추어 사용하중의 1/2 정도로 걸고 수회 운전하여 로프를 사용에 적합한 준비 상태로 만들어야 한다.

2) 홅음(밀림)

로프가 홅어져 밀리게 되면 변형이나 킹크를 일으키며 마모와 단선을 촉진시켜 로프 수명을 현저히 감소시키므로 주의하여야 하며, 이 현상이 일어나기 쉬

운 경우는 다음과 같다.

① 시이브나 롤러가 원활히 회전하지 않을 때

② 로프가 감는 통에 중첩되어 감겼을 때

③ 로프가 시이브나 롤러를 이탈했을 때

④ 로프가 시이브의 플랜지나 고정물체에 접촉할 때

3) 난권

윈치 등의 감는 통에 로프를 감을 때 긴밀히 가지런하게 감아 상권이 하권 사이에 끼어 감기지 않도록 해야한다. 난권이 되면 로프가 국부적인 취압이나 킹크를 유발하게 되어 수명을 단축시킨다.

4) 과하중

로프는 하중이 증가할수록 손상이 빨리 오므로 과하중으로 운전횟수를 줄이는 것보다 적정 하중으로 운전횟수를 늘리는 것이 로프의 전작업량을 많게 한다. 과하중은 또 시이브에서 면압을 증가시켜 로프의 밀림이나 변형의 원인이 되고 내부 및 외부 마모를 촉진시켜 시이브의 손상을 빠르게 하기도 한다.

5) 충격과 진동

로프는 운전속도가 빨라질수록 손상이 심하게 되며 급격한 운전속도의 변화를 주는 급가동, 급제동은 피해야 한다. 급가동, 급제동이나 운전속도의 급격한 변화는 로프에 충격을 주는데 이 하중은 대단히 커서 심할 경우 로프의 절단을 초래하기도 한다. 특히, 오래 사용한 로프는 새 로프에 비하여 신율이 저하되어 있으므로 내충격력이 낮기 때문에 더욱 주의를 기울여야 한다.

6) 방식

로프가 부식되면 수명이 급격히 떨어지므로 부식을 방지하기 위해서는 로프에 그리스가 항상 도포되어 있도록 현장에 따라 주기적으로 로프 그리스를 도포해 주어야 한다. 그리고 가능한 습하지 않은 건조한 조건에서 작업되도록 하고, 보관시는 지상에 방치하지 말고 드럼에 권치해 두도록 한다. 그리스가 도포된 로프와 도포하지 않은 로프의 수명은 2~5배의 차이가 있다. 로프 그리스 중 흑유

는 광산이나 색도용, 임업용에 주로 사용하고 도금선이나 선박, 수산용 등에는 적유를 많이 사용한다.

7) 로프 그리스의 도포

로프의 수명이 마모, 피로, 부식에 좌우되는 것은 일반적으로 알고 있지만, 로프 그리스가 방식효과 뿐만 아니라 마모, 피로에 의한 로프의 손상을 경감하는데 큰 역할을 한다는 것은 대개 인식하지 못하고 있다. 로프 그리스 도포의 유무와 그리스 품질 여하가 로프 수명에 어느 정도 영향을 주는가는 다음의 굴곡 피로 시험결과를 보면 명백하다.

표 3.6.20 굴곡 피로 시험결과

구분	로프에 단선이 생길 때까지의 반복굴곡회수	
	D=254mm (D/δ=272)	D=610mm (D/δ=653)
도포하지 않은 경우	16,000	74,000
도포한 경우	38,000	386,000
D : 시이브 지름, δ : 외층소선지름		

즉, 도포한 경우는 도포하지 않은 경우에 비하여 로프의 수명이 2.4~5.2배로 길게 되는 것을 알 수 있다.

• 로프에 도포되는 그리스의 구비조건

① 유해한 산, 혹은 알칼리, 수분 등을 함유하지 않아야 하며 물에 불용성이어야 한다.

② 또한 염분, 산성이나 알카리성의 물에 의하여 쉽게 변질되어서는 안되며 휘발성이 적어야 한다.

③ 사용 중 로프 표면에 그리스가 적어 도포를 해야 할 경우에는 사용 중인 로프에 도포된 그리스와 동일한 성상의 그리스를 사용해야 한다.

- 로프의 검사

1) 검사주기

① 일일 점검

Rope의 사용자에 의하여 눈에 보이는 모든 부분은 점검되어야 하며 특히 단말부, Sheave, Drum 등에는 주의를 기울여야 한다.

② 주기적인 점검

관련 법적 요건, 크레인의 종류, 사용환경, W/R의 수명 및 과거의 검사 실적 등을 토대로 검사의 주기를 설정해야 하며 전문가에 의한 검사이어야 한다.

③ 특별한 검사

일일 점검과 주기적인 검사 외에 다음의 경우에는 특별한 검사를 해야 한다.

- W/R나 단말구에 손상을 주는 사고가 있었던 경우
- W/R가 움직이는 설비를 분해한 뒤 재조립한 경우
- 3개월 이상 설비가 운전하지 않고 방치된 후 재가동할 경우

2) 검사포인트

① 단말 가공부

② Sheave를 지나는 부분

③ 길이 보상용 Sheave를 지나는 부분

④ 외부 물체에 마찰되는 부분

⑤ 내부 부식과 내부 피로

⑥ 열에 노출된 부분

⑦ 소켓, 크립, 클램프 등의 크랙 유무, 정확한 취부 등

- 로프의 교체시기

로프의 수명은 지름의 감소, 마모 상태, 단선발생 여부, 부식상태, 변형 여부, 신율의 정도 등에 따라 판정하나 로프의 중요도에 따라 차이가 있을 수 있으므로 대단히 어려운 문제이다.

로프를 사용하는 업체에서는 법규나 내규에 따라 교체의 기준을 삼고 있으며, 교체시점이나 로프의 이상 유무를 알기 위해서는 정기적인 검사를 통하여 다음에 나타낸 로프의 결함을 참고하면 도움이 된다.

- 교체 기준이 되는 소선의 단선수

상기의 로프 결함이 발견되면 로프를 교체해야 하며 정상적인 사용조건에서 장기간 사용으로 발생되는 소선의 단선수를 기준으로 교체의 시기를 알고자 하는 경우 ISO 4309에 규정된 크레인 로프의 단선기준을 참고로 하면된다.

표 3.6.21 ISO 4309 / 로프의 교체기준이 되는 소선의 단선수

외층 스트랜드 부하 소선수	대표적인 구조	교체기준 단선수(외관)							
		안전율 분류 M1~M4				안전율 분류 M5~M8			
		일반연		랑그연		일반연		랑그연	
		6d	30d	6d	30d	6d	30d	6d	30d
n < 50	6×7	2	4	1	2	4	8	2	4
51 < n < 75	6×s(19)*	3	6	2	3	6	12	3	6
76 < n < 100	6×Fi(21)*	4	8	2	4	8	16	3	6
101 < n < 120	8×s(19)*, 6×19 6×w(19), 6×Fi(25)*	5	10	2	5	10	19	5	10
121 < n < 140	6×Fi(29)	6	11	3	6	11	22	6	11
141 < n < 160	8×w(19), 8×Fi(25)	6	13	3	6	13	26	6	13
161 < n < 180	6×WS(31)	7	14	4	7	14	29	7	14
181 < n < 200		8	16	4	8	16	32	8	16
201 < n < 220	6×WS(36)	9	18	4	9	18	38	9	18
221 < n < 240	6 × 37, 6×WS(41)	10	19	5	10	19	38	10	19
241 < n < 260		10	21	5	10	21	42	10	21
261 < n < 280		11	22	6	11	22	45	11	22
281 < n < 300		12	24	6	12	24	48	12	24
300 < n		.04n	.08n	.02n	.04n	.08n	.12n	.04n	.08n
1) Fi소선은 부하소선이 아니므로 단선수 계산에서 제외되며, 강심도 제외된다. 2) *와 같이 외층소선이 굵은 경우는 기준 단선수를 더 낮출 필요가 있다.									

어떤 경우든지 이러한 교체기준은 사용의 조건과 설비의 종류에 따라 달리 적용할 필요가 있으므로 언급된 사항들을 참고로 활용하고 실제 적용시는 관련 법규나 내규에 정해진 사항을 따라야 할 것이다.

크레인 협회나 광산협회 또는 승강기 협회 등에서 각각의 중요도에 따라 그 폐기의 기준을 달리 적용하고 있는 것도 이러한 내용의 하나가 된다.

(5) 보수보강 시공 사례

(가) 올림픽 제1체육관(체조경기장)

① 구조개념

케이블 돔구조와 같은 경량인장구조물은 일반구조물과 달리 기하학적 대변형을 수반하며 부재의 인장력으로 구조물을 지지하게 되므로 어느 부재에도 압축이 발생하지 않아야 한다.

올림픽 체조경기장의 케이블 돔 지붕은 그림 3.6.29~3.6.31과 같이 지름 120m의 원을 16개의 리지 케이블로 분할하고 각각의 리지 케이블은 3개의 포스트의 압축력으로 지지한다. 포스트의 하부는 리지 케이블로 연결되는 다이아고날 케이블과 링 케이블이 3차원으로 지지하게 된다. 포스트와 리지 및 다이아고날 케이블은 삼각형을 형성하면서 압축과 인장으로 평형화된다. 상부의 막구조는 리지 케이블을

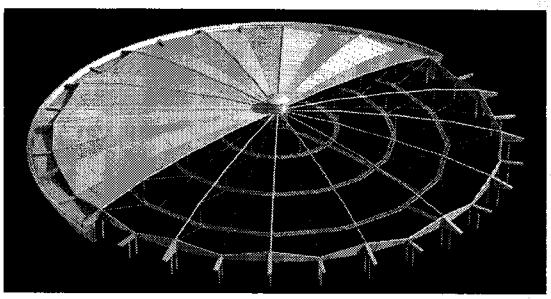


그림 3.6.29 올림픽 체조경기장 케이블 돔 지붕

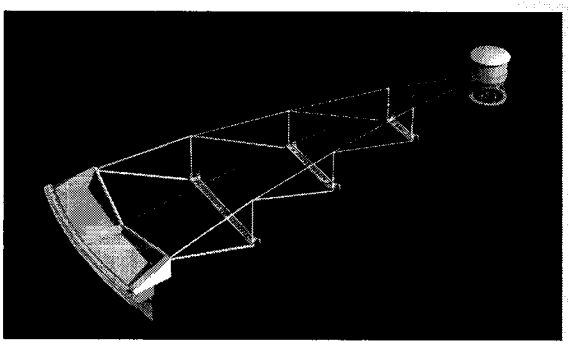


그림 3.6.30 케이블 돔의 단위 구조시스템

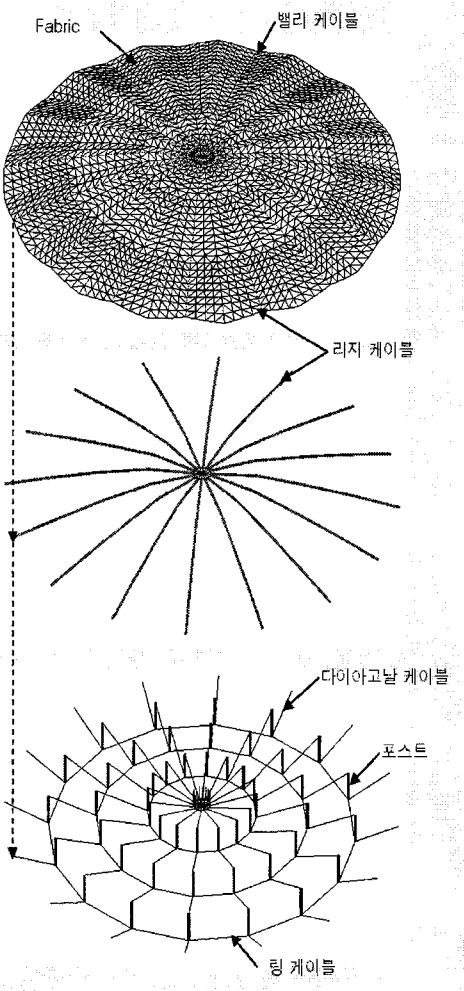
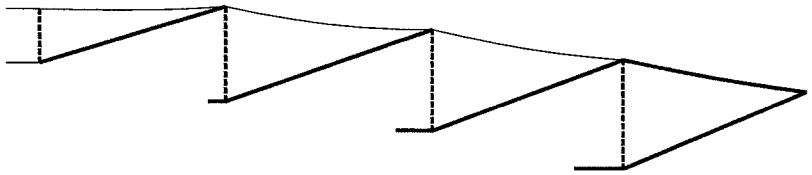


그림 3.6.31 케이블 돔구조의 개념

경계구조로 지지하고 리지 케이블 사이에 밸리 케이블을 설치하여 장력을 도입함으로써 막구조를 형성하게 된다.

케이블 돔구조는 하중방향에 따라 하중저항부재가 달라지는데 그림 3.6.32 및 그림 3.6.33와 같이 수직하향방향에 대해서는 링 케이블과 다이아고날 케이블이 지지하게 되고 상향에 대해서는 밸리 케이블과 리지 케이블이 저항하게 된다. 시공시 구조물이 안정화되기 위해서는 케이블에 초기장력이 도입되어야 하며, 케이블이 적설이나 바람 등의 설계하중에 대하여 압축력이 발생하지 않아야 한다.

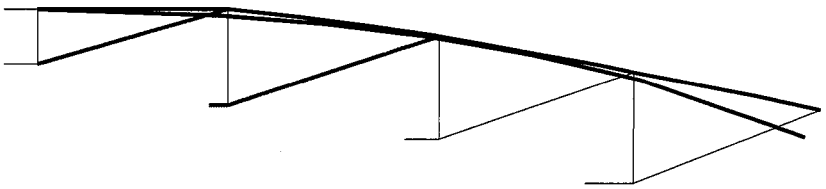


: 부재력이 감소하는 부재

: 부재력이 증가하는 부재(인장력)

: 부재력이 증가하는 부재(압축력)

그림 3.6.32 연직하중 작용시 구조물의 거동



: 부재력이 감소하는 부재

: 부재력이 증가하는 부재(인장력)

그림 3.6.33 풍하중 작용시 구조물의 거동

올림픽 체조경기장 케이블 돔 지붕의 평면 및 단면은 그림 3.6.34 및 그림 3.6.35 와 같다.

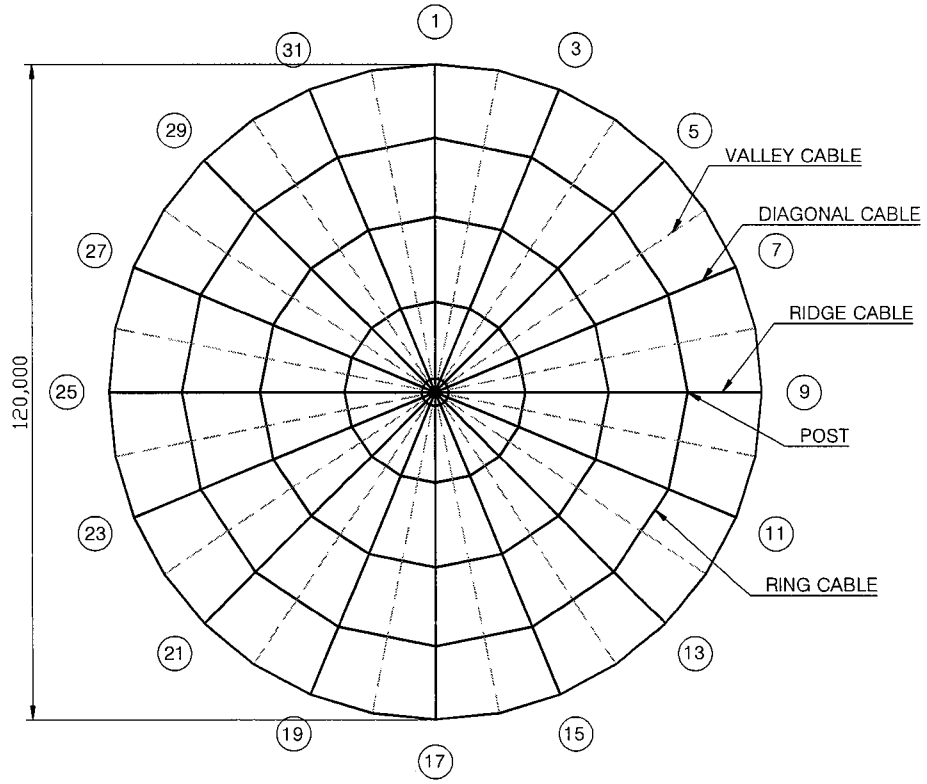


그림 3.6.34 케이블 돔 지붕의 평면

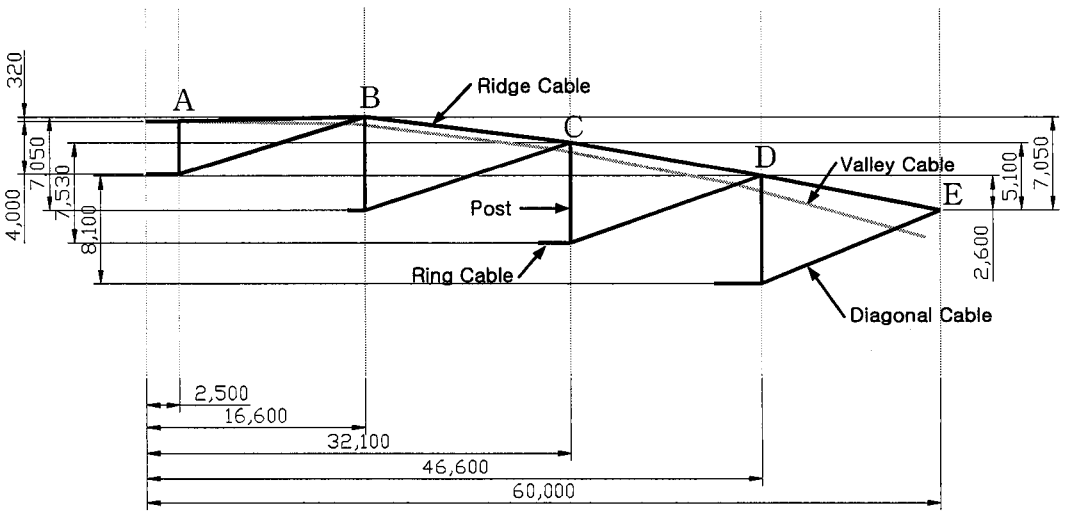
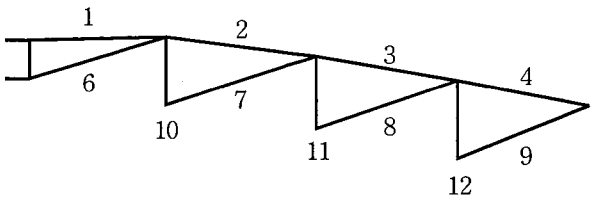


그림 3.6.35 케이블 돔구조 단면도

② 사용재료 및 부재명칭

케이블 돔구조에 사용된 케이블 재료는 직경 0.6″의 PC strand로서 26.6tf 정도의 파단강도를 지닌다. 케이블 부재와 막재의 명칭 및 제원은 표 3.6.22 및 표 3.6.23과 같다.

표 3.6.22 케이블의 제원



부재번호	부재명칭		단면적 [cm^2]	탄성계수 [tf/cm^2]	파단하중 [tf]
1	Center Ridge	2 - 9/8″ WIRE ROPE	6.903	1400	93.3
2	Inner Ridge	2 - 9/8″ WIRE ROPE 1 - 0.6″ STRAND	6.903 1.4	1400 1968	119.9
3	Middle Ridge	2 - 9/8″ WIRE ROPE 5 - 0.6″ STRAND	6.903 7.0	1400 1968	226.3
4	Outer Ridge	2 - 9/8″ WIRE ROPE 15 - 0.6″ STRAND	6.903 21.0	1400 1968	492.3
5	Valley cable	8 - 0.6″ STRAND	11.2	1968	212.8
6	Center Diagonal	1 - 0.6″ STRAND	1.4	1968	26.6
7	Inner Diagonal	4 - 0.6″ STRAND	5.6	1968	106.4
8	Middle Diagonal	10 - 0.6″ STRAND	14.0	1968	266.0
9	Outer Diagonal	16 - 0.6″ STRAND	22.4	1968	425.6
10	Inner Ring	8 - 0.6″ STRAND	11.2	1968	212.8
11	Middle Ring	20 - 0.6″ STRAND	28.0	1968	532.0
12	Outer Ring	36 - 0.6″ STRAND	50.4	1968	957.6

표 3.6.23 막재의 제원

두께		0.762 mm
무게		1.306 kgf/m^2
인장강도(strip tensile)	경사 위사	140 kgf/cm 100 kgf/cm
접힘 후 인장강도 (strip tensile after crease fold)	경사 위사	115 kgf/cm 70 kgf/cm
찢김강도 (trapezoidal tear)	경사 위사	31.75 kgf 29.48 kgf

③ 보수보강공사 개요

- 보수보강공사의 배경

올림픽 체조경기장은 1985년에 건설되었으며, 이 건물의 지붕구조는 세계최초의 케이블 패브릭 서스펜션 돔(cable fabric suspension dome)구조로서 케이블과 막의 인장력으로 지붕구조를 지지하는 경량구조물이다. 체조경기장 지붕구조는 2000년까지 4번에 걸친 미미한 보수공사를 하였으나 2001년 1월에는 폭설로 인하여 일부 케이블이 이탈하였으며, 2002년 2월에는 폭설로 인하여 그림 3.6.36에서 보는 것과 같이 일부 막 패널이 파손되었다.

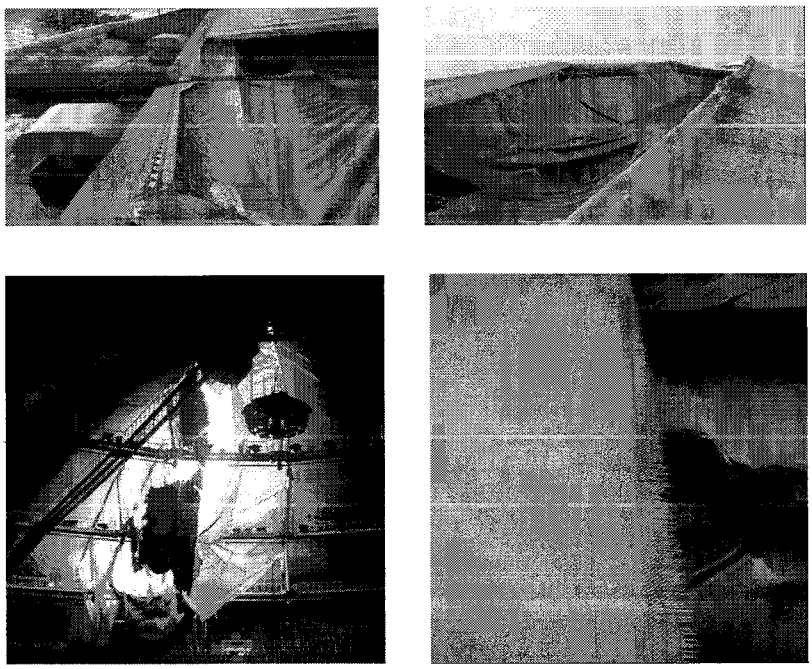


그림 3.6.36 올림픽 체조경기장 케이블 돔 지붕의 막 패널 파손

막 패널의 파손의 원인은 여러 가지 있을 수 있으나 직접적인 원인은 이미 내구연한이 지난 막재의 강도가 저하된 상태에서 과도한 국부적설하중이 작용되었기 때문으로 보고되었다. 시공 당시에 사용된 막재는 유리섬유직포에 실리콘을 코팅한 실리콘 코팅 막재(silicon coated fiber glass)로서 강도는 유리섬유직포에 의해 어느 정도 발현되지만 실리콘의 특성으로 자정작용이 매우 나쁘고 시간이 경과함에 따라 부식하여 장기구조물에는 적절치 않은 것으로 알려져 있어 지금은 실리콘 코팅 막재는 사용되지 않고 있다. 막 패널의 파손으로 인하여 지붕구조에는 케이블 장력 불균형, 대변위 발생 등의 추가적인 피해가 발생된 것으로 사료되며, 특히 오랜 시간 동안에 걸쳐 케이블 인장력의 분포가 불균등하게 진행된 상태에서 막 패널의 파손은 추가적인 인장력의 발생 및 충격으로 인한 일부 케이블의 탈락 등 구조물의 안전성에 불리한 상황을 야기하였다고 추정된다.

사고에 대한 임시 대책으로 파손된 막 패널 부분을 PVC 코팅 막재로 보수하여 내부시설을 보호하였으며, 전체적인 구조물 안전진단을 실시하였고 보수보강공사를 수행하게 되었다. 이와 같이 지붕구조의 현재 상태를 파악하기 위하여 지붕구조의 기하학적인 형상, 케이블 인장력의 측정, 케이블 및 막재의 강도 측정, 손상 부위의 파악 등 정밀안전진단을 실시한 결과, 지붕구조 초기형상의 변형, 지붕막의 노후화로 인한 강도 저하, 케이블의 인장력 편차 증대, 일부 케이블의 과인장력 발생, 케이블의 여유길이 부족, 밸리 케이블 인장력 소실, 웨지 불량 등 전반적으로 보수보강이 시급한 상태임이 보고되었다.

따라서 보수보강공사에서는 오랜 시간 동안 누적된 케이블 인장력의 불균형을 바로 잡으며, 내구연한이 다한 막재를 내구성이 우수한 막재로 교체시공하고, 손상된 웨지 및 이음 정착부를 보수하는 등의 케이블 돔구조 전반에 걸친 보수공사를 실시하여 케이블 이탈 및 막 패널 파손 등에 의하여 발생된 지붕구조의 불안전한 위험요소를 제거하고 지붕구조의 안전성과 내구성을 증대시켜야 한다. 특히 이러한 보수보강 공사과정은 앞에서 언급한 바와 같이 주요부재의 인장력이 조정되어야 하며, 이로 인하여 전체형상이 변화하는 상황이 필수적으로 수반된다. 따라서 정밀한 엔지니어링 작업을 수행하여 공사 중 또는 공사후의 장력변화, 형상변화를 시뮬레이션하고 최종적으로 현재조건에서 가장 안정된 형상을 구현하여야 한다.

- 보수보강범위

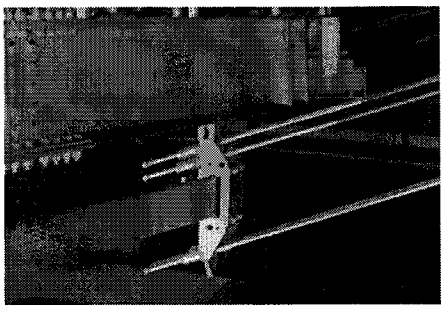
올림픽 체조경기장 케이블 돔구조의 보수보강은 다음과 같이 구분할 수 있다.

- 케이블구조 보수보강
- 막구조 보수보강
- 노후시설 보수보강

다시 이를 세분화하면 케이블구조 보수보강에는 케이블 웨지 교체, 케이블 장력측정 및 조정, 캣워크, 포스트 및 캐스팅 보수 등이 포함되며, 막구조 보수보강에는 노후화된 외막의 교체, 마지막으로 노후시설 보수보강에는 관람석 의자 교체 및 승강식 무대 설치 등이 포함된다. 구조물의 보수보강은 구조적 위험요소를 제거하는 것을 목적으로 하며 노후시설 보수보강은 사용성 증대를 통한 경기장의 가치를 증대시키는 것을 목적으로 한다. 케이블 돔구조의 주요 보수보강 부위는 다음의 그림 3.6.37에서 볼 수 있다.



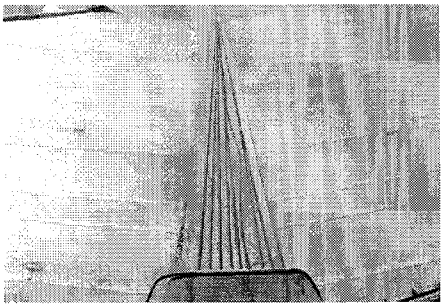
1) 웨지 파손 및 케이블 여장 부족



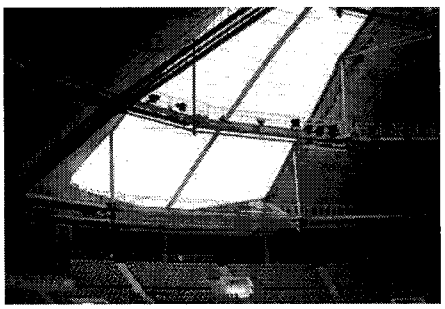
2) 다이아고날 케이블 장력 손실



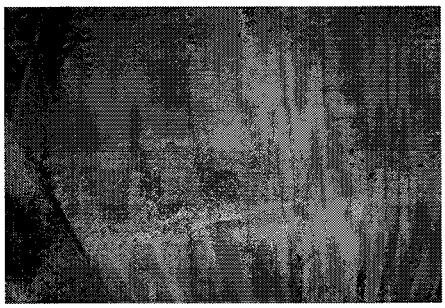
3) 캣워크 거동 불량



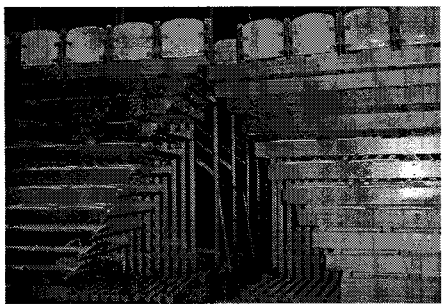
4) 밸리 케이블 장력 손실



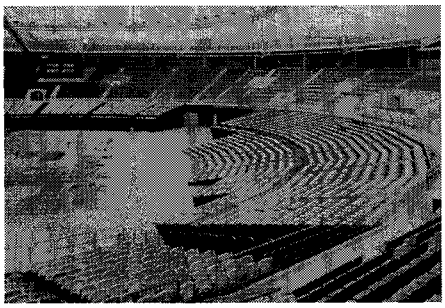
5) 막재 노후화



6) 하부구조물 균열



7) 이동식 의자 노후화



8) 고정식 의자 노후화

그림 3.6.37 올림픽 체조경기장의 보수보강 부위

④ 케이블 돔구조의 보수보강설계

앞에서 언급한 바와 같이 케이블 돔구조는 도입된 장력에 의해 구조물의 강성이 발현되는 형태저항형 구조시스템이다. 따라서 이 구조시스템은 공사중, 즉 장력이 도입되기 전에는 불안정구조로서 장력이 도입된 후에야 비로소 안정화되는 장력안정구조이다. 케이블 돔구조의 보수보강시에는 일부 케이블의 장력을 해제하고 작업하며 최종적으로 장력재도입을 수행하여 공사를 완료한다. 케이블 돔구조 보수보강설계시에는 그동안 조사되었던 문제점을 해결하기 위하여 형상변경이 요구되며 이것은 결국 초기의 형태와는 다른 형태를 갖는 구조물로써 완성되게 된다. 따라서 보수보강설계시에는 이러한 문제점을 해결하기 위한 구조해석을 실시하게 되며, 특히 초기설계와 관련한 자료가 매우 부족하여 현재의 문제점을 구조적으로 파악하기에 어려움이 있으므로, 설계초기의 조건으로 해석을 수행하고 한편으로는 초기 시공과정에 대한 시뮬레이션을 수행하여 현재 상태를 역추적하였다.

- 최초 시공시 시공과정해석

현재 구조물의 문제점 중 일부는 준공 이후 지속적으로 발생되었던 것으로 예상된다. 이것을 해결하기 위하여 시공 당시의 상황을 추정해 볼 필요가 있다. 따라서 최초 시공시의 시공과정해석을 수행하여 최초 시공과정해석 결과를 당시에 제시되었던 시공과정해석 결과 및 현재 구조물의 조사자료와 비교하여 원인을 역추적하였다. 당초 공사에서 2단계 완료시에 미들 다이아고날 케이블에 장력이 과도하게 도입되어 1단계에서 완료된 부분(아우터 포스트)에 처짐이 발생하고 아우터 다이아고날 케이블에 추가적인 장력이 발생되어 케이블의 도입장력이 설계장력보다 높아진 상태가 되었을 것으로 사료된다. 이러한 상이점은 케이블 장력 불균형, 최종형상의 오차 등이 발생되는 원인이 될 수 있다.

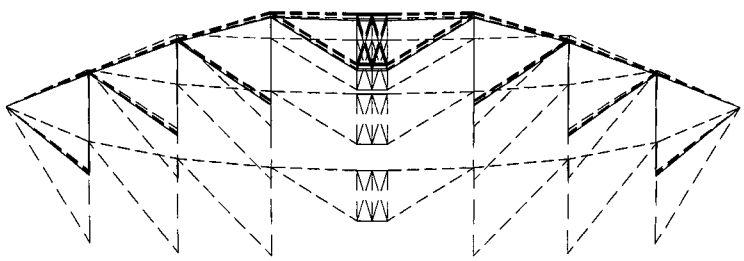


그림 3.6.38 케이블 돔구조의 시공과정해석 (1)

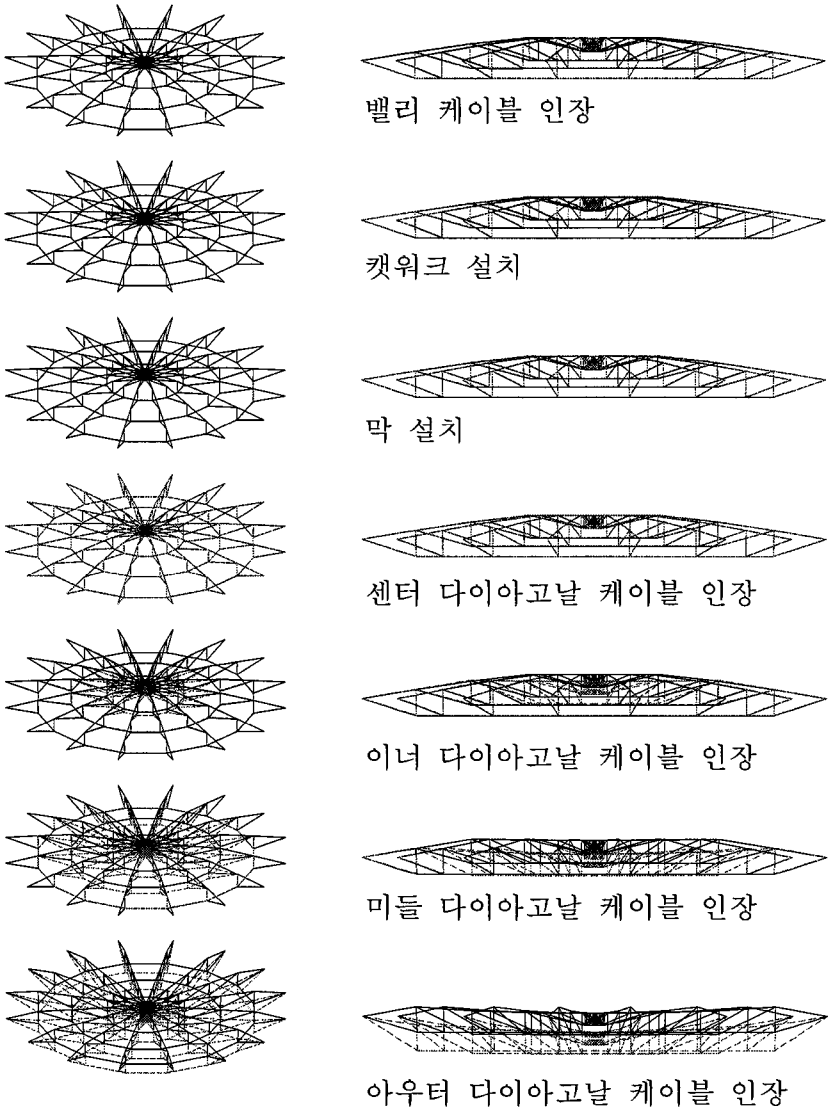


그림 3.6.39 케이블 돔구조의 시공과정해석 (2)

표 3.6.24 케이블 돔의 시공과정해석 순서

시공단계	구조물 상태
step 0	케이블 인장력 도입전
step 1	아우터 다이아고날 케이블 인장 완료
step 2	미들 다이아고날 케이블 인장 완료
step 3	이너 다이아고날 케이블 인장 완료
step 4	센터 다이아고날 케이블 인장 완료
step 5	막 설치 완료
step 6	캣워크 및 각종 장비 설치 완료
step 7	밸리 케이블 인장 완료

- 케이블 돔구조 실측자료

1) 실측형상

올림픽 체조경기장 케이블 돔구조의 실측형상은 센터 링, 이너 포스트, 미들 포스트, 아우터 포스트의 각 상하 기준점(working point)과 링 보(perimeter ring beam)의 실측값을 사용하여 파악한다. 올림픽 체조경기장이 완공된 이래 수차례의 보수공사를 하면서 케이블의 인장력이 계속 조정되었으며, 케이블 돔구조의 막 붕괴사고 이후 충격으로 장력 및 형상의 변화가 발생하여 설계도면과 비교할 때 그 형상이 다소 차이가 있다. 보수보강설계에 있어서 해석형상은 실측자료를 기준으로 수행하였으며, 그림 3.6.40와 같이 실측좌표와 해석결과는 거의 비슷한 값을 나타내고 있음을 알 수 있다.

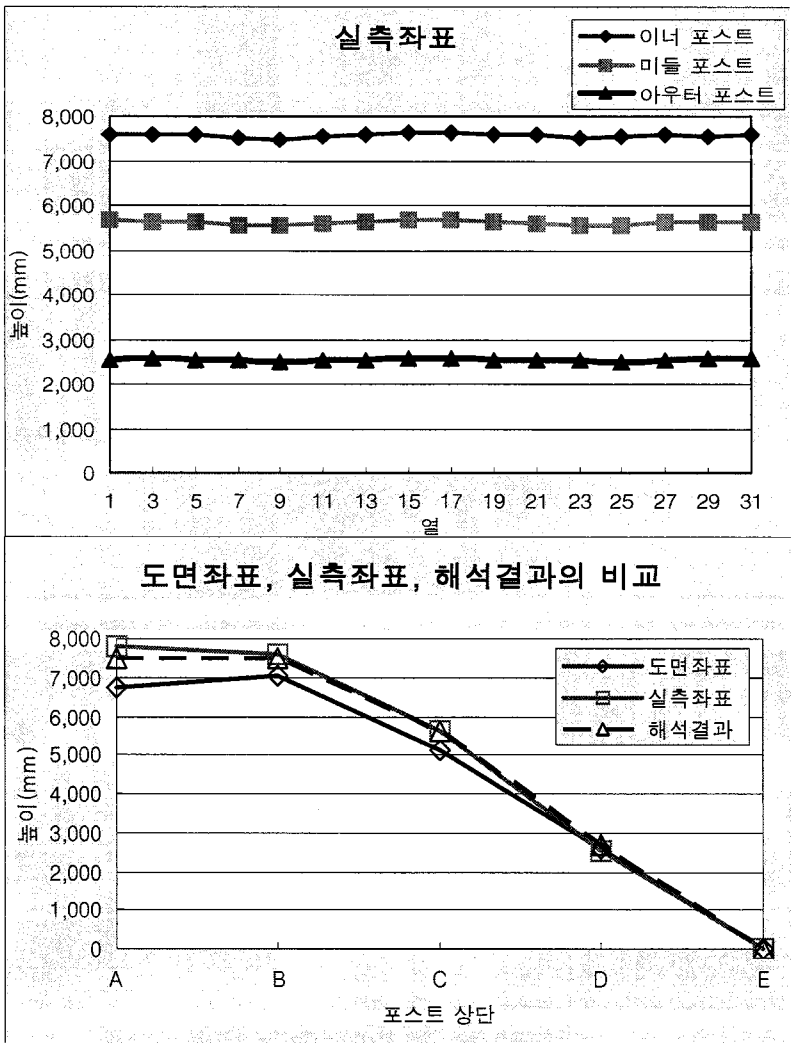


그림 3.6.40 도면좌표, 실측좌표, 해석결과의 비교

2) 실측 장력

케이블 부재력 측정은 리지 케이블이 막 패널과 접합되어 있으므로 측정할 수 없으며, 링 케이블은 각각의 스트랜드의 간격이 없어 측정할 수 없는 관계로 다이아고날 케이블의 장력에 대해서 측정을 실시하였다.

실측장력은 도면의 장력값과 차이가 나며, 또한 각 열마다 인장력의 차이가 다소 있다. 이에 대한 가장 큰 원인으로는 시공 당시 미들 다이아고날 케이블의 도입장력값이 당초 계획한 장력값보다 큰 값이 도입되었음이 조사결과 발견되었다. 그 외에 계속적인 케이블 보수를 통하여 장력재조정을 실시하였는바, 목표장력값이 없어 다이아고날 케이블의 인장력을 각 열마다 고르게 인장할 수 없었던 까닭으로 사료되며, 막 패널이 파손되면서 각 케이블의 장력균형이 흐트러졌기 때문으로 판단된다. 따라서 케이블 인장력의 불균형이 많이 진행된 것으로 사료된다. 미들 다이아고날 케이블 인장력이 다소 높아 센터 링, 이너 포스트, 미들 포스트는 올라가고, 아우터 포스트는 내려갔음이 입증되고 있다. 또한 센터 다이아고날 케이블의 인장력이 매우 높은데 센터링이 실측좌표도 도면보다 높아 실측장력과의 연관성을 보이고 있다.

- 케이블 돔 구조해석

케이블 돔 구조해석에 적용된 하중은 그림 3.6.41에서 보는 바와 같으며, 적용된 하중에 대하여 기하학적 비선형해석을 수행한 결과 각 부재에 발생하는 부재력을 나타내면 그림 3.6.42 및 그림 3.6.43와 같다.

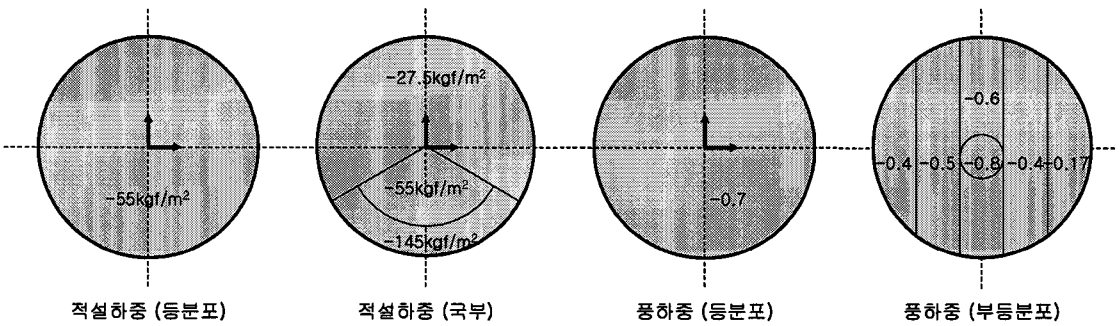


그림 3.6.41 적용된 적설하중 및 풍하중

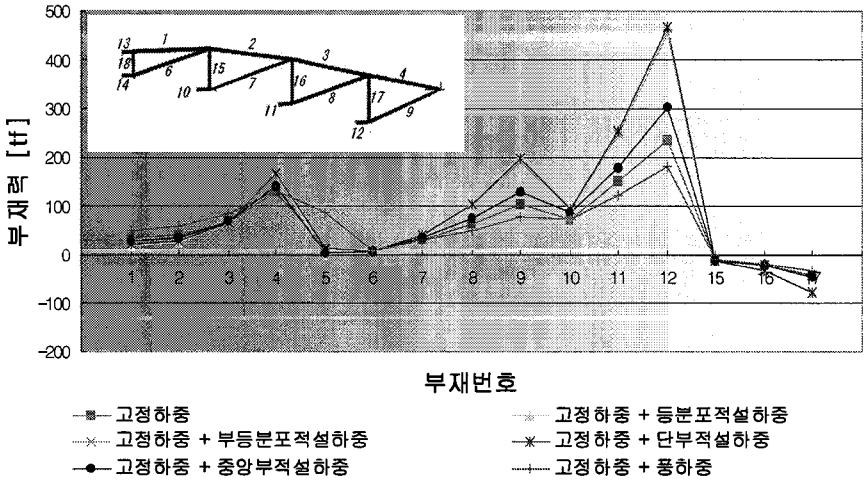


그림 3.6.42 케이블 및 포스트의 부재력

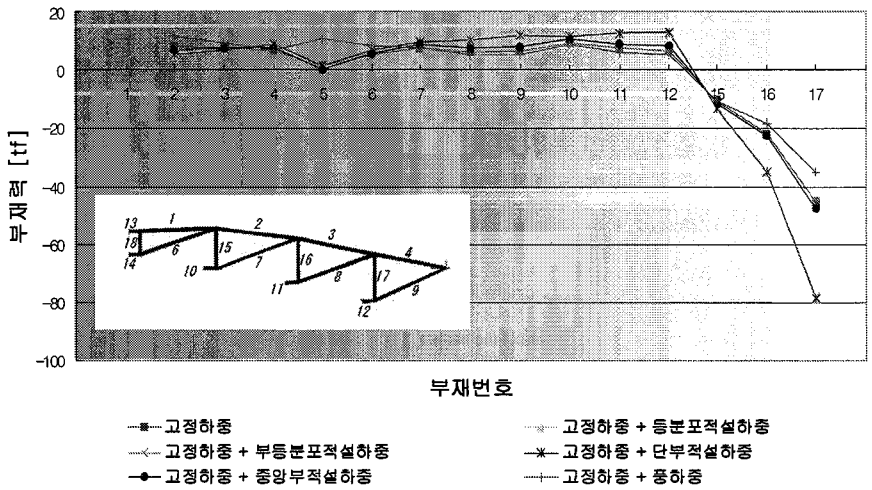


그림 3.6.43 케이블 1개 및 포스트에 작용하는 부재력

상기의 부재력은 모두 케이블의 허용응력 이내에 있으며, 결과적으로 현재의 지붕구조의 부재는 적절한 부재가 사용되었다고 판단된다. 포스트의 경우에는 허용응력에 대한 안전율이 0.5 정도에 이르지 않지만, 케이블의 경우 허용응력에 거의 도달한 것을 볼 수 있다. 이 설계에서 적용된 파단하중에 대한 허용하중의 안전율은 설계 당시에 적용된 안전율인 단기 2.0, 장기 2.2가 사용되었다.

- 막 패널해석

보수보강공사시 교체될 막재는 성능이 우수한 PTFE 코팅 막재를 사용하도록 한다. 케이블 돔구조의 막 해석결과를 그림 3.6.44~3.6.46에 나타내었다. 해석결과에 따르면 막 응력은 모두 허용응력을 만족하는 것으로 나타났다. 막구조 설계에서 사용한 파단하중에 대한 허용하중의 안전율은 장기 8.0, 단기 4.0을 적용하였다.

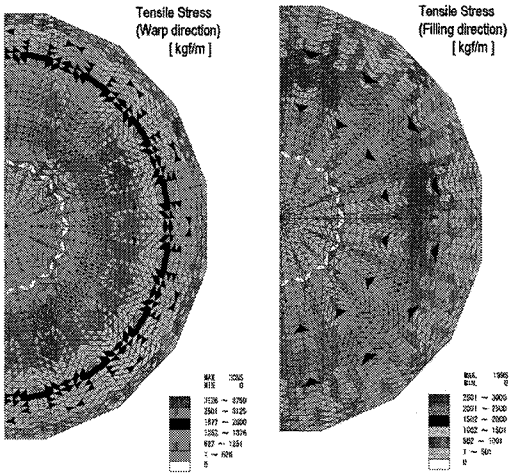


그림 3.6.44 고정하중+등분포적설하중 에서의 막 응력

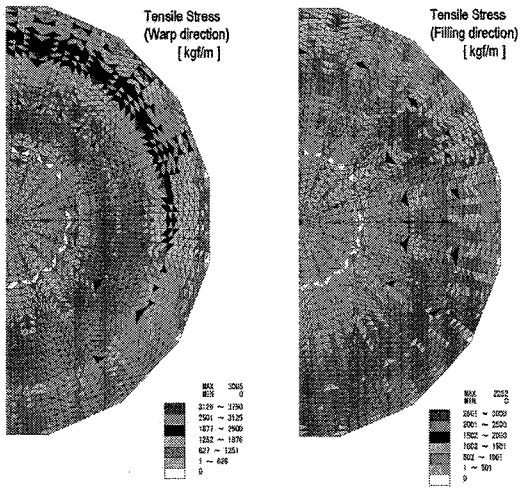


그림 3.6.45 고정하중+부등분포적설하중 에서의 막 응력

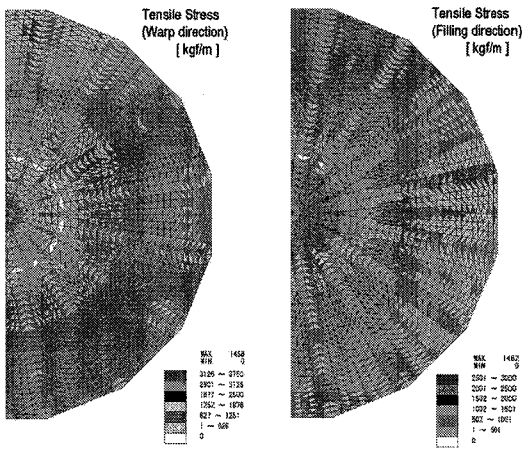


그림 3.6.46 고정하중+풍하중 에서의 막 응력

막응력은 그림에서 보는 바와 같이 포스트가 있는 부분에서 주로 높게 분포되어있다. 이는 막 패널의 케이블 경계 부분보다 포스트가 연결된 부분에서 강성이 높아 연직하중 작용시 응력이 집중되는 것으로 판단된다. 따라서 하중이 반복적으로 작용하여 피로에 의한 강도저하, 국부파손 등이 염려되므로 이에 대한 고려가 필요하다. 밸리 케이블에 의해 보강된 막구조의 경우 국부파손이 발생하면 밸리 케이블의 장력이 소실될 때까지 연속적으로 막의 파단이 발생하므로 이에 대한 배려가 매우 중요하다.

- 고유값해석

일반구조물과는 달리 케이블 돔구조와 같은 경량인장구조물은 그 동적특성을 파악하기에는 매우 어려우며 현재에도 많은 부분이 연구 중에 있다. 비감쇠 고유값해석을 수행하여 1차부터 100차에 이르는 고유주기를 그림 3.6.47 및 표 3.6.25에 나타내었다.

30차까지의 고유모드 가운데 대부분이 포스트 하부를 연결하는 링 케이블의 변형모드이다. 케이블돔의 구조적 특징 중의 하나는 구조물의 변형을 방지하는 사재가 적어 포스트 하부를 연결하는 링 케이블이 변형하기 쉽다는 것이다. 그러나 실제의 구조물에서는 이러한 모드를 발생시키는 외력을 기대하기 어려우므로 이와 같은 링 케이블의 변형모드를 고려할 필요는 없다고 사료된다.

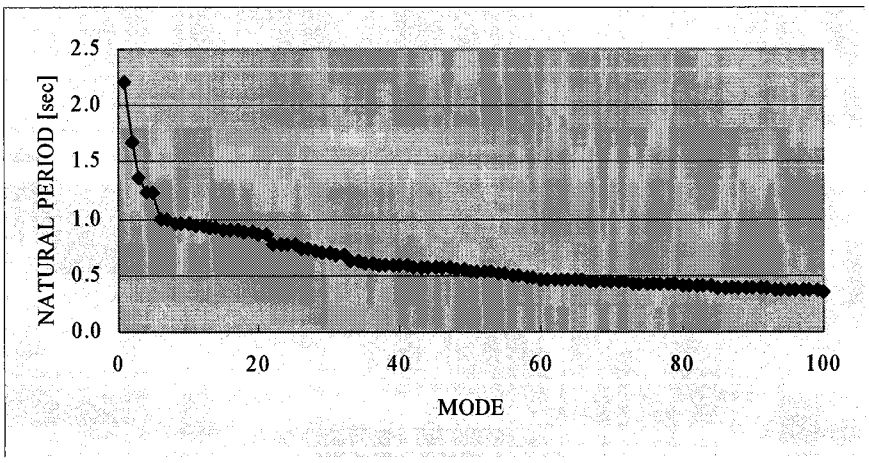


그림 3.6.47 고유주기(1차~100차)

표 3.6.25 고유주기(1차~100차)

MODE	[sec]	MODE	[sec]	MODE	[sec]	MODE	[sec]	MODE	[sec]
1	2.21	2	1.68	3	1.36	4	1.23	5	1.23
6	0.99	7	0.99	8	0.95	9	0.95	10	0.95
11	0.94	12	0.94	13	0.93	14	0.93	15	0.91
16	0.91	17	0.90	18	0.89	19	0.89	20	0.86
21	0.86	22	0.78	23	0.78	24	0.78	25	0.78
26	0.74	27	0.74	28	0.72	29	0.70	30	0.70
31	0.68	32	0.68	33	0.63	34	0.63	35	0.61
36	0.61	37	0.59	38	0.59	39	0.58	40	0.58
41	0.58	42	0.57	43	0.57	44	0.56	45	0.56
46	0.56	47	0.56	48	0.55	49	0.55	50	0.54
51	0.54	52	0.53	53	0.53	54	0.51	55	0.51
56	0.50	57	0.50	58	0.48	59	0.48	60	0.45
61	0.45	62	0.45	63	0.45	64	0.45	65	0.45
66	0.45	67	0.45	68	0.45	69	0.44	70	0.44
71	0.43	72	0.43	73	0.42	74	0.42	75	0.42
76	0.42	77	0.42	78	0.42	79	0.42	80	0.40
81	0.40	82	0.40	83	0.40	84	0.40	85	0.39
86	0.39	87	0.39	88	0.39	89	0.39	90	0.39
91	0.38	92	0.38	93	0.38	94	0.38	95	0.37
96	0.37	97	0.37	98	0.37	99	0.36	100	0.35

8차~19차(고유주기 0.95sec~0.89sec)모드는 밸리 케이블 및 센터링의 상하이동을 포함하는 모드로서 풍하중시 변동풍력에 의하여 발생될 수 있으나 막재의 감쇠계수는 매우 작으므로 이와 같은 모드가 발생될 가능성은 낮다고 사료된다.

26차~28차모드는 포스트 상부의 전도모드이다. 포스트의 전도에 대한 강성이 부족하면 적설하중에 의하여 이들 모드가 발생되고 결과적으로 포스트의 좌굴이 야기될 수 있다. 따라서 적설하중에 대한 포스트 상부의 전도 가능성 및 좌굴 가능성을 확인할 필요가 있다. 여기에서는 정적해석으로 좌굴하중을 구하고 적설하중에 대한 응답이 좌굴하중에 대하여 어느 정도의 안전한지 확인한다.

29차 이상의 모드는 리지 케이블과 다이아고날 케이블의 변형모드로서 2차 이상의 고차모드이다. 고차모드에 이르면 막재의 감쇠가 크기 때문에 막면의 진동은 작게 되며 지붕 전체의 진동에 지배적인 영향이 미치지 않게 된다.

표 3.6.26 고유모드의 분석

고유모드	고유주기	모드형상	중요도
1차	2.21sec	outer ring의 회전, outer post의 전도	
2차	1.68sec	middle ring의 회전, middle post의 전도	
3차	1.36sec	inner ring의 회전, inner post의 전도	
4, 5차	1.23sec	ring의 강체변위(수평방향)	
6, 7차	0.99sec	ring의 변형(2차모드)	
8~16차	0.95~0.91sec	valley의 상하이동	◎
17차	0.91sec	center ring의 상하이동	◎
18, 19차	0.89sec	valley의 상하이동	◎
20, 21차	0.86sec	ring의 강체변위(수평방향)	
22, 23차	0.78sec	valley, ridge의 수평, 수직이동	○
24, 25차	0.78sec	ring의 수평변형(3차모드)	
26, 27차	0.74sec	post 상부의 전도(동일방향)	◎
28차	0.72sec	post 상부의 전도(회전)	◎
29, 30차		ring의 3차원적 변형	

- 하중초기불완전(load imperfection)에 의한 좌굴의 검토

고유값해석의 결과로부터 마스트 상부의 전도모드가 적설하중에 의하여 발생될 수 있고 케이블구조 전체가 비틀림 좌굴이 발생될 가능성이 있다는 것을 알 수 있다. 여기에서는 정적해석에 의해 좌굴하중을 구한다. 해석모델은 고유값해석에 사용된 것과 동일한 모델로 한다. 비틀림 모드를 발생시키기 위하여 하중초기불완전(load imperfection)을 마스트 상부에 부여한다. 각 개소당 $0kgf$(초기불완전 없음), $10kgf$, $100kgf$의 3가지로 한다. 또한 막재의 강성을 무시한 경우와 고려한 경우 2가지로 하여 좌굴하중에 미치는 영향을 검토하고, 막재의 강성을 표 3.6.24와 같이 실제보다 작게 (실제의 약 1/100 강성) 가정한다.

표 3.6.27 하중초기불완전에 의한 좌굴 검토용 막재의 탄성계수

	인장강성	면내전단강성
Warp	$900kgf/m$	
Fill	$900kgf/m$	
		$50kgf/m$

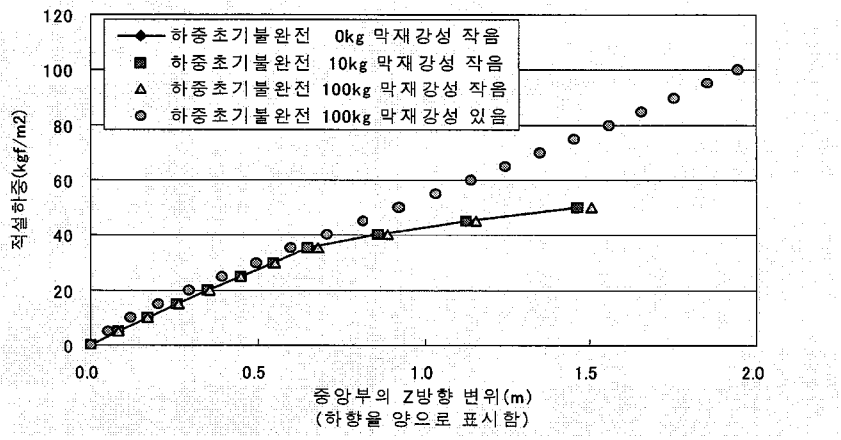
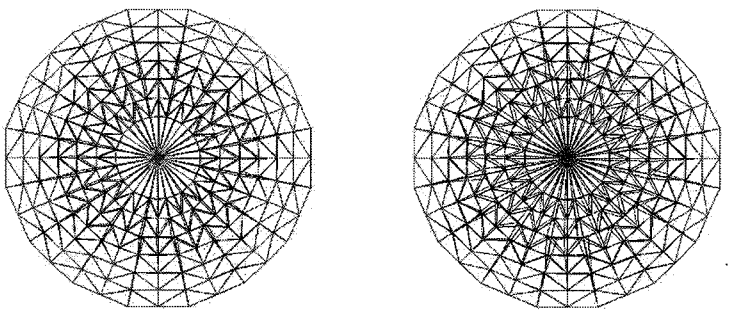


그림 3.6.48 초기불완전에 대한 좌굴 검토

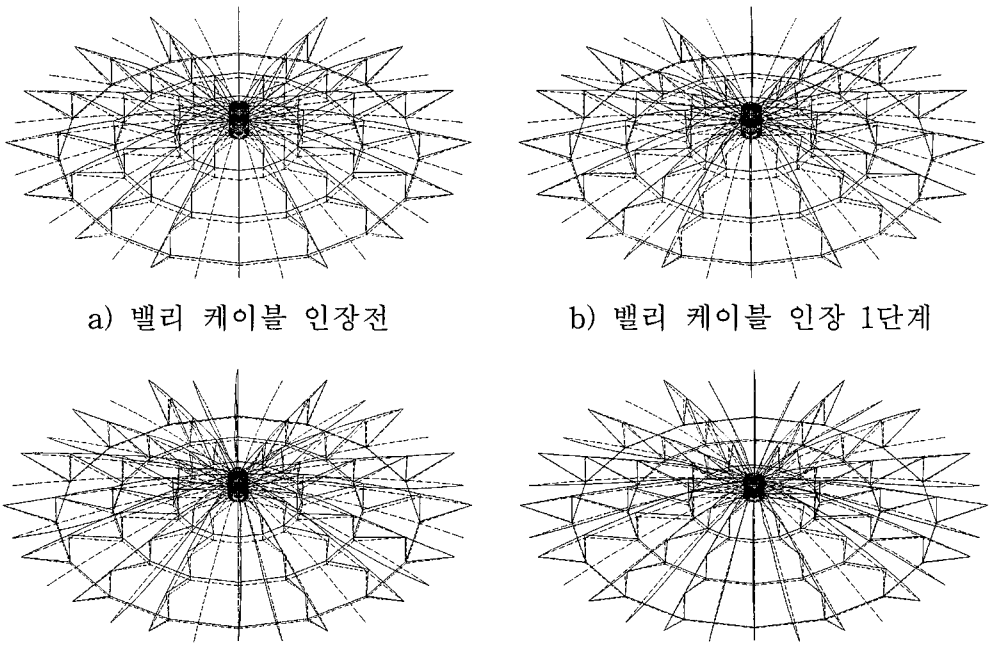
이들 모델에 등분포적설하중을 부가했을 때의 지붕 중앙부 Z방향 변위를 그림 3.6.47에 나타낸다. 막재의 강성을 고려하지 않은 경우에는 3가지 모델 모두 40 kgf/m^2에서 지붕의 중앙을 축으로 하는 비틀림 모드가 발생하고 $55kgf/m^2$에서 해석이 발산하였다. 막재의 강성을 고려한 경우에는 막재가 비틀림에 의한 전단변형에 저항하기 때문에 설계하중의 거의 2배인 $100kgf/m^2$에도 비틀림 모드를 발생하지 않고 안정적으로 해가 얻어졌다.

이상으로부터 마스트 사이에 브레이스를 설계하는 등의 전단보강을 하면 비틀림 좌굴에 대한 안전성은 향상하는 것을 알 수 있으나, 케이블 돔구조의 경우에는 막재에 의한 구속효과를 충분히 기대할 수 있으므로 설계하중 $55kgf/m^2$ 정도로는 비틀림 좌굴을 발생할 우려가 없다고 판단된다.



적설하중 $40kgf/m^2$ 적설하중 $50kgf/m^2$

그림 3.6.49 막재의 강성을 고려하지 않는 경우의 변형



a) 밸리 케이블 인장전　　b) 밸리 케이블 인장 1단계

c) 밸리 케이블 인장 2단계　　d) 밸리 케이블 인장 3단계

그림 3.6.50 막 장력도입과정 해석

- 보수보강공사의 시공과정해석

일반적으로 케이블 구조물에서는 케이블을 지상에서 조립한 후 케이블을 양중 및 인장하면서 정해진 좌표점이나 정해진 케이블 프리스트레스에 도달하는 과정을 시뮬레이션하여 케이블 인장시의 케이블 프리스트레스 결정 및 시공시 문제점의 예측 등을 목적으로 시공과정해석을 수행하게 된다. 그러나 케이블 돔구조의 보수보강공사에서는 케이블 돔구조가 이미 완공되어 있으므로, 이와 같은 해석을 수행할 필요가 없다. 따라서 케이블 돔구조 보수보강공사시의 시공과정해석은 다음의 보수보강공사 순서에 맞추어 수행한다.

- 내막 해체 및 가능한 하중 제거
- 케이블 장력조정
- 막 교체
- 밸리 케이블 장력도입
- 내막 설치 및 기타 시설물 설치

올림픽 체조경기장 케이블 돔의 보수보강공사에서는 이러한 일련의 시공과정

에서 발생할 수 있는 문제를 미리 예측하기 위하여 시공과정해석을 수행하게 된다. 시공시 주의해야 할 주요 단계는 케이블의 장력을 조정하기 위하여 일부 케이블의 장력을 해제한 경우와 막 교체를 위하여 막을 제거한 경우 등으로 고려해 볼 수 있으며, 케이블의 장력이 조정되고 막의 교체가 완료된 후에는 최종적으로 밸리 케이블의 장력도입과정이 중요한 관점이 된다. 따라서 상기의 과정을 시뮬레이션한 결과 모든 시공단계에서 부재력은 모두 안전하다고 판단된다. 또한 각 시공단계에 대한 장력의 변화를 예측하는 시공해석을 수행하여 적정장력이 도입되도록 하였으며, 구조물의 거동을 파악하여 현장에서 변위를 확인함으로써 정밀한 시공이 가능하도록 하였다.

- 케이블 목표장력

케이블 돔구조에 대한 실측자료와 보수보강해석을 토대로 보수보강공사시 다이아고날 케이블에 도입되어야 할 케이블 목표장력을 산출하였다. 실측자료에 의하면 다이아고날 케이블 장력은 각 위상별로 고르지 못하며, 센터 다이아고날 케이블과 미들 다이아고날 케이블은 장력이 다소 높게 측정되었다. 해석결과 다이아고날 케이블의 목표장력은 각 다이아고날 케이블에서 PC strand 당 5.5~7.0tf 범위에 있으나, 실측장력이 전반적으로 높게 측정되어 있은 관계로 이를 보정하여 7.5tf으로 도입하도록 하였다. 도입된 목표장력을 근거로 응력해석을 수행하여 구조물이 안전함을 확인하였다.

보수보강공사 완료 후 측정된 장력의 범위는 표 3.6.28와 같으며 7.3~8.2tf 사이에 있음을 보이고 있다. 센터 다이아고날 케이블의 장력은 다소 높은데 이는 당초 다이아고날 케이블에 높은 장력이 도입되어 있었으며, 의도적으로 센터링을 약간 높게 하기 위하여 다른 다이아고날 케이블보다 높은 장력을 유지하고 있다.

표 3.6.28 다이아고날 케이블 최종실측장력

위 치	장력 (tf)	위 치	장력 (tf)
센터 다이아고날	7.9~8.2	이너 다이아고날	7.3~7.6
미들 다이아고날	7.3~7.7	아우터 다이아고날	7.3~7.7

⑤ 보수보강 시공

- 공사범위

올림픽 제1체육관의 지붕공사 범위는 케이블 보수공사와 지붕막 교체 공사로 구분되어지며, 각 공사범위에 대한 세부 내용은 표 3.6.29과 같다.

표 3.6.29 공사범위 세부사항

공사 명칭	세부공사 내용	규 모	비 고
케이블 보수공사	1.웨지 등의 교체	1,248개	
	2.케이블 이음(연장)	49개	
	3.케이블 장력 측정	diagonal cable 전체	624개
	4.케이블 장력 조정	diagonal cable 전체	624개
	5.캣워크 단부 구조개선	56조	
	6.마스트 및 캐스팅보수	전체	
	7.케이블 보수	피복손상부 전체	부식제거, 도장
	8.기타 보수	스팬드럴, 그릴 보수	
지붕막 교체공사	1.내막제거	16 span	
	2.외막 교체설치	수평투영면적:11,304㎡	직경 : 120m
	3.단열막 교체설치	(실리콘막재→PTFE막재)	
	4.암막(방습겸용) 설치		1개 span 교체
	5.흡음막 설치(재활용)		

- 공사내용

지붕구조물에 대한 보수공사는 지붕구조물의 철거시 하부공정에 지장을 주지 않도록 하는 것이 최대 관건이었으며, 이에 따른 공사방법을 연구 수립하여 그 결과에 따라 아래와 같이 공사순서를 정하고 공사를 수행하였다.

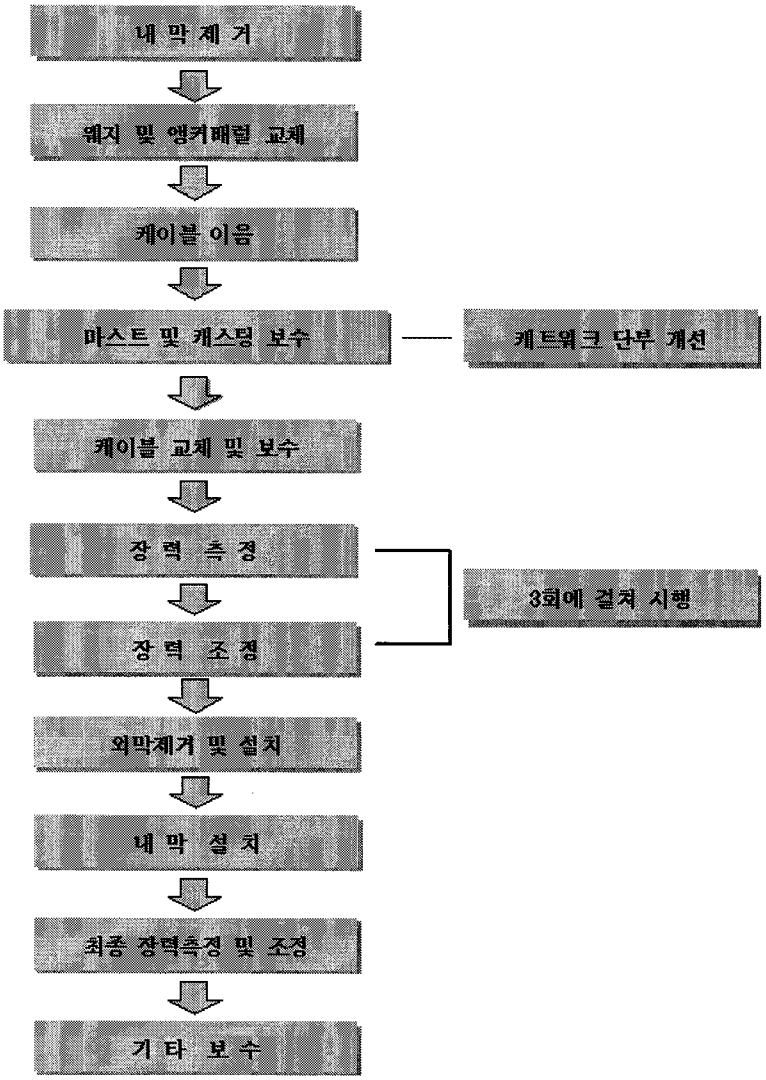
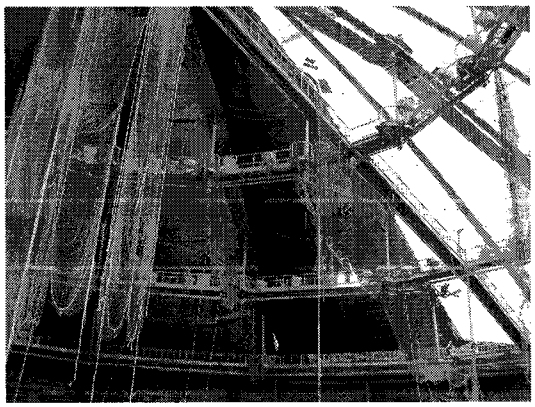
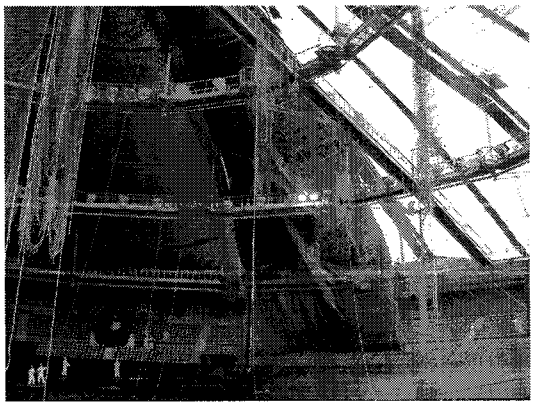


그림 3.6.51 보수보강 시공순서

1) 내막제거



흠음막을 해체한 상태
방습막, 단열막 해체 준비작업

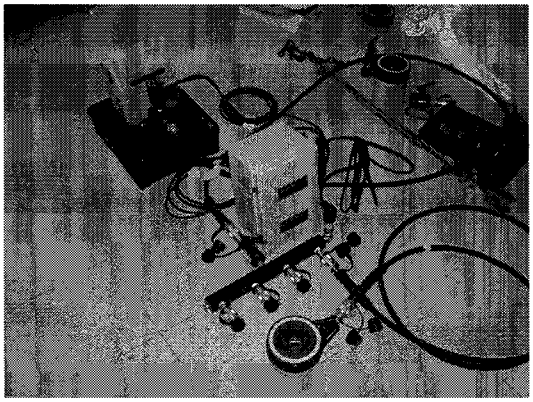


방습막, 단열막 해체 작업

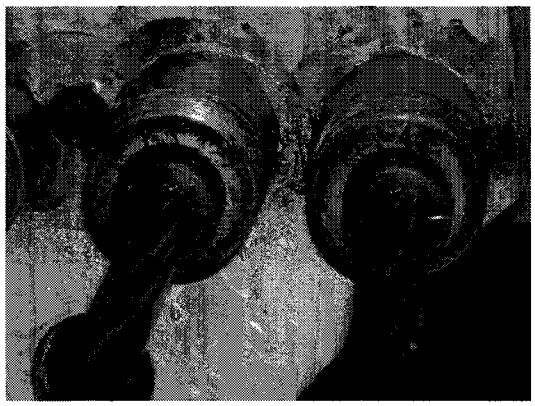


방습막, 단열막 해체 작업

2) 웨지 및 앵커배럴 교체공사



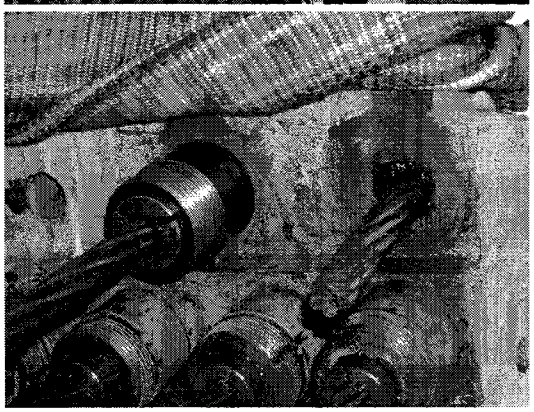
장력조정 장비 세팅 상태
(유압펌프, 실린더, 디지털게이지)



현재의 웨지, 앵커배럴 상태
(웨지 두부 정렬상태 불량)



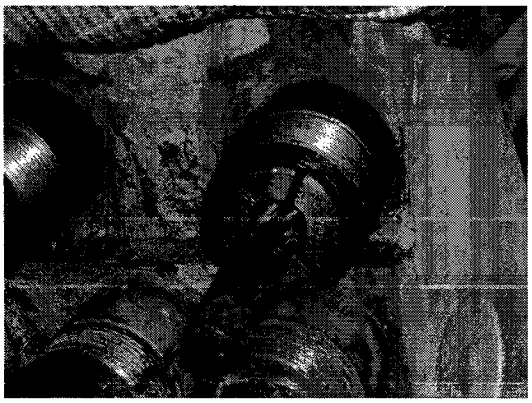
링케이블 부분
장력조정 장비 세팅 후 장력도입 및 해제 과정을 반복함으로써 웨지를 분리시키고 케이블을 풀어준다.



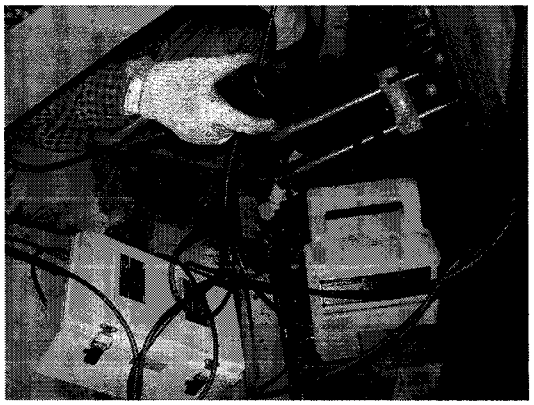
링케이블 부분
웨지, 앵커배럴의 해체 상태
(케이블 이물질 제거상태)



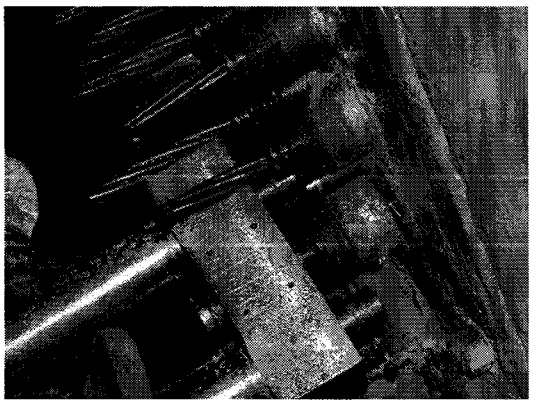
링케이블 부분
신규 웨지 설치 및 흑연그리스 도포



링케이블 부분
웨지, 앵커배럴 교체 상태

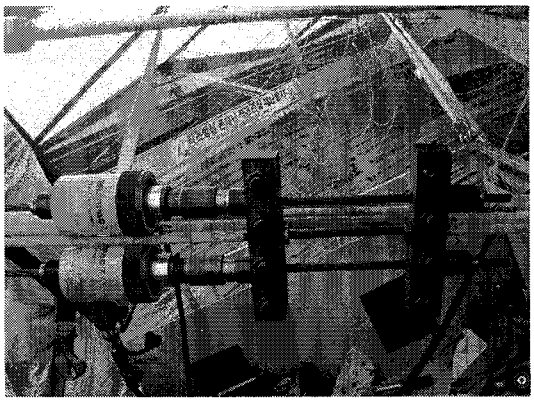


범퍼 부분
웨지, 앵커배럴 교체 장비 setting

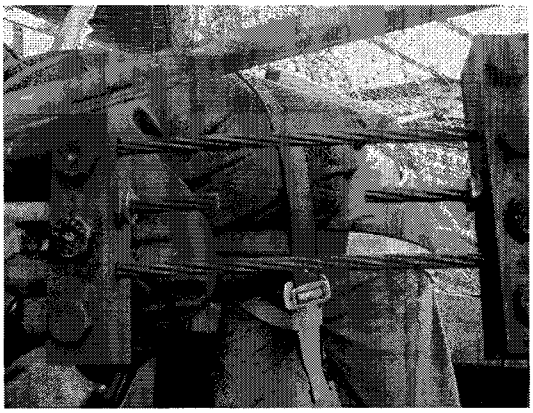


범퍼 부분
앵커배럴 및 웨지 해체작업

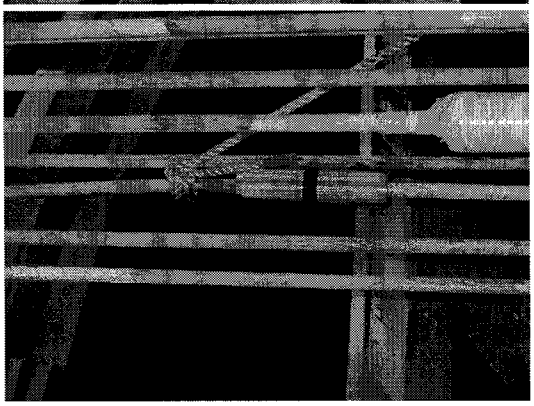
3) 케이블 이음공사



여장길이가 부족한 케이블에 대한 이음공사
케이블 절단 장치 설치



케이블의 장력을 해제한 후 케이블을 절단하며, 케이블 절단 후 장력 을 완전히 풀어줌



케이블 이음용 커플러 설치

4) 마스트 및 캐스팅 보수공사

마스트 상·하부 캐스팅의 휨 부분에 대하여 균열 유무를 파악하기 위해 그림 3.6.52과 같은 부분에 비파괴검사(NDT)를 실시하였다.

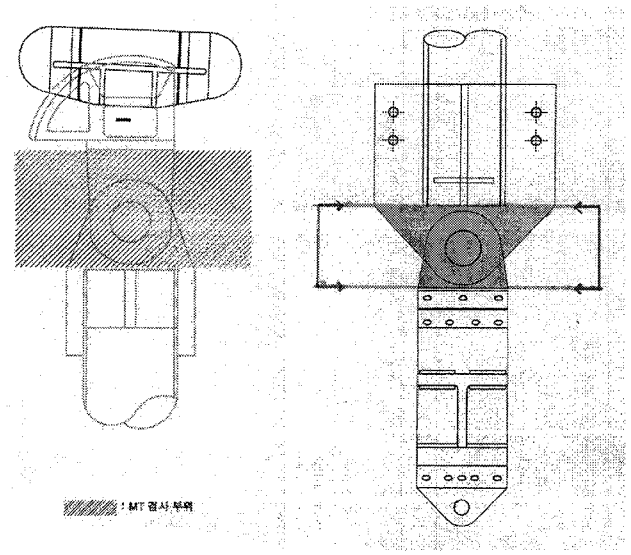
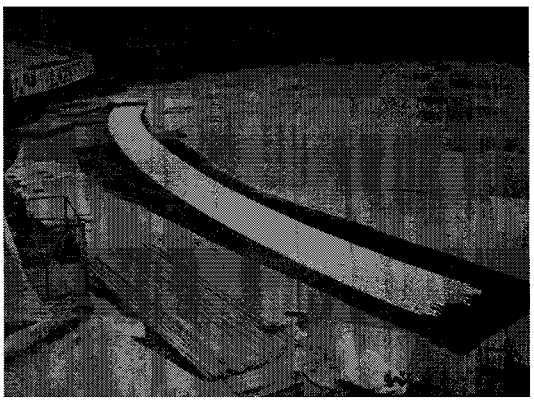


그림 3.6.52 마스트 상하부 캐스팅

마스트 상부 캐스팅 3개소, 마스트 하부 캐스팅 14개소에 대해 자분탐상법(MT)으로 검사한 결과 균열 등의 결함이 발견되지 않아 캐스팅에 대한 보강은 필요 없는 것으로 판단되어, 캐스팅의 녹 발생 부위에 대한 녹 제거와 캐스팅 및 마스트 도장 등의 보수공사를 시행하였다.

5) 케이블 교체 및 보수공사

아우터 다이아고날 케이블 256개에 대하여 신규 케이블로 전량 교체를 실시하였다.



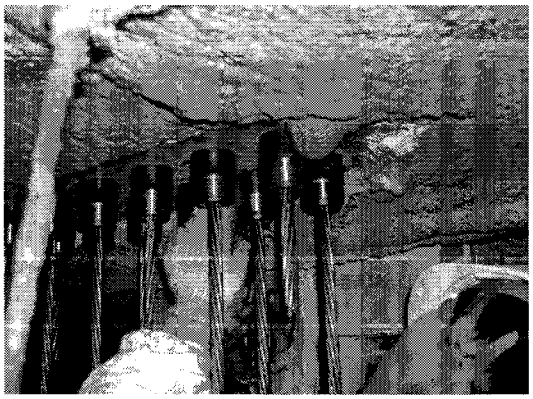
아우터 다이아고날 케이블의 길이를 측정한 후 기존 길이 이상이 되도록 신규 케이블 절단



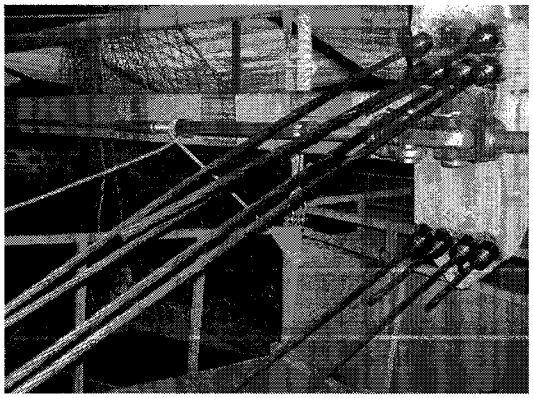
케이블 장력 해제 후 아우터 다이아고날 케이블의 해체작업 실시



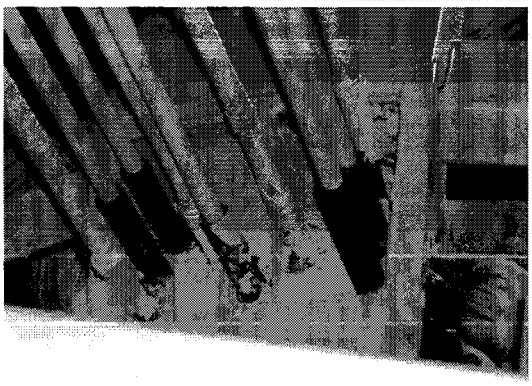
신규 케이블의 소켓 삽입



웨지, 앵커배럴 설치작업



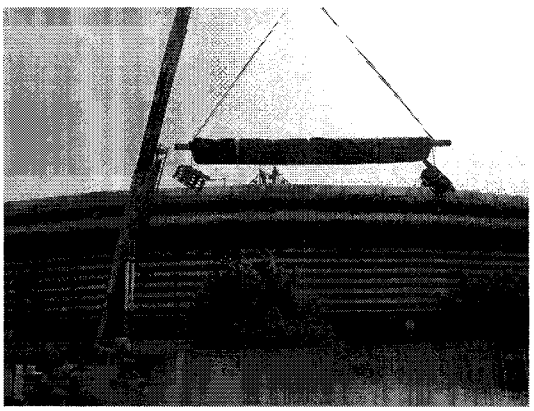
케이블 교체후 상태
(아우터링 부분)



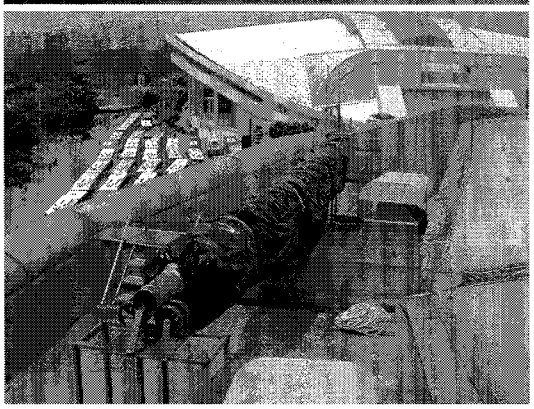
케이블 교체부분 누유 보호재 설치

6) 외막 제거 및 설치공사

외막 제거 및 설치의 기본계획은 외부막을 철거 한 후 신규막을 설치하는 것이었으나, 외막 제거후의 빗물에 의한 경기장 내부의 피해, 외막이 제거됨으로 인한 안전사고 우려 등의 이유로 기존 외막을 제거하지 않은 상태에서 신규 외막을 기존 외막 위에 펼친 후 기존 외막의 제거와 신규 외막의 설치를 병행하는 공법으로 변경하여 공사를 진행하였다.



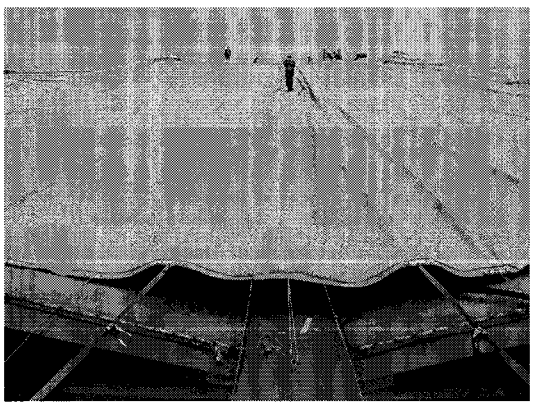
외막 양중



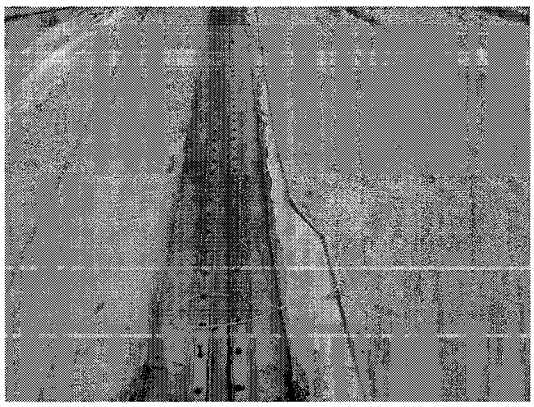
외막 스프레더 거치



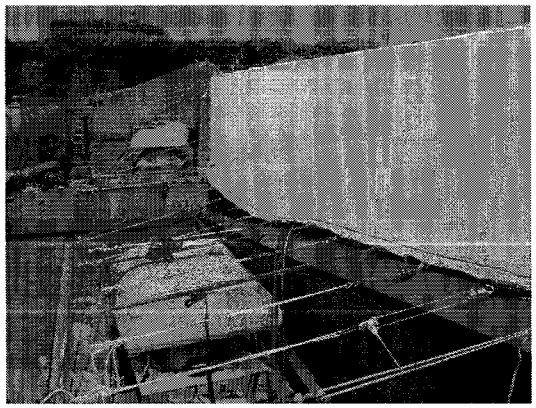
외막 펼침



외막을 기존 막위에 펼친 상태



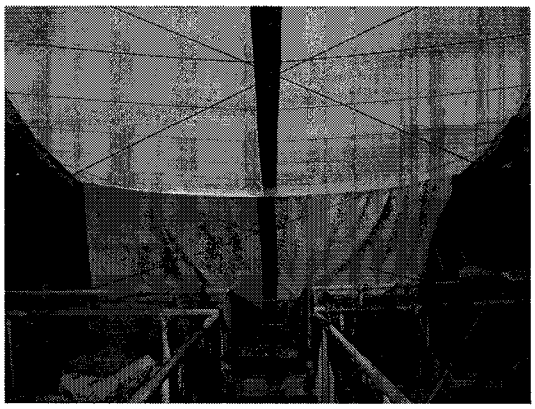
외막을 기존 막위에 펼친 상태



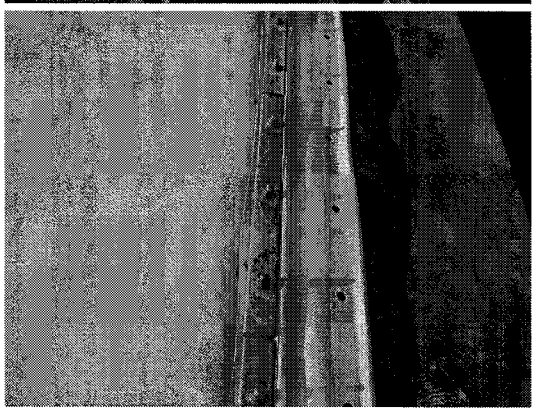
설치를 위한 막인장



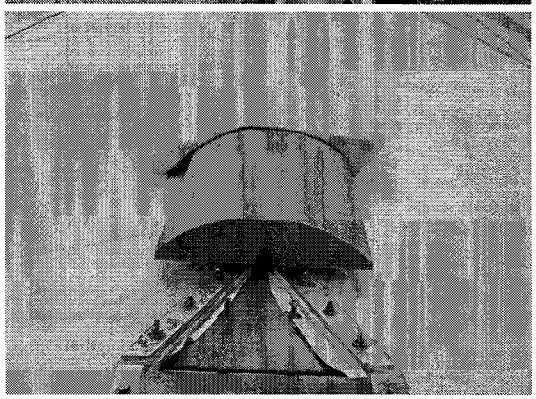
기존 외막 해체와 동시에 신규 외막 설치



하부에서 본 기존 외막 해체작업



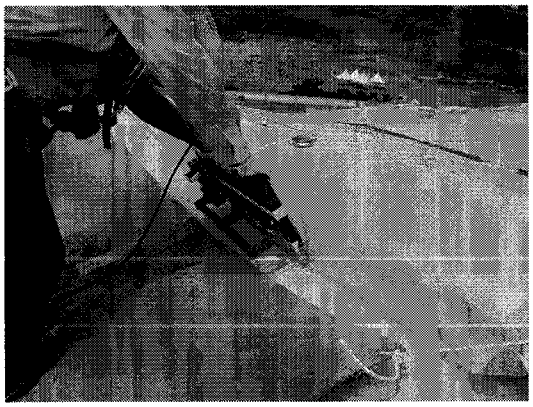
외막 클램프 체결 완료 상태



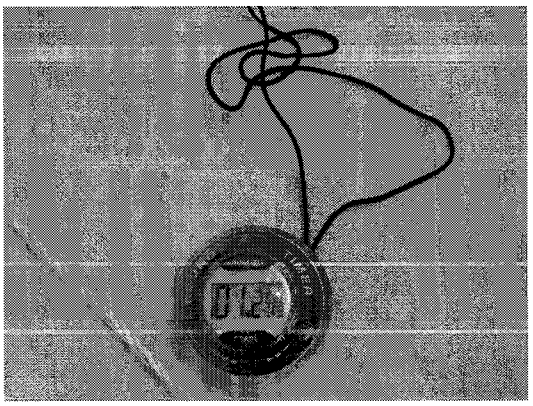
릿지 덮개막 하부 단열재 설치



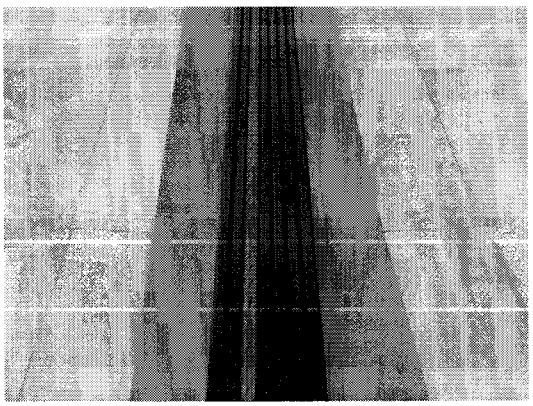
릿지 덮개막 가용착



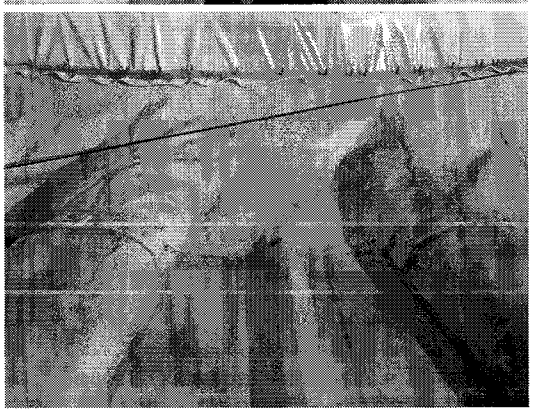
릿지 덮개막 열용착



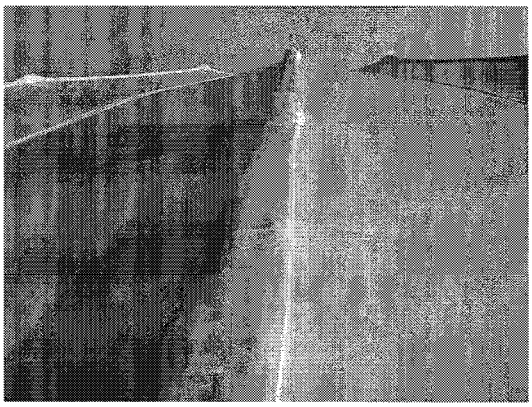
덮개막 용착시 타이머 이용
(3분)



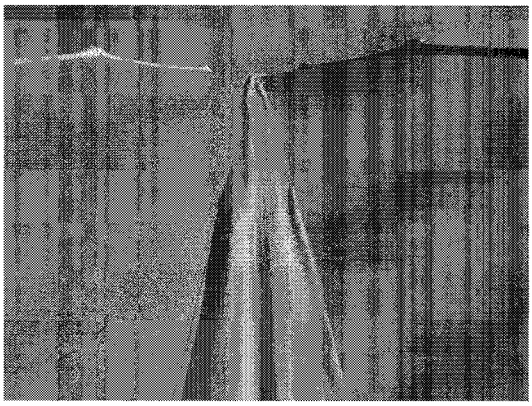
외막 상부 밸리케이블 설치
(외막 보호용 패드 설치)



센터일 주변 누수 덮개막 설치
(하부 단열재 설치)



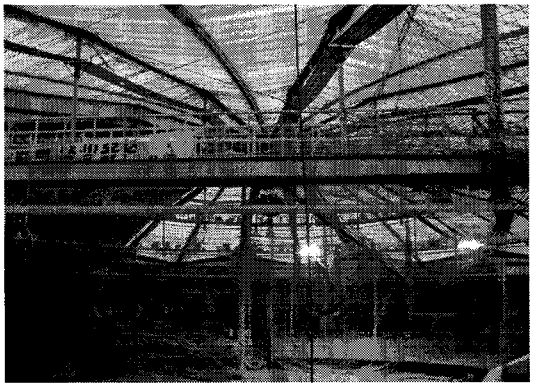
외막 설치 완료 전경
(릿지 케이블 주변)



외막 설치 완료 전경
(밸리 케이블 주변)

7) 내막 설치공사

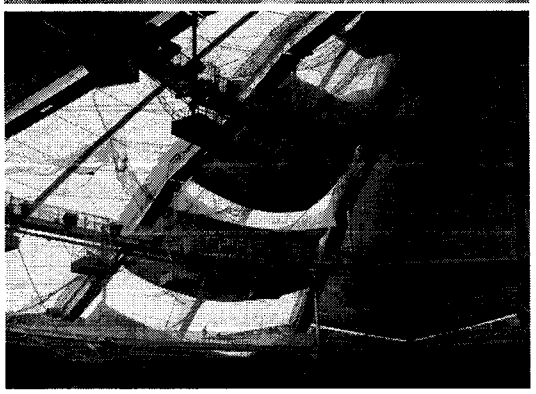
내막 설치는 내막 연결용 막재 →단열막 →암막 →흡음막의 순으로 설치를 하였다.



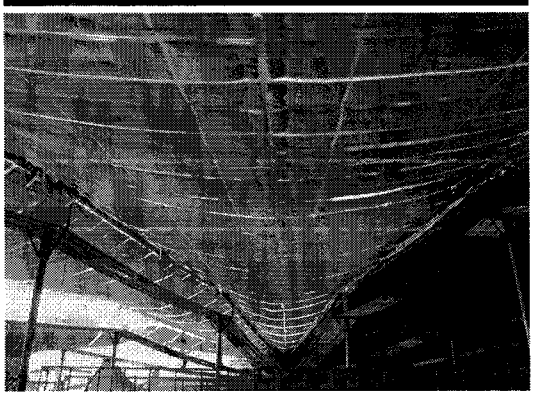
내막 설치전 내부 상태



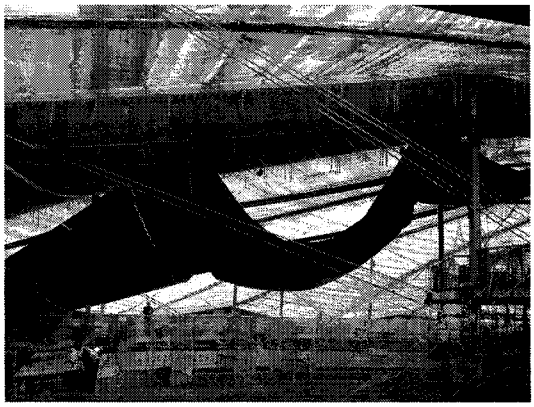
내부막 연결용 막재 설치



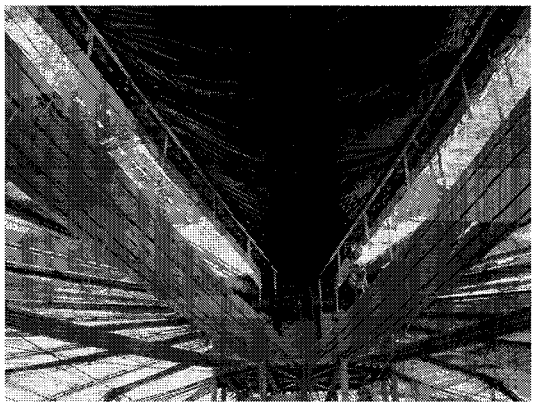
단열막 설치



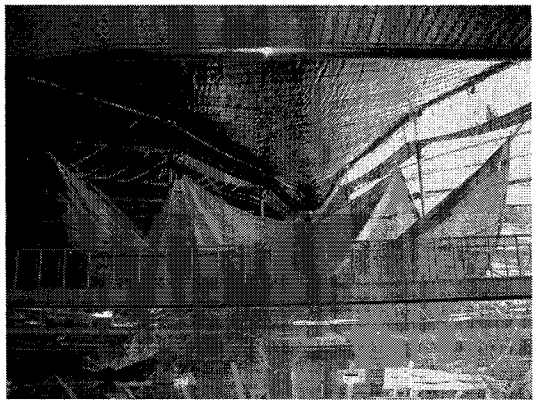
단열막 설치 상태



암막 설치 작업



암막 설치 상태



흡음막 설치



흡음막 설치 완료 후 건물내부 전경

3. 강성구조 시스템의 시공기법

스팬 200m가 넘는 대공간 구조물은 크게 셸구조, 스페이스프레임구조, 막구조, 현수구조, 그리고 이 구조시스템의 장점을 상호 적용한 복합구조 등으로 분류되며, 이 대공간구조물은 기둥 없이 넓은 공간을 확보해야 되는 구조적 특성 때문에, 일반적인 구조시스템을 갖는 구조물보다도 더욱 더 철저하게 설계 초기 단계에서부터 시공문제를 병행하여 검토해야만 원활한 시공이 가능하다.

대공간 구조물의 건설에 있어서 건립 방법은 매우 중요하지만 국내 실무자들이 현장에서 참고할 만한 체계적인 자료는 매우 미비한 상태로, 이에 대한 자료정리가 시급한 실정이다. 본 절에서는 대공간 트러스구조물의 건립 방법과 그 특성을 소개하여 시공기술자들에게 정보를 제공하고자 한다.

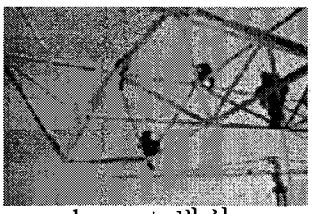
타 구조물도 마찬가지지만 대공간구조물의 경우, 건립 방법에 따라서 공사비용 및 공사기간에 큰 차이를 나타낼 수 있어서 건립 문제가 매우 중요한 문제로 거론된다.

현재 일반적으로 알려져 있는 대공간구조물의 건립 방법은 강성구조물과 연성구조물에 따라 크게 구분할 수 있다. 강성구조물인 경우에

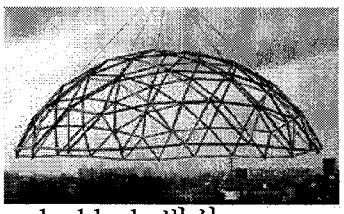
1) element 방식
2) block 방식
3) sliding 방식
4) lift-up 방식

등이 있으며, 이 외에도 많은 방법이 있을 수 있고, 연성구조물인 경우에는 장력도입 절차에 따라 나누어진다.

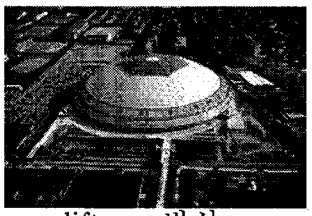
element 방식이란 부재의 최소단위를 직접적으로 조립하여 전체를 완성하는 방식으로 가장 고전적인 방식에 해당된다. 반면 block 방식은 먼저 유닛 단위로 지상에서 조립한 후 크레인 등으로 들어 올려 유닛과 유닛을 연결하여 구조물을 완성하는 방식을 말하며, sliding 방식은 프레임 일부를 조립하여 레일 등을 통해 최종위치로 반복 이동시켜 구조물 전체를 설치하는 방식이다(인천국제공항 주차장 지붕구조). lift-up 방식은 지상에서 프레임을 조립 완성하여 유압 잭 등으로 최종 위치에까지 구조물을 밀어 올리는 방식을 말한다. 이 방법으로 시공한 대표적 스페이스 프레임 구조물에는 일본의 나고야 돔과 김포 KAL 행거 등이 있다.



a. element 방식



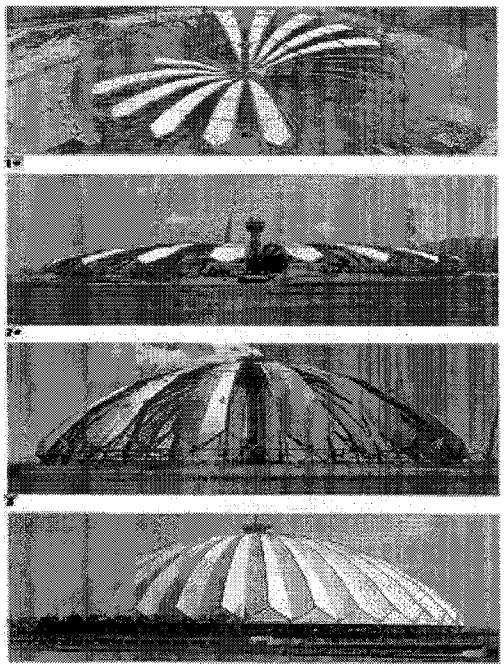
b. block 방식



c. lift-up 방식



d. sliding 방식



e. 복합방식

그림 3.6.53 세우기(erection) 방법

(1) 세우기(erection) 기법의 종류 및 특징

앞서 서술한 것처럼 세우기 공법은 구조물의 규모와 구조시스템 등 주어진 여러 가지 조건에 적합한 방식을 선택하여 적용함으로서 경제성과 시공안전성을 확보할 수 있다.

스페이스프레임의 세우기 방법은 다음 5 종류로 분류할 수 있다.

▷ element 방식

- 부재의 최소 단위를 직접 건립하는 방식이다.

▷ block 방식

- 일정 크기로 땅에서 조립한 후 건립하는 방식이다.

▷ lift-up 방식

- 철골의 일부 또는 전체를 땅에서 조립한 후 리프트업 하거나 철골부터 마감 설비부품까지 지상에서 완성한 후 리프트업 하는 방식이다.

▷ sliding 방식

- 구조물이 위치할 다른 위치에서 구조물을 완성한 후 레일 등의 설비를 이용하여 소정의 위치로 이동시키는 방법이 있으며, 스트레스 아치 시스템과 같이 일부지점은 고정시키고 고정되지 않은 지점을 이동시키는 방법이 있다.

▷ 복합 및 그 밖의 방식

- 구조물이 대형화됨에 따라 위의 방식들의 장점을 살려 두 가지 이상의 방식을 혼합하여 이용하는 방법이다.

(가) element 방식

element 방식은 작은 규모에 적용될 수 있는 방식으로 구조물 공사를 위한 가설공사가 간단하고 부재 접합이 단순한 구조물에 적합하다. 나아가 부재접합이 볼트나 메로시스템인 경우는 작은 부재를 적용하고, 용접접합인 경우는 큰 부재를 사용하여 접합개소를 줄이는 것이 유리할 것이다. 그러나 실제 대규모 대공간 구조물에는 이 방식 자체만으로 많이 적용되지 않으며 다른 방식과 함께 적용되는 방식이라 할 수 있다.

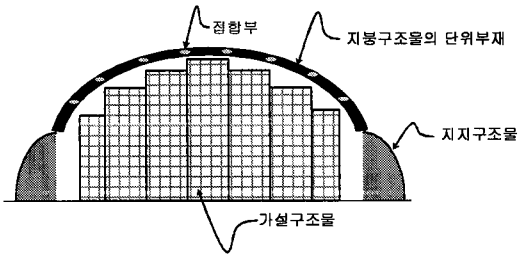


그림 3.6.54 element 방식에 따른
시공개념도

(나) block 방식

block 방식은 작은 규모에서 중규모에 적용될 수 있는 방식이며, 지상(안전한 곳)에서 단위 시스템을 조립하여 구성한 후 양중하여 소정의 위치에 위치시키는 방식이다. 작은 부재들의 조합으로 이루어지는 스페이스 프레임 등에 적용하면 유리할 것으로 판단된다. 단 양중 가능한 무게 등에 주의를 기울여야 한다.

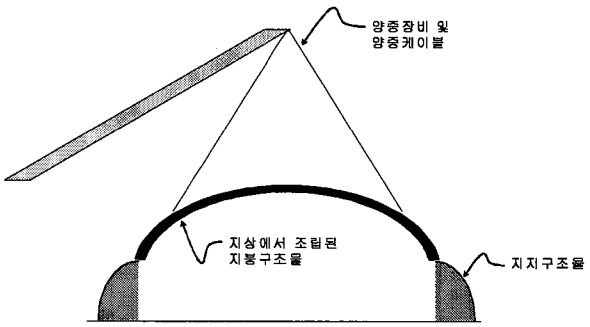


그림 3.6.55 block 방식에 따른 시공 개념도

(다) sliding 방식

sliding 방식은 중규모에서 대규모에 적용될 수 있는 방식으로 지상에서 전체 또는 부분 구조물을 구성하고 외력을 가하여 구조물을 수축시킴으로서 소정의 위치에 구조물의 형태를 생성시키는 방식이다. 즉 아래 그림에 나타낸 것처럼 지상에서 시스템을 구성하고 수평력을 도입하여 구조물을 설계된 형상으로 만들어가는 방식이다.

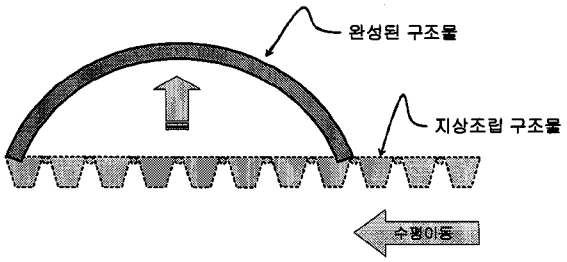


그림 3.6.56 sliding방식에 따른 시공개념도

(라) lift up 방식

lift up 방식은 대규모에 적용되고 있는 방식으로 지상에서 전체 또는 부분 구조물을 구성하고 소정의 위치까지 밀어 올려 구조물의 형태를 생성시키는 방식이다. 최근 구조물의 규모가 커짐에 따라 적용이 확대되고 있다.

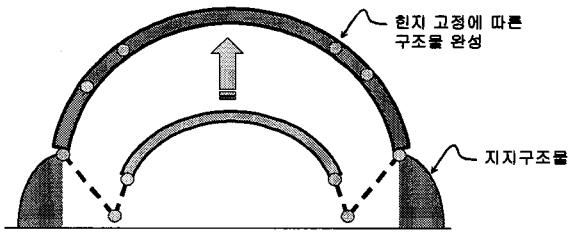


그림 3.6.57 lift up 방식에 따른 시공개념도

(마) 복합 방식

최근 구조물의 대형화에 따라 일반적으로 많이 이용되는 방식이라고 생각되며, 각각의 방식의 장점을 이용할 수 있으므로 초대형구조물에 그 적용성이 탁월하다고 판단된다.

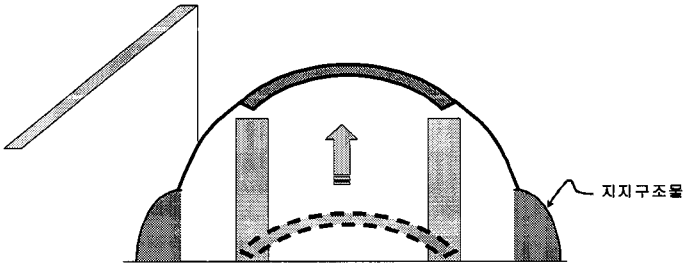


그림 3.6.58 복합(block + lift up)방식에 따른 시공 개념도

(2) 적절한 세우기공법 적용에 따른 기대효과

적절한 세우기공법을 선택함으로써 얻어지는 기대효과를 들면 아래와 같다

- 가설구조물 공사에 따른 공사비의 감소
- 공기단축에 따른 공사비의 감소
- 안전사고의 방지 등

(3) 스트라치 시스템 시공기법 사례(sliding 방식)

(가) 스트라치 시스템의 개요

스트라치 시스템은 강재 트러스, 아치 그리고 프리스트레스 텐던의 장점을 이용해 건설되는 장스팬 건물이다. 설계된 장스팬 건물은 비행기 정비시설, 대규모 창고, 운송 및 체육·레저 시설 등 무주 공간을 경제적으로 확보하는 어느 곳에나 사용된다. 스트라치 시스템의 시공은 특수한 안정화 이행 과정 즉, 프레임을 펼친 상태로 지면 가까이에서 조립해 다수의 고장력 프리스트레스 텐던을 당겨 최종 아치 형태를 갖추는 과정을 포함하고 있다.

(나) 안정화 이행 과정(stabilizing process)

스트라치 시스템의 최대 특징은 안정화 과정이라 할 수 있으며, 이 과정을 통해 건물은 조립 위치에서 최종 완성 위치로 상승한다. 조립 위치에서, 프레임은 비계나 타워에 일반적 간격(보통 $7 \sim 12m$)으로 설치되는데, 이 단계에서 프레임

은 아무런 하중을 받지 않고 있다. 프리스트레스 텐던은 프레임 하현재의 두개의 원형 중공 부재에 삽입되어, 프리스트레싱 잭을 통해 텐던에 긴장력을 증가시킴으로 인해 일정 시점에서 상승이 시작되며, 프레임이 비계와 분리하면서 양 끝의 기둥 사이에서 자체적으로 지지하는 스팬을 갖는다. 잭에 하중을 가하면서 하현재의 간극은 점차로 닫히게 되며 프레임들은 아치 형태로 상승한다. 안정화 과정은 모든 하현재의 간극이 닫히면서 끝나며, 건물은 최종 형태로 완성된다. 프레임의 한쪽(핀접합부)은 기초의 베이스 플레이트에 고정되며 다른 쪽(이동부)은 안정화 과정 중에 임시 받침대를 따라 이동한다. 안정화 과정이 끝난 후에 기둥 하부의 이동 슈는 기초의 베이스 플레이트에 도달하고 이를 최종위치에서 볼트로 조여 고정하게 된다.

(다) 스트라치 시스템의 구조 해석

① 일반사항

스트라치 시스템에 있어서 구조적으로 중요한 단계로는, 크게 최종적인 형상을 갖추는 안정화 과정과 그 이후의 단계로 구분할 수 있다. 이 장에서는 영종도에 시공 중인 행거를 기준으로 하여 전체 프레임 및 실물크기 단위부재 시험체를 모델링하여 안정화 이행 과정에 대한 해석을 수행하였고, 이에 따른 구조체의 거동을 예측하였다. 또한 실물크기 단위부재 시험체의 실험 결과를 토대로 상현재 및 접합부의 부분해석을 수행하였다.

② 안정화 이행 과정(stabilizing process) 해석

인천국제공항의 아시아나 행거는 모두 12개의 스트라치 프레임으로 구성되어 있으며, 그 중 가장 일반적인 프레임인 SF1~SF10 프레임과 상현재 각관의 양 측면이 보강된 SF11~SF12 프레임을 선택하여 시공과정에 대한 해석을 수행하였다. 해석에 있어서는 인하대학교 구조해석연구실에서 개발한 대공간 구조물 전용 프로그램인 APHYSS를 사용하여 기하학적 비선형 해석을 수행하였고, 전체 프레임에 대한 시공과정 해석에 있어서 각 절점은 구조물 전체의 강성 및 접합부 등을 감안하여 핀접합으로 가정하였으며, 단위 부재에 대한 해석에서는 용접부를 포함한 모든 요소가 강접합되어 있는 것으로 하였다.

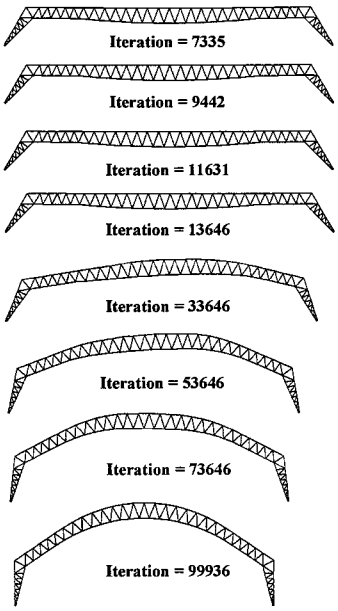


그림 3.6.59 구조해석 수렴 과정

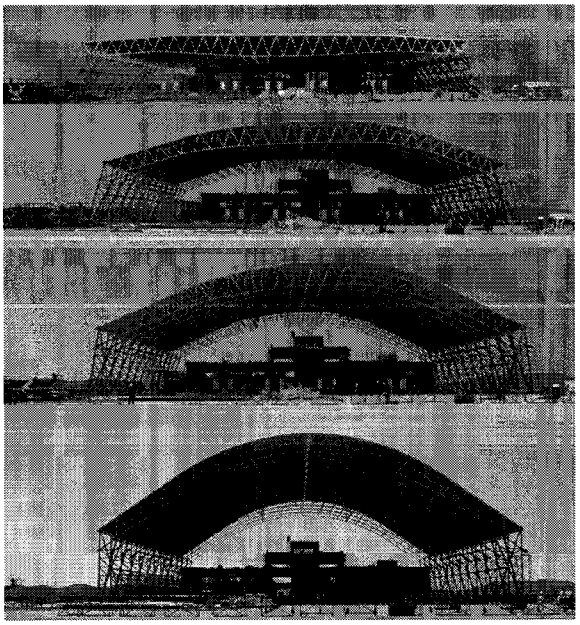


그림 3.6.60 아시아나 행거 시공과정

③ 결과 비교

스트라치 시스템에 관한 구조해석 수렴 과정과 실제 시공되는 구조체의 안정화 이행과정을 비교하여, 프로그램 및 알고리즘의 신뢰성을 파악할 수 있다. 위 그림 3.6.59는 이 연구과정에 개발된 프로그램을 이용한 안정화 이행과정의 시뮬레이션이고 그림 3.6.60은 실제 시공된 인천공항 아시아나 행거의 시공과정을 찍은 사진이다. 이들을 비교하면 시스템의 거동이 서로 유사하다는 것을 알 수 있다.

(4) 광명 경륜경기장의 시공기법 사례(복합 방식)

(가) 지붕돔 철골개요

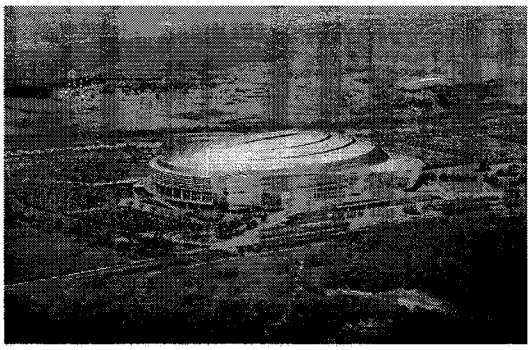


그림 3.6.61 광명 경륜경기장

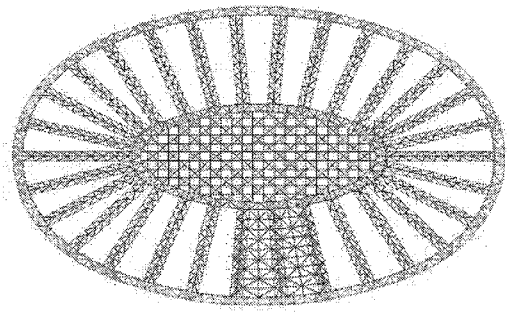
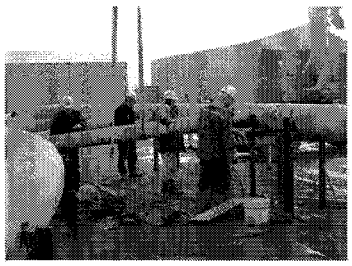


그림 3.6.62 지붕구조의 형성

(나) 지붕철골 세우기 공법

① 부재제작 : 현장 내 철골 제작장





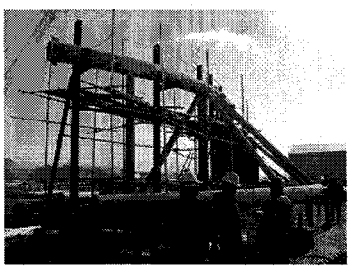


그림 3.6.63 부재 제작

현장에서 철골을 제작하여 운반비 절약 및 공기단축

블록 크기 과대 → 특수 운반 불가

부재 공장가공후 현장 반입(bending 및 접합부 가공)

② 지붕철골 세우기 순서

stage 1 - 이너 루프(inner roof) 지상조립/ 압축링, 이너 그리드(inner grid)

stage 2 - 잭킹타워(jacking tower) 조립

stage 3 - 테스트 리프팅(test lifting) (지상 20mm)

stage 4 - 리프팅 (지상 45m), 서포트타워(surpport tower) 조립/세팅

stage 5 - 잭킹타워해제

stage 6 - 인장링(tension ring), 플로어트러스(flow truss), 플로어셸(flow shell) 설치

stage 7 - 루프 잭 다운(roof jack down) / 서포트타워 해체

stage 8 - 인장링 스터드(tension ring stub) 조정

stage 1 : 이너 루프 지상조립

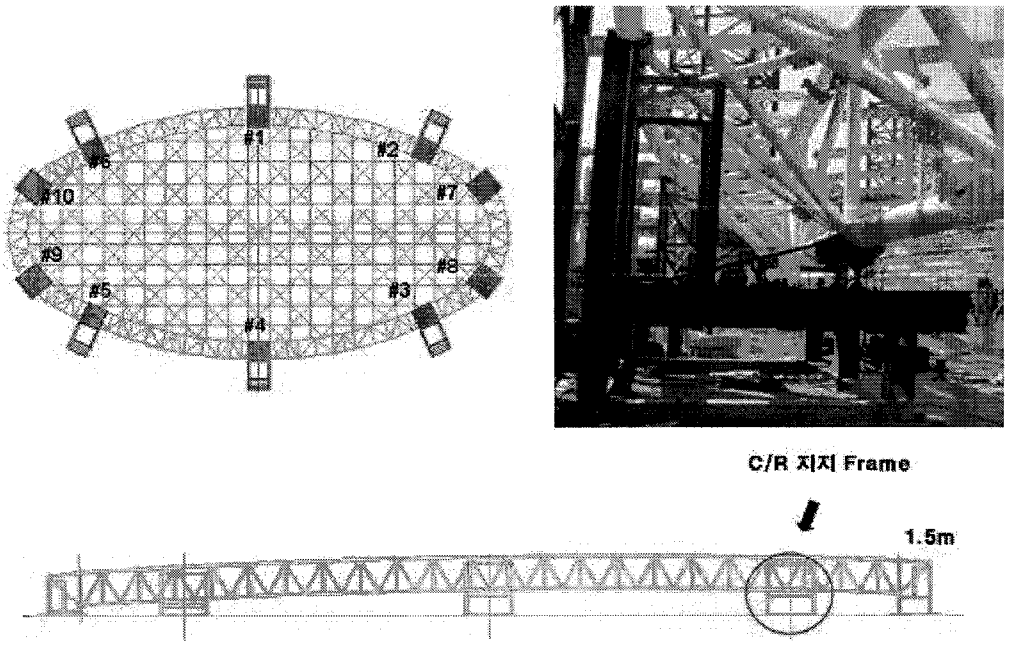


그림 3.6.64 지상조립

표 3.6.30 이너 루프 공정 개요

서포트타워	10개소
잭킹타워	6개소
압축 링 분절	22block
서포트타워 최상단 프레임	
좌우 1.5m 기울어진 상태로 조립	
공사기간	2004.1.10 ~ 2004.3.16
투입인원	610명
투입장비	100ton C/C, 50ton H/C

- 타워 기초 및 압축링 설치

타워 기초 : PHC D500 72본/ 철근 D32, D25 사용

서포트타워 최상단 프레임 설치



그림 3.6.65 타워 기초 및 압축링 설치

- 내부돔(압축링, 이너 그리드) 설치

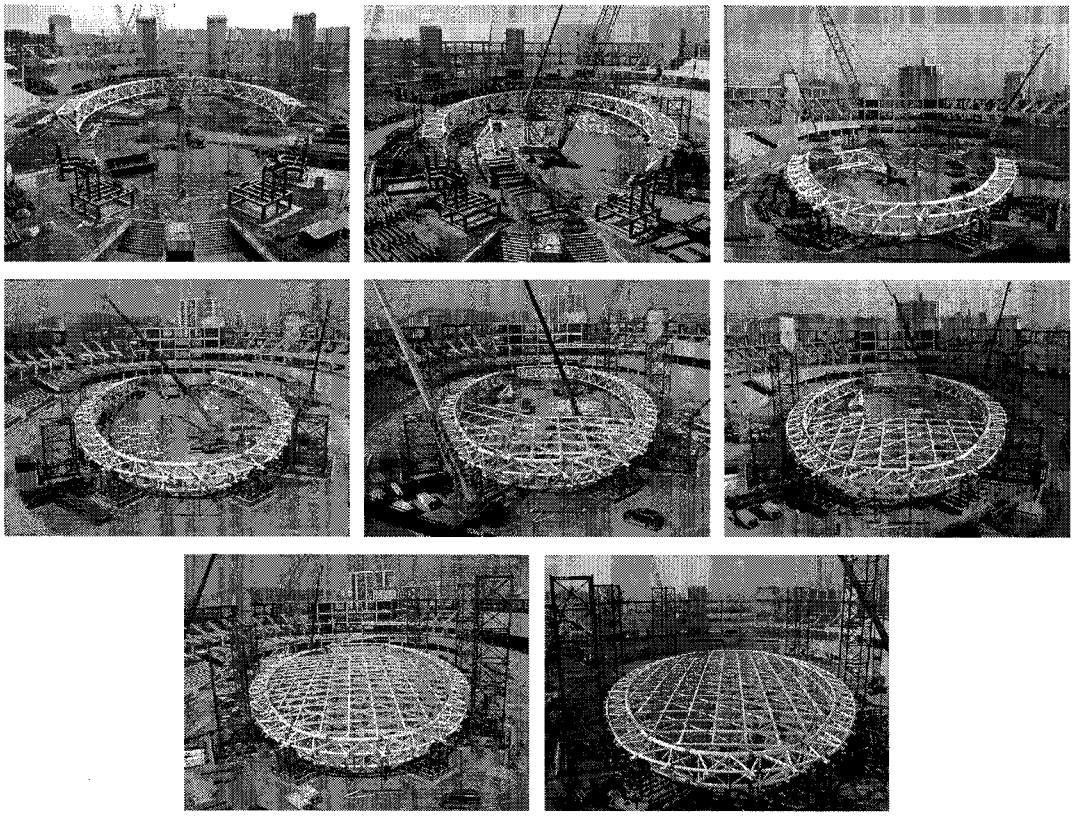


그림 3.6.66 내부돔 설치

- 압축링 위치확인

광파기 이용 압축링 위치, 레벨 확인 후 이너 그리드 사재 설치

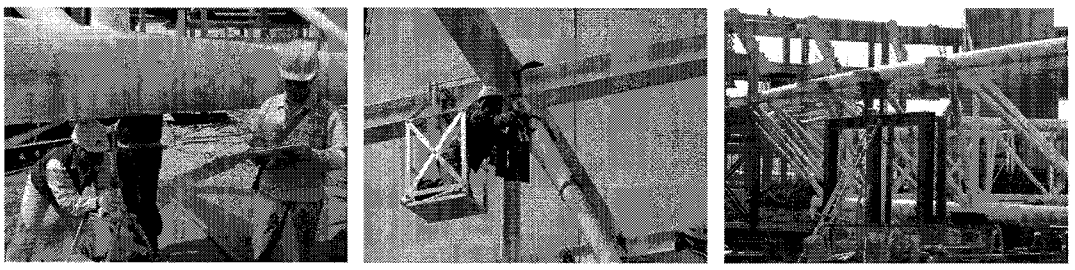


그림 3.6.67 압축링 위치확인

stage 2 : 잭킹타워 조립 및 잭 설치

680톤의 이너 루프를 45m 높이까지 양중하기 위한 철제 타워

구성 : 11단 블록/ 6개소

주 부재 : H-beam/ 300×300×10×15/ 철골 물량 = 약 500*tf*

공사기간 : 2004.3.16~2004.6.28

투입인원 : 4,757명

투입장비 : 100*tf* C/C, 50*tf* H/C

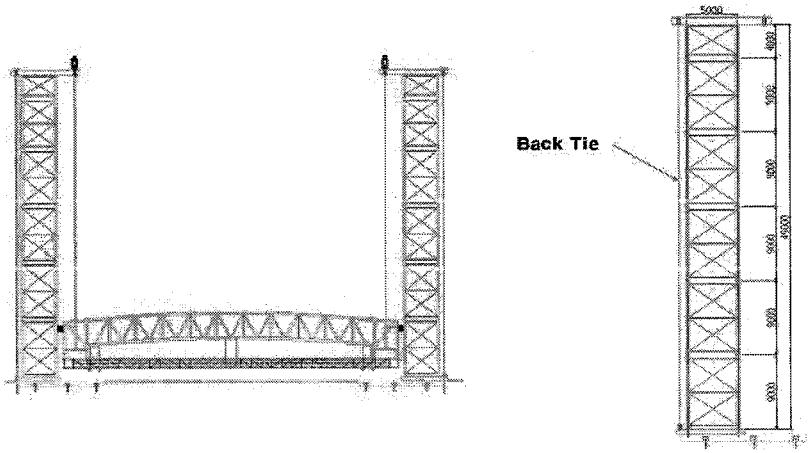


그림 3.6.68 잭킹타워

- 잭킹타워 부재 조립

잭킹타워 하단부 조립 및 용접보강 PAD EYE 용접보강

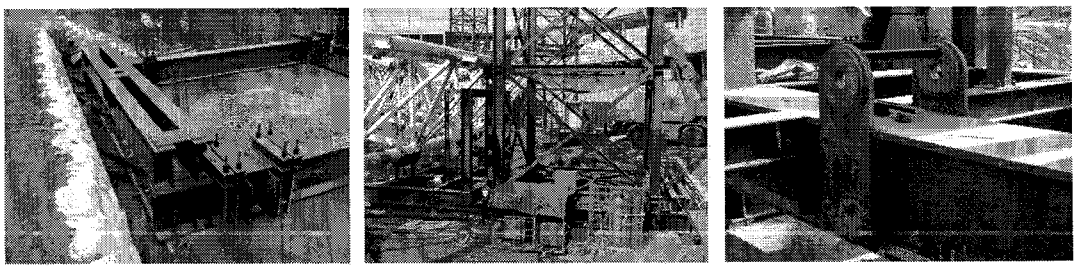


그림 3.6.69 잭킹타워 부재 조립

- 잭킹타워 상부 보 설치 및 수직도 확인

상부 보가 역학적으로 모멘트가 많이 작용함으로 용접부분 집중관리

잭킹타워 수직도 허용범위 : 20*mm* / 현장 관리범위 : 10*mm*

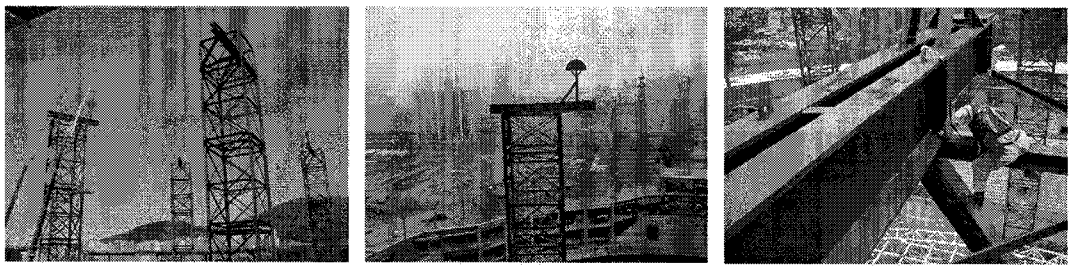


그림 3.6.70 잭킹타워 상부 보 설치 및 수직도 확인

- 잭 반입/ 스트랜드 삽입

잭 : 180tf 유압 잭 (PSC lifting 장비)

스트랜드 : Ø18mm 와이어 50m 길이 12가닥

허용장력 180tf =12EA × 15tf

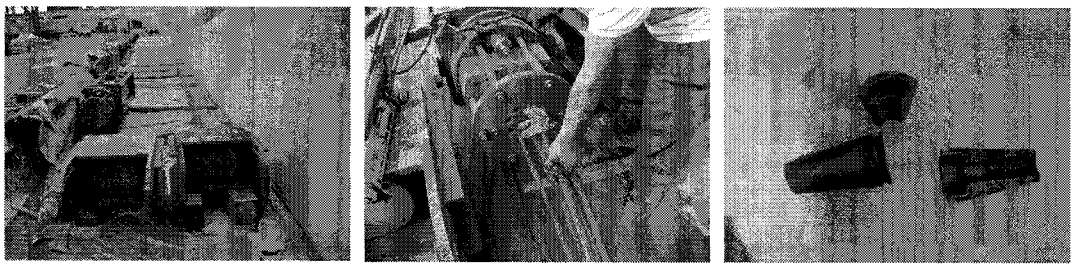


그림 3.6.71 잭 반입/ strand 삽입

- 유압 잭 설치

잭킹타워 상부에 잭부터 헤드까지 한 번에 크레인을 이용하여 설치

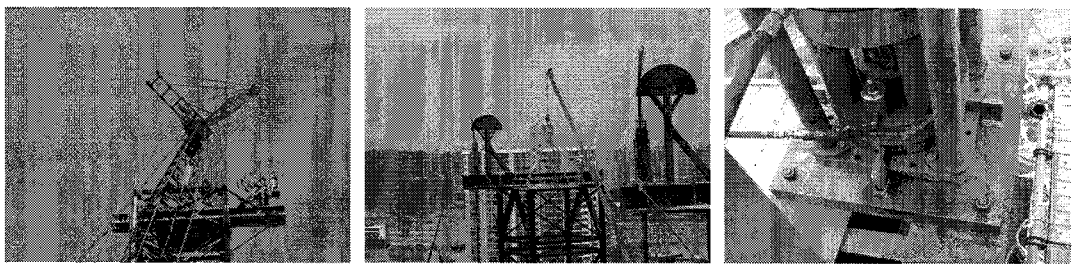


그림 3.6.72 유압 잭 설치

- 잭킹타워 후면 백 타이(back tie) 가력

리프팅 하중에 대한 반작용으로 잭킹타워 변위를 제어

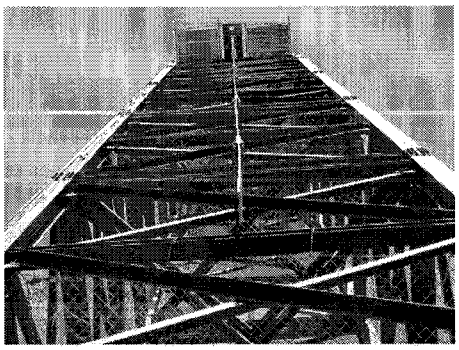


그림 3.6.73 백 타이 가력 전

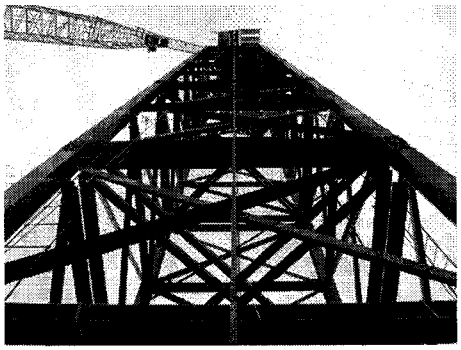


그림 3.6.74 백 타이 가력 후

플레이트 250×20T(SM490)부재를 80tf로 인장

백 타이 스트레인 게이지로 계측 실시

- 용접부 비파괴검사 실시

H-빔 모든 용접부위 >> UT(초음파 탐상) 검사 실시

압축링, IG 사재 파이프 >> LOT 구성 RT(방사선)검사 실시



그림 3.6.75 UT(초음파 탐상) 검사 실시



그림 3.6.76 LOT 구성 RT(방사선)검사 실시

- 계측기 설치 (카메라, 줄자)



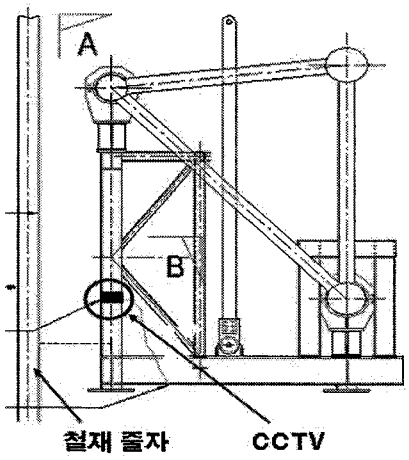


그림 3.6.77 리프팅 시 레벨 관리용 CCTV 카메라 및 줄자 설치

- 파워박스(power box) 점검

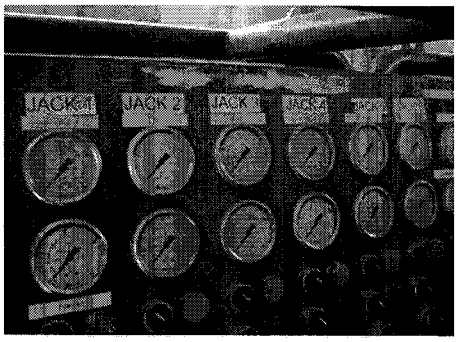


그림 3.6.78 PSC 파워박스 점검

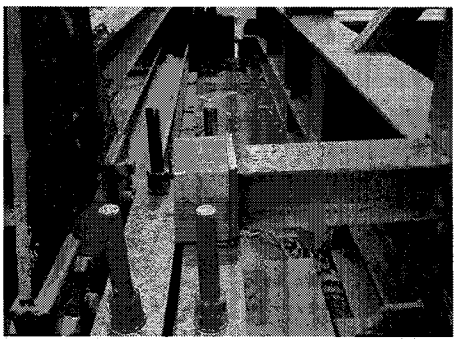


그림 3.6.79 가드스트립(guard strip)으로 목재 설치

stage 3 : 테스트 리프팅 지상 20*mm*

표 3.6.31 테스트 리프팅

타워 No.	백 타이 긴장 시 (A)		리프팅 시 (B)	
	예측치	실측치	예측치	실측치
1&4	-45	-39	87	64
2&3	-45	-39	131	94
5&6	-45	-42	137	87

작업일자 : 2004. 6. 29

투입인원 : 24명

투입장비 : 100*tf* C/C, 50*tf* H/C PSC 잭

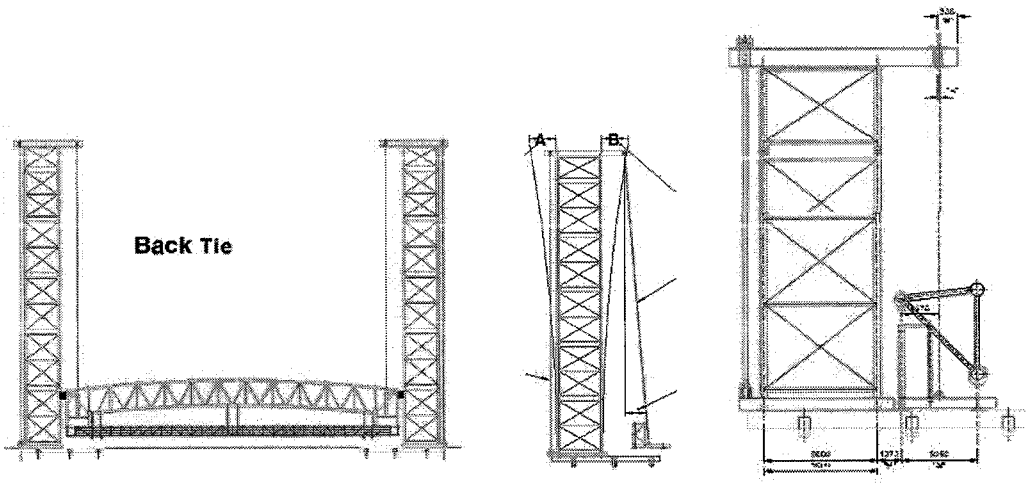


그림 3.6.80 테스트 리프팅 1

- 테스트 리프팅 실시(20*mm*)

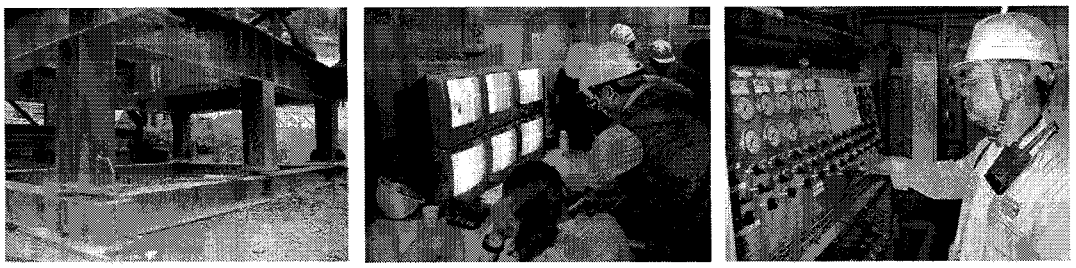


그림 3.6.81 테스트 리프팅 2

잭킹타워 이상 유무 확인

유압잭 유압상태 확인으로 타워별 작용하중 점검

각 타워별 레벨 값 확인

stage 4 : 최종 리프팅 및 세팅

최종 설치 높이+500mm까지 리프팅

서포트타워 설치(10개)

서포트타워 상부에 이너 루프 세팅

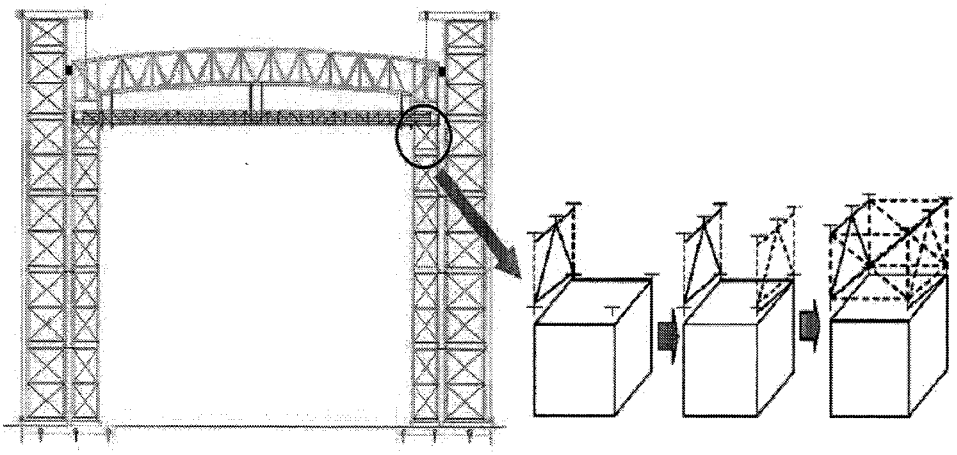


그림 3.6.82 최상단 설치방법

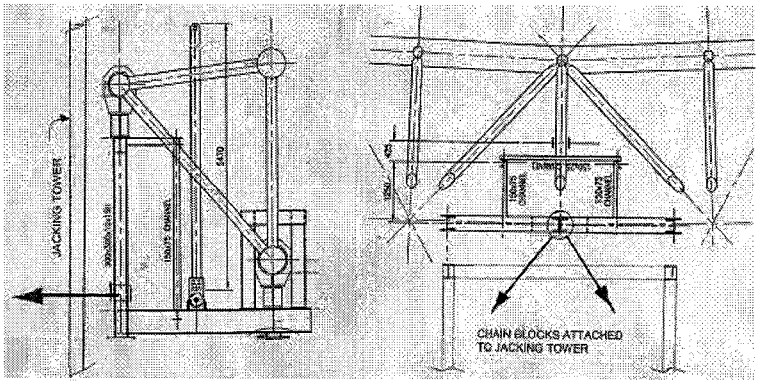


그림 3.6.83 수평변위 조절 방법

공사기간 : 2004.7.5~2004.7.22(세팅)

투입인원 : 160명

- 최종 리프팅 실시 (45m up)

투입장비 : 100tf C/C, 50tf H/C, PSC 잭

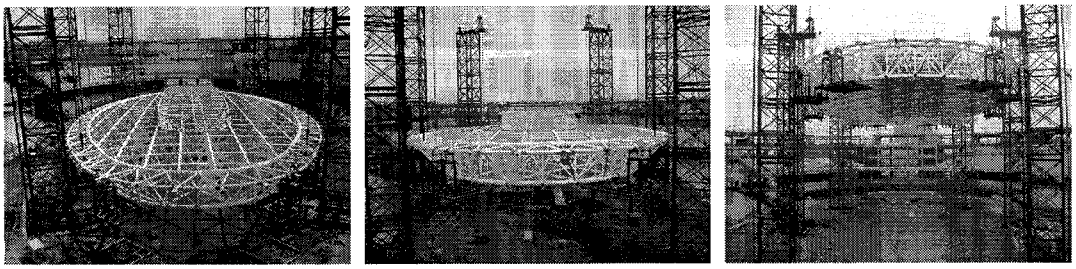


그림 3.6.84 최종 리프팅 실시(45m up)

- 서포트타워 설치



그림 3.6.85 서포트타워 설치

서포트타워 단위 분절로 사전생산

8개 블록/10개소/ 철골물량 = 약 500tf

- 세팅 완료/이너 루프의 정확한 위치 안착

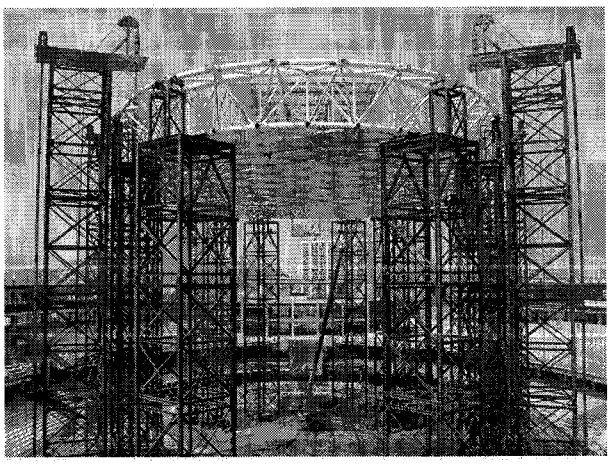


그림 3.6.86 세팅 완료/ 이너 루프 의 정확한 위치 안착

stage 5 : 잭킹타워 상부 해체

작업기간 : 2004. 7. 30~2004. 8. 31

투입인원 : 670명

투입장비 : 100tf C/C, 350tf C/C, 50tf H/C

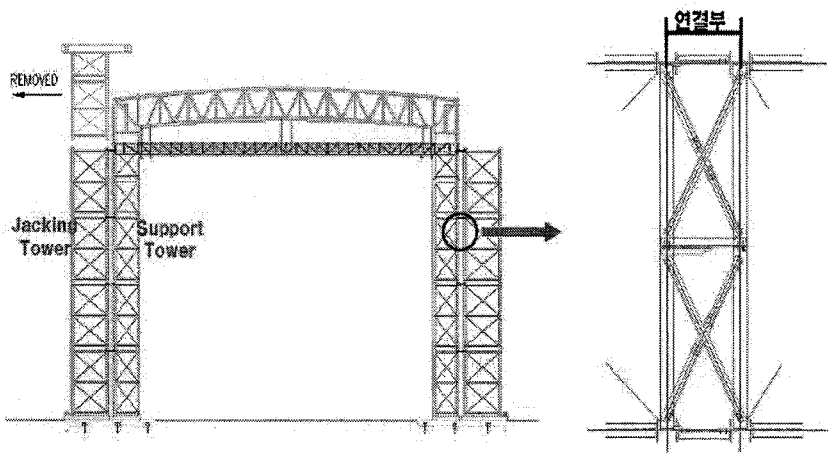


그림 3.6.87 연결부 평면도

백 타이 해체

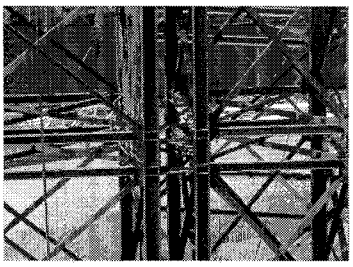


그림 3.6.88 플로어 트러스 간섭부분 해체



그림 3.6.89 잭킹타워와 서포트타워 연결

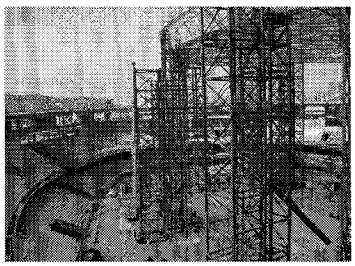


그림 3.6.90 상단부 해체

stage 6 : 인장링, 플로어 트러스 설치

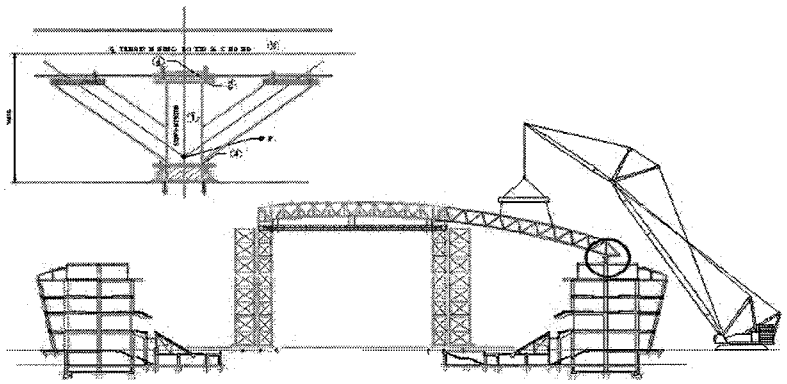


그림 3.6.91 인장링 설치

인장링 설치 순서

1. 인장링 스터드 설치
2. 솔 플레이트(sole plate)설치
3. 인장링 설치
4. 인장링 상/ 하부 용접
5. 인장링 + 인장링 용접

공사기간 : 2004.9.24~2004.12.14

투입인원 : 6891명

투입장비 : 400tf C/C, 450tf C/C, 350tf C/C, 50tf H/C

- 인장링 스터드 설치

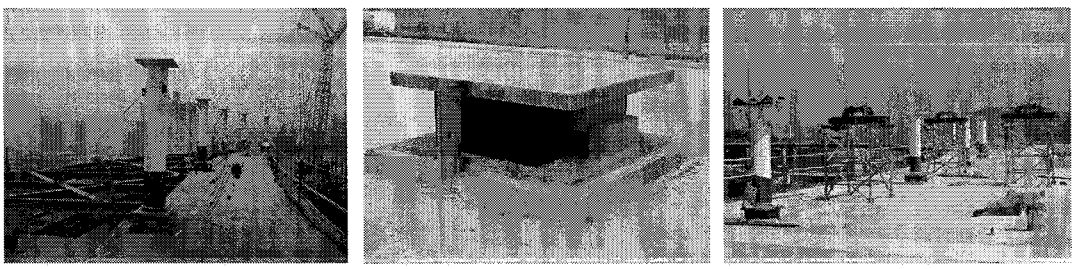


그림 3.6.92 인장링 스터드 설치

옥탑층에 설치된 탄성패드 상부에 인장링 스터드 설치

탄성 패드 사양 : 허용응력/ 135tf, 최대변위/ 60mm

- 인장링 설치

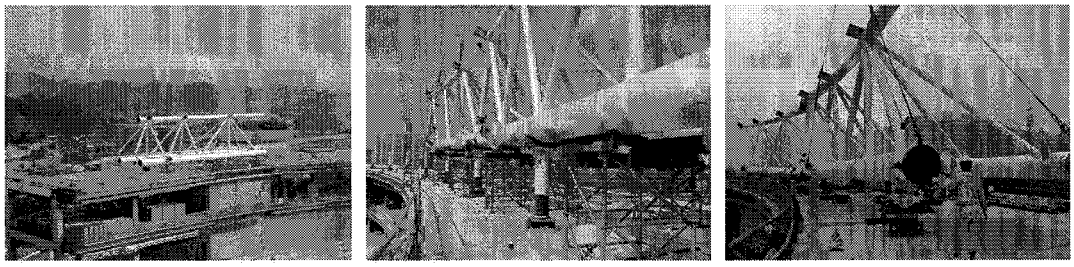


그림 3.6.93 인장링 설치

인장링 설치 시 조립식 비계 사용으로 공기단축

- 인장링 기둥 하단부 용접



그림 3.6.94 인장링 기둥 하단부 용접

1차 TIG 용접/ 2차 CO2 용접실시

- 플로어 트러스 설치 1

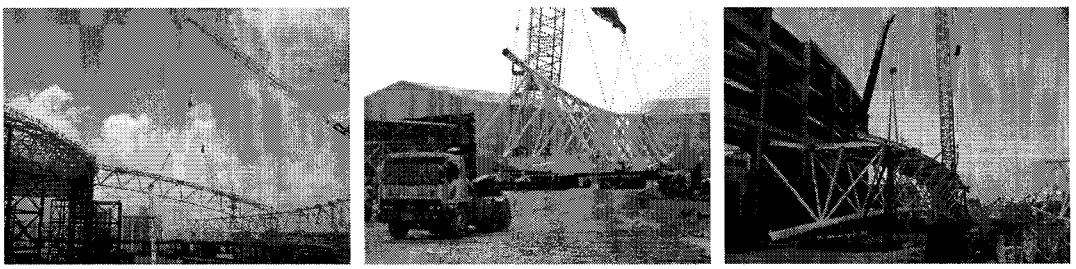


그림 3.6.95 플로어 트러스 설치 1

400*tf* C/C, 450*tf* C/C 2개조 운연 압축링과 인장링 위치에서 신호수 무전 신호로 크레인을 조작 설치함

- 플로어 트러스 설치 2

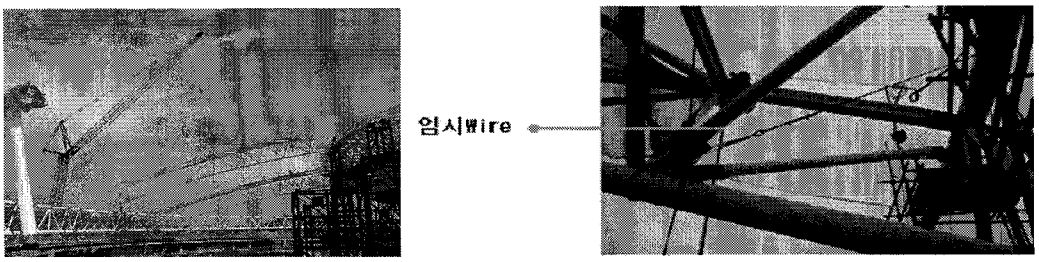


그림 3.6.96 플로어 트러스 설치 2

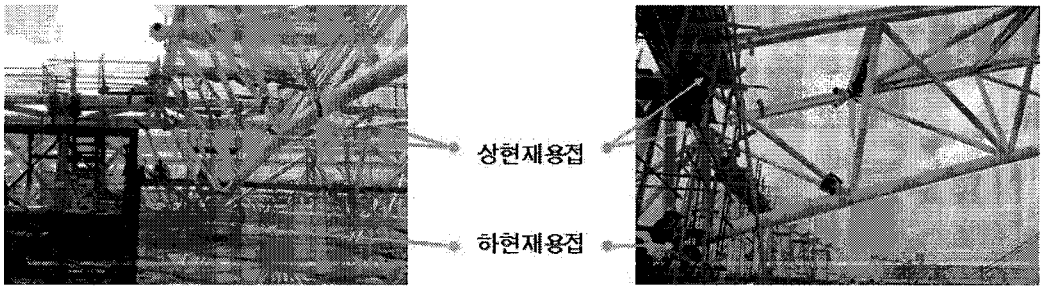


그림 3.6.97 플로어 트러스 설치 2

- 플로어 트러스 설치 후 용접



그림 3.6.98 플로어 트러스 설치 후 용접

상현재 : 양중한 상태에서 핏업(fit up) 후 용접

하현재 : 가접합 후 용접 실시

플로어 트러스 설치 시 발생 문제점

1. 파이프의 접합 난해 : 심 플레이트(shim plate) 삽입 해결

2. 가접합 기간 중 하중변화 예상 : 와이어 2중 결속

- 플로어 셸 설치

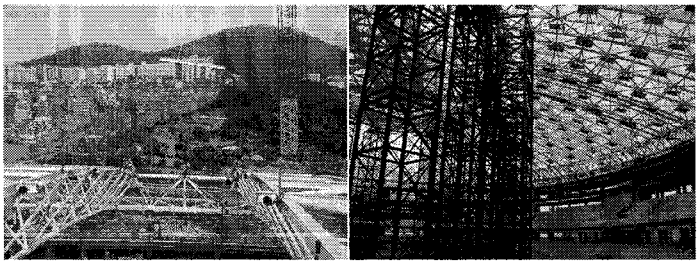


그림 3.6.99 플로어 셸 설치

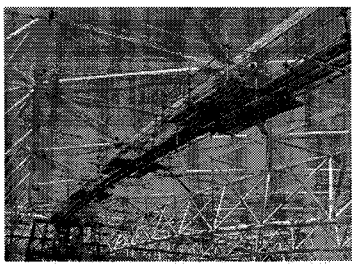


그림 3.6.100 브릿지형 달비계

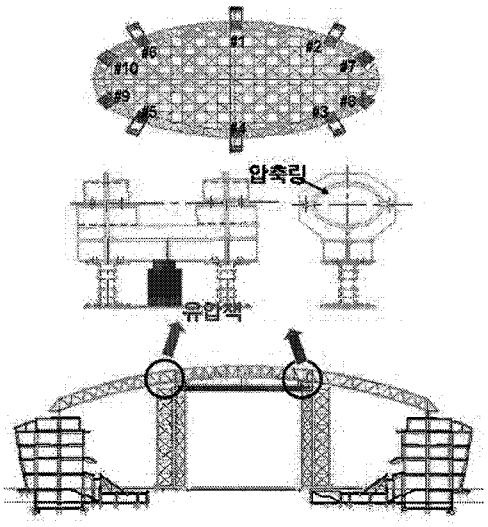
공기와 비용을 고려하여 달비계(360개소) 설치 : 이동시 H-빔 상용으로 작업성이 난해하나 하중경감, 비용 저렴함. 작업 안전 확보를 위해 안전망 및 안전로프 설치

stage 7 : 루프 잭 다운

공사기간 : 2004.12.15~2004.12.16

투입인원 : 62명

투입장비 : 50tf H/C



순서	단계별 jack down 량 (mm)			총 jack down 량 (mm)		
	Tower 1.4	Tower 2.3.5.6	Tower 7-10	Tower 1.4	Tower 2.3.5.6	Tower 7-10
1				0	0	0
2			10	0	0	10
3		15		0	15	10
4	30			30	15	10
5			15	30	15	25
6		10		30	25	25
7	20			50	25	25
8		10		50	35	25
9			10	50	35	35
10	30			80	35	35
11		10		80	45	35
12			10	80	45	45
13		10		80	55	45
14	15			95	55	45
15			제거	95	55	
16		25		95	80	
17	25			120	80	
18		20		120	100	
19	15			135	100	
20		15		135	115	
21	15			150	115	
22		제거		150		
23	제거					

그림 3.6.101 루프 잭 다운

- 잭 다운 준비



그림 3.6.102 잭 다운 준비

② 잭 다운

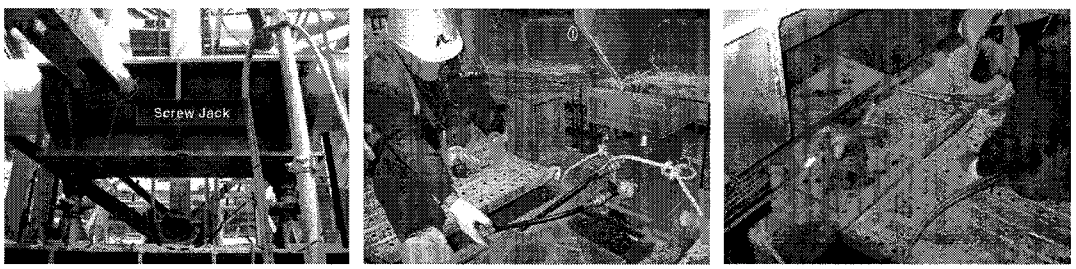


그림 3.6.103 잭 다운

1. 잭 업 후 스크류 잭 내림(플레이트 제거)으로 1회 잭 다운

2. 각 벤트 별 대칭으로 사전 계획한 순서에 의거 잭 다운

3. 심 플레이트 완전 제거된 경우 잭 다운 완료

- 잭 다운후 탄성 PAD변형 측정

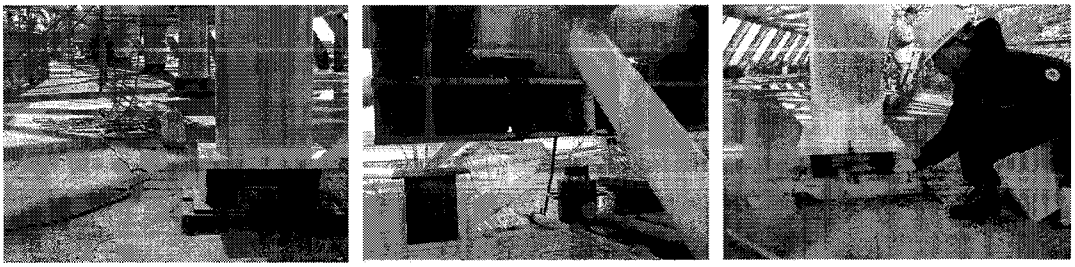


그림 3.6.104 탄성 PAD변형 측정

최대변위 발생량 : 36*mm* (예상값 54*mm*)

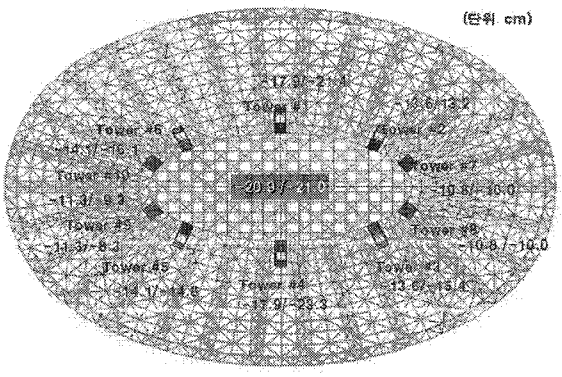
- 벤트 해체



그림 3.6.105 벤트 해체

타워 완전 해체 : 20여일 소요

- 잭 다운 후 이너 루프의 처짐



No.	예상치	결과치
1	-17.9	-21.4
2	-13.6	-13.2
3	-13.6	-15.4
[illegible]	[illegible]	[illegible]
5	-14.1	-14.8
6	-14.1	-16.1
7	-10.8	-10.0
8	-10.8	-10.0
9	-11.3	-8.3
10	-11.3	-9.3

그림 3.6.106 잭 다운 후 이너 루프의 처짐

예상 값보다 최대 54*mm*(#4 tower)의 추가 처짐이 발생하였으나, 스팬 대비 1/2480 수준으로 수용할 수 있는 결과임

stage 8 : 인장링 스터드의 조정

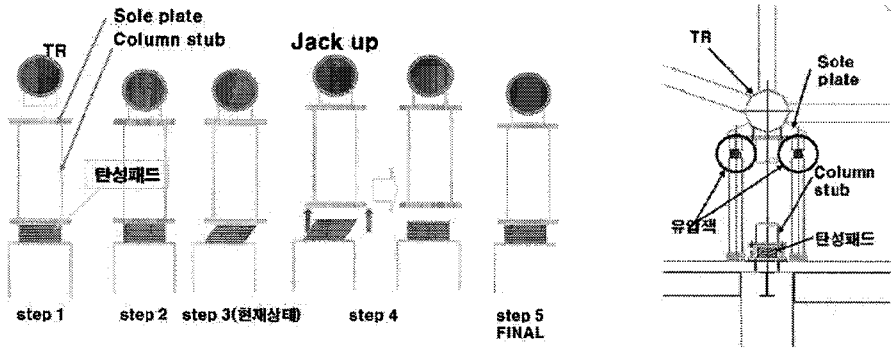


그림 3.6.107 인장링 스터드의 조정

공사기간 : 2004,12.17~2004.12.22

투입인원 : 30명

- 탄성 PAD 재조정

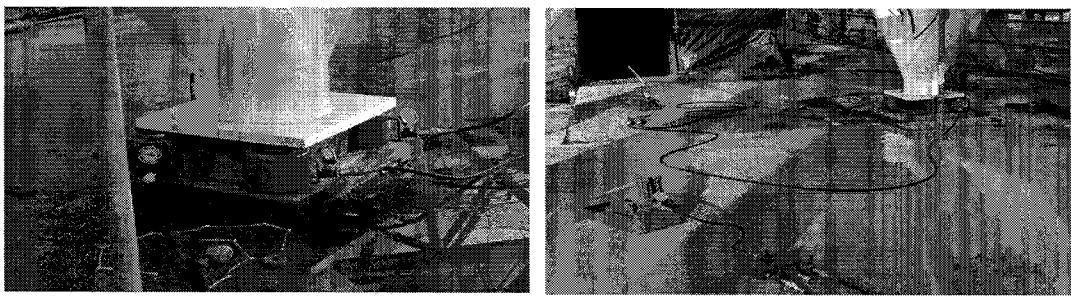


그림 3.6.108 잭 다운으로 변형된 탄성 PAD재조정

잭 업으로 인한 국부 응력 방지를 위해 양옆 스터드를 사전 잭 업 실시 후 해당 스터드를 잭 업 실시

- 철골 돔 완료 후 전경

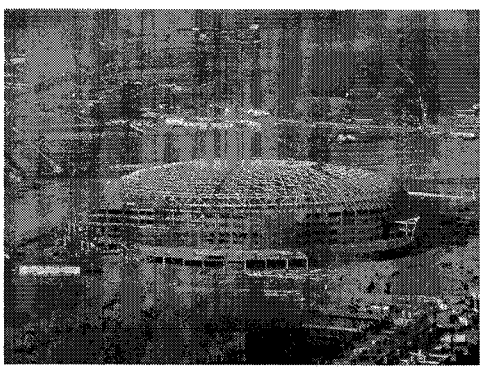


그림 3.6.109 돔 완료 후 전경

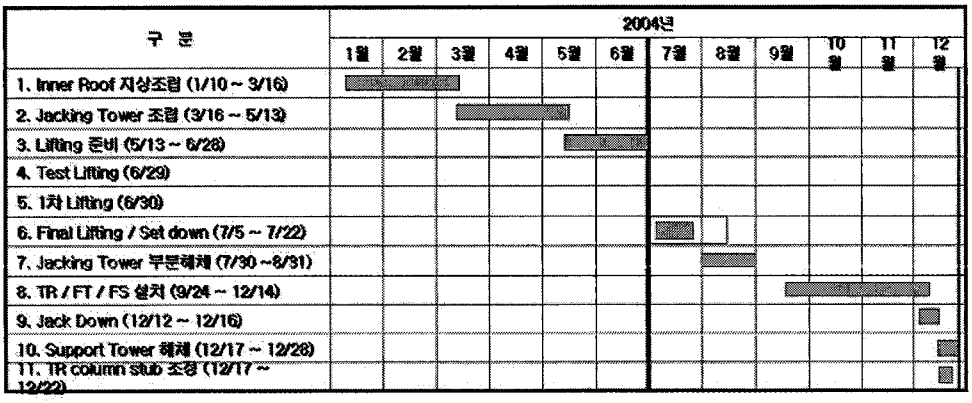


그림 3.6.110 지붕 철골 세우기(erection) 실시공정표

공사기간 : 2003.12.25 기초공사 시작~2004.12.28 벤트해체 완료(약 365일 소요)

투입인원 : 작업인원/14,442명

engineering/대우건설기술연구소, TGP평균 3명 상주/Atkins 1인 상주감리

lifting장비/ PSC- 평균 3명 상주

투입장비 : 100*tf* C/C, 140일 사용(약 5개월), 350*tf* C/C 88일 사용 (약 3개월)

400*tf* C/C 112일 사용 (약 4개월), 450*tf* C/C 35일 사용 (약 1개월)

50*tf* H/C 465일 사용

표 3.6.32 시공 후 유지관리, 계측

기기명	모델명	수량	계측내용	비고
유지관리 변형률계	SM-5	24EA	상부트러스 응력변화 측정	
변위계	P-25B	1EA	트러스하부 탄성받침 변위측정	
정적자동 계측기	CR-10X BACE	1SET	정적센서 데이터 측정 및 저장	

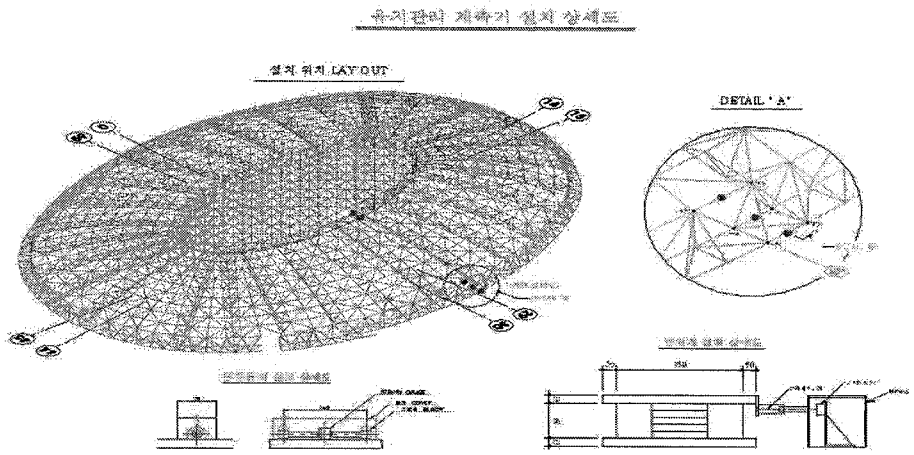


그림 3.6.111 유지관리 계측기 설치 상세도

- 대공간 철골 공사 시 검토 사항

구조설계 검증방안 및 안정성검토, 제작오차 축소방안

가설계획/ 가설재에 대한 연구

세우기 계획/ Eng.에 대한 안전성 검증

철골 접합방법/ 용접시 오차한계 난이

용접방법 및 품질관리 계획/ 부재선정고려, 코드 검토

유지관리/ 계측, 청소 및 보수 고려

(5) 제주 컨벤션 센터 시공기법 사례(블록 방식)

(가) 건축개요

건물규모는 지하 2층, 지상 5층이며 건물 최고높이는 34.9 m의 철골구조로 건물의 용도는 지하층은 전시장, 주차장, 카페테리아이며, 지상층은 회의 및 공연시설, 레스토랑, 커피숍으로 구성되어 있고, 2000년 5월 철골 1절 설치를 시작으로 2000년 11월에 루프 트러스 설치를 착수하였으며 2001년 1월11일에 상량식을 거행하며 철골 구조체 공사를 완료하였다. 그 후 루프 트러스 하부에 설치되는 캣워크 등의 잡철공사 등의 최종 마무리는 2001년 2월말에 이루어졌다.

(나) 구조개요

① 구조개요

표 3.6.33 구조개요

구 분	층 고	기본 모듈	구조 방식
지상층	4.5~4.8m	8.5×8.5m	철골조
지하층	5.0~5.5m	8.5×8.5m	R.C조+철골조

② 사용재료의 종류 및 강도

표 3.6.34 사용재료의 종류 및 강도

구분	재질	규격	강도	용도
파이프	SM 490A SPS 400	∅600×40T	F_y=3,300kg/cm^2	mega column 하부 수평 truss canopy
철판/BH용	SM 490A SS 400	12T~60T	F_y=3,300kg/cm^2	일반 column beam, girder 루프 트러스
철판/소부재	SM 490A SS 400	6T~60T	F_y=3,300kg/cm^2	각종 소부재
형강	SM 490A SS 400	H-900×300 H-100×100외	F_y=3,300kg/cm^2	일반 column beam, girder truss 외

③ 구조방식

수직하중 : 슬래브, 보, 기둥으로 구성된 프레임구조가 부담

수평하중 : 보와 기둥으로 구성된 프레임구조가 수평력을 전달하는 모멘트 연성골조(moment resisting frame)방식으로 지지

철골구조

- mega column : $\varnothing 600 \times 30 \sim 40t$ (최대높이 $37m$) 수평하중지지 및 커튼월 back structure 지지 역할
- 루프 트러스(roof truss) : W : $6.6m$ 프랫트러스(최대길이 $90m$) 지붕하중지지 및 컨퍼런스홀($h = 12.6m$)의 이동식칸막이 하중지지 역할

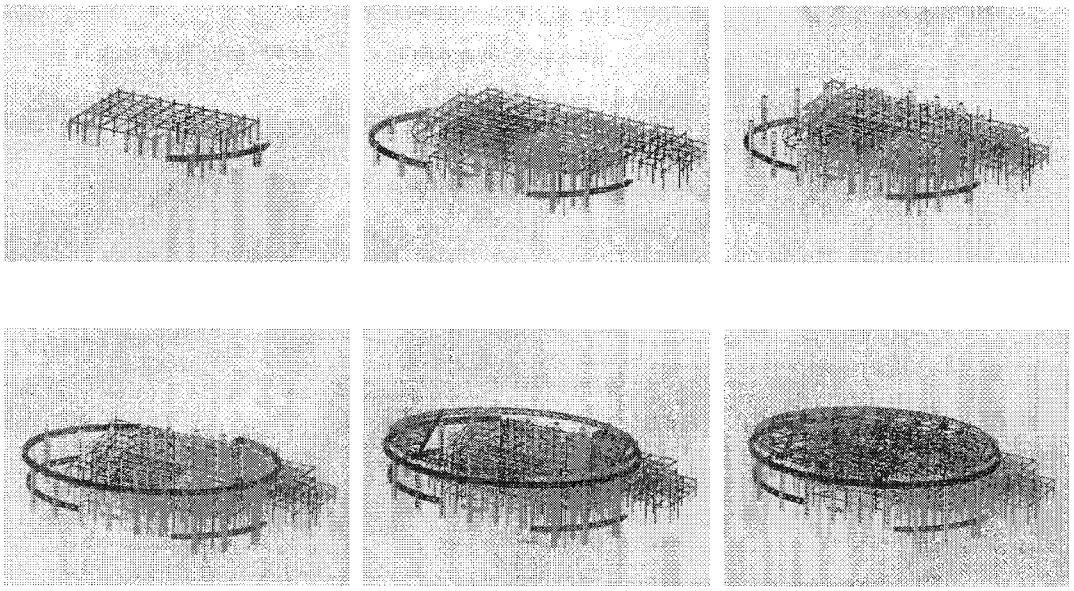


그림 3.6.112 설치과정

(다) mega column 공사

① 개 요

mega column에는 두 가지 기능이 있는데 하나는 건물 외부 커튼월 back structures 및 유리 등 큰 하중을 지지하는 것이고, 다른 하나는 컨퍼런스홀 주위의 각종 하중을 지지하는 것이다. mega column은 기초까지 연결되어 큰 축하중을 매트 기초에 직접적으로 전달한다.

슬래브의 단면에 대해서는 반드시 수직하중을 부담할 필요는 없으나, 수평 안정성 확보를 위해 수평지지 부재를 설치하였다.

- 규격 : $\varnothing 600 \times 30 \sim 30t \times 10m$ (분절 시)
- 폭 : $1.8m \times 1.8m$
- 최대높이 : $37m$
- 최대중량 : $60tf/Pcs$
- 전체수량 : $17Pcs$

② 공장제작

당초 mega column 분절계획은 1부재 당 약 30톤으로 제주 육상운송에 문제가 있으며, 또한 설치 시 과다 장비 투입이 요구되어 효율적인 시공관리를 위해 재분절하여 분절 시 최대 단위중량이 16.5*tf* 을 넘지 않도록 하였다.

제작에 있어 자동 가스절단(auto gas cutting) M/C 절단을 위해 파이프 코스터(coster)를 별도 공장제작하여 사용 하였으며 터닝 머신을 이용한 CO2 용접방법으로 시행하였다.

mega column 제작 과정

- 파이프 코스터 M/C를 이용하여 파이프 래티스재를 자동가스절단하고 베이스 플레이트 및 상부 캡 플레이트를 터닝 M/C를 이용하여 CO2(반자동) 용접을 하였다.
- 2개의 파이프 기둥재를 정반위에서 가조립 후 1차 CO2 용접을 시행한 후, 파이프 래티스를 기 용접된 2개의 기둥재 위에서 가조립을 하여 래티스재와 본용접작업을 하여 기둥인 mega column 1 set를 최종제작 완료하였다.

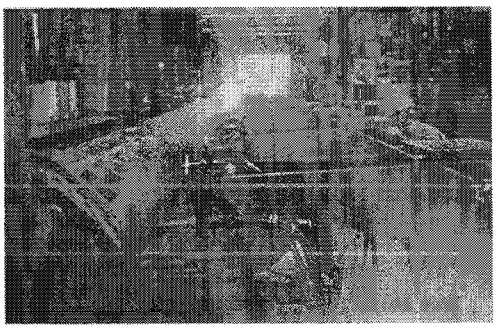


그림 3.6.113 파이프 래티스 절단광경



그림 3.6.114 터닝 M/C 이용광경

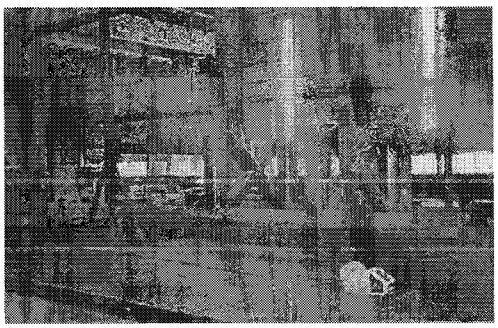


그림 3.6.115 래티스 가조립 광경

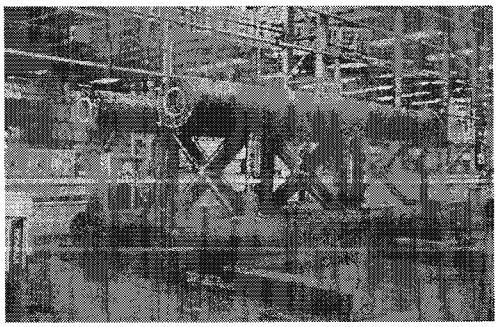


그림 3.6.116 최종 완료 상태

③ 현장설치

전체 타워크레인 3대 중 1호기를 제외한 2호기(Wolf 600 EL/30 tf)와 3호기 (Liebherr 1250 HC/40 tf) 2대를 이용하여 mega column 양중에 이용하였다.

mega column 양중에 이용한 타워크레인의 주요 제원은 아래와 같다.

- 2호기 (30tf) : 32m-20.0 tf, 60m-9.7tf
- 3호기 (40tf) : 30m-36.0 tf, 79m-10.5tf

총 17Pcs의 mega column 설치기간은 2000년 8월말에 착수하여 2000년 11월초에 설치를 완료하여 약 2.5개월의 공기가 소요되었다.

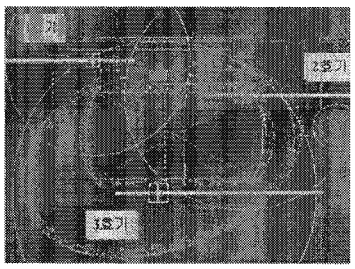


그림 3.6.117 타워크레인 배치현황 1

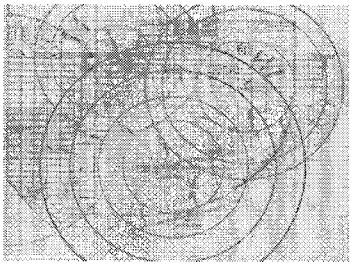


그림 3.6.118 타워크레인 배치현황 2



그림 3.6.119 mega column 내부 전경

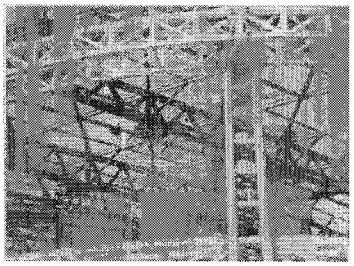


그림 3.6.120 mega column 상부

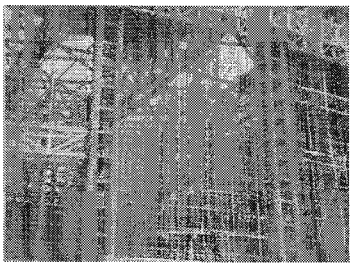


그림 3.6.121 mega column 외부 전경



그림 3.6.122 상부 처마 트러스 접합

(라) 루프 트러스공사

① 개 요

주요 지붕구조는 메인 트러스, 횡방향 지지를 위한 보, 수평 브레이스로 구성되어 있으며, 메인 트러스는 경사진 격자선을 따라 17m마다 1개씩 설치되었다. 지붕구조는 chadeck 시스템의 지붕구조 적용에 의해 별도의 중도리가 없다.

구조개요

지붕구조의 테두리에는 메인 트러스를 지지하기 위해 mega column들이 외주부에 설치되며 수평트러스의 수직트러스들이 mega column의 최상부를 보강시켜 주고 있으며, 모든 구조부재는 풍동실험 및 구조계산에 의해 결정되었다.

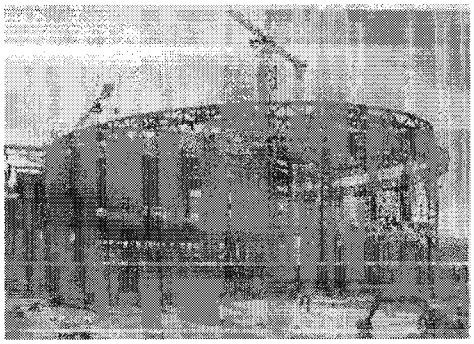
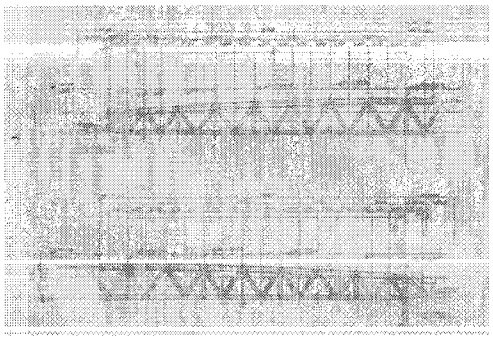



그림 3.6.123 구조개요

외부 마감은 대부분이 유리 커튼월로서, 대형부재의 mega column은 지붕을 지지할 뿐만 아니라 아래의 그림과 같이 이러한 커튼월도 지지하게 된다. 따라서 커튼월의 최상부로서 커튼월 설치를 위한 탑 플레이트가 설치되는 Eave 트러스 또한 구조적으로 중요한 부재로서 수직트러스와 수평트러스가 테두리를 따라 설치되었다. 처마 트러스는 상기에서 언급하였듯이 curtain wall back structure의 수평시스템(horizontal system)을 지지하는 트러스로서 커튼월에 가해지는 프리텐션(pre-tension)이 처마 트러스에 직 하중으로 작용하게 된다.

처마 트러스와 mega column을 모델링하여 고정하중, 풍하중, 프리텐션 하중 등을 재하하여 검토하였으며, 최대 수직변위는 $7.92m$, 1/466의 변위량으로 처짐제한 1/300 이내에 속하도록 설치되었다.

② 공장분절제작

현장 설치시의 장비제원 및 제작부재 핸들링을 위해 수직 및 수평 동시 분절하여 제작하였으며 이를 현장에서 기 조립 후 설치하였다. 루프 트러스 전체수량은 총 $9Pcs$ 로 좌우 대칭을 이루고 있으며, 대부분의 트러스를 수평분절하여 분절 시 중량을 $17tf$미만으로 제작하였다.

표 3.6.35는 루프 트러스의 분절제작 현황을 나타내는 것으로서, 부재의 크기가 가장 적은 MT1과 MT9 (평면상 좌우측 끝부분)를 제외한 모든 부재는 수직분절 및 수평분절을 하였으며, 최대 7분절까지 제작하였다.

표 3.6.35 루프 트러스 분절 제작 현황

truss	size ($W \times L$)	weight (tf)	수직분절 (Pcs)	수평분절 (Pcs)	분절시 중량(tf)	비고
MT 1,9	3.4×37.0	28.4	2	없음	15.1	일체제작
MT2	5.1×65.7	93.5	5	상하	11.3	분절제작
MT3	5.6×80.1	106.3	7	상하	11.5	분절제작
MT4	6.2×87.6	126.0	7	상하	12.8	분절제작
MT5	6.6×90.0	125.6	7	상하	13.9	분절제작
MT6	6.6×87.6	121.6	6	상하/좌우	16.9	분절제작
MT7	6.3×80.1	104.6	5	상하	12.5	분절제작
MT8	4.3×65.7	80.6	4	상하	11.3	분절제작

BH 제작은 서브머지드 용접으로 하였으며, band saw 및 가스절단 M/C를 이용하여 절단하였고 용접은 butt 용접의 경우 CO2 반자동 용접(R.T검사)을 하였으며 래티스재 경우도 마찬가지로 CO2 반자동 용접으로 시행하였다.

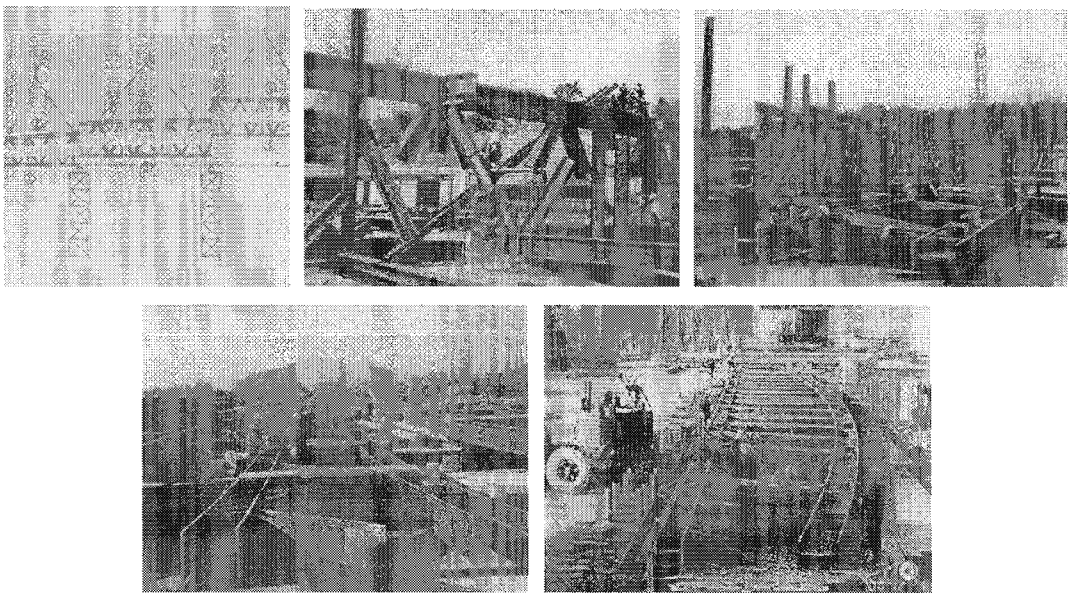


그림 3.6.124 제작과정

③ 현장설치

루프 트러스의 현장설치 순서는 아래의 그림과 같이 지붕 외곽 라인의 처마 트러스를 기 설치된 mega column 상단에 우선 설치한 후 루프 트러스 9개인 MT 1~ MT9를 서브 트러스와 병행하여 좌우측 양끝단부에서 중앙부 방향으로 설치하였다. 루프 브레이스, 거더, 빔은 루프 메인 트러스 설치순서에 따라 병행하였다.

루프 트러스 1 set의 단위부재에 대한 설치순서는 측량에 의해 정 위치에 가설

벤트를 설치한 후 벤트 상부에 트러스 조립구대 및 레벨 조정용 잭을 설치하여 각각의 트러스를 일방향으로 설치하였다. 가설치 후 잭으로 캠버 및 레벨을 조정하여 1차 고정시킨 다음 상현재를 동일방향으로 설치해 나가면서 래티스를 연결하여 긴결시키고 잭으로 레벨을 2차 고정시킨 후 서브 트러스, 거더, 빔 등을 설치하여 X, Y 방향의 길이를 조정하여 고정시켰다. 그 후 전체를 설치하고 레벨 및 캠버 검사를 실시하고 용접, 볼팅 등 긴결 작업을 하여 루프 트러스 1 set에 대한 설치를 완료하였다.

루프 트러스 하부에 지지되는 각종 구조물, 캣워크, lighting bridge, 투광실 등의 설치를 완료하여 잡철공사까지 완료한 후 트러스를 지지했던 가설 벤트를 해체함으로서 모든 설치공정을 마치게 되었다.

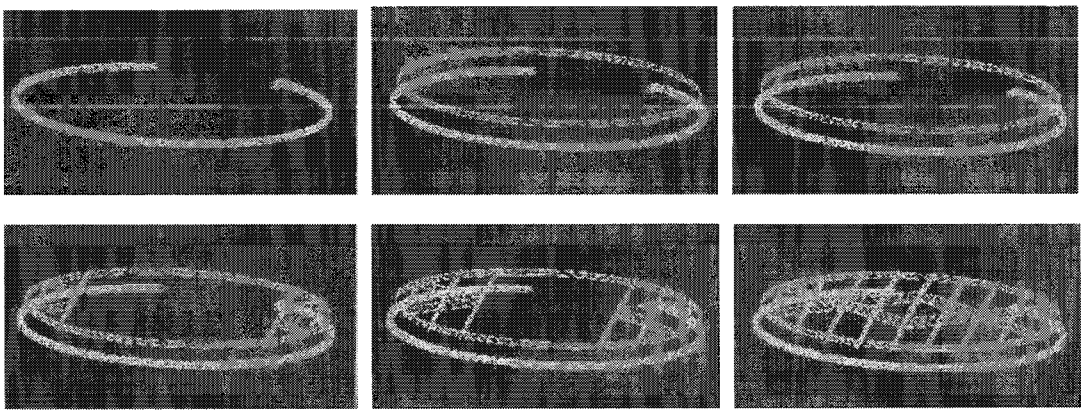


그림 3.6.125 트러스 설치 과정

루프 트러스 설치시의 중점관리사항으로 자중에 의한 트러스처짐, 설치 후 현장용접에 의한 수축(조인트 별1~2mm 수축예상, 전체 2~5mm수축예상), 현장 용접시 부재의 뒤틀림 예상 등으로, 처짐에 대해서는 상기에서 언급한 가설 벤트설치로 벤트와 부재사이에 유압잭을 사용하여 긴결작업을 하여 처짐을 최소화 하였으며, 조인트에서 수축보전을 하고 최후의 조인트에서 정확한 치수로 조정하여 용접수축에 대해 대비하였다. 또한, 뒤틀림에 대해서는 상현재와 하현재를 공장에서 제작 및 가조립(지조립)을 실시한 후 용접 전 검사성과에 따라 뒤틀림을 최소화 하였다.

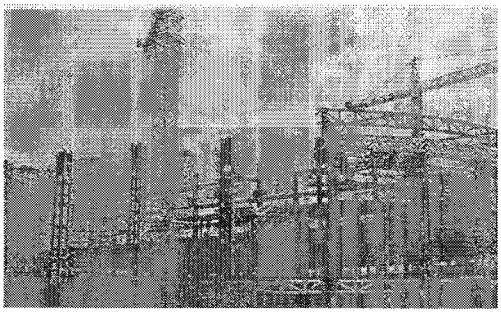


그림 3.6.126 처마 트러스 설치 전경

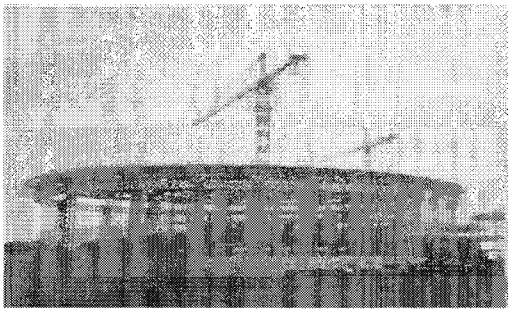


그림 3.6.127 루프 트러스 설치 전경

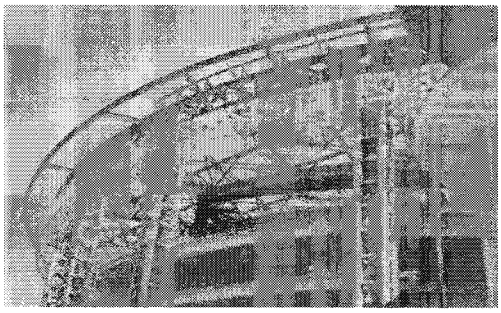


그림 3.6.128 처마 트러스 및 링 트러스 전경

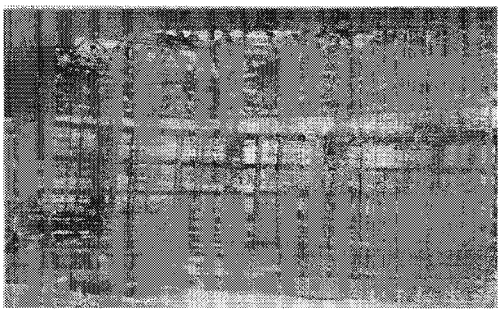


그림 3.6.129 루프 트러스 및 가설 벤트 전경

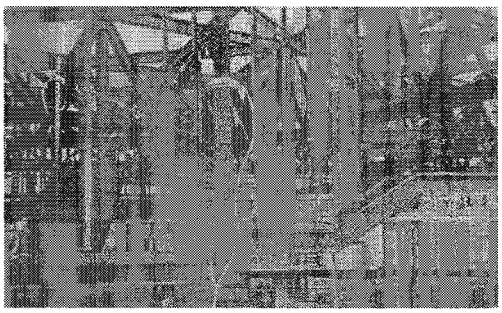


그림 3.6.130 캣워크 설치 전경



그림 3.6.131 루프 트러스 하단부 안전망

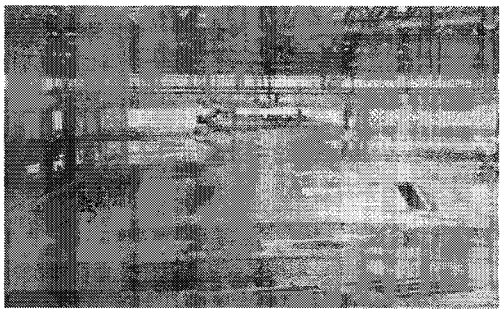


그림 3.6.132 컨퍼런스홀 천장부위 철골 전경



그림 3.6.133 조명 브릿지 설치 전경

(마) 동남권 유통단지 스카이 파라솔 케이블 돔 시공 사례

① 공사 개요

공사명 : 동남권 가블럭 건립공사 중 지붕 케이블돔 공사

위치 : 서울특별시 송파구 장지동 일대

용도 : 커뮤니티 광장의 지붕 조형시설

시스템 : 케이블 막 + 철골 링보 시스템

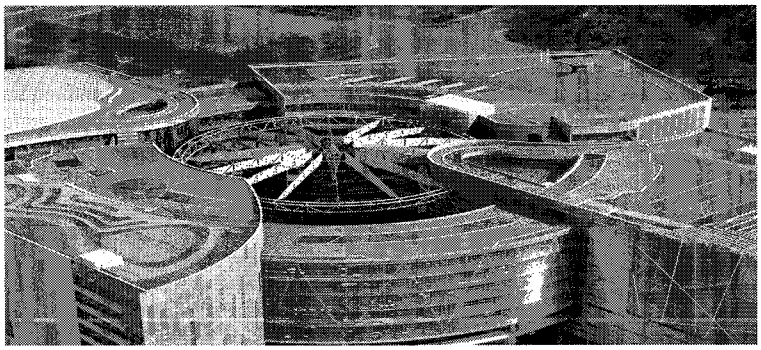


그림 3.6.134 케이블 돔 조감도

② 스카이 파라솔 케이블 돔 개요

케이블돔구조는 압축재인 포스트가 인장재인 케이블에 의해 부재별로 지지되어 전체구조시스템을 형성하며, 구조해석적으로 케이블의 초기장력과 대변위를 고려하기 위한 기하학적 비선형 해석을 수행해야한다. 또한 케이블돔은 무지주대공간 구조이지만, 케이블이라는 사용재료의 특성상 강성이 크고, 부재가 경량이기 때문에 주기가 짧은 지진보다는 주기가 비교적 긴 바람의 영향이 보다 크게 영향을 미친다고 볼 수 있다.

- 스카이 파라솔의 구조시스템 및 규모

스카이 파라솔 케이블돔 구조는 4개동으로 구성된 가블럭 건축물의 중앙부 광장 상부에 지붕구조물 형태로 설계되었다. 그렇지만 건축면적의 제약상 비나 눈을 막을 수 있는 지붕은 없고, 대신 수직 막재가 설치되어 있다.

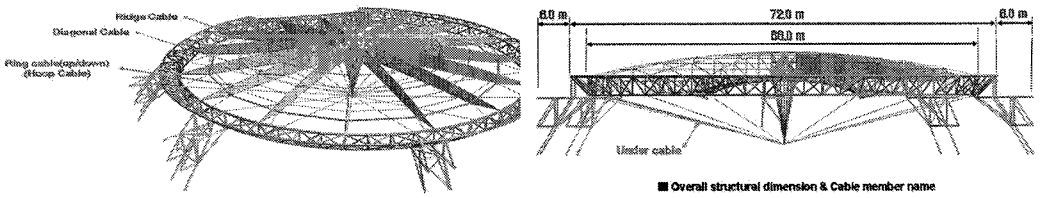


그림 3.6.135 스카이파라솔의 구조시스템 1

- 스카이 파라솔 구조시스템의 형태

스카이 파라솔은 크게 브래킷, 압축링트러스, 케이블+막구조의 3개 부분으로 나눌 수 있다. 이중 브래킷은 4개동으로 이루어진 주 구조물과 압축링트러스를 연결하는 역할을 하고, 압축링트러스는 내부 케이블의 초기장력에 의한 인장력에 대해 압축력으로 저항(지지)하는 역할을 한다. 또한 내부의 케이블+막구조는 본 스카이 파라솔의 주 구조재의 역할을 수행하는 부분으로서 케이블에 초기장력을 도입하고 수직막을 설치하여 대경간을 지지할 수 있는 구조시스템이다.

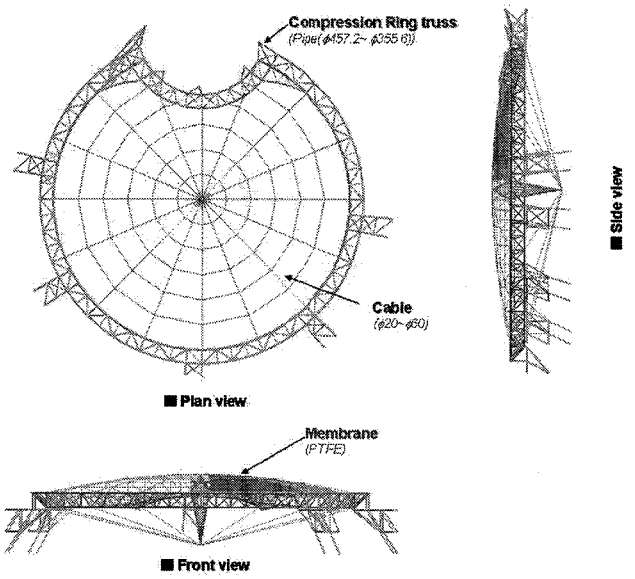
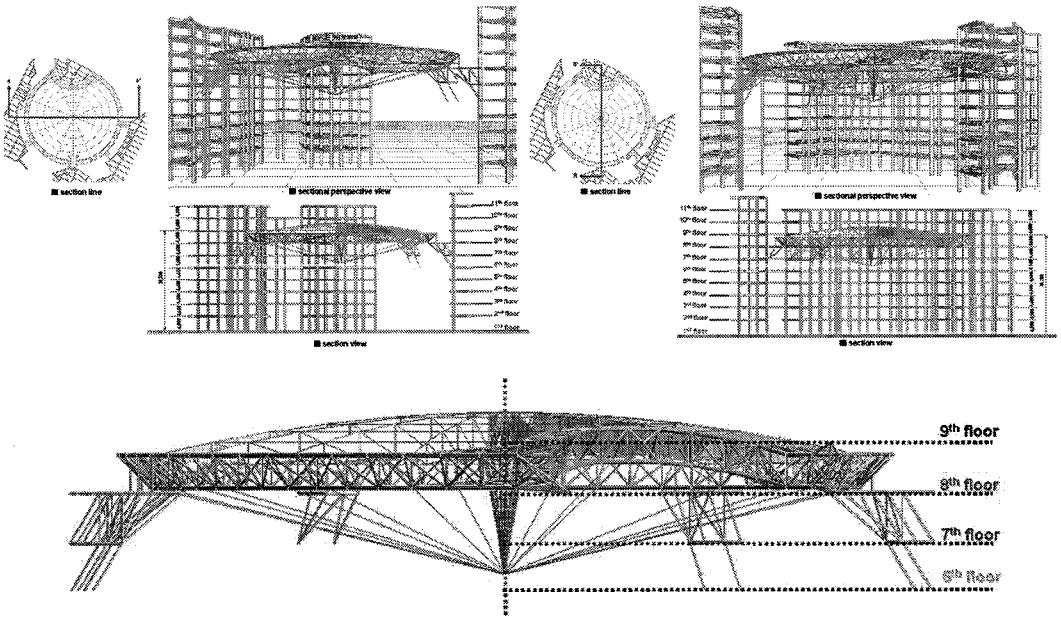


그림 3.6.136 스카이파라솔의 구조시스템 2

스카이 파라솔의 링트러스를 지지하는 브래킷은 2개 층에 걸쳐 본 구조체와 연결되어있다. 위 그림에서 알 수 있듯이 브래킷의 최하부층 지지트러스는 6층에 지지되며, 이후 7층, 8층에서는 본 구조체에 매설되어 연장된 파이프와 이 파이프보를 연결한 트러스 구조물이 브래킷 트러스 시스템을 구성한다.

주요 파이프트러스에서 연장되어 본 구조체에 직접 연결되는 트러스는 8층, 9층바닥면에 연결되어진다.



■ section view & floor level

그림 3.6.137 스카이파라솔의 구조시스템 3

- 스카이 파라솔의 구조시스템의 구성

스카이 파라솔구조물은 케이블에 의해 지붕구조물이 지지되는 케이블돔구조시스템이다. 지붕구조물로 주로 사용되는 케이블과 막에 의한 구조물이 중앙에 위치하고, 케이블의 인장력을 지지하는 외부 압축링트러스가 위치하게 된다. 또한 링트러스에 의해 지지되는 지붕구조를 본 건물구조체에 연결시키는 브래킷으로 구성된다.

케이블+막 지붕구조는 인장구조시스템으로 설계하며, 링트러스 구조부는 보로 해석 및 설계하며, 브래킷은 구조적 역할에 따라서 보와 트러스로 모델링하여 해석 및 설계를 수행하였다.

본 연구과정에서는 위 모든 구조적 요소를 하나의 모델로 모델링하여, 전체구조물을 동시에 해석하여 해석결과를 바탕으로 부재 설계를 수행하였다.

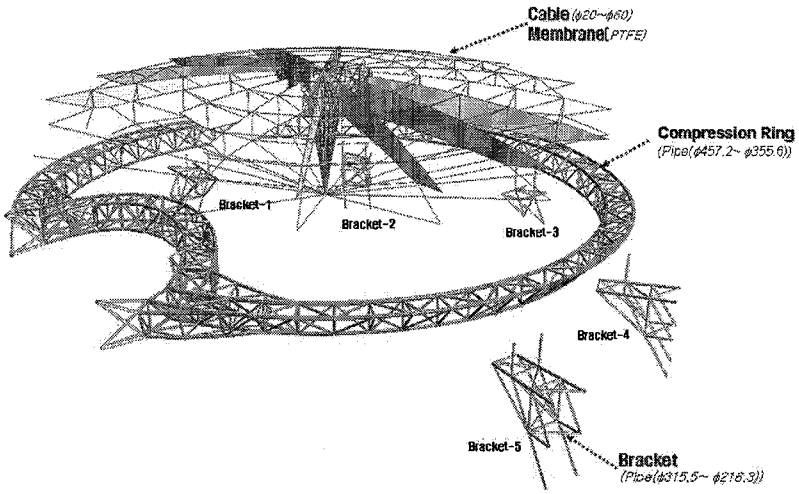


그림 3.6.138 스카이파라솔의 구조시스템 4

③ 스카이 파라솔 케이블 돔 시공과정

- 링트러스를 위한 가설 서포트 설치

스카이 파라솔의 파이프 철골 링트러스는 압축력을 받는 링트러스는 지상 8층에서 9층 사이에 놓이게 된다. 따라서 고소작업이 요구되며, 본 구조물의 구조체 및 외장시공이 이루어진 후 공사를 시작할 수 있다.

따라서 파이프 철골 링트러스는 본 구조체와 동시에 설치할 수 없기 때문에 부득이하게 가설 서포트의 지지대 위에 링트러스를 얹히게 된다. 이러한 시공방법 및 절차는 무지주 대공간구조물의 지붕 등의 구조물에 대한 시공방법으로 일반적으로 널리 사용되는 방법이다.

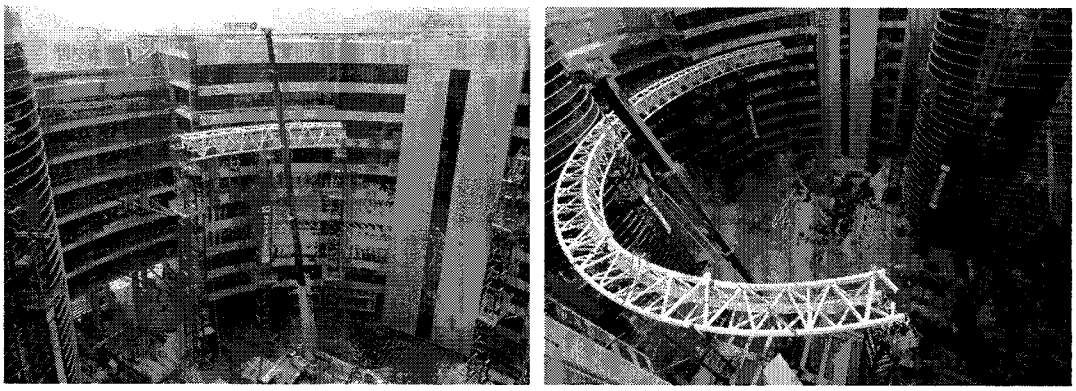


그림 3.6.139 링트러스를 위한 가설 support 설치

- 링트러스의 조립

가설지지대의 지지를 받아가며, 공장에서 미리 제작되어 현장에 반입된 철골 링트러스를 크레인으로 인양하여 주구조체에 미리 시공된 브래킷위에 철골링트러스를 올려놓는다. 이러한 조립과정을 통해 나머지 링트러스도 정해진 위치의 브래킷 위에 올려놓고 접합부를 용접 등의 방법으로 조립한다.

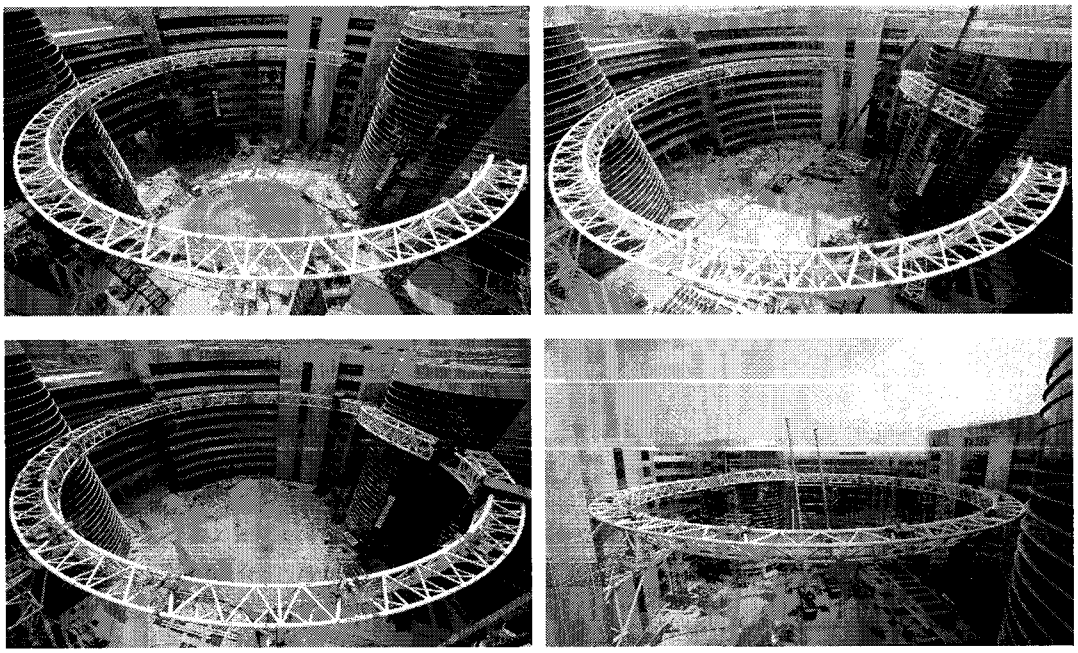


그림 3.6.140 링트러스의 조립

- 케이블, 포스트의 선조립

스카이 파라솔의 내부는 케이블과 포스트의 복합구조로 이루어졌다. 그리고 구조물이 지상에서 고공의 위치에 있기 때문에 상부에서 케이블 및 포스트를 모두 설치하는 것은 시공과정상 위험성이 따르게 된다. 따라서 안정성 및 시공성의 확보를 위해 케이블과 포스트를 지상에서 미리 조립하여 링트러스까지 인양한다.

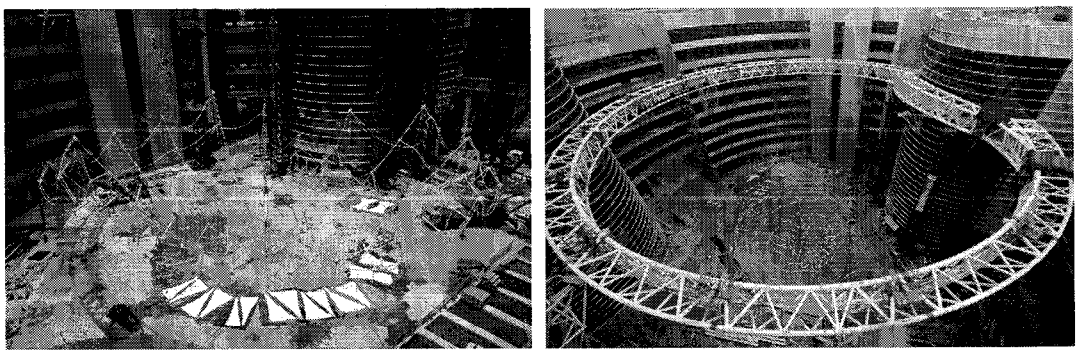


그림 3.6.141 케이블, 포스트의 선조립

- 조립된 케이블의 인양

선조립된 케이블과 포스트를 링트러스가 위치한 상공으로 인양한다. 이때 인양하기 위한 오일잭은 철골트러스 상단부에 미리 설치하여 준비한다.

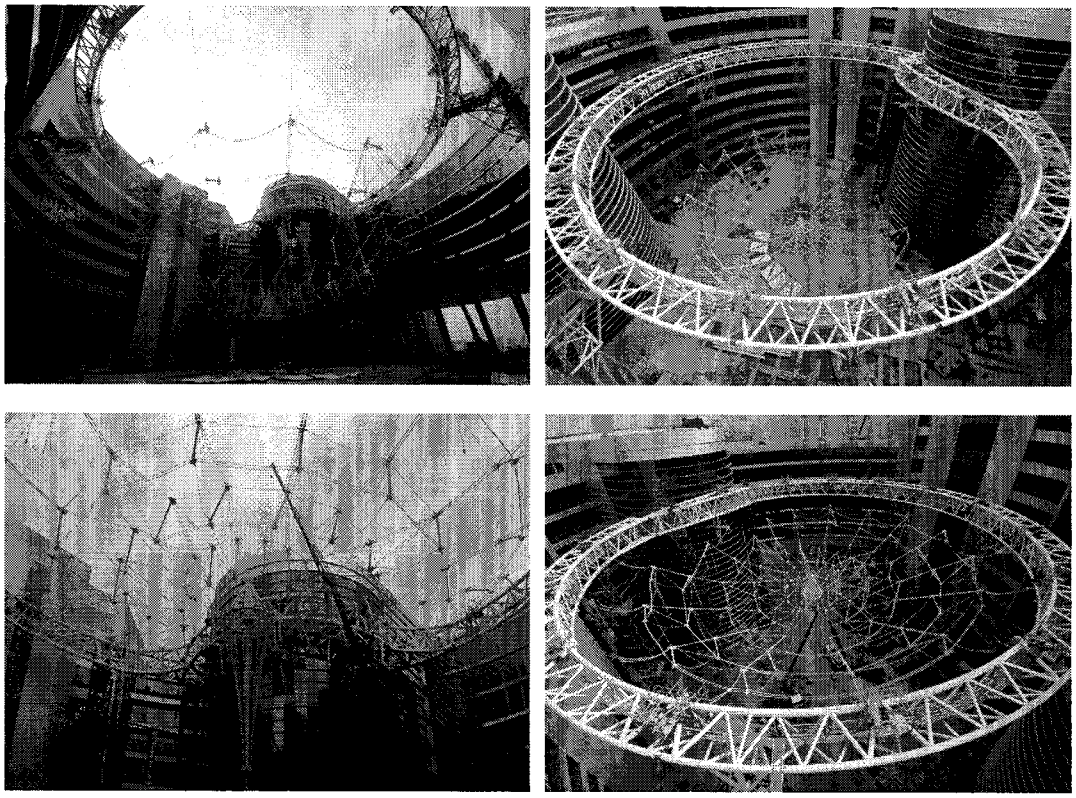


그림 3.6.142 조립된 케이블의 인양

- 하부 인장케이블 초기장력 도입
- 케이블 돔 초기장력 도입완료 및 상부 막구조 설치
- 막 구조 설치 완료

※ 현재 스카이 파라솔 케이블 돔은 시공 중에 있으며 케이블 선조립~하부 인장케이블의 초기장력 도입 단계의 과정은 진행 예정임.

(바) 옥천연수원 지붕구조물 시공 사례

옥천연수원은 충남 옥천군에 소재한 종교시설로 지붕구조체의 주 구조시스템은 철골파이프와 하현 케이블에 의한 철골트러스시스템이며, 지붕재료는 막구조가 사용되었다.

① 공사 개요

규모 : 폭 60m, 길이 80m

구조시스템 : 철골아치트러스 복합구조

지붕재료 : 막구조

용도 : 집회 및 종교시설

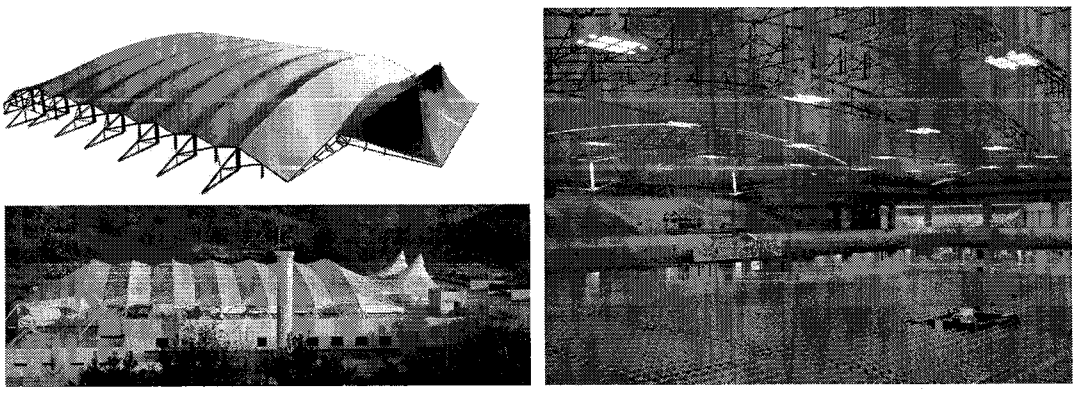


그림 3.6.143 옥천연수원 개요

② 구조시스템

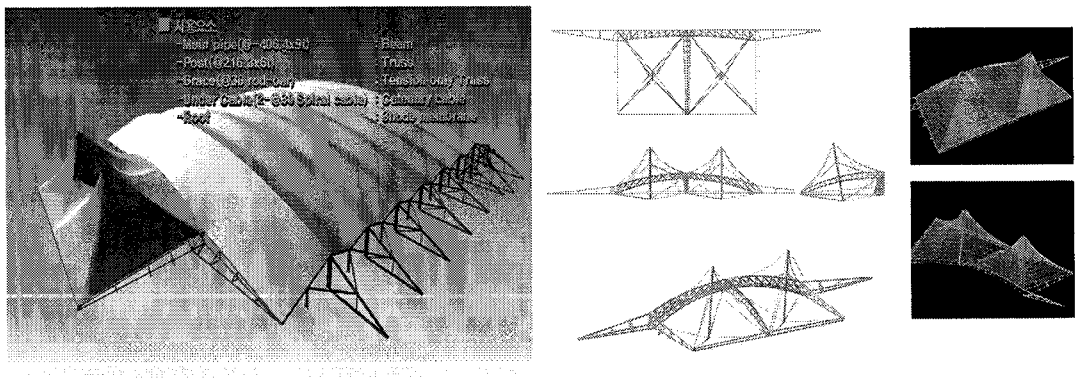


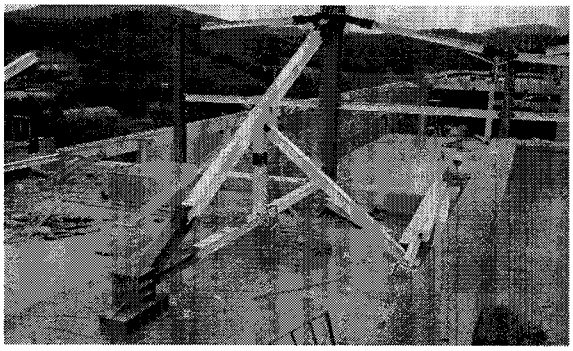
그림 3.6.144 구조시스템

철골 아치파이프와 포스트, 하현케이블로 이루어진 메인 프레임에 지붕구조체 지지

- 메인 프레임을 횡으로 지지하는 아치 파이프를 도입.
  막구조 고유의 가볍고 날렵한 느낌
  부재수를 저감하여 내부 수용인의 심리적 불안감 해소
  캣워크, 조명, 소방설비 등의 설치 및 제작성 향상
- 미적 디자인을 고려하여 전면부를 설계하였음
  cone type membrane shape
  3D 아치-트러스

③ 시공과정

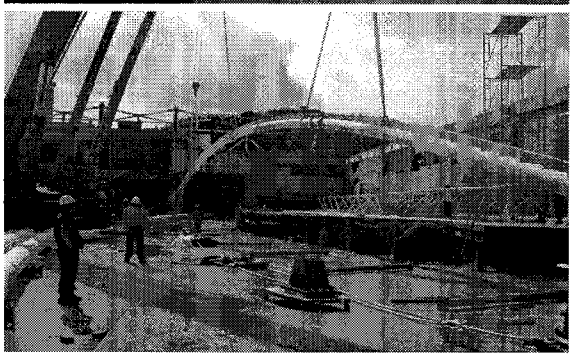
- 주각부 헌치 철골조립



기존 구조체의 지붕옥상층에 철골부재에 의한 주각부 설치



주 아치트러스가 위치할 지점에 설치된 주각부를 횡방으로 보강



주 아치 철골파이프의 조립



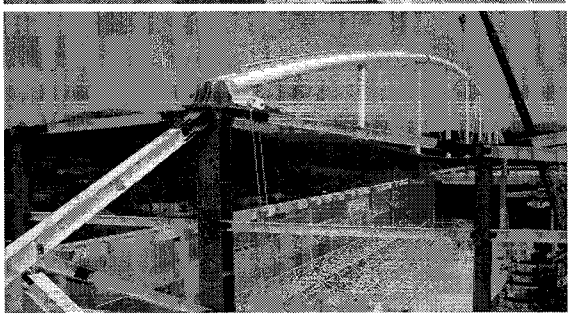
포스트 및 하현케이블 조립

그림 3.6.145 주각부 헌치 철골조립

- 철골파이프 아치트러스 조립 및 인양



크레인에 의한 조립된 아치트러스 인양



주각부와 아치트러스 접합



아치트러스 설치



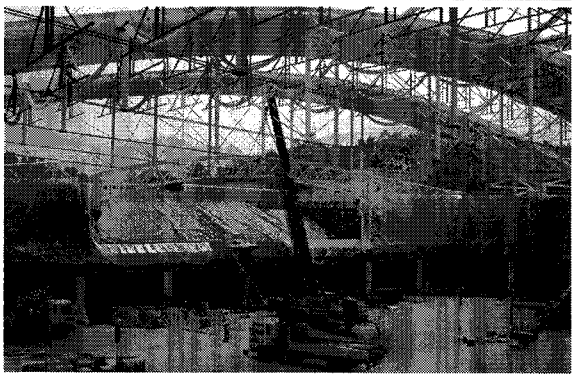
아치트러스를 횡방향을 지지하는 철골아치 설치

그림 3.6.146 철골파이프 아치트러스 조립 및 인양

- 지붕막 설치



지붕막재 펼침



막재와 아치트러스 접합 및 초기장력 도입



아치트러스의 막재 설치완료



전면부 막재 설치



막재설치 완료

그림 3.6.147 지붕막설치

4. 연성구조 시스템의 시공기법

대공간 구조시스템은 일반적으로 자중을 최소화하고 부재내력의 효과적인 사용이 매우 중요하다. 따라서 준공후의 외력에 관한 구조적 거동에 관한 파악도 중요하지만 시공 중의 거동에 대한 파악도 매우 중요하다. 특히 케이블 막구조의 경우 시공초기에 구조물이 불안정하지만 케이블에 장력이 도입되면서 점차적으로 구조물의 강성이 높아져 안정화를 이루게 되므로 시공과정 해석 즉 안정화 이행과정해석이 시공계획을 설정하는 부분에서 매우 중요한 요소가 된다. 본 연구에서는 케이블 막구조의 실례로서 인천문학 경기장 지붕구조를 대상으로 시공과정과 안정화 이행과정해석에 대한 소개를 한다. 인천문학경기장 지붕구조는 케이블에 장력을 도입하는 과정에서 발생되는 변형과 내력을 흡수하고 하부구조에 대한 영향을 최소화하기 위하여 마스트 지점의 회전과 이동이 가능한 특수공법을 채택하였으며 시공과정해석(안정화이행과정해석)을 통하여 제시된 단계별 목표장력 및 변위에 따라 시공과정이 계획되고 제어되었다. 특히 외국의 기술로 설계된 자료를 근거로 일방적으로 공사를 수행한 다른 구조물과는 다르게 국내의 기술력에 바탕한 구조해석 등을 통하여 검증한 후 최종 시공방법을 결정하였고 이러한 과정을 통하여 대공간 구조에 대한 기술력을 확보하고 확인할 수 있었으며, 그 결과 향후에는 국내의 기술력으로 이와 같은 대규모의 케이블 막구조의 설계와 시공이 가능할 것이라고 판단된다.

(1) 인천문학경기장 시공기법 사례

인천문학경기장의 지붕구조는 그림 3.6.148에서와 같이 동서방향으로 249m, 남북방향으로 257m에 이르는 거의 원형에 가까운 철골 트러스가 외주부를 구성하며 내부에는 동서방향으로 141m, 남북방향으로 176m에 이르는 타원형의 케이블 네트가 철골 트러스에 케이블 막을 이루며 연결된다.

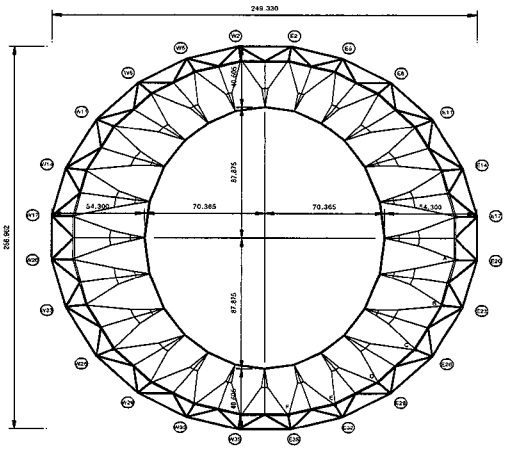


그림 3.6.148 인천문학경기장 평면도

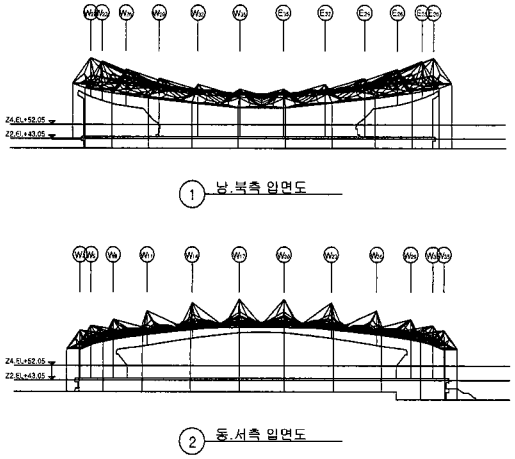


그림 3.6.149 인천문학경기장 입면도

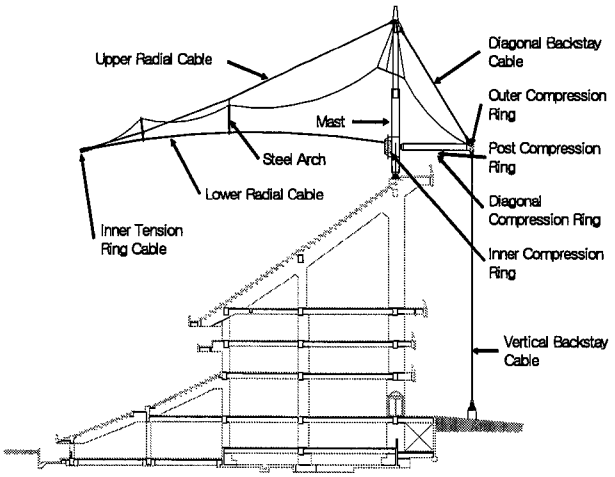


그림 3.6.150 지붕구조 단면도

(가) 시공과정

인천문학경기장의 케이블 막 구조의 시공은 구조물이 안정화되기 이전에 이를 지지할 수 있는 가설구조물을 먼저 설치한 후 철골 프레임을 설치하고 이후 케이블 네트를 설치한 후 막 패널을 케이블 네트에 고정시키는 순서로 진행되었다. 케이블 인장 시 마스트가 이동하므로 최초 설치위치에 마스트를 설치한 후

케이블 인장을 여러 단계로 나누어 마스트가 최종위치에 이르기까지 정밀한 시공과정에 따라 진행되도록 하였다. 인천문학경기장의 시공과정을 간략하게 기술하면 다음과 같다.

step 0. 자재제작 및 가조립

step 1. 철골 마스트 설치

step 2. 압축링 조립

step 3. 링 케이블 펼치기 케이블 조립

step 4. upper radial cable 양중(링 케이블 양중)

step 5. vertical back stay cable 1차 인장

step 6. lower radial cable 인장 (구조물 안정화)

step 7. 아치 튜브 설치

step 8. 막 패널 및 캣워크 설치

step 9. vertical back stay cable 2차 인장

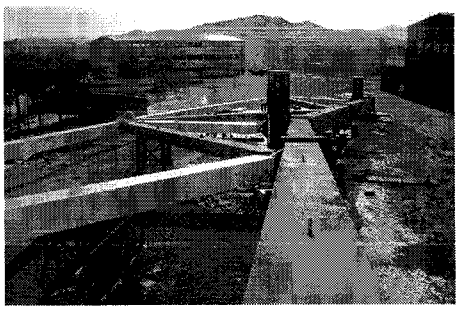


그림 3.6.151 공장 가조립

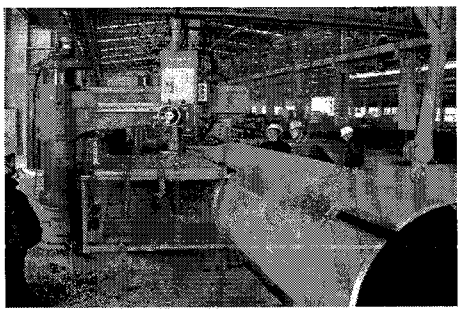


그림 3.6.152 마스트 헤드 밀링



그림 3.6.153 철골 마스트 설치

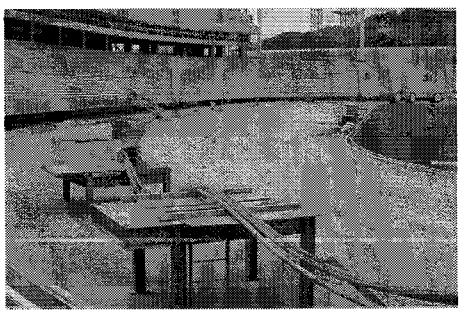


그림 3.6.154 링 케이블 포설

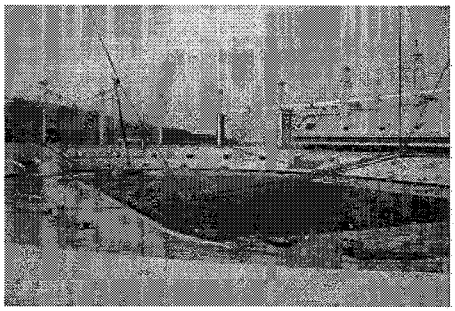


그림 3.6.155 upper radial cable 인장



그림 3.6.156 압축링 조립

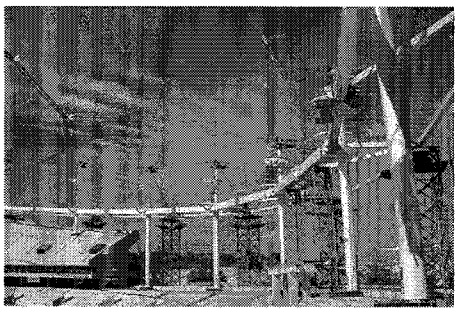


그림 3.6.157 upper radial cable 인장



그림 3.6.158 back stay cable 1차 인장

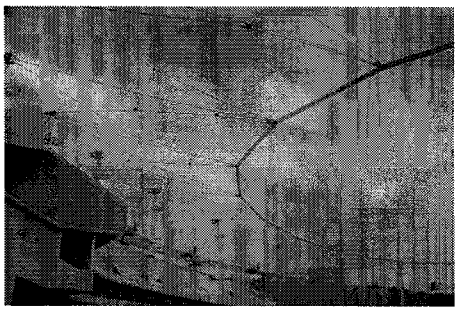


그림 3.6.159 lower radial cable 인장

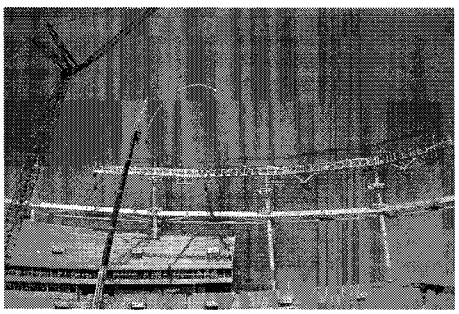


그림 3.6.160 아치 튜브 설치

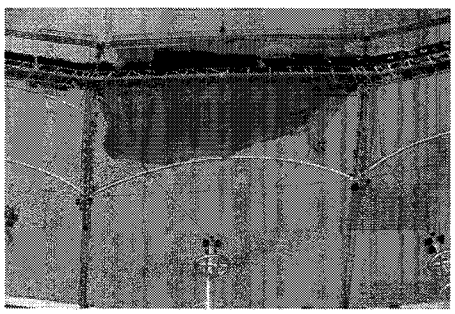


그림 3.6.161 막 펼치기 작업



그림 3.6.162 막 펼치기 및 클램핑

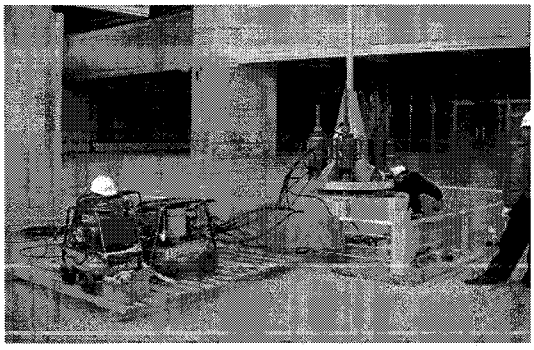


그림 3.6.163 back stay cable의 최종 인장

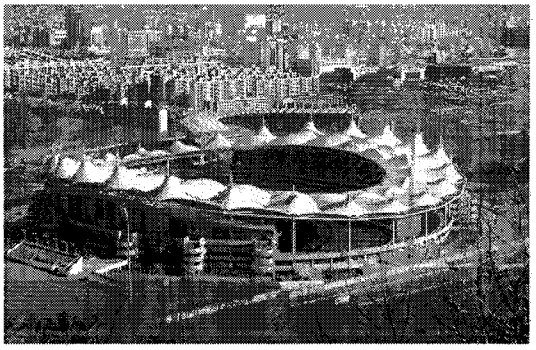


그림 3.6.164 지붕공사 완료

(나) 인천문학경기장 안정화 이행과정해석

① 해석모델

해석모델은 막을 제외한 철골 마스트, 철골 트러스, 케이블로 이루어진 전체구조물을 대상으로 모델링하였으며, LRC 인장단계에 따라 해석을 수행하였다.

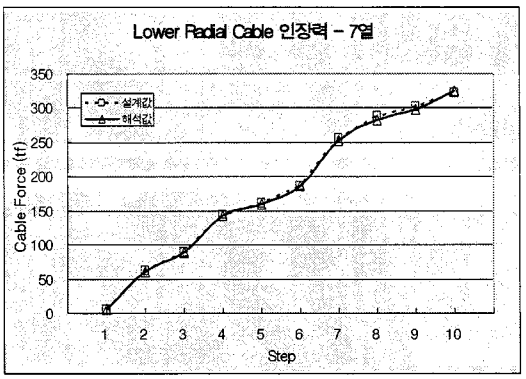


그림 3.6.165 7열 LRC 인장력

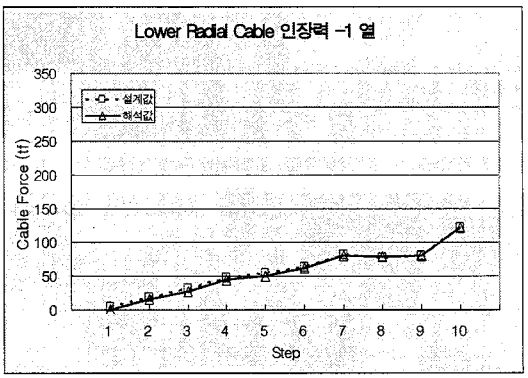


그림 3.6.166 1열 LRC 인장력

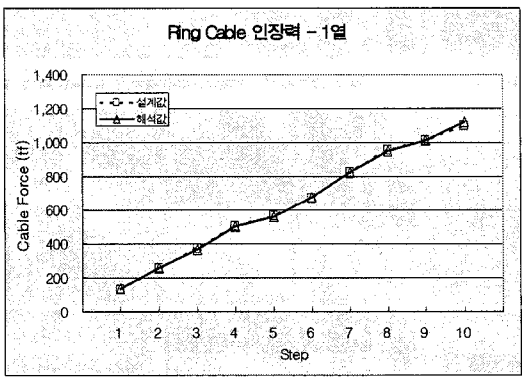


그림 3.6.167 1열 링 케이블 인장력

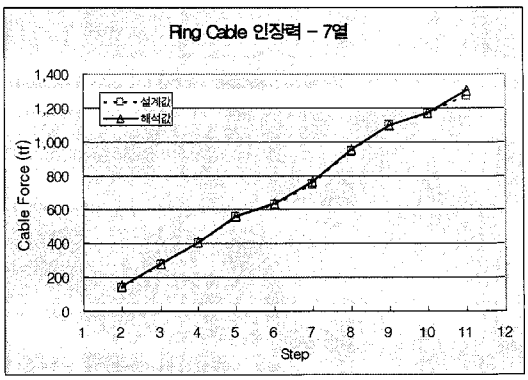


그림 3.6.168 7열 링 케이블 인장력

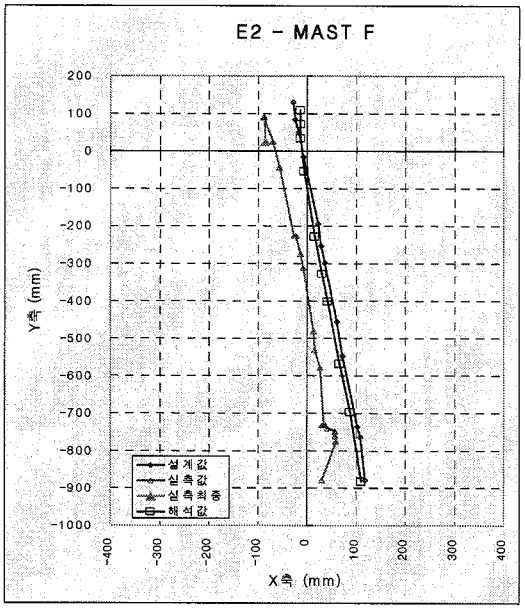


그림 3.6.169 마스트 F의 이동거리

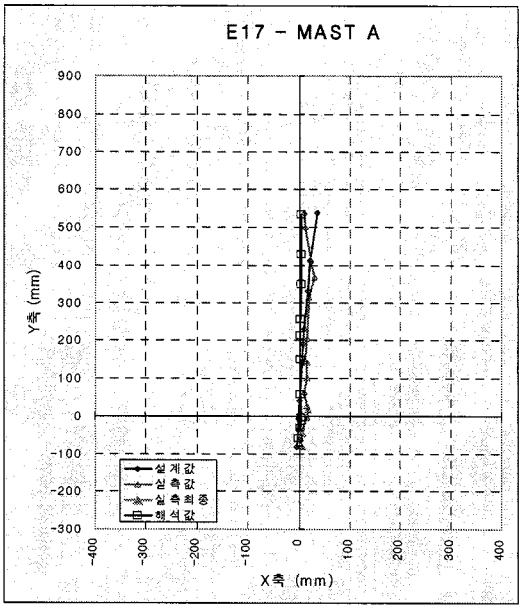


그림 3.6.170 마스트 A의 이동거리

시공과정 해석 결과 해석결과와 실제 시공 결과와의 오차는 매우 작고, 위치 및 장력 값에서 매우 유사한 값을 보였으며 시공과정 해석으로 실제 시공상태를 충분한 정밀도로 예측할 수 있음을 알 수 있다. 이러한 시공과정 해석을 통하여 시공순서, 장력의 도입과정을 결정할 수 있으며 이를 바탕으로 작업의 안전성을 확보할 수 있다.

(2) 부산 아시아드 주경기장 시공기법 사례

(가) 지붕구조 개요

부산 종합 운동장의 지붕구조는 180m×152m의 타원형 개구부가 있는 케이블 트러스 막구조(cable truss with membrane)로서, 내부의 상/하부 외곽 케이블(ring cable) 방사케이블(raditial cable truss) 및 보조부재인 아치로 되어 있으며, 48개의 방사 케이블 트러스로서 외곽 케이블과 강재 압축링 구조를 연결과 각각의 방사케이블은 아치로 연결되어 안정적인 지붕구조체를 형성한다. 그리고 지붕하중은 아치를 통해 48개의 방사케이블 트러스로 전달되며, 방사케이블 트러스에서 R/C기둥 상단부에 설치되어 있는 강재 스터드 기둥(steel stud column)을 통하여 R/C기둥 및 피어 기초로 전달된다.

(나) 구조계획

지붕은 타원형 개구부의 케이블 트러스 막 구조이며, 케이블 트러스 구조와 막 구조로 구분한다.

압축링(steel compression ring)의 지름은 228m이고, 지상에서 44m의 위치에 있다. 남-북방향으로 180m, 동-서방향으로 152m의 개구부를 형성한다.

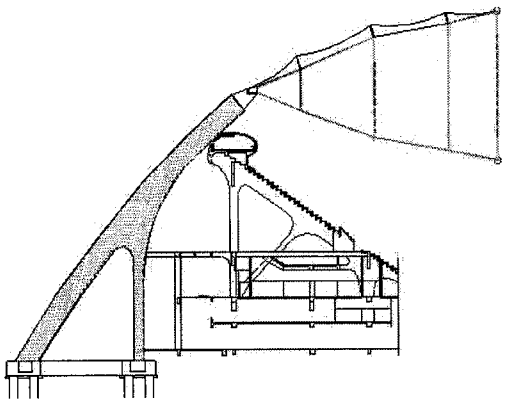


그림 3.6.171 지붕구조 개념도

① 케이블 트러스 크기 및 형상

케이블 트러스 구조는 환상케이블(ring cable), 방사형케이블(radial cable), 수직케이블(vertical cable) 및 수직 포스트(vertical post)로 구성되어 있다.

케이블 트러스의 높이는 남북방향의 13.6m에서 동서방향의 21.6m 까지 다양하며, 트러스 길이 또한 29m에서 39m로 남북방향에서 동서방향으로 점점 길어지는 형상을 갖는다.

(다) 시공 및 시공순서

① 지붕지지기둥의 시공

지지기둥의 시공은 12단계로 구분하여, 도카형 거푸집(Doka form)을 사용하여 콘크리트 타설 작업을 하였다. 1996년에 시작한 철근콘크리트 공사는 설계변경 및 시공 중단을 겪으며 4년이나 소요되어 2000년 4월에 완공되었다.

② 강재 주두 및 압축링 시공순서

지붕 케이블 트러스의 지점위치와 직접적으로 연관되는 강재 주두의 시공순서는 아래와 같다. 철골부재의 제작은 공장에서 가조립 공정을 거쳐, 정확성이 확인된 후 차례로 현장으로 반입하였다.

1) 첫 번째 강재 주두를 콘크리트 기둥 상단부에 설치하여, 4개의 앵커볼트로 가조립하여 콘크리트 기둥 위에 올려놓는다.
2) 1)과 같은 방법으로 근접한 두 번째 강재 주두를 설치한다.
3) 설치된 강재 주두 사이에 강재 압축링을 가조립한다.
4) 강재 주두의 베이스플레이트 하단부에 몰탈 시공.
5) 모르타르가 설계압축강도가 나올 때까지 경화된 후, 앵커볼트에 약 70tf의 인발력을 도입한다.
6) 강재 주두와 압축링과의 접합부 체결.
7) 위와 같은 방법으로 현장의 상황에 맞게 연속적으로 설치한다.

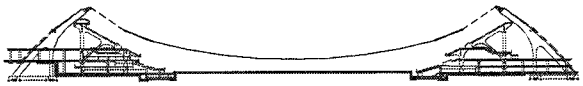
③ 케이블구조의 시공순서

지붕구조의 시공순서 및 방법은 지붕지지구조의 강성 및 현장상황에 따라 크게 달라지나 부산 아시아드 주경기장은 다음과 같은 시공순서를 적용하였다.

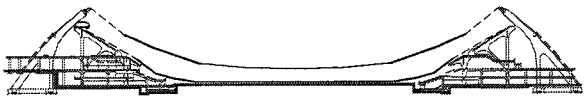
[1단계] 48개 하부 환상케이블 및 방사형케이블을 바닥에서 조립하고, 강재주두 및 강재압축링에 잭을 설치한다.



[2단계] 상부 환상케이블 및 방사형케이블을 외부에 미리 설치한 유압잭으로 당겨 올린다.



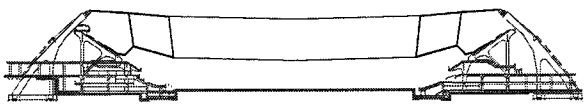
[3단계] 하부 환상 케이블 및 방사형 케이블 조립



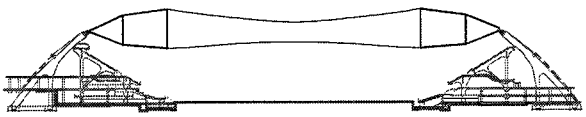
[4단계] 내/외부 수직포스트 및 수직 케이블 조립



[5단계] 상부케이블을 최종설계 위치로의 잭업(jack up) 후 고정



[6단계] 유압잭에 의해 하부 케이블을 설계위치까지 잭업 후 고정. 케이블트러스 설치 완료



7 절 데이터베이스 구축

1. 웹을 이용한 데이터베이스 구축 및 홈페이지 연동

- 연구수행 과정중 수집한 국내외 경기장, 대공간 구조물, 구조물의 접합부에 대한 자료를 정리 및 분석.

- 연구과정의 성과물인 대공간 구조물의 설계기법, 시공기법, 유지관리 및 보수보강 매뉴얼 및 국내외 대공간 관련 데이터베이스의 활용을 위한 웹서비스를 하기 위해 홈페이지를 수정, 준비 중에 있음.

- 분석된 자료를 바탕으로 대공간 구조물의 해석기법을 개발하고, 실험을 통하여 그 해석이론 및 기법의 적용성을 파악하는 것은 물론 설계를 위한 코드, 시공매뉴얼, 유지관리 및 보수보강 기법까지 데이터베이스화 하는 것이 최종목적임.

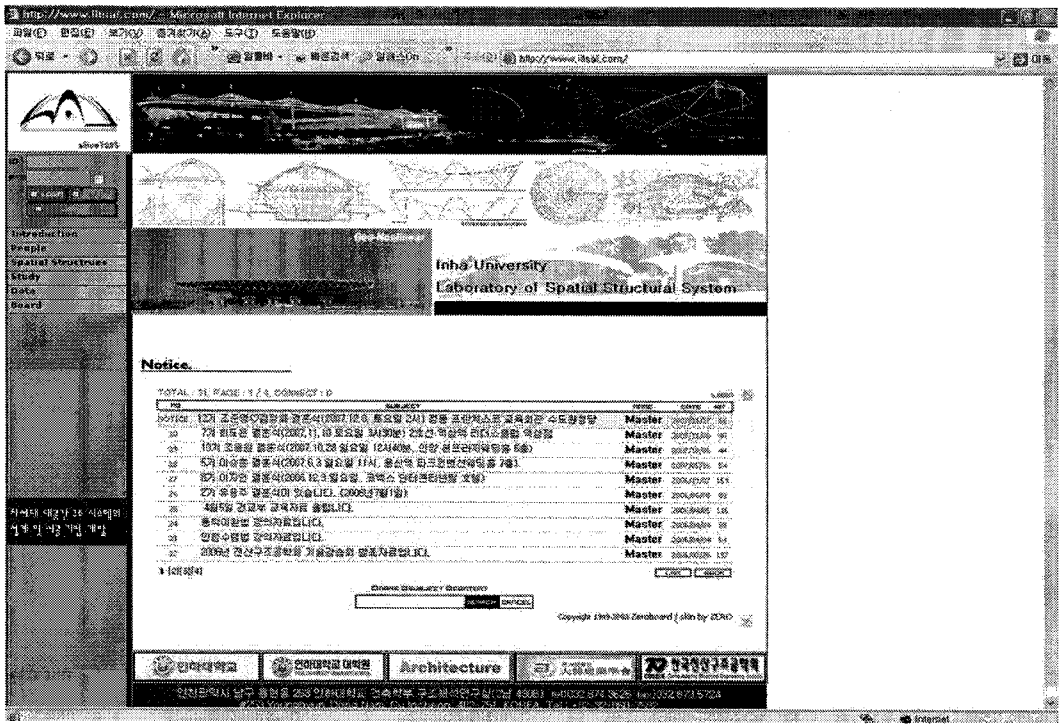


그림 3.7.1 홈페이지 메인 페이지



그림 3.7.2 홈페이지 데이터베이스 인트로 페이지

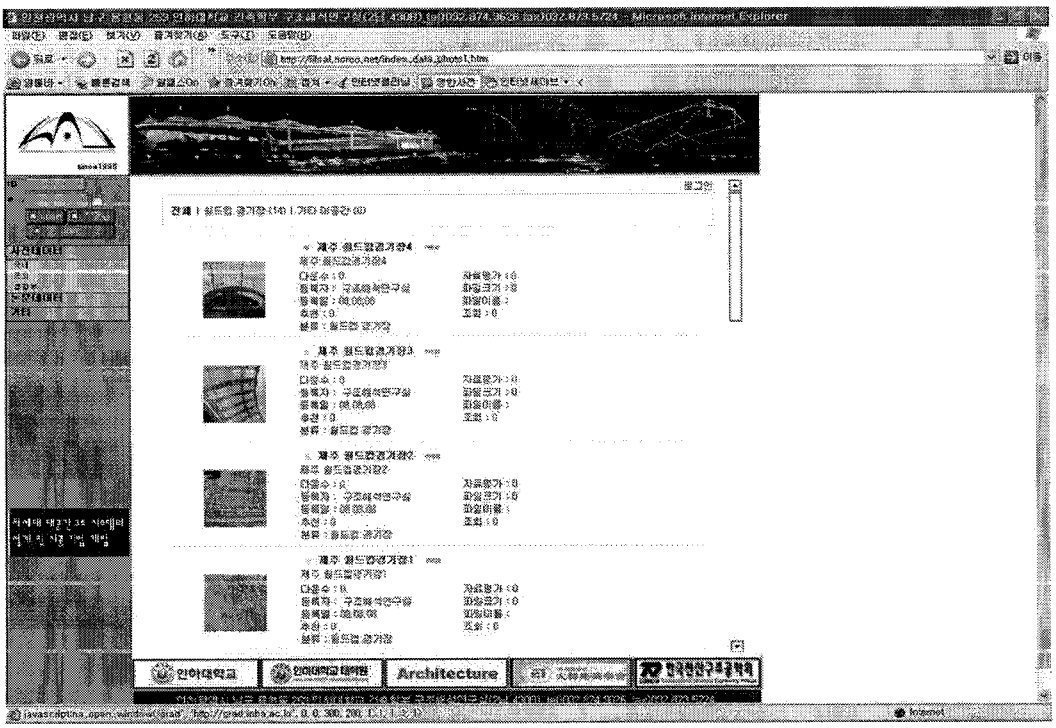


그림 3.7.3 홈페이지 (사진데이터-국내-월드컵경기장)

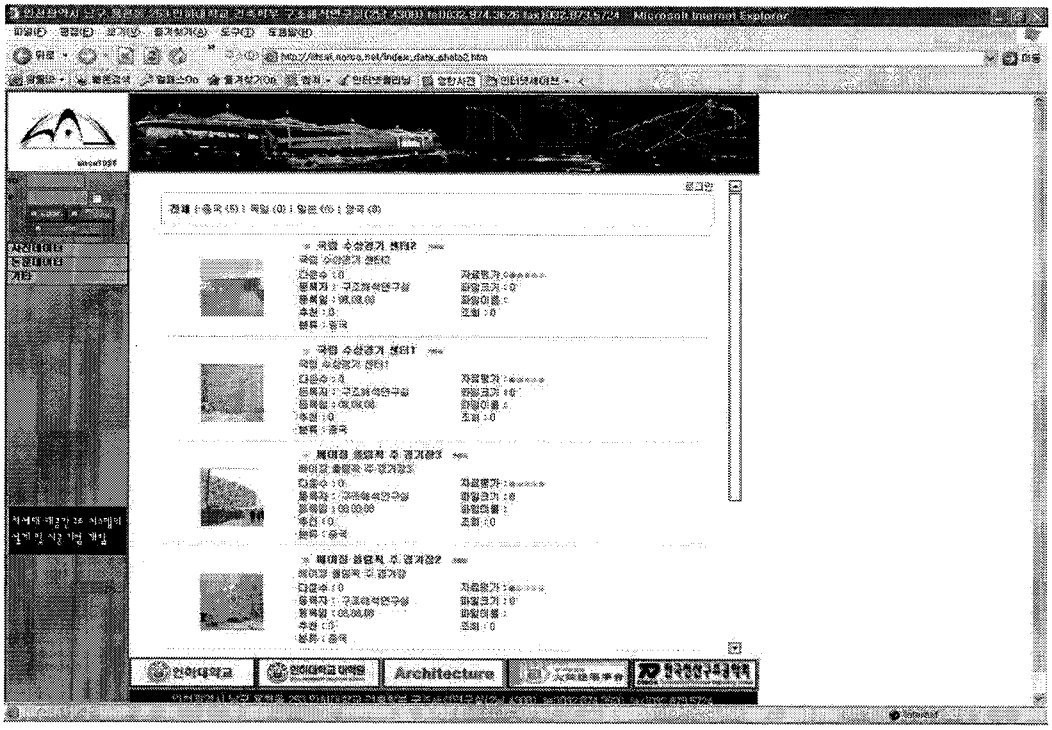


그림 3.7.4 홈페이지 (사진데이터-국외-중국)

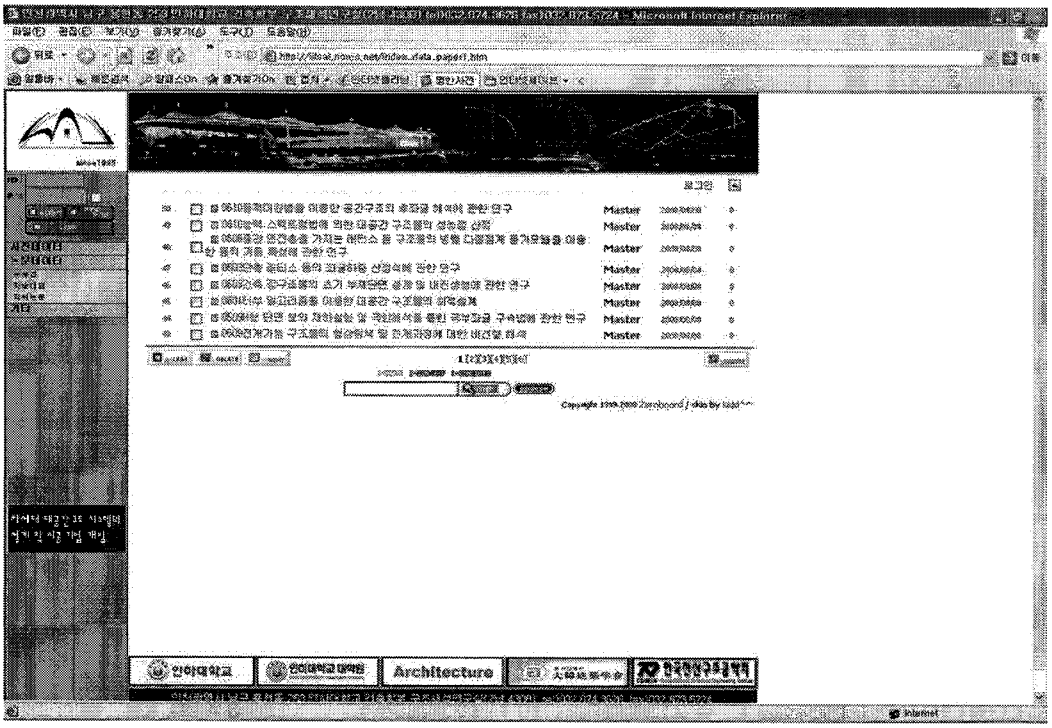


그림 3.7.5 홈페이지 (논문데이터-논문집)

2. 국내 대공간 구조 시스템 데이터베이스

(1) 월드컵경기장

(가) 전주월드컵경기장

① 개 요

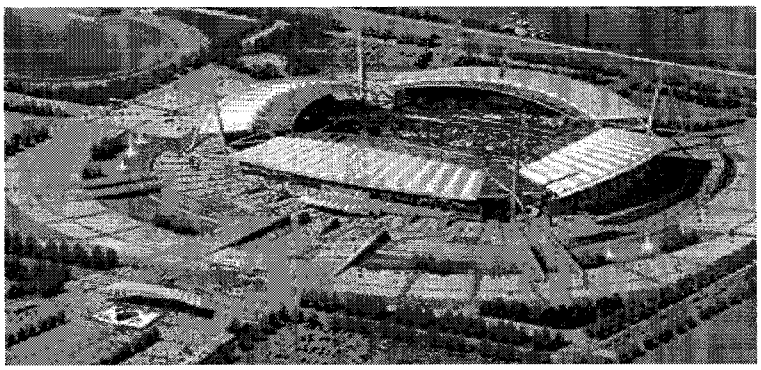


그림 3.7.6 전주월드컵경기장 1

위치	전주시 덕진구 반월동, 장동, 여의동 일원	
규모	(1) 연 면 적	부지면적 562,929m^2 / 건축면적 52,249m^2
	(2) 층 수	지하1층, 지상6층
구조 형식	(1) 지붕 구조	철골트러스 + suspension 구조
	(2) 스 탠 드	프리캐스트 콘크리트조 (PC)
	(3) 스탠드하부	철근콘크리트조(RC) + 프리캐스트 콘크리트조(PC)

② 수집자료

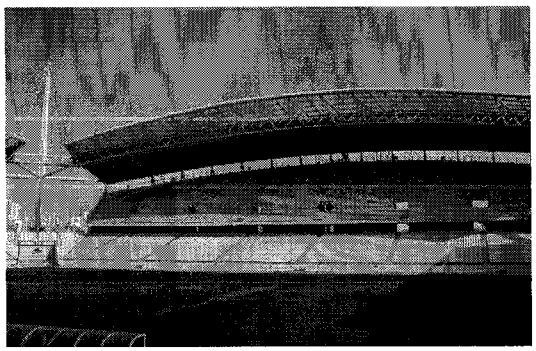


그림 3.7.7 전주월드컵경기장 2

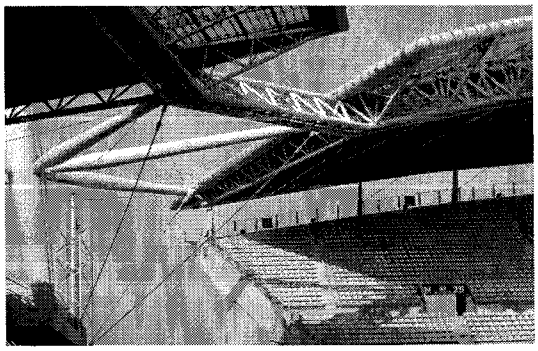


그림 3.7.8 전주월드컵경기장 3

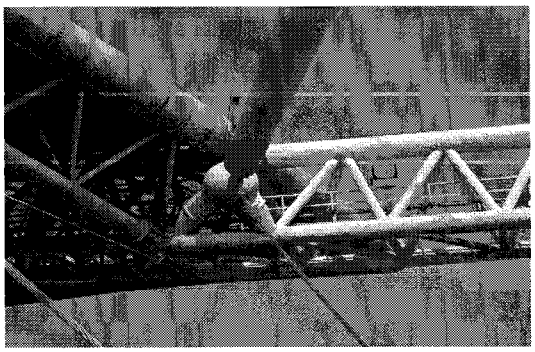


그림 3.7.9 전주월드컵경기장 4

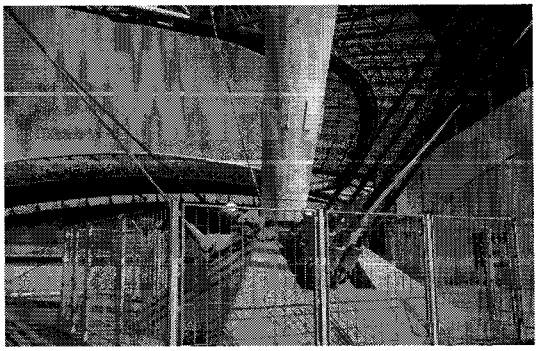


그림 3.7.10 전주월드컵경기장 5

(나) 제주월드컵경기장

① 개 요

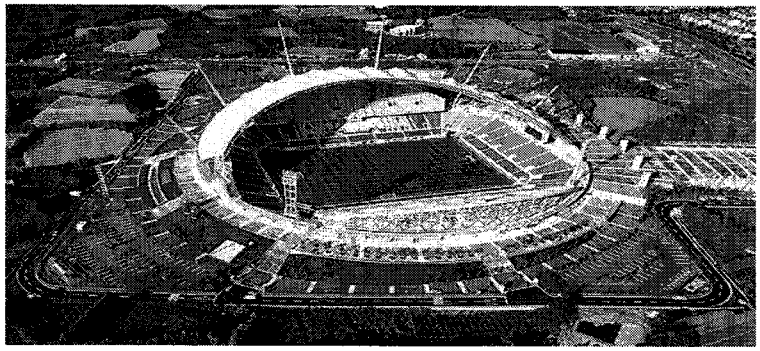


그림 3.7.11 제주월드컵경기장 1

위치	제주도 서귀포시 법환동 914번지 일원	
규모	(1) 면 적	부지면적 134,122m^2/건축면적 22,198m^2(연면적 75,967m^2)
	(2) 층 수	지하 2층, 지상 4층
구조 형식	(1) 지 붕 구 조	6개의 미스트에 케이블로 지지된 인장막 구조 및 입체트러스 구조
	(2) 스탠드 바닥판	프리캐스트 콘크리트조 (PC)
	(3) 스탠드지지구조	철골 철근콘크리트조 (SRC)
	(4) 하 부 골 조	철근콘크리트조 (RC)
	(5) 슬 래 브	공장배근 슬래브 / S.O.G (땅바닥 슬래브)
	(6) 기 초	독립기초

② 수집자료

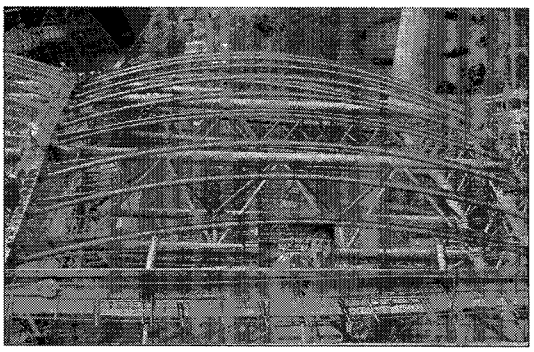


그림 3.7.12 제주월드컵경기장 2

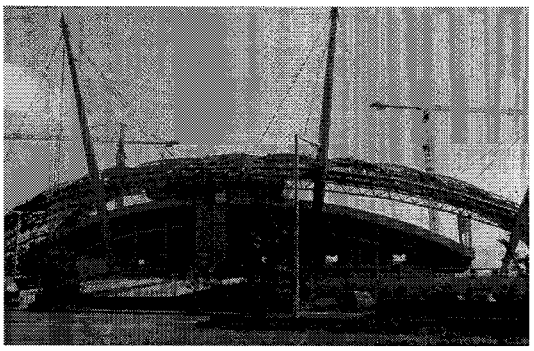


그림 3.7.13 제주월드컵경기장 3

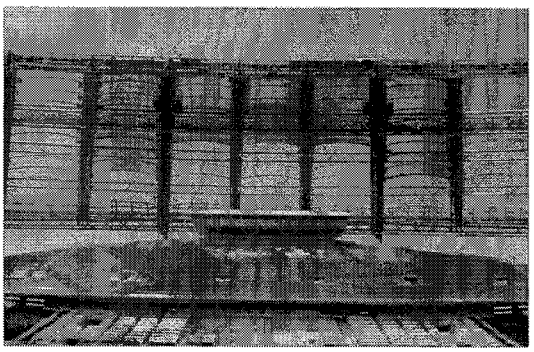


그림 3.7.14 제주월드컵경기장 4

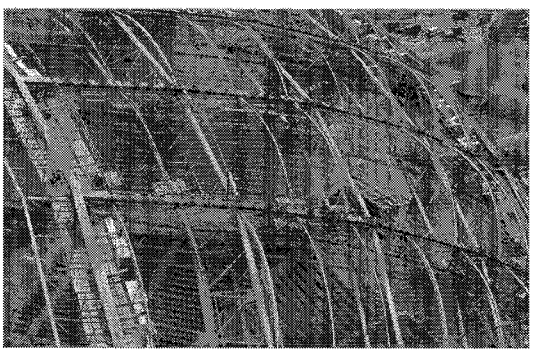


그림 3.7.15 제주월드컵경기장 5

(다) 부산종합운동장주경기장

① 개요

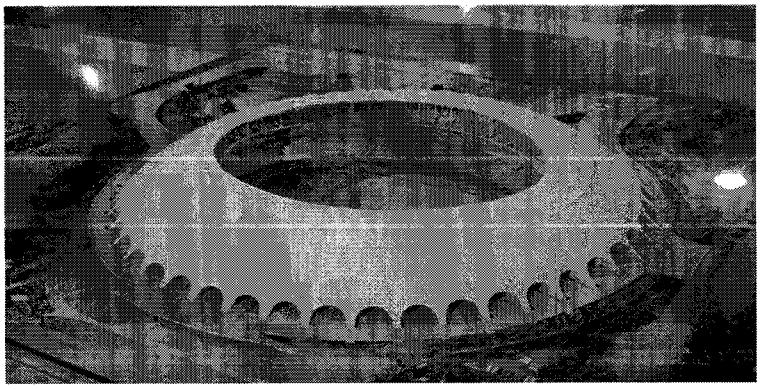


그림 3.7.16 부산종합운동장주경기장 1

위치	부산광역시 연제구 거제동 1300번지 일원	
규모	(1) 연 면 적	부지면적 330,579m^2/건축면적 60,826m^2(연면적 96,984m^2)
	(2) 층 수	지하1층, 지상4층
구조 형식	(1) 지 붕 구 조	케이블 돔 (Triangulated Tensegrity Dome)
	(2) 지붕지지구조	철근콘크리트조 (RC)
	(3) 스 탠 드	프리캐스트 콘트리트조 (PC)
	(4) 스탠드 하부	철근콘크리트조 (RC)

② 수집자료

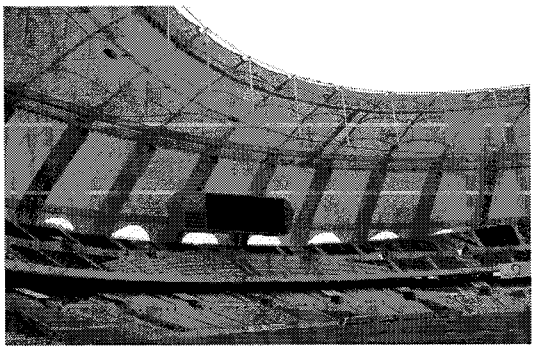


그림 3.7.17 부산종합운동장주경기장 2

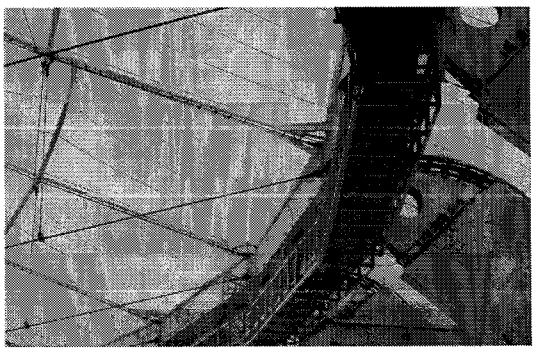


그림 3.7.18 부산종합운동장주경기장 3

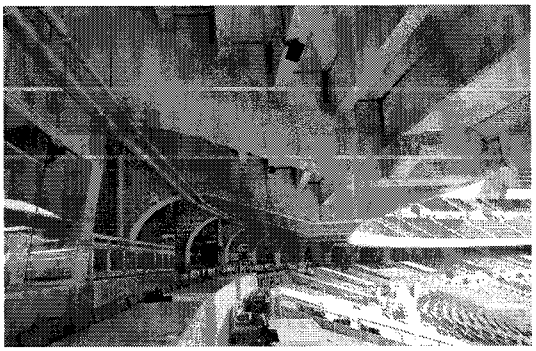


그림 3.7.19 부산종합운동장주경기장 4



그림 3.7.20 부산종합운동장주경기장 5

(라) 대전월드컵경기장

① 개요

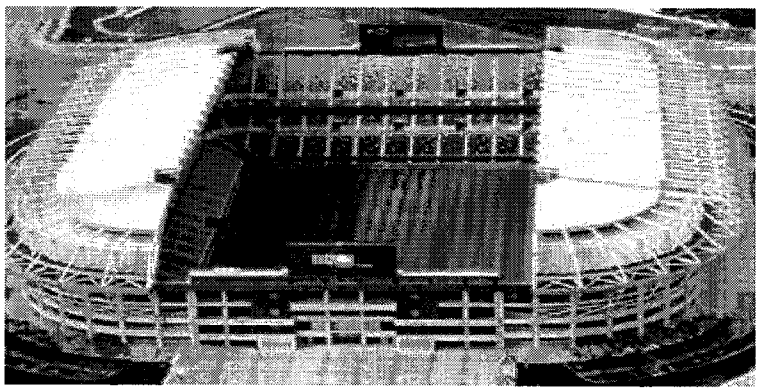


그림 3.7.21 대전월드컵경기장 1

위치	대전광역시 유성구 노은동 270번지	
규모	(1) 연 면 적	부지면적 169,769m^2/건축면적 31,257m^2(연면적 98,872m^2)
	(2) 층 수	지하1층, 지상5층
구조 형식	(1) 지붕 구조	철골조 (SC)
	(2) 스 탠 드	철근콘크리트조 (RC)
	(3) 스탠드하부	철근콘크리트조 (RC)

② 수집자료

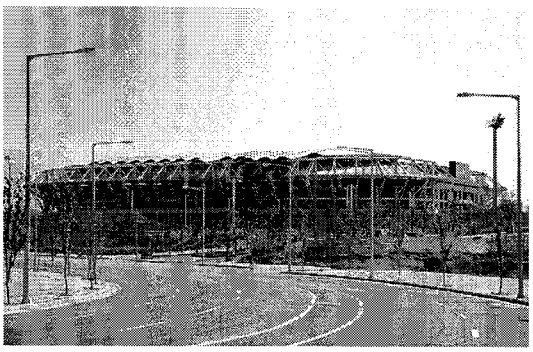


그림 3.7.22 대전월드컵경기장 2

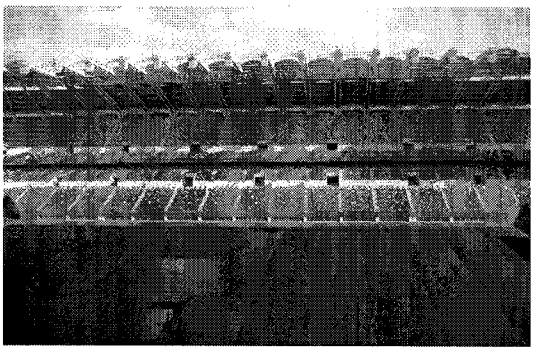


그림 3.7.23 대전월드컵경기장 3

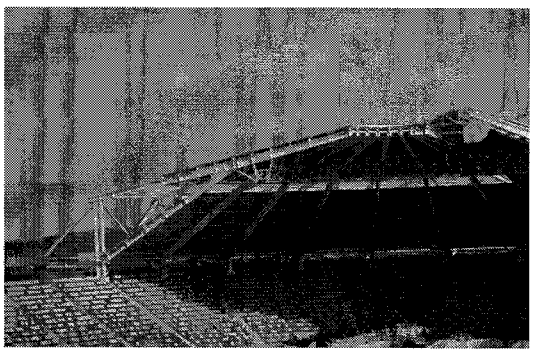


그림 3.7.24 대전월드컵경기장 4

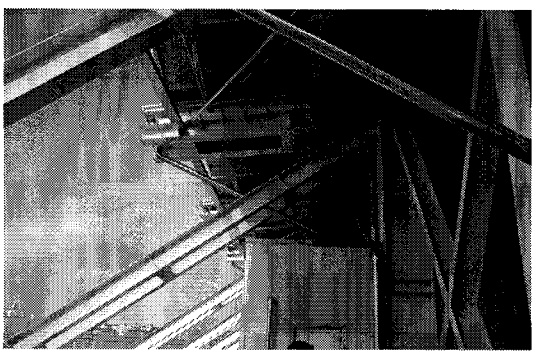


그림 3.7.25 대전월드컵경기장 5

(마) 대구월드컵경기장

① 개 요

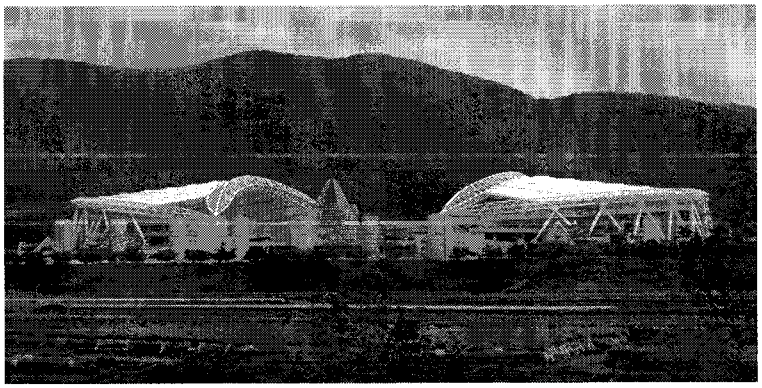


그림 3.7.26 대구월드컵경기장 1

위치	대구광역시 수성구 내환동 체육공원내	
규모	(1) 연 면 적	부지면적 512,479m^2/건축면적 47,406m^2(연면적 141,579m^2)
	(2) 층 수	지하3층, 지상3층
구조 형식	(1) 지붕구조	철골트러스 + fabric PTFE membrane
	(2) 스 탠 드	프리캐스트 콘트리트조 (PC)
	(3) 골 조	철골 철근콘크리트조 (SRC) , 철골조 (SC)

② 수집자료



그림 3.7.27 대구월드컵경기장 2



그림 3.7.28 대구월드컵경기장 3



그림 3.7.29 대구월드컵경기장 4



그림 3.7.30 대구월드컵경기장 5

(바) 울산문수축구경기장

① 개 요



그림 3.7.31 울산문수축구경기장 1

위치	울산광역시 남구 옥동 산 5번지 일원	
규모	(1) 연 면 적	부지면적 912,310m^2/건축면적 22,668m^2(연면적 82,781m^2)
	(2) 층 수	지하2층, 지상3층
구조 형식	(1) 지붕 구조	steel truss + tension wire
	(2) 스 탠 드	프리캐스트 콘트리트조 (PC)
	(3) 스탠드하부	PC 압착 포스트 텐션 공법
	(4) 지 하 층	철근콘크리트조 (RC)

② 수집자료



그림 3.7.32 울산문수축구경기장 2

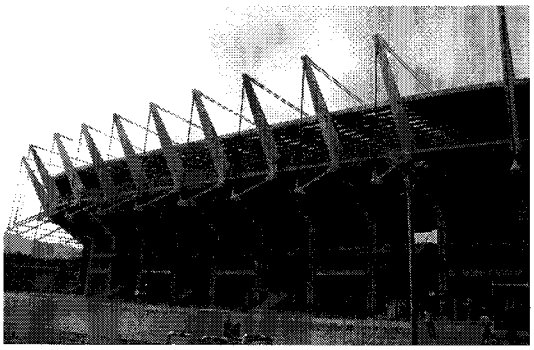


그림 3.7.33 울산문수축구경기장 3

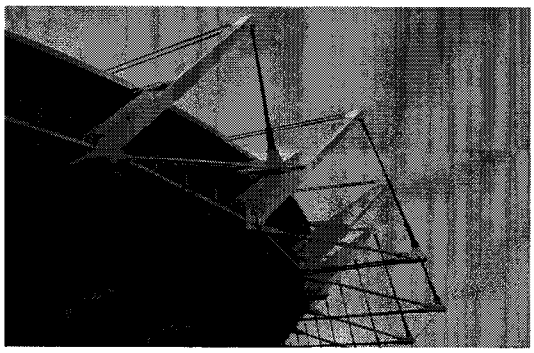


그림 3.7.34 울산문수축구경기장 4



그림 3.7.35 울산문수축구경기장 5

(사) 인천문학경기장

① 개 요

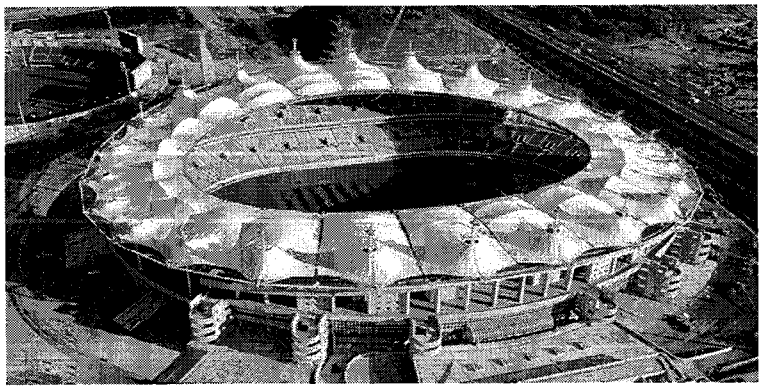


그림 3.7.36 인천문학경기장 1

위치	인천광역시 남구 관교동 80번지 일원	
규모	(1) 연 면 적	부지면적 441,628m^2/건축면적 34,552m^2(연면적 95,225m^2)
	(2) 층 수	지하1층, 지상5층
구조 형식	(1) 지붕 구조	막구조
	(2) 스 탠 드	철근콘크리트조 (RC)
	(3) 스탠드하부	노출 콘크리트

② 수집자료



그림 3.7.37 인천문학경기장 2



그림 3.7.38 인천문학경기장 3

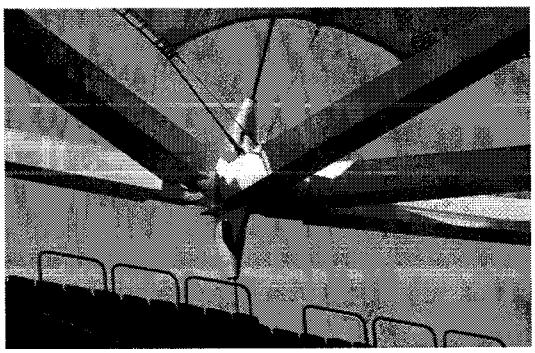


그림 3.7.39 인천문학경기장 4

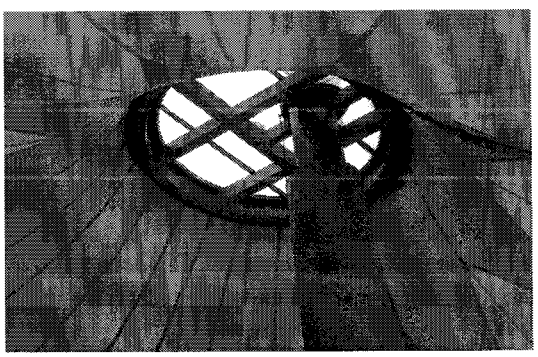


그림 3.7.40 인천문학경기장 5

(아) 월드컵경기장 기타 사례

① 수원월드컵경기장

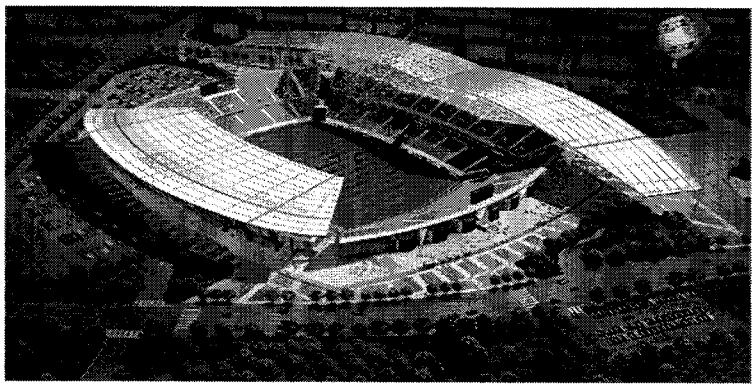


그림 3.7.41 수원월드컵경기장

위치	수원시 팔달구 우만동 산 228번지 일원	
규모	(1) 연 면 적	부지면적425,000m^2/건축면적29,797m^2 (연면적64,485m^2)
	(2) 층 수	지하2층, 지상4층
구조형식	(1) 지붕 구조	철근콘크리트조(RC) + 프리캐스트 콘크리트조(PC)
	(2) 스 탠 드	프리캐스트 콘트리트조 (PC)
	(3) 스탠드하부	철골조 (SC)

② 광주월드컵경기장

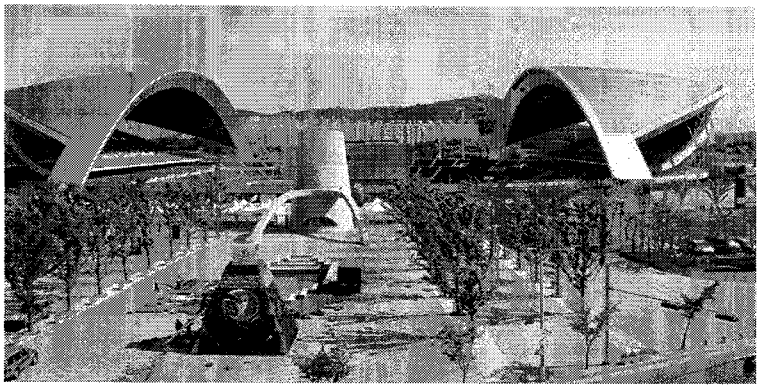


그림 3.7.42 광주월드컵경기장

위치	광주광역시 서구 풍암동 423-3번지 일원	
규모	(1) 연 면 적	부지면적 191,568m^2/건축면적 30,551m^2(연면적 87,456m^2)
	(2) 층 수	지상5층
구조형식	(1) 지붕구조	데크 판넬 (deck panel)
	(4) 하부골조	노출 콘크리트

③ 서울월드컵경기장

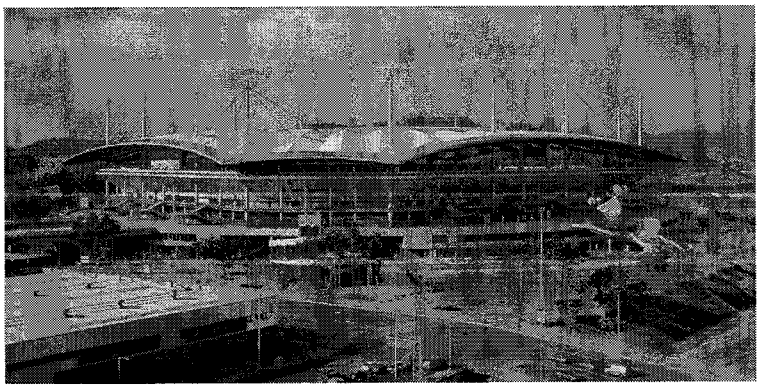


그림 3.7.43 서울월드컵경기장

위치	서울특별시 마포구 상암지구 성산1동 515번지	
규모	(1) 연 면 적	부지면적 216,712m^2/건축면적 59,777m^2(연면적 155,674m^2)
	(2) 층 수	지하1층, 지상6층
구조 형식	(1) 지붕 구조	트러스&tensile 구조
	(2) 상부스탠드	프리캐스트 콘트리트조 (PC)
	(3) 하부스탠드	철골조 (SC) (지하층 RC)

(2) 기타 대공간 구조

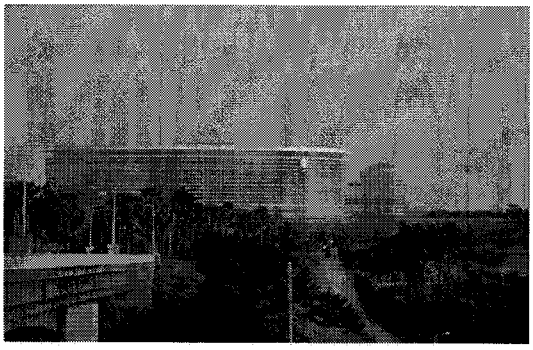


그림 3.7.44 제주컨벤션센터 1



그림 3.7.45 제주컨벤션센터 2



그림 3.7.46 제주컨벤션센터 3

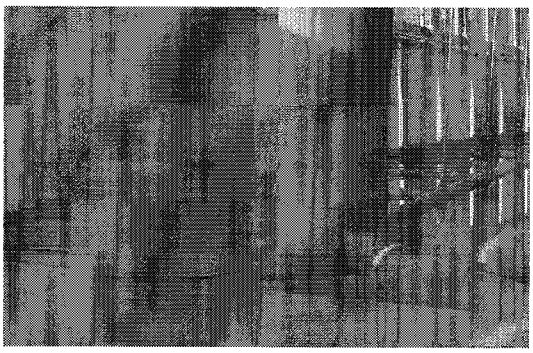


그림 3.7.47 제주컨벤션센터 4

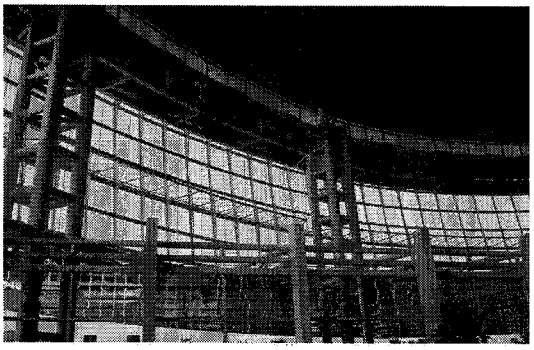


그림 3.7.48 제주컨벤션센터 5

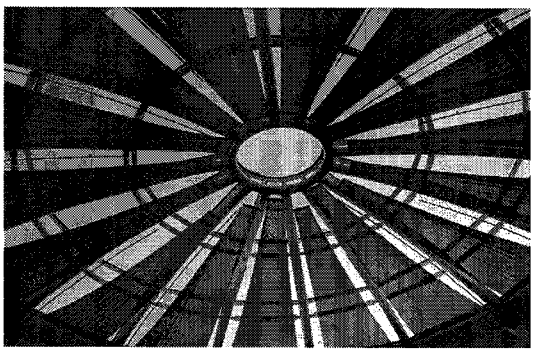


그림 3.7.49 제주컨벤션센터 6

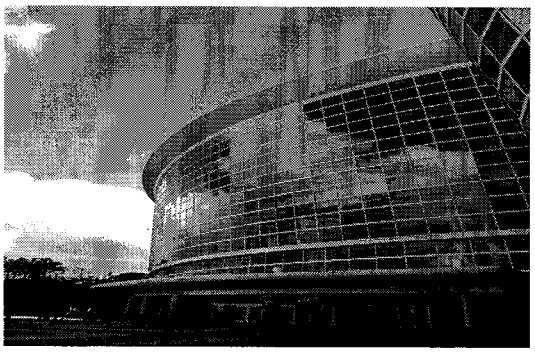


그림 3.7.50 제주컨벤션센터 7

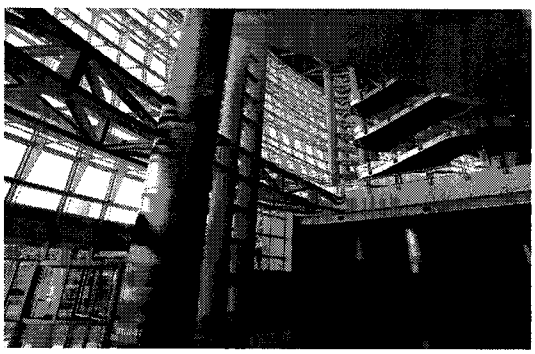


그림 3.7.51 제주컨벤션센터 8

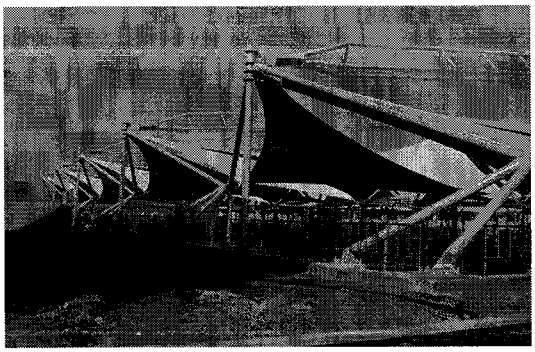


그림 3.7.52 전주시 환경사업소내 사여과지 막구조 시스템 1

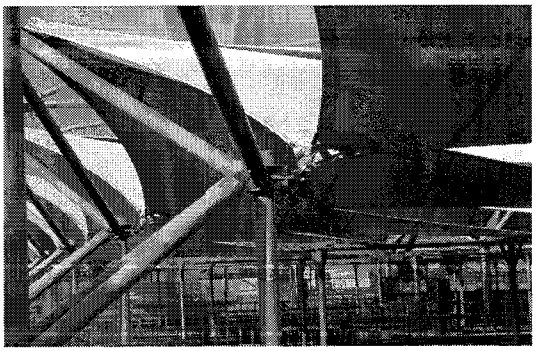


그림 3.7.53 전주시 환경사업소내 사여과지 막구조 시스템 2



그림 3.7.54 전주시 환경사업소내 사여과지 막구조 시스템 3

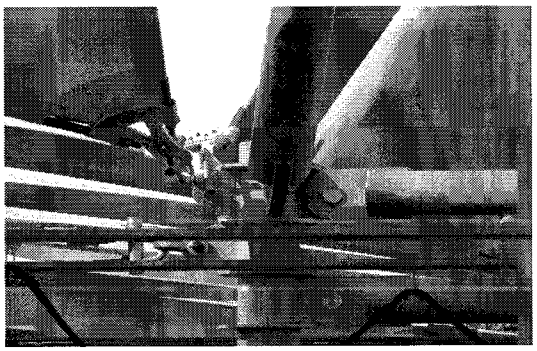


그림 3.7.55 전주시 환경사업소내 사여과지 막구조 시스템 4

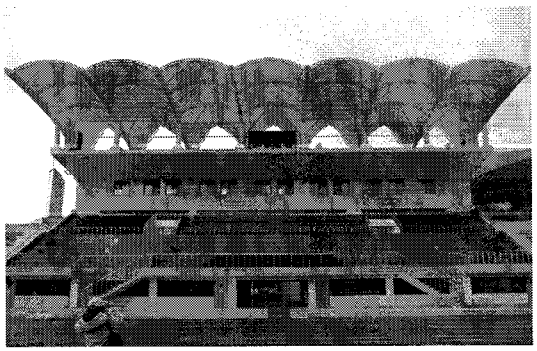


그림 3.7.56 거제공설운동장 1

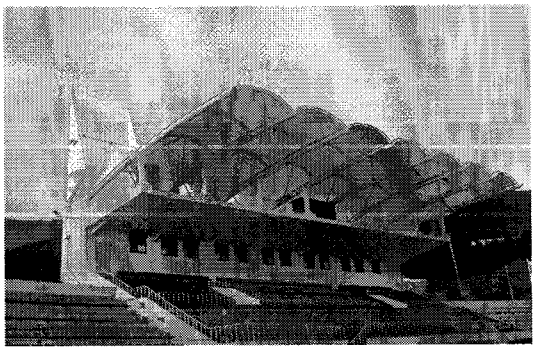


그림 3.7.57 거제공설운동장 2

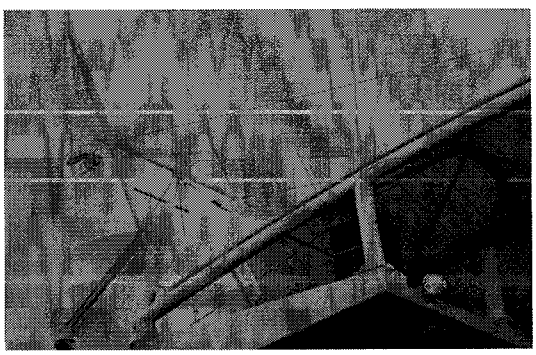


그림 3.7.58 거제공설운동장 3

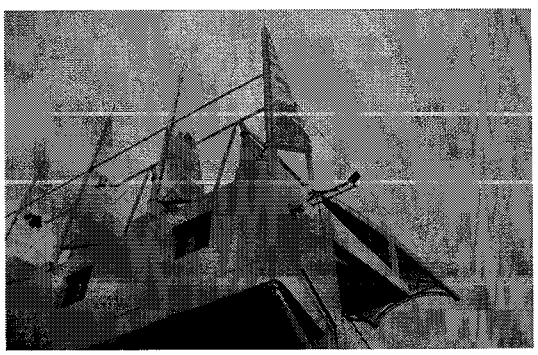


그림 3.7.59 거제공설운동장 4

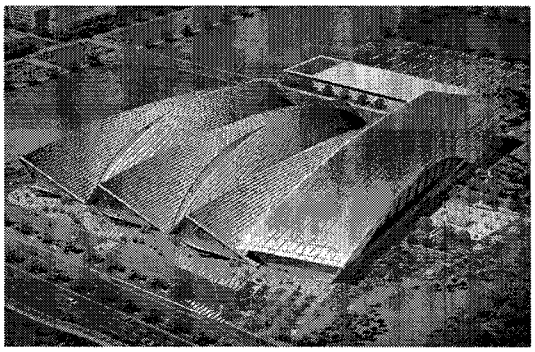


그림 3.7.60 송도컨벤션센터 1

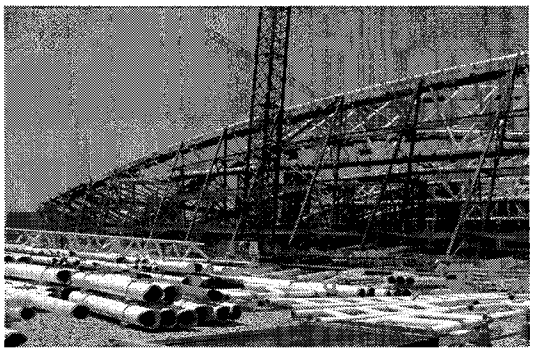


그림 3.7.61 송도컨벤션센터 2

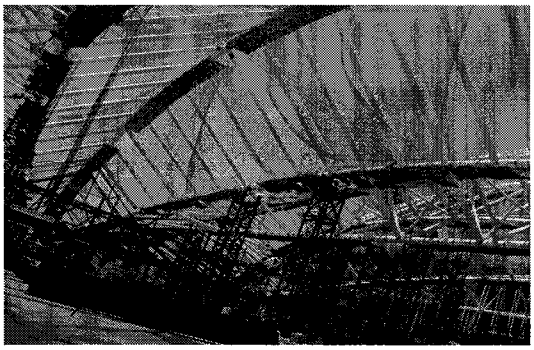


그림 3.7.62 송도컨벤션센터 3

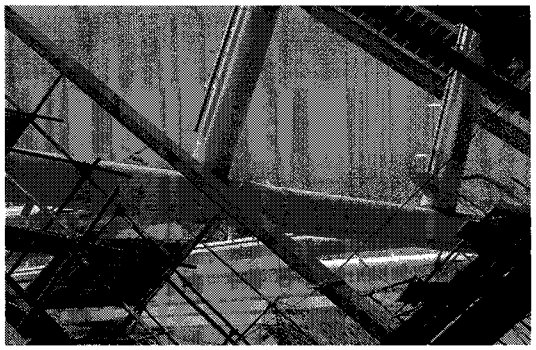


그림 3.7.63 송도컨벤션센터 4

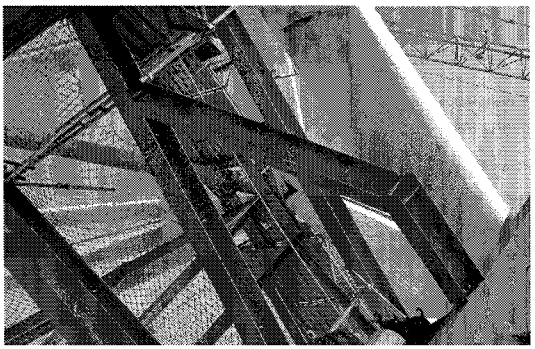


그림 3.7.64 송도컨벤션센터 5



그림 3.7.65 송도컨벤션센터 6

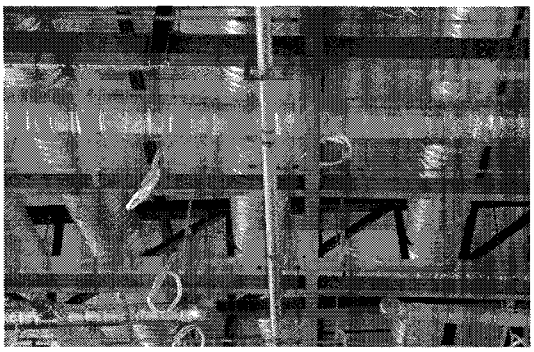


그림 3.7.66 송도컨벤션센터 7

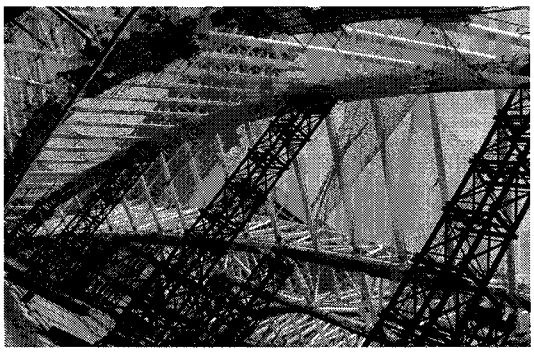


그림 3.7.67 송도컨벤션센터 8

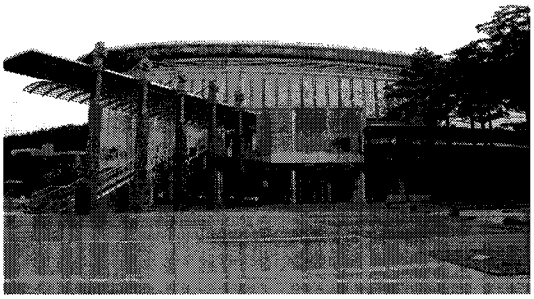


그림 3.7.68 포스코역사견학관 1



그림 3.7.69 포스코역사견학관 2



그림 3.7.70 포스코역사견학관 3

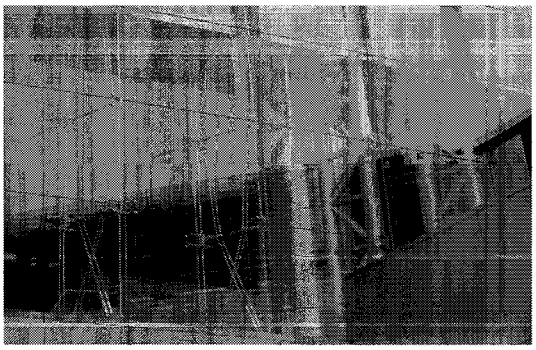


그림 3.7.71 포스코역사견학관 4



그림 3.7.72 포스코축구경기장 1



그림 3.7.73 포스코축구경기장 2

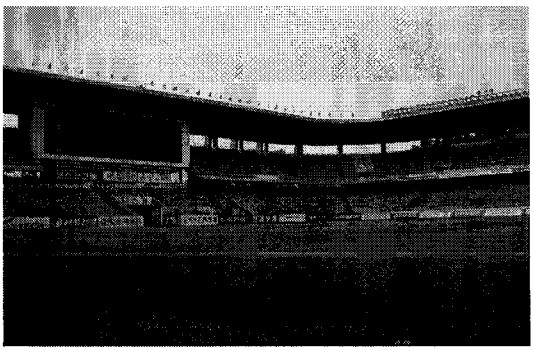


그림 3.7.74 포스코축구경기장 3

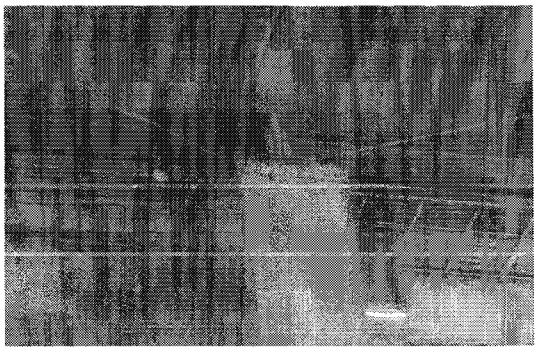


그림 3.7.75 포스코축구경기장 4

3. 국외 대공간 구조 시스템 데이터베이스

(1) 경기장

(가) 야마구치 키라라 다목적 돔



그림 3.7.76 야마구치 키라라 다목적 돔 1

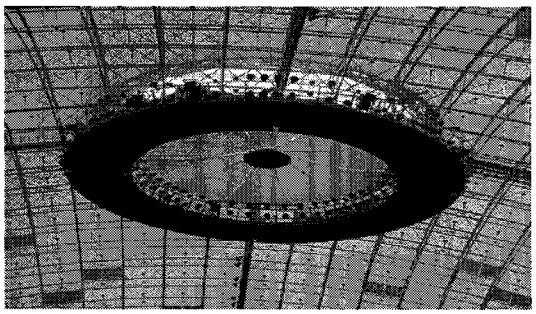


그림 3.7.77 야마구치 키라라 다목적 돔 2

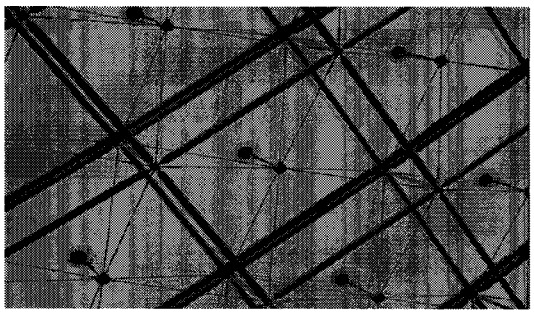


그림 3.7.78 야마구치 키라라 다목적 돔 3



그림 3.7.79 야마구치 키라라 다목적 돔 4

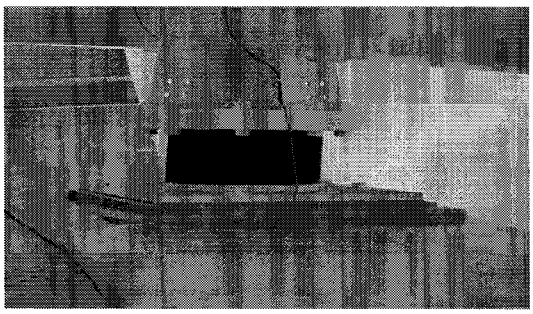


그림 3.7.80 야마구치 키라라 다목적 돔 5

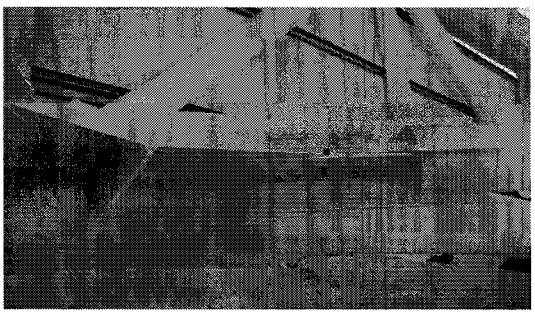


그림 3.7.81 야마구치 키라라 다목적 돔 6



그림 3.7.82 야마구치 키라라 다목적 돔 7

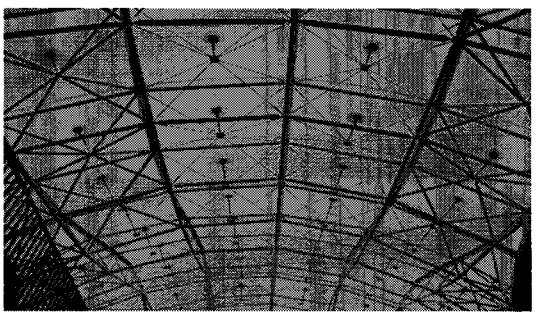


그림 3.7.83 야마구치 키라라 다목적 돔 8

(나) 알리안즈 경기장

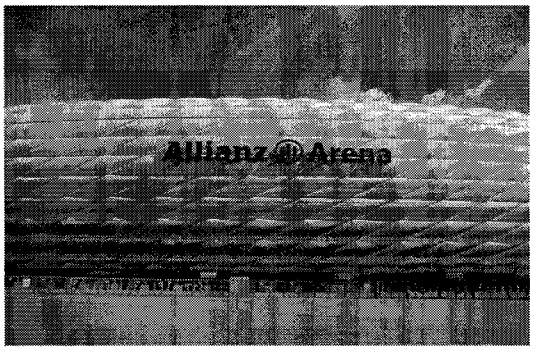


그림 3.7.84 알리안즈 경기장 1

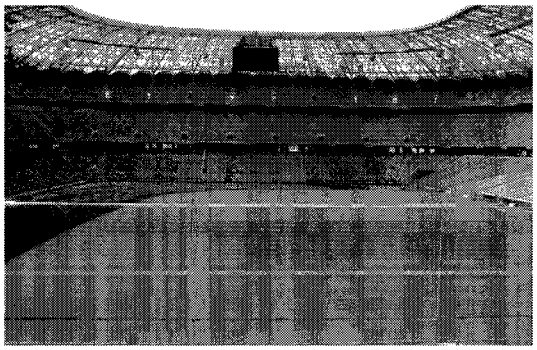


그림 3.7.85 알리안즈 경기장 2

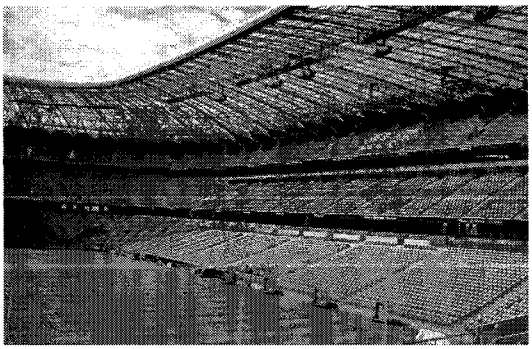


그림 3.7.86 알리안즈 경기장 3



그림 3.7.87 알리안즈 경기장 4



그림 3.7.88 알리안즈 경기장 5



그림 3.7.89 알리안즈 경기장 6



그림 3.7.90 알리안즈 경기장 7

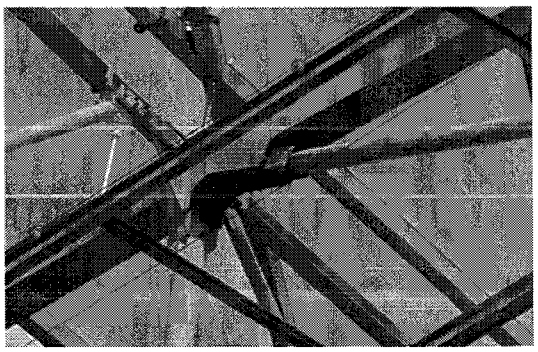


그림 3.7.91 알리안즈 경기장 8

(다) 베이징올림픽 주경기장

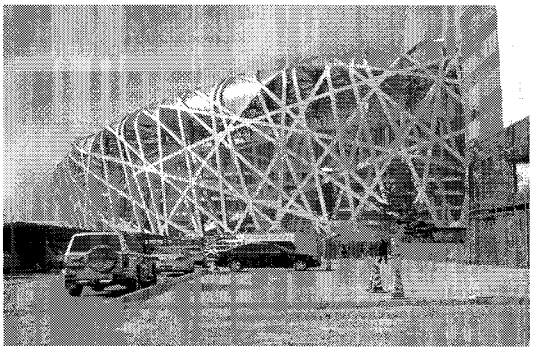


그림 3.7.92 베이징 올림픽 주경기장 1

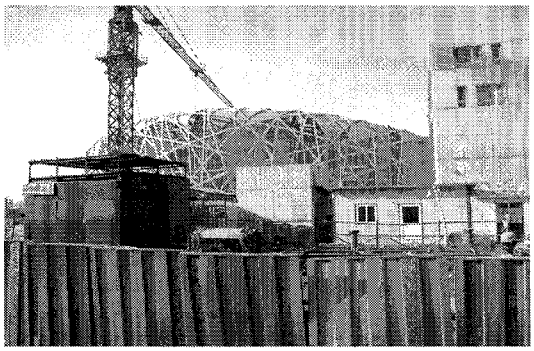


그림 3.7.93 베이징 올림픽 주경기장 2



그림 3.7.94 베이징 올림픽 주경기장 3

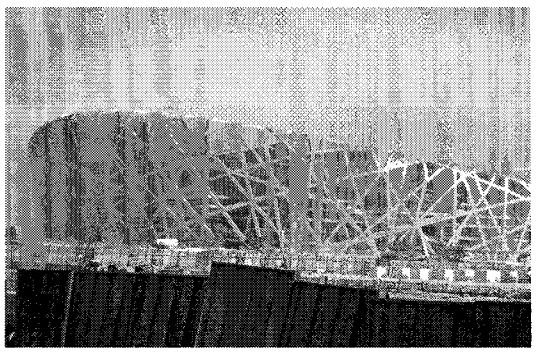


그림 3.7.95 베이징 올림픽 주경기장 4



그림 3.7.96 베이징 올림픽 주경기장 5

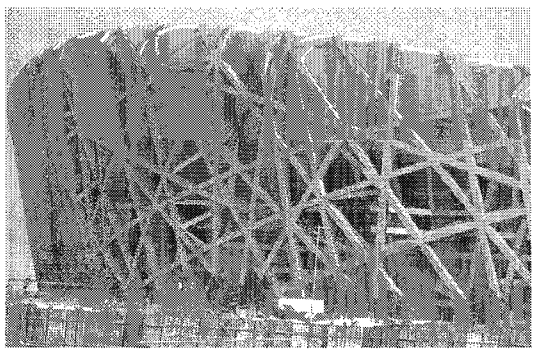


그림 3.7.97 베이징 올림픽 주경기장 6



그림 3.7.98 베이징 올림픽 주경기장 7

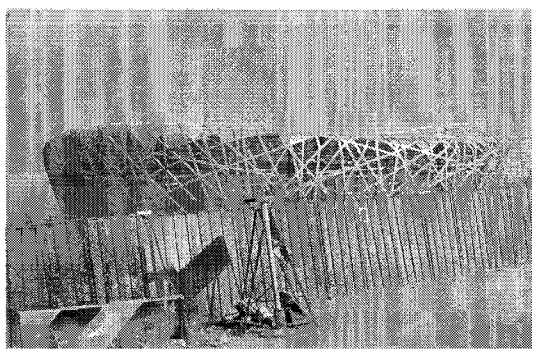


그림 3.7.99 베이징 올림픽 주경기장 8

(라) 기타 사례

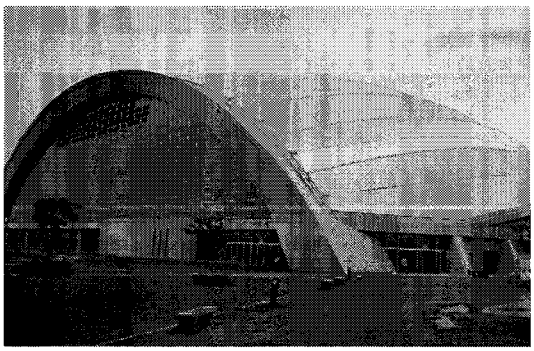


그림 3.7.100 오카야마 돔 1



그림 3.7.101 오카야마 돔 2

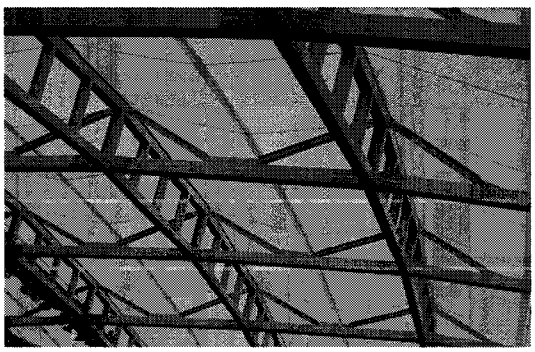


그림 3.7.102 오카야마 돔 3

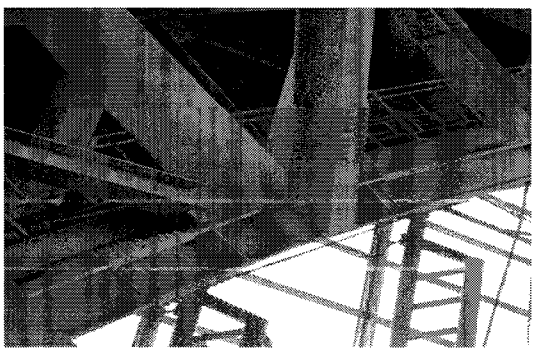


그림 3.7.103 오카야마 돔 4

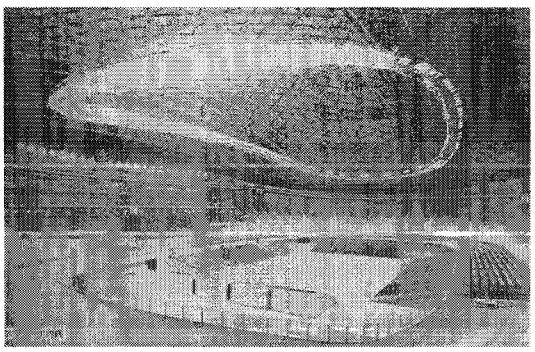


그림 3.7.104 키타쿠슈 미디어 돔 1

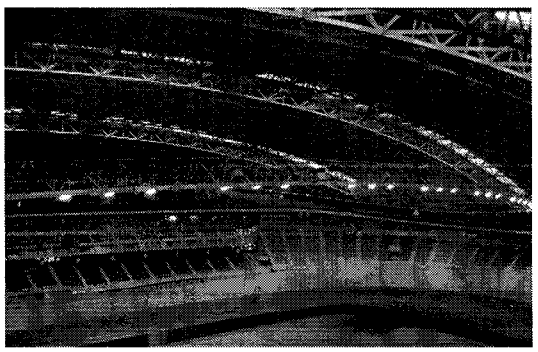


그림 3.7.105 키타쿠슈 미디어 돔 2

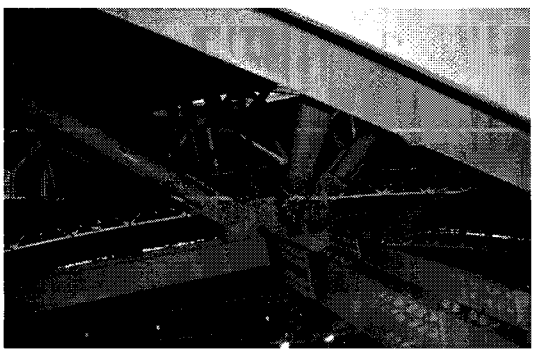


그림 3.7.106 키타쿠슈 미디어 돔 3

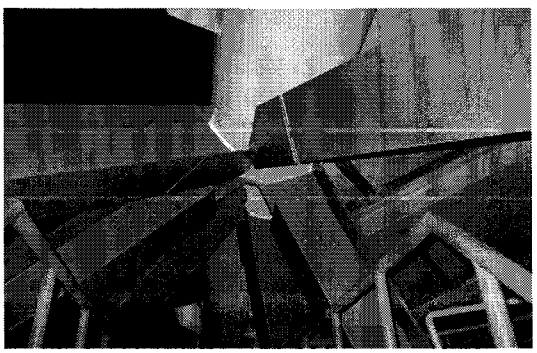


그림 3.7.107 키타쿠슈 미디어 돔 4

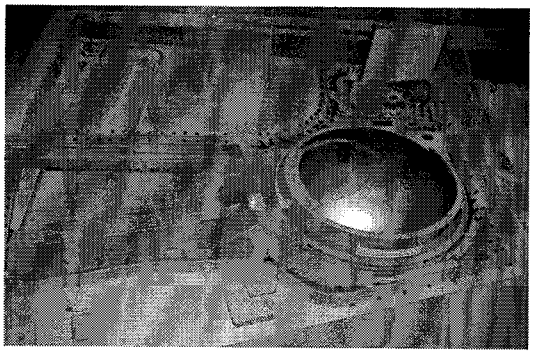


그림 3.7.108 후쿠오카 돔 1



그림 3.7.109 구마모토 파크 돔 1

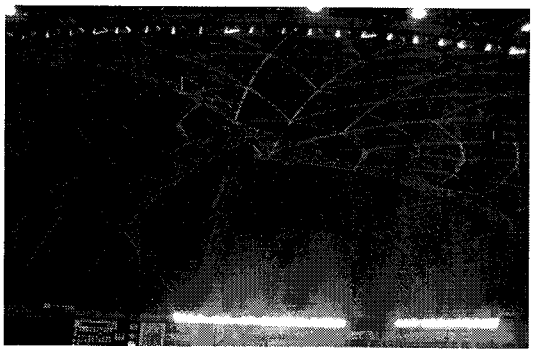


그림 3.7.110 후쿠오카 돔 2

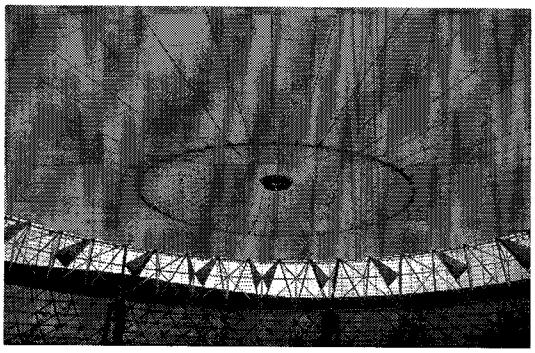


그림 3.7.111 구마모토 파크 돔 2

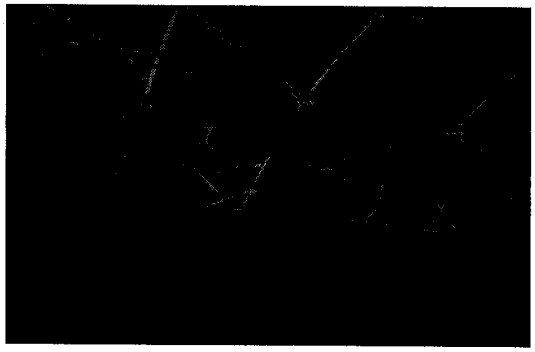


그림 3.7.112 후쿠오카 돔 3

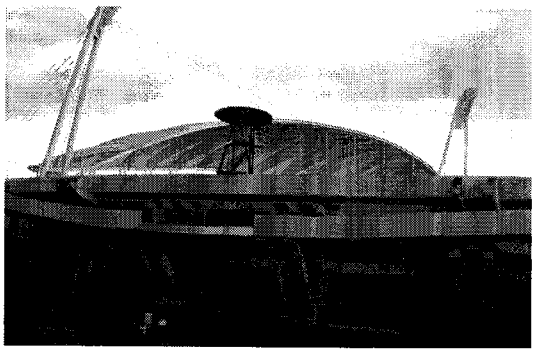


그림 3.7.113 구마모토 현립 경기장 1

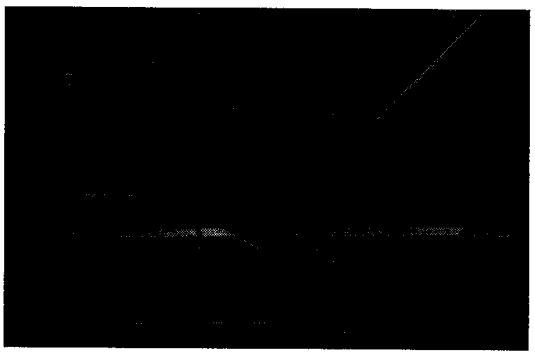


그림 3.7.114 후쿠오카 돔 4

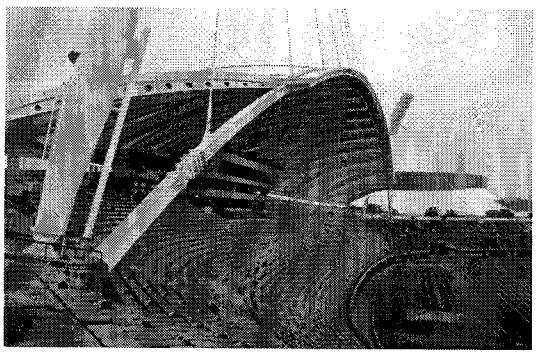


그림 3.7.115 구마모토 현립 경기장 2



그림 3.7.116 다임러 스타디움 1

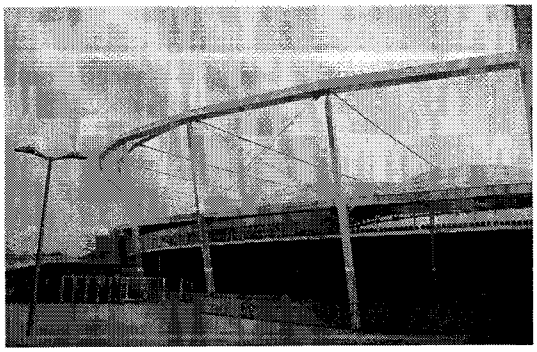


그림 3.7.117 다임러 스타디움 2



그림 3.7.118 다임러 스타디움 3

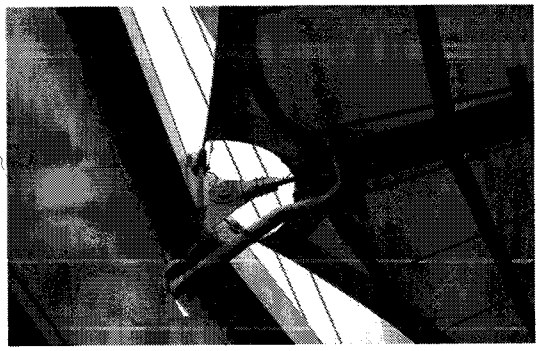


그림 3.7.119 다임러 스타디움 4

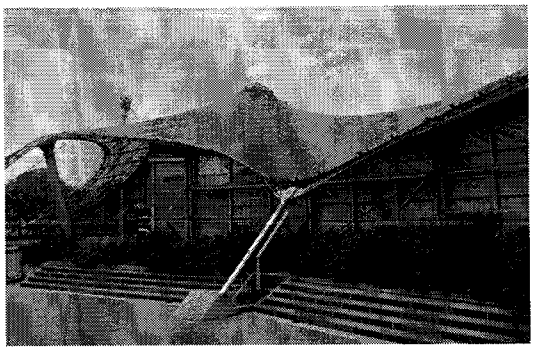


그림 3.7.120 뮌헨 올림픽 파크 1

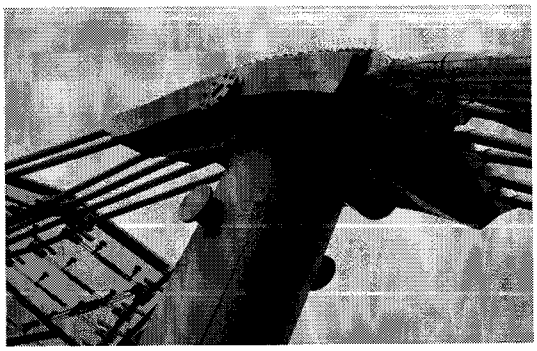


그림 3.7.121 뮌헨 올림픽 파크 2

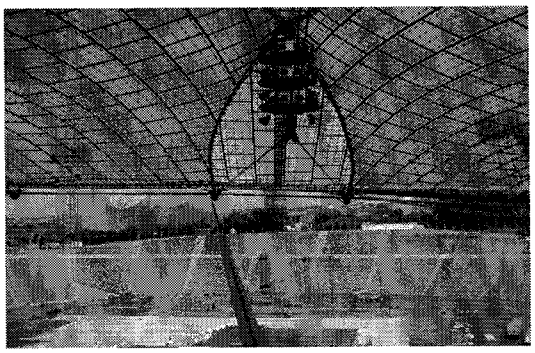


그림 3.7.122 뮌헨 올림픽 파크 3



그림 3.7.123 뮌헨 올림픽 파크 4

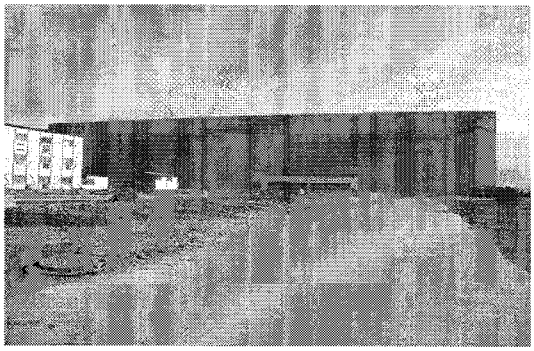


그림 3.7.124 국립 수상경기 센터 1



그림 3.7.125 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 1



그림 3.7.126 국립 수상경기 센터 2

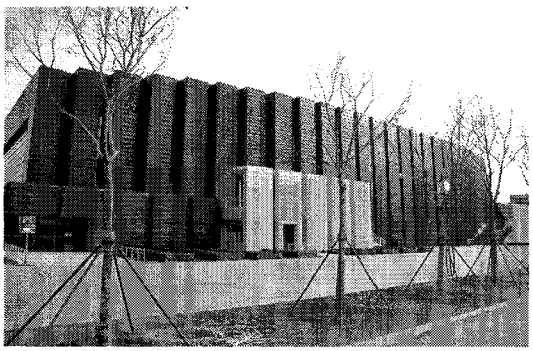


그림 3.7.127 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 2



그림 3.7.128 국립 수상경기 센터 3

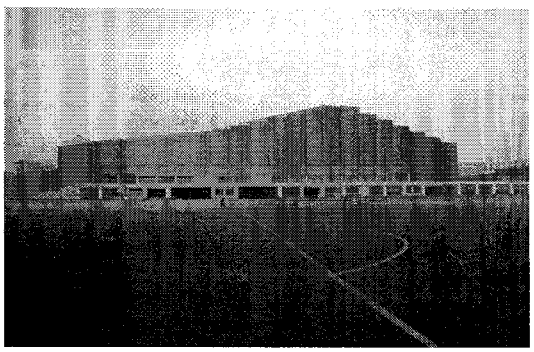


그림 3.7.129 CAU 체육관 1

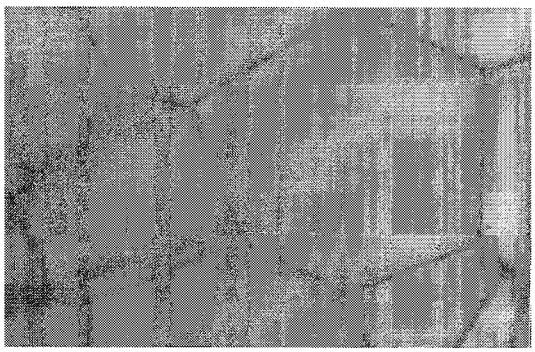


그림 3.7.130 국립 수상경기 센터 4

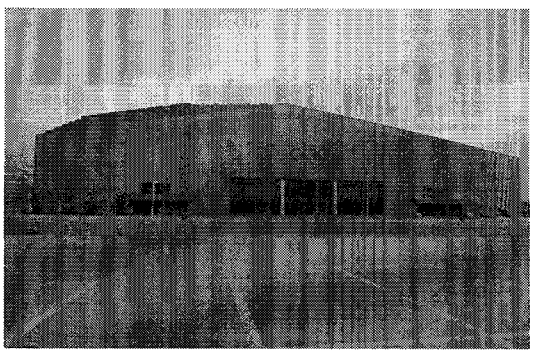


그림 3.7.131 CAU 체육관 2

(2) 기타 대공간 구조



그림 3.7.132 뮌휀공항 1

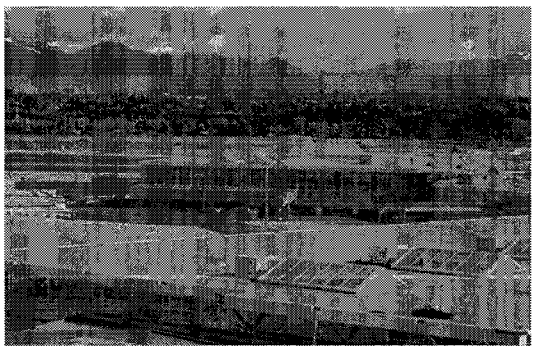


그림 3.7.133 슈트르가르트 공항 1

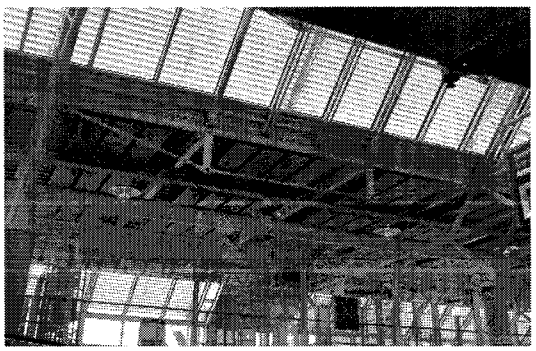


그림 3.7.134 뮌휀공항 2



그림 3.7.135 슈트르가르트 공항 2



그림 3.7.136 뮌휀공항 3



그림 3.7.137 슈트르가르트 공항 3



그림 3.7.138 뮌휀공항 4

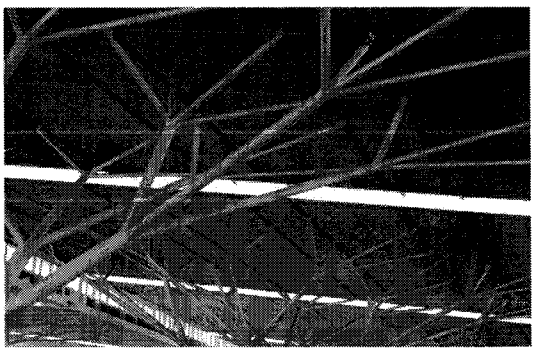


그림 3.7.139 슈트르가르트 공항 4

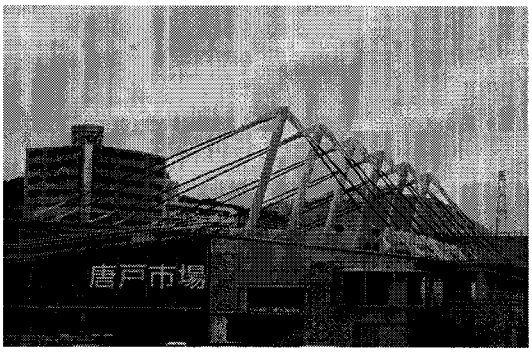


그림 3.7.140 카라토 시장 1

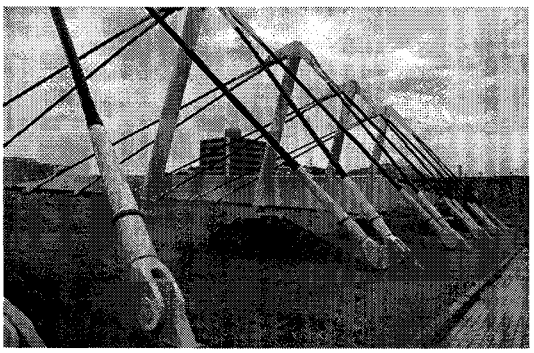


그림 3.7.141 카라토 시장 2



그림 3.7.142 카라토 시장 3

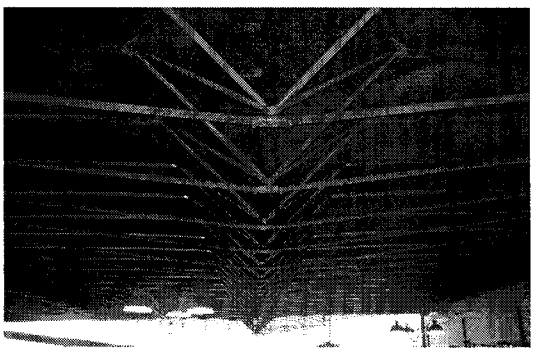


그림 3.7.143 카라토 시장 4



그림 3.7.144 국가대극원 1



그림 3.7.145 국가대극원 2



그림 3.7.146 국가대극원 2

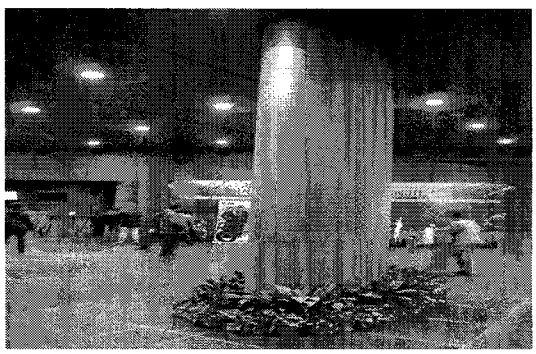


그림 3.7.147 국가대극원 3

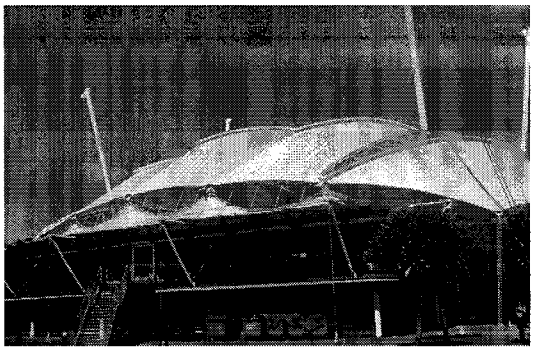


그림 3.7.148 국세청 신청사 어메니티 센터 1

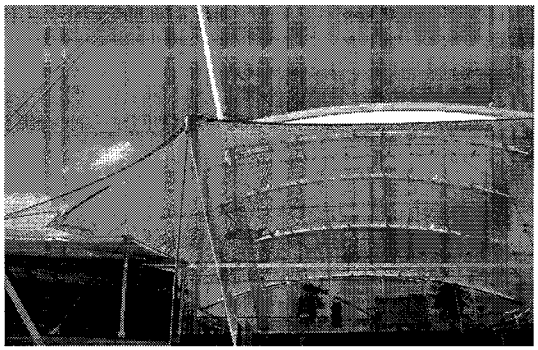


그림 3.7.149 국세청 신청사 어메니티 센터 2

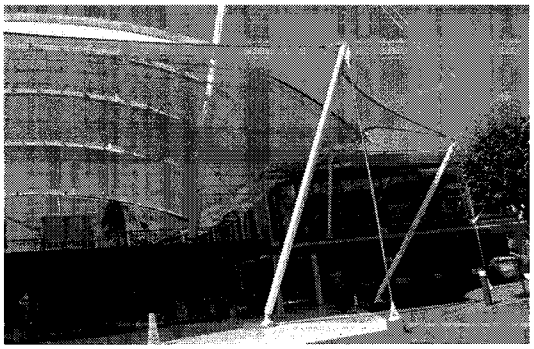


그림 3.7.150 국세청 신청사 어메니티 센터 3

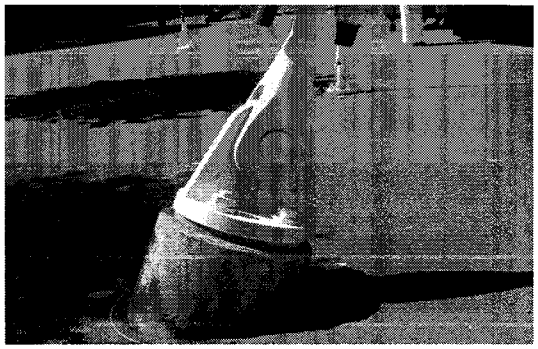


그림 3.7.151 국세청 신청사 어메니티 센터 4

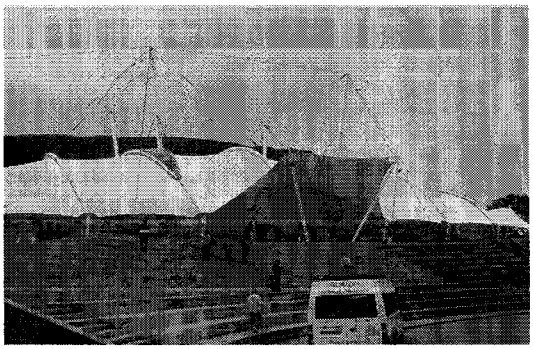


그림 3.7.152 다이나믹 어스 센터 1

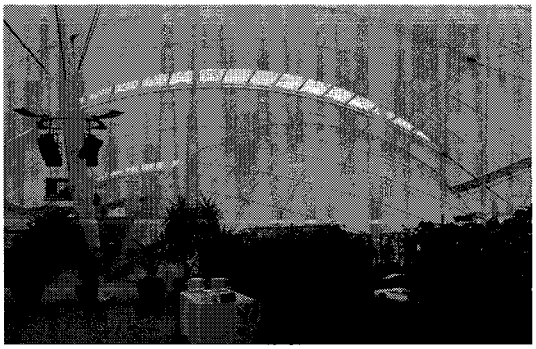


그림 3.7.153 다이나믹 어스 센터 2

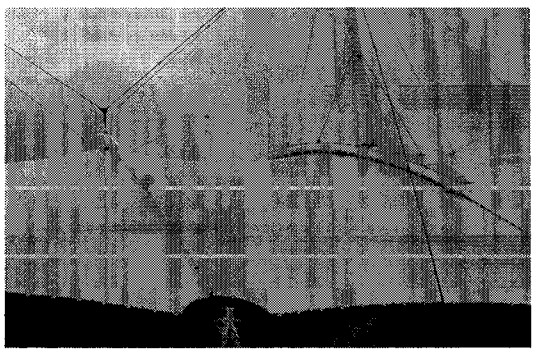


그림 3.7.154 다이나믹 어스 센터 3



그림 3.7.155 다이나믹 어스 센터 4

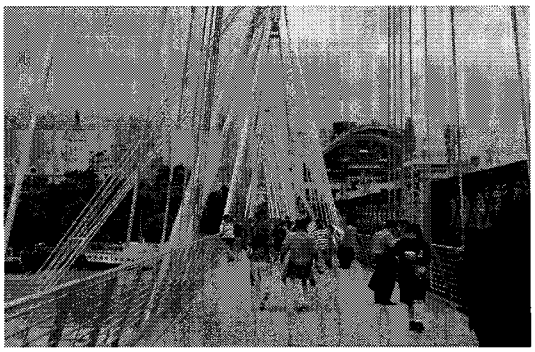


그림 3.7.156 헝거포드브릿지 1

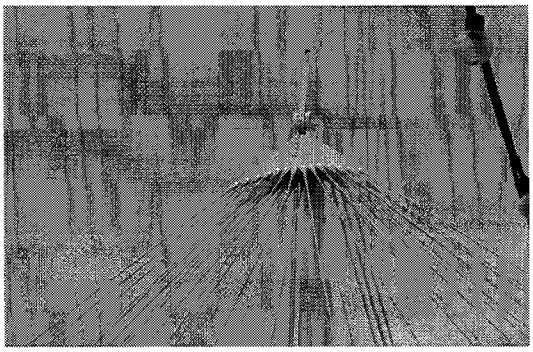


그림 3.7.157 헝거포드브릿지 2

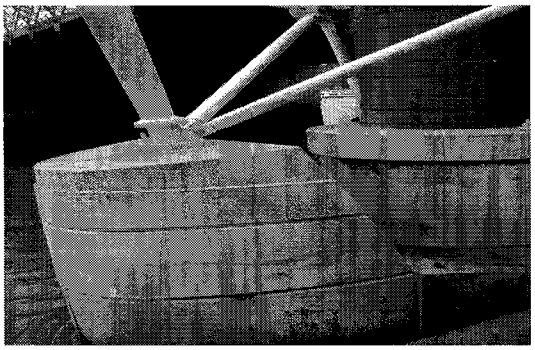


그림 3.7.158 헝거포드브릿지 3

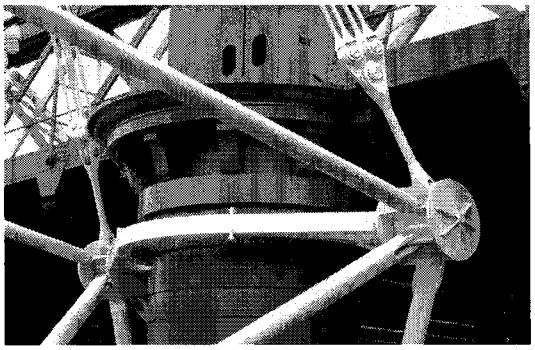


그림 3.7.159 헝거포드브릿지 4

4. 접합부 데이터베이스

(1) 강성구조 시스템 접합부

대공간구조물은 부재를 입체적으로 조립 구성하여 완성하는 3차원 입체구조시스템이다. 입체구조는 그 자신이 갖는 구조적 특성과 외관의 경쾌함 등으로 현재와 미래의 시대적 요구에 가장 적합한 구조형식의 하나라 할 수 있을 것이다. 이러한 이유로 대공간구조물은 끊임없는 발전을 거듭해왔지만 아직도 해결해야할 문제가 많다. 특히 이 구조시스템은 일반구조시스템과 달리 기하학적 형태가 복잡하고 부재 종류가 많으며 또한 경량인 부재 양단에 복잡하고도 정밀한 가공을 필요로 하며, 접합부가 복잡한 특성을 갖고 있다. 대공간 입체골조 구조물의 설계, 제작에 있어서 접합부에 편심을 동반하지 않게 하는 것은 매우 어려운 문제이지만 이것을 실현하기 위해 많은 공법이 제시되고 있다. 부재는 서로 용접 또는 볼팅에 의해 직접 접합되거나 특별한 접합부가 사용되기도 한다. 접합부는 평면, 곡면 또는 빌트-업 가세트 판일 수 있다. 이것은 하나의 부품일 수도 있고 여러 개로 이루어질 수도 있다. 또한 조립품이거나 완제품일 수도 있다. 튜브형, 오픈(angle, channel, wideflange, tee)단면처럼 어떠한 형태일지라도 부재의 마구리에 특별한 가공을 한다면 훌륭한 접합부가 될 수 있다. 오늘날 잘 알려진 표준화 조인트들은 영국의 Nodus, Space deck 시스템, 프랑스 Unibat 시스템, 독일 Mero, Octaplatte 시스템, 북미 Unistrut, Triodetic 시스템 등이 있다.

종래의 트러스나 스페이스 프레임에 대해서 거셋프레이트나 시스템 트러스의 볼조인트 등에 실적이 있는 구법을 적용하는 경우 검토해야 할 점은 그렇게 많지 않으나 단층 래티스와 같이 접합부의 강성이 가구 전체의 성능에 크게 관계하는 경우, 또는 접합부에 집합하는 부재를 편심 접합 시키는 것으로 접합부에 간소화를 도모하는 것과 같은 경우에는 접합부에 휨강성과 응력 전달 상태를 적정하게 평가할 필요가 있다. 강성과 응력 전달의 검토에는 솔리드 요소와 셸요소를 이용한 FEM해석이 유효하다. 해석에 있어서는 부재로부터 전달되는 응력과 접합부에 직접 가해지는 하중을 고려한 다음으로 적절한 경계조건을 설정할 필요가 있다. 또 FEM해석에 의한 접합부의 내력 평가는 국부 응력과 유한 변형을 해야하며 실험에의 확인도 필수적이다.

시스템화 된 스페이스프레임에서는 단조 또는 주조의 구형부재에 고장력강의 단순 볼트로 결합하는 기계적인 접합부가 표준화되어 있다. 나미하야돔에서는 3

차원 곡면을 형성하기 위한 합리적인 해를 기성의 시스템 트러스 부재와 접합부를 사용한 복층 스페이스 프레임으로 구현하고 있다. 한편, 구조규모와 전달 축력의 증대에 따라 구조합리성, 생산성, 및 시공성의 측면으로부터 각각의 구조시스템에 합치하는 접합부 방식의 검토도 필요한 경우가 있다. 키타큐슈 미디어돔에서는 상하 현 면이 45도 회전한 정방향 그리드로 구성된 스페이스 프레임에 대해서 보통 강을 이용한 단순한 접합부를 채용하고 주철접합부 사용의 경우에 비해서 비용절감과 시공성의 향상을 도모하고 있다.

(가) 강성구조의 접합부 상세



그림 3.7.160 대형 원형강관의 용접접합

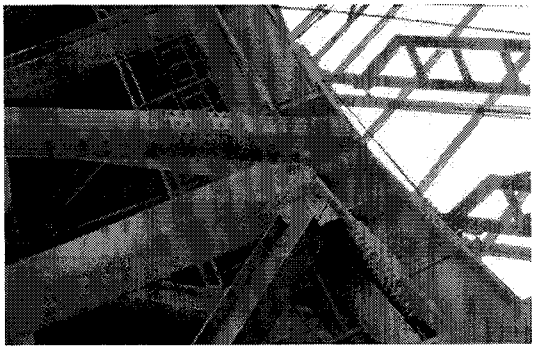


그림 3.7.161 H형강과 각형강관 강접합



그림 3.7.162 H형강의 강접합

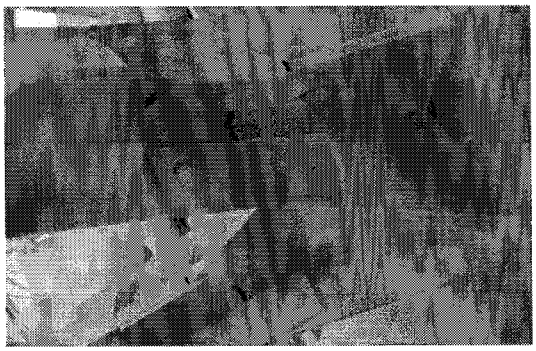


그림 3.7.163 플레이트를 이용한 원형 강관간의 강접합



그림 3.7.164 메로 시스템에 의한 핀접합



그림 3.7.165 H형강과 원형강관 접합



그림 3.7.166 플레이트를 이용한 원형강관과 H형강 접합

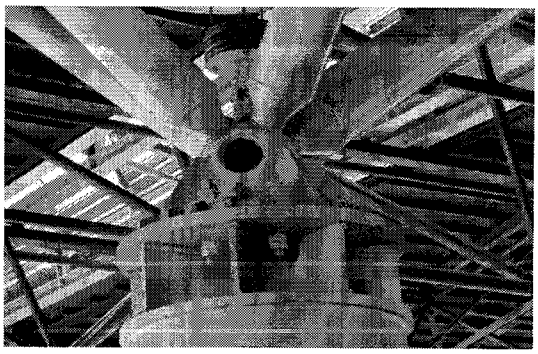


그림 3.7.167 트러스 지지부

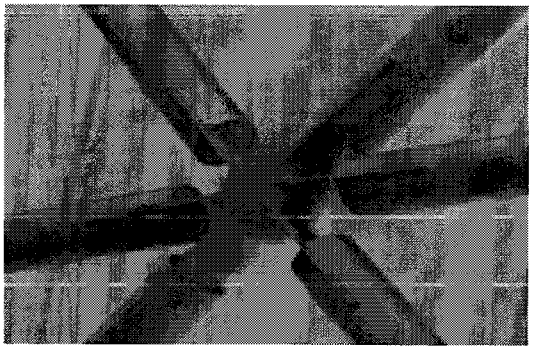


그림 3.7.168 플레이트를 이용한 원형강관 접합

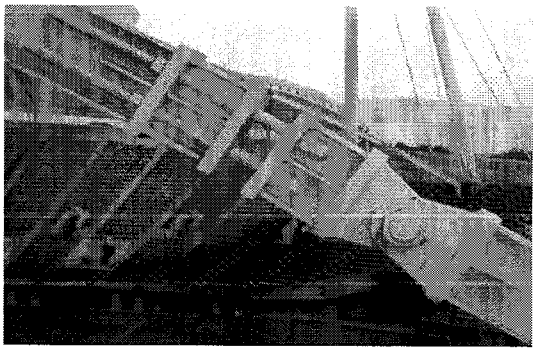


그림 3.7.169 트러스의 핀접합 지지부



그림 3.7.170 각형강관의 핀접합



그림 3.7.171 원형강관기둥의 지지부



그림 3.7.172 각형 강관의 플랜지 접합

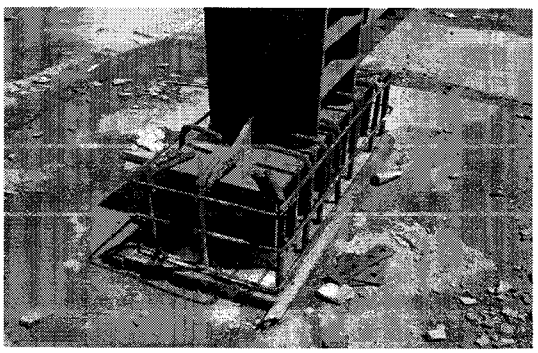


그림 3.7.173 트러스의 지점(콘크리트 타설전)

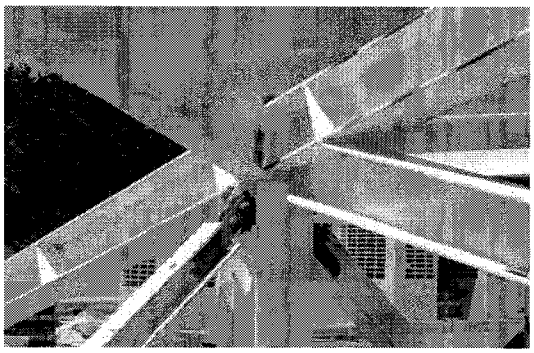


그림 3.7.174 H형강의 용접접합

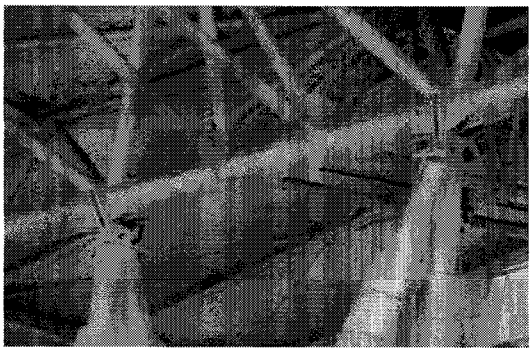


그림 3.7.175 원형강관의 핀접합

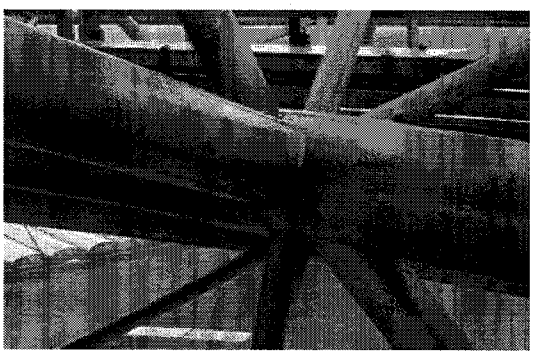


그림 3.7.176 원형강관의 용접접합

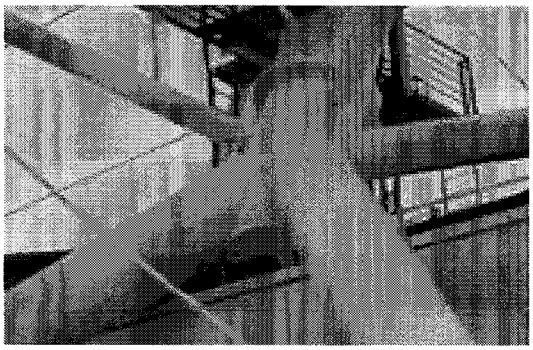


그림 3.7.177 원형강관 용접접합

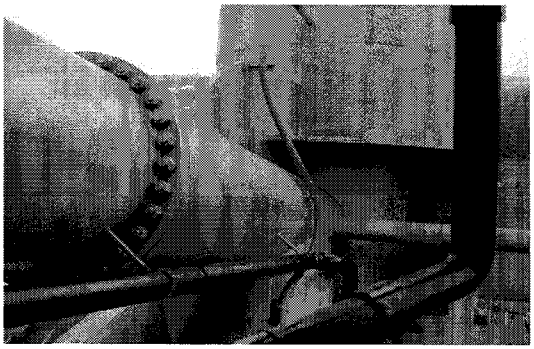


그림 3.7.178 원형강관 접합부의 플레이트 보강

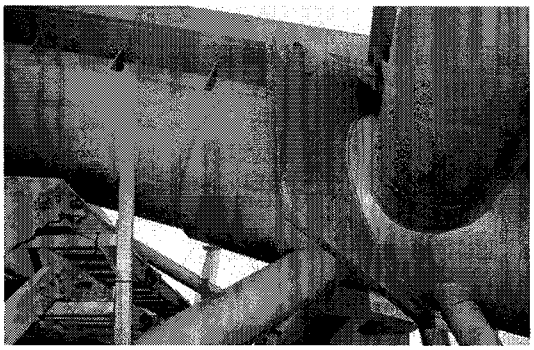


그림 3.7.179 플레이트를 이용한 대형 원형 강관의 접합

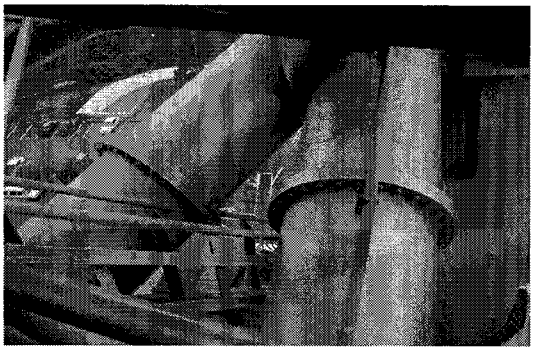


그림 3.7.180 원형강관의 플랜지 접합

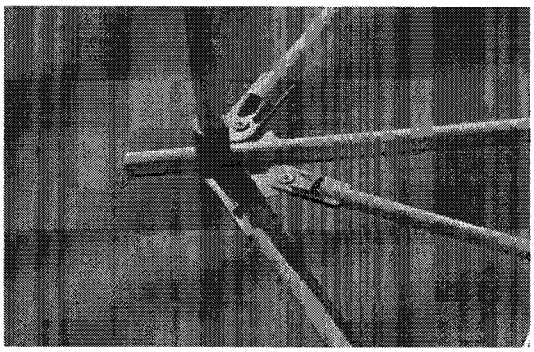


그림 3.7.181 원형강관의 핀접합

(2) 연성구조 시스템 접합부

대공간을 확보하기 위한 지붕구조 시스템에는 케이블 등을 이용한 인장재의 활용이 적극적으로 요구된다. 이러한 구조는 힘의 흐름이 명쾌하고 불필요한 부재가 적으며 아울러 구조적인 미까지도 겸비하게 된다. 그러나 인장부재를 접합하는 것은 쉽지 않으며 접합의 형태나 전달하는 힘의 크기에 따라 다양한 형식을 취하게 된다.

(가) 연성구조의 접합부 상세

① 연성구조의 접합부1 (인장재간의 접합부)

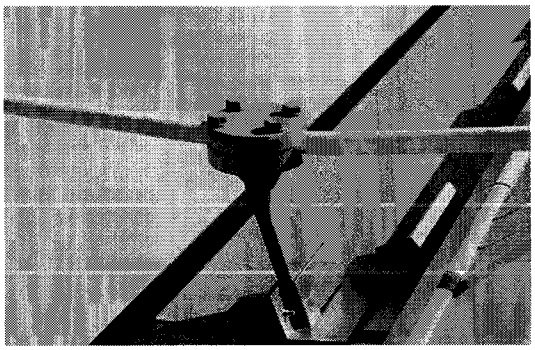


그림 3.7.182 케이블의 접합1

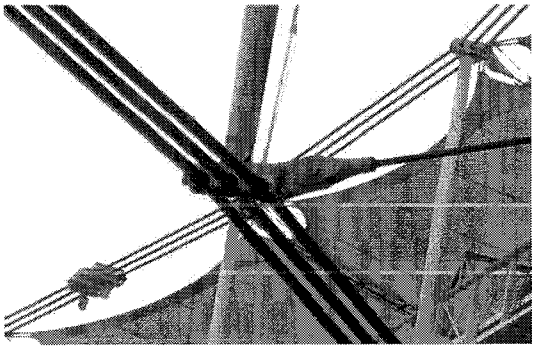


그림 3.7.183 케이블의 접합2

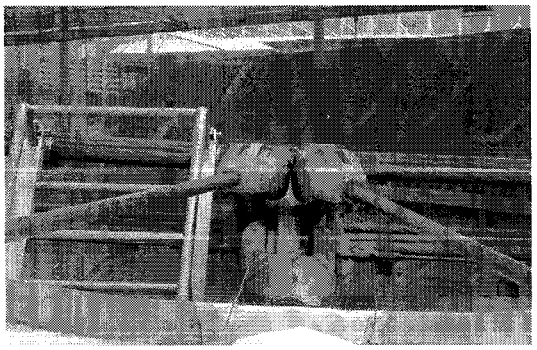


그림 3.7.184 케이블의 접합3

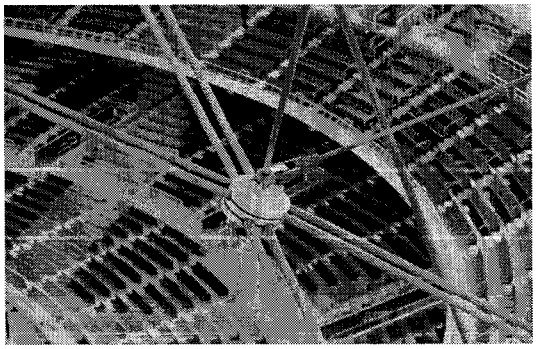


그림 3.7.185 케이블의 접합4

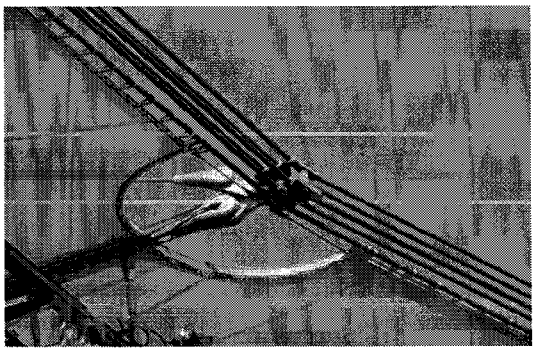


그림 3.7.186 케이블의 접합5

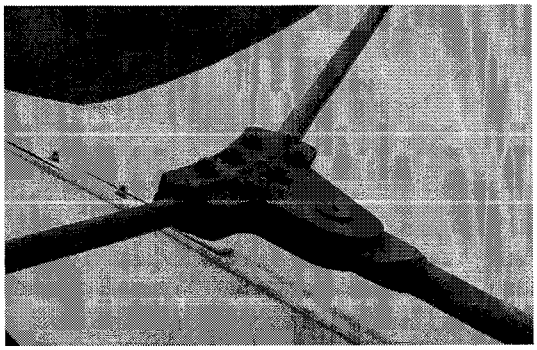


그림 3.7.187 케이블의 접합6

② 연성구조의 접합부2 (인장재와 압축재의 접합)

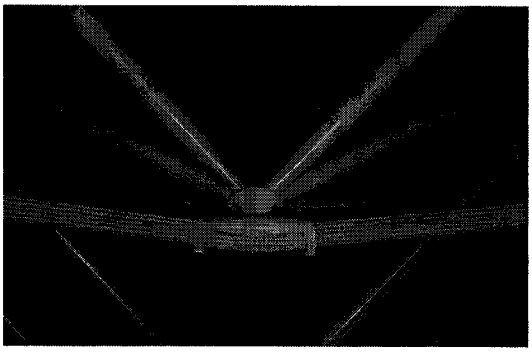


그림 3.7.188 케이블과 압축트러스의 접합1

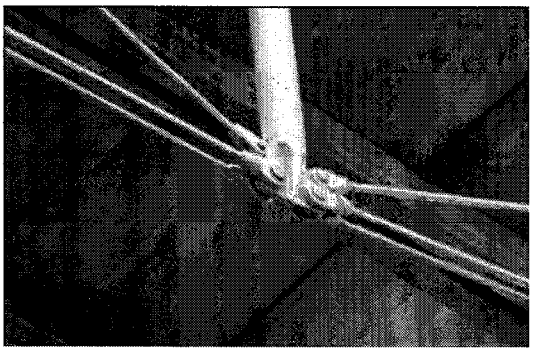


그림 3.7.189 케이블과 압축트러스의 접합2



그림 3.7.190 케이블과 압축트러스의 접합3

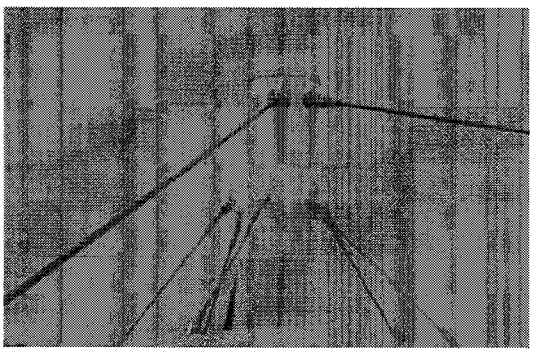


그림 3.7.191 케이블과 압축트러스의 접합4

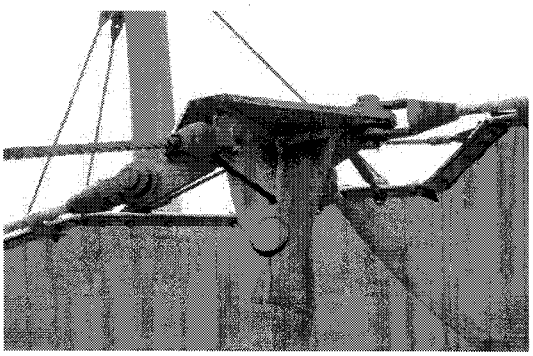


그림 3.7.192 케이블과 압축트러스의 접합5

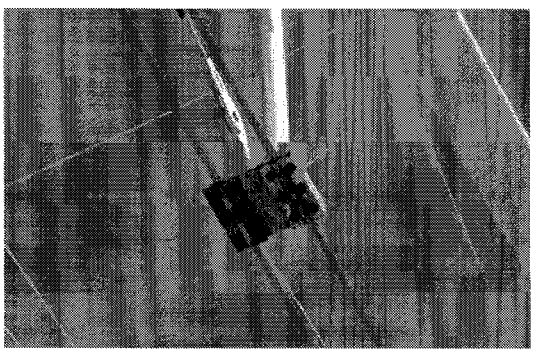


그림 3.7.193 케이블과 압축트러스의 접합6

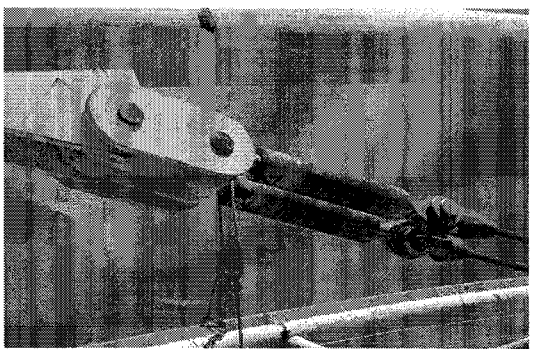


그림 3.7.194 케이블과 압축트러스의 접합7

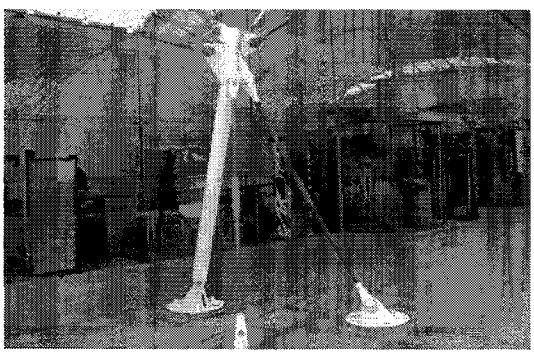


그림 3.7.195 케이블과 압축트러스의 접합8



그림 3.7.196 케이블과 압축트러스의 접합9



그림 3.7.197 케이블과 압축트러스의 접합10

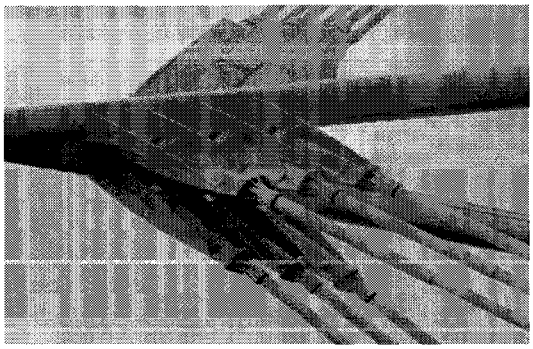


그림 3.7.198 케이블과 압축트러스의 접합11

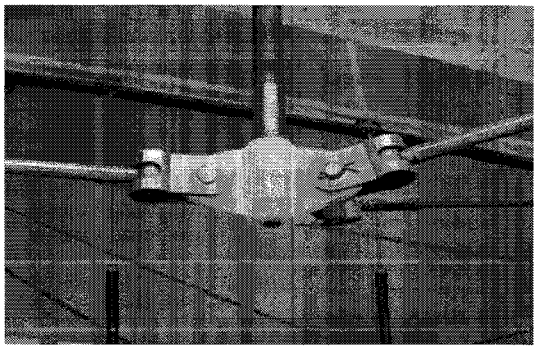


그림 3.7.199 케이블과 압축트러스의 접합12

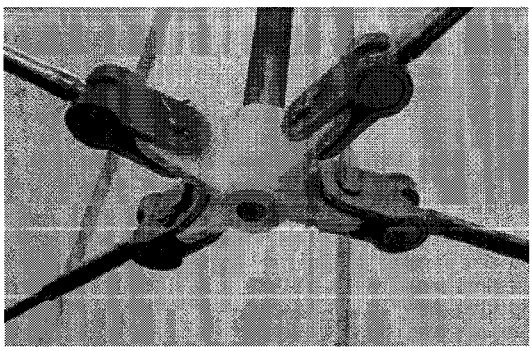


그림 3.7.200 케이블과 압축트러스의 접합13

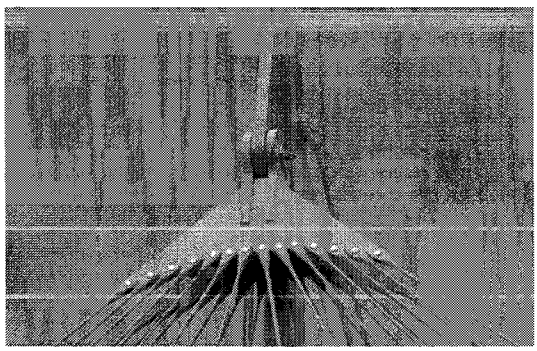


그림 3.7.201 케이블과 압축트러스의 접합14

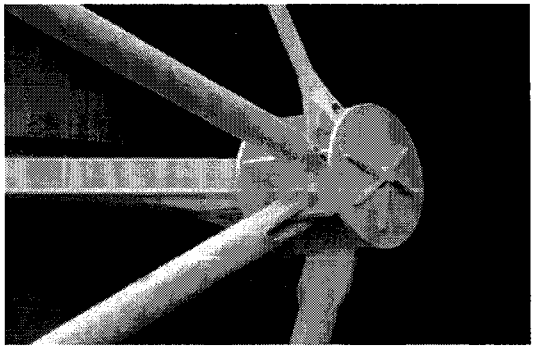


그림 3.7.202 케이블과 압축트러스의 접합15

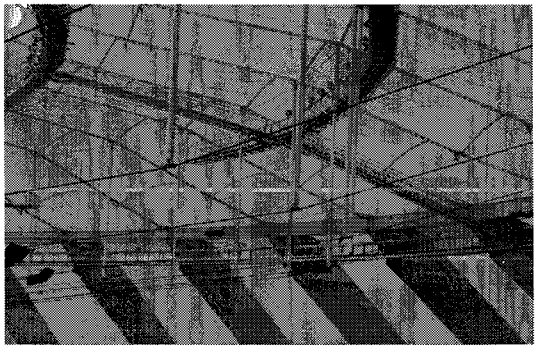


그림 3.7.203 케이블과 압축트러스의 접합16

③ 연성구조의 접합부3 (막과 케이블의 접합)

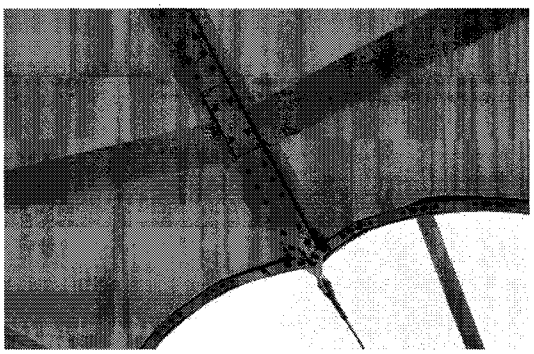


그림 3.7.204 막과 케이블 접합1

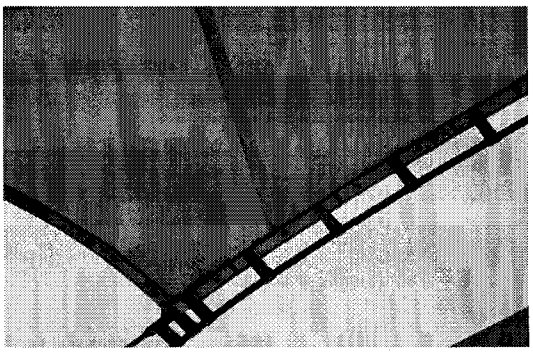


그림 3.7.205 막과 케이블 접합2

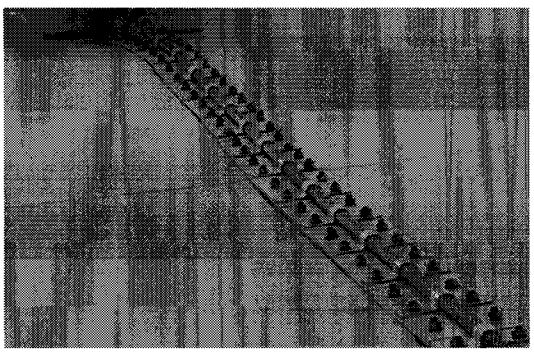


그림 3.7.206 막과 케이블 접합3

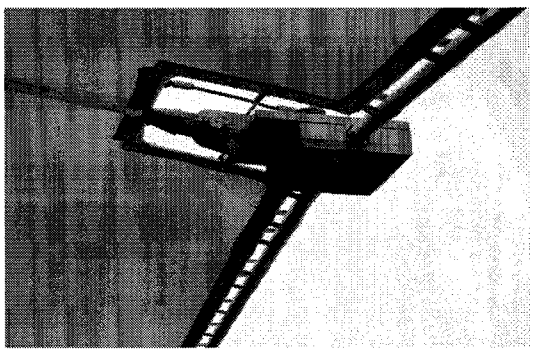


그림 3.7.207 막과 케이블 접합4

④ 연성구조의 접합부4 (인장 정착부)

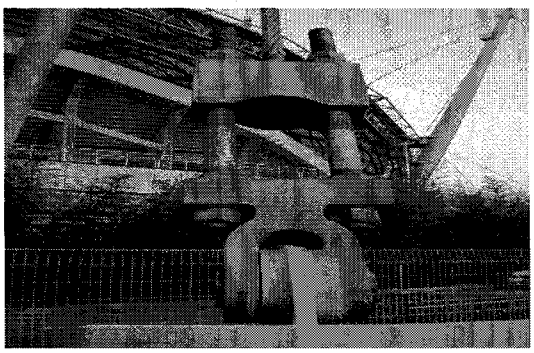


그림 3.7.208 케이블의 정착1

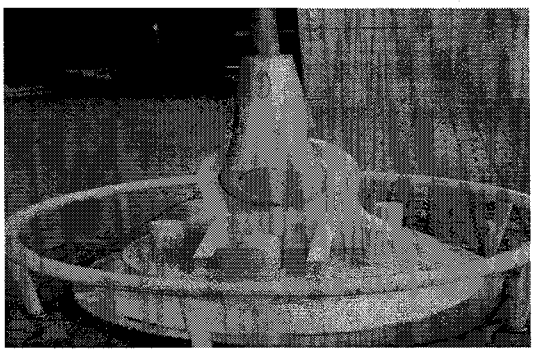


그림 3.7.209 케이블의 정착2

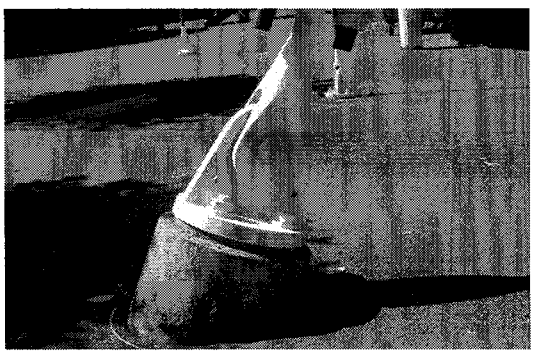


그림 3.7.210 케이블의 정착3



그림 3.7.211 케이블의 정착4

제 4 장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도

1 절 연구개발 수행 진도율

표 4.1.1 연구개발 수행 진도율

구분 / 연구내용	추진일정 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	진도(%)
실험을 통한 강성구조물의 접합부 상세 개발	----	----	----	----	----	----							100%
	————	————	————	————	————	————							
실험을 통한 연성구조물의 접합부 상세 개발	----	----	----	----	----	----	----	----					100%
	————	————	————	————	————	————	————	————					
해외연구 교류 및 공동세미나 개최	----	----	----	----	----	----	----	----					100%
	————	————	————	————	————	————	————	————					
해외 대공간 구조물 시공사례 및 설계기법 자료수집			----	----	----	----	----	----	----	----			100%
			————	————	————	————	————	————	————	————			
설계 코드 분석	----	----	----	----	----	----	----	----					100%
	————	————	————	————	————	————	————	————					
시공 매뉴얼 작성					----	----	----	----					100%
					————	————	————	————					
유지관리 및 보수보강에 관한 지침서 작성					----	----	----	----	----	----			100%
					————	————	————	————	————	————			
차세대 대공간 구조 시스템 개발을 위한 이론 및 해석 알고리즘 개발	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----			100%
	————	————	————	————	————	————	————	————	————	————			
총체적인 데이터 베이스 구축 - 웹 서비스를 위한 자료의 계속적인 업데이트 중에 있음.					----	----	----	----	----	----	----	----	100%
					————	————	————	————	————	————	————	————	
보고서 작성									----	----	----	----	100%
									————	————	————	————	
총 진도율	100%			100%			100%			100%			100%

..... 당초계획

———— 실 적

2 절 연구개발결과 평가의 착안점

표 4.2.1 연구개발결과 평가의 착안점

연도	세부연구목표	가중치	평가의 착안점 및 척도
3차 연도 (2007~2008)	○ 설계기법 개발	35%	해석이론의 분석결과 검토 설계 코드 작성
	○ 시공기법 개발	25%	시공과정해석 시공 매뉴얼 작성
	○ 유지관리, 보수보강 기술	20%	유지관리 및 보수보강 지침서 작성
	○ 데이터베이스 구축	20%	해석 이론과 기법, 실험결과 등을 종합하여 총체적인 데이터베이스를 구축

3 절 연구개발 목표의 달성도

표 4.3.1 연구개발 목표 달성도

연구 목표	달성도 (%)	내 용
▪ 설계기법 개발	100%	▪ 형상결정원리 및 그 조합에 따른 단층돔, 복층돔, 케이블 돔, 텐세그리티의 형상 생성 알고리즘을 개발하였음. ▪ 강성구조시스템의 세우기(erection) 과정 해석기법을 개발하고, 스트라치 시스템의 안정화 이행과정 해석에 활용함. ▪ 동적이완법, 호장법을 이용한 대공간 구조의 후좌굴 해석법을 개발하였음. ▪ 비선형 탄소성 재료비선형 모델을 이용한 대공간 구조의 후좌굴해석법을 개발하였음. ▪ 유전알고리즘 및 터부알고리즘을 이용한 돔의 최적화 연구를 수행하고, 그 결과를 비교 분석하였음. ▪ 퍼지이론을 이용한 이산화 변수 격자 구조의 최적화 설계 이론을 개발하였음. ▪ 대공간 구조물의 등가모델을 이용하여 지진하중에 대한 응답특성, 면진층 도입에 따른 거동특성, 하부구조 소성화에 따른 거동특성을 분석하였음. ▪ 대공간 구조물의 등가모델을 이용한 성능점 산정법을 개발하였음. ▪ Lyapunov 개념을 이용하여 대공간 구조물의 기하 비선형을 고려한 동적 불안정 평가 알고리즘을 개발하였음. ▪ 수퍼요소와 부분구조를 이용한 대공간 구조시스템의 효율적인 정적, 동적 해석 알고리즘을 개발하였음.

		▪ 스펙트럴요소법(SEM)을 이용한 대공간 구조의 동적해석 알고리즘을 개발하였음. ▪ 무요소법을 이용한 구조요소의 해석, 방사절점보간을 이용한 응력집중현상 해석기법, 적응적 세분화 방법을 이용한 국부화 문제 해석기법을 개발하였음. ▪ 가상점성감쇠의 고려를 통한 개선된 막구조물의 최적 형상탐색 알고리즘을 개발하였음. ▪ 동적이완법을 이용하여 개선된 연성구조시스템의 안정화 이행과정 해석 알고리즘을 개발하고 서울 체조경기장의 해석에 활용하였음. ▪ 동적이완법을 이용한 연성구조물의 초기 형상탐색과 재단도 해석 알고리즘을 개발하였음. ▪ 유체와 구조물의 상호작용 알고리즘(FSI)을 이용하여 실제 막구조물의 거동 특성을 반영한 해석기법을 개발하였음. ▪ 전산유체역학(CFD)을 이용하여 셸 구조 및 돔의 다양한 형상 변화에 따른 풍압분포 특성을 분석, 평가하였음. ▪ 동적이완법을 이용하여 케이블-트러스 구조물의 후좌굴 특성을 연구하고, 옥천연수원 현장 지붕구조 안정성을 검토하여 적용성을 평가함 ▪ 안정수렴법을 이용한 하이브리드 돔의 동적해석 알고리즘을 개발하고, 하중을 받는 개방형 하이브리드 돔의 동적 거동 특성을 규명하였음. ▪ 케이블 구조물의 설계코드 분석을 통한 설계기법을 제시하였음. ▪ 막 구조물의 설계코드 분석을 통한 설계기법을 제시하였음. ▪ 전산유체역학(CFD)을 이용하여 대공간 구조물의 형상에 따른 풍압 거동 특성 데이터를 확보, 분석, 평가하였음. ▪ H형강, T형강의 장스팬(9m) 합성트러스 실험을 통해 합성 트러스 효과를 평가하였음. ▪ 더블앵글 접합부의 강성, 강도 산정 및 예측을 위한 해석모델을 개발하고 실험을 통해 평가하였음. ▪ 원형강관 브레이스 좌굴제어시스템의 제안 및 평가를 위한 실험을 수행하였음. ▪ 볼 조인트 휨 강성 실험을 통해 해석모델을 제안하고 래티스돔의 해석에 적용하였음. ▪ 스트라치 시스템의 시공과정에 대한 안정성 검토를 위한 구조성능 실험을 수행하고 해석알고리즘의 결과와 비교 평가하였음.

		▪ 막재의 사용성 평가를 위한 폭로실험을 수행하였음. ▪ 케이블의 설계내력 평가하기 위한 기본 강도시험을 수행하였음. ▪ 고양 실내체육관, 판교 알파돔시티, 서울 송파 ○○돔 프로젝트, 진주 종합경기장 등의 설계를 통해 해석 알고리즘과 개발한 설계기법의 적용성을 평가하고 검증하였음.
▪ 시공기법 개발	100%	▪ 케이블 구조물의 시공 매뉴얼을 작성하였음. ▪ 막 구조물의 시공 매뉴얼을 작성하였음. ▪ 광명 경륜장, 제주 컨벤션 센터의 시공과정 및 세우기(erection) 공법을 분석, 정리하였음. ▪ 스트라치, 동남권 유통단지 스카이 파라솔 케이블 돔, 옥천연수원 지붕구조물의 설계 및 시공을 통해 설계, 시공기법의 적용성을 평가하고 검증할 수 있었음. ▪ 부산 아시아드 주경기장의 시공사례 분석 및 인천 문학경기장의 설계 및 시공을 통하여 설계, 시공기법의 적용성을 평가할 수 있었음.
▪ 유지관리, 보수보강 기술	100%	▪ 케이블 구조물의 유지관리 및 보수보강 매뉴얼을 작성하였음. ▪ 막 구조물의 유지관리 및 보수보강 매뉴얼을 작성하였음. ▪ 참여기업을 통한 서울 체조경기장의 보수보강 사례를 통한 작성 매뉴얼의 보완 및 발전할 수 있었음.
▪ 데이터베이스 구축	100%	▪ 국내 월드컵 경기장 및 대공간 구조물에 대한 자료를 수집, 정리하고 데이터베이스화 하였음. ▪ 국외 경기장 및 대공간 구조물에 대한 자료를 수집, 정리하고 데이터베이스화 하였음. ▪ 국내외 대공간 구조물의 접합부에 대한 자료를 수집, 정리하고 데이터베이스화 하였음. ▪ 대공간 구조물의 설계기법, 시공기법, 유지관리 및 보수보강 매뉴얼 및 국내외 대공간 관련 데이터베이스를 홈페이지(http://www.iitsal.com/)를 통해 웹서비스 중에 있으며 향후 지속적으로 업데이트할 예정임.

4 절 연구개발의 기술발전에의 기여도

표 4.4.1 연구개발의 기술발전에의 기여도

연구 목표	기여도	내 용
▪ 설계기법 개발	상	▪ 강성구조시스템의 세우기(erection) 과정 해석기법을 개발하고, 스트라치의 안정화 이행과정 해석에 활용하여 개발 알고리즘을 검증할 수 있었으며, 시공과정 동안의 구조물의 안정성을 규명할 수 있었음. ▪ 동적이완법, 호장법을 이용한 대공간 구조의 후좌굴 해석법 개발을 통해 해석의 불안정성을 개선하였으며, 탄소성을 고려한 해석법의 개발로 더욱 실 거동에 근사한 대공간 구조물의 정적안정거동을 규명할 수 있었음. ▪ 유전알고리즘, 터부알고리즘, 퍼지이론을 통한 대공간 구조물의 최적화 연구를 통해 설계과정에서의 최적화 및 최적화 이론의 대공간구조물에의 활용성을 검증할 수 있었음. ▪ 대공간 구조물의 등가모델을 이용하여 지진하중에 대한 응답특성, 면진층 도입에 따른 거동특성, 하부구조 소성화에 따른 거동특성 분석 및 성능점 산정법을 개발하여 대공간 구조물의 효율적인 지진응답 해석 및 내진 성능설계를 위한 기반을 마련하였음. ▪ Lyapunov 개념과 기하 비선형을 고려한 대공간 구조물의 동적 불안정 평가 알고리즘을 개발하여 동적하중에 대해 보다 실 거동에 가까운 대공간 구조물의 안정성평가를 할 수 있었음. ▪ 스펙트럴요소법(SEM), 수퍼요소법, 무요소법을 사용한 해석 알고리즘의 개발을 통해 보다 효율적이고 정확한 해석이 가능했으며, 기존의 해석법과 비교 및 검증이 가능하였고, 새로운 해석법의 대공간구조물 해석에의 적용성, 활용 방안 및 알고리즘 발전방향을 확인할 수 있었음. ▪ 가상점성감쇠의 고려를 통한 개선된 막구조물의 최적 형상탐색 알고리즘을 개발하여 보다 정확하고 안정된 결과를 얻을 수 있었음.

		▪ 동적이완법을 이용한 연성구조시스템의 안정화 이행과정 해석 알고리즘의 개발을 통해 보다 안정적이고 개선된 해를 얻을 수 있었으며, 안정화 과정에서의 구조적 거동을 규명할 수 있었음. ▪ 유체와 구조물의 상호작용 알고리즘(FSI)을 이용하여 실제 막 구조물의 거동 특성을 반영한 실 거동에 가까운 해석결과를 얻을 수 있었음. ▪ 전산유체역학(CFD)을 이용하여 풍동실험으로 얻기 어려운 셀 구조 및 돔의 다양한 형상 변화에 따른 풍압분포 자료를 얻고 그 특성을 분석, 평가하였으며, 컴퓨터 시뮬레이션을 이용한 풍 영향 평가방법의 활용성 및 대공간 구조물에의 적용성을 확인할 수 있었음. ▪ 동적이완법을 이용하여 개발한 후좌굴 해석알고리즘을 이용하여 옥천연수원 현장 지붕구조 안정성을 검토하고, 참여기업을 통해 시공하므로 적용성을 평가할 수 있었음. ▪ 안정수렴법을 이용한 하이브리드 돔의 동적해석 알고리즘 개발을 통해 보다 안정적인 해석이 가능했으며, 이를 이용하여 풍하중을 받는 개방형 하이브리드 돔의 동적 거동 특성을 규명할 수 있었음. ▪ 케이블, 막 구조물의 설계코드 분석을 통해 설계기법을 제시하였으며, 대공간 구조물의 설계를 위한 지침서가 될 수 있을 것으로 사료됨. ▪ 장스팬 합성트러스 실험, 더블앵글 접합부 실험, 원형강관 브레이스 좌굴제어실험, 볼 조인트 휨 강성 실험 등 실물을 통한 실험으로 보다 정확한 해석 모델을 제안하였으며, 새로운 대공간 구조시스템의 효과 및 적용성을 파악할 수 있었음. ▪ 개발된 시공과정 해석 알고리즘을 통해 스트라치 시스템의 안정성 검토를 수행하고, 구조 성능 실험을 수행하여 상호 결과의 비교, 평가를 통해 적용성을 평가할 수 있었음.

▪ 시공기법 개발	상	▪ 케이블, 막 구조물의 시공 매뉴얼을 작성하였으며 대공간 구조물의 시공을 위한 지침서가 될 수 있을 것으로 사료됨. ▪ 스트라치, 동남권 유통단지 스카이 파라솔 케이블 돔, 옥천연수원 지붕구조물의 설계 및 시공사례를 통해 작성한 설계, 시공기법의 적용성을 평가하고 검증하였음. ▪ 부산 아시아드 주경기장의 시공사례 분석 및 인천 문학경기장의 설계 및 시공을 통하여 설계, 시공기법의 적용성을 평가하고 검증하였음.
▪ 유지관리, 보수보강 기술	상	▪ 케이블, 막 구조물의 유지관리 및 보수보강 방법의 자료를 수집, 정리, 분석을 통해 매뉴얼을 작성하였으며, 이는 국내 대공간 구조시스템의 유지관리 및 보수보강 지침서 작성에 참고가 될 수 있을 것으로 사료됨.
▪ 데이터베이스 구축	상	▪ 국내외 경기장, 대공간 구조물, 구조물의 접합부에 대한 자료를 수집, 정리하고 데이터베이스화하여 추후 대공간 구조물의 설계 및 시공 등 다양한 용도로 활용 될 것으로 사료되며, 미래 대공간 구조시스템을 위한 데이터로 활용될 것으로 사료됨. ▪ 대공간 구조물의 설계기법, 시공기법, 유지관리 및 보수보강 매뉴얼과 국내외 대공간 관련 데이터베이스를 홈페이지를 통하여 웹서비스 중에 있으며, 웹 서비스를 통해 연구결과물의 활용성이 증대될 것으로 판단됨.

제 5 장 연구개발결과의 활용계획

1 절 연구성과

본 연구가 성공적으로 수행됨으로써, 외국기술 의존도를 낮출 수 있을 뿐만 아니라 국가경쟁력을 확보할 수 있을 것으로 사료되며, 연구 및 인적자원 양성을 위한 기반을 구축하고, 고부가가치 기술의 지속적인 개발을 통하여 향후 국내시장뿐만 아니라 대공간 구조의 잠재적 수요가 예상되는 중국과 동남아시아 및 외국 여러 국가들에 대한 기술 수출을 이룰 수 있을 것으로 판단된다.

1. 기술적 측면

본 연구실의 연구가 성공적으로 수행되면, 낙후되어 있는 국내의 대공간 구조물의 구조해석기법 및 프로그램의 개발에 대한 기초를 다질 수 있을 뿐만 아니라, 기술자립 및 세계시장에서 경쟁력을 확보할 수 있으리라 사료된다. 또한, 대공간 구조물의 해석 및 설계를 위한 이론 및 수치해석에 관한 데이터베이스 구축이 가능하게 되며, 축적된 연구자료를 통하여 국내의 대공간 구조물에 관한 설계 및 시공 능력이 크게 향상될 수 있을 것으로 사료된다.

또한, 본 연구실의 연구 수행결과를 바탕으로, 국내 기업과 연계를 통하여, 대공간 구조물의 자체적인 설계 및 시공이 가능하리라고 사료되며, 구조물의 최적화 및 성능설계 개념을 도입하여 미래 초대공간 구조 시스템 개발에 기여할 수 있으리라 판단된다.

본 개발기술의 연구 기대성과를 요약하면 다음과 같다.

1) 고도 산업사회를 지지하는 초대공간의 실현
   - 대규모 공간을 필요로 하는 공장, 저장시설, 비행기격납고 등에 활용
2) 전시, 관람시설 등 삶의 질적 향상을 도모하는 새로운 레저공간의 창조
   - 대규모 집회시설, 스포츠시설 등에 활용
   - 다양한 디자인으로 심미성을 가지며, 도시의 랜드 마크 제공
   - 환경 친화적인 초대공간의 제공
3) 개발된 프로그램을 통한 소프트웨어 개발기술의 향상
   - 국내 설계기준에 적합한 대공간 구조 시스템 해석프로그램의 개발

- 대공간 구조 시스템 해석프로그램 개발을 통한 국가 경쟁력을 확보

4) 관련 산업분야의 시너지 효과 창출

- 대공간 구조 시스템의 건설을 통한 관련 산업(건축,토목,기계,재료)의 수요증대

5) 미래 초대공간 구조 시스템의 새로운 방향 제시

- 미래 해양 및 우주생활을 가능케 하는 초대공간 구조시스템 개발

2. 경제적 측면

본 연구실의 성공적인 연구를 통하여, 선진국이 독점하고 있는 대공간 구조물의 해석 및 설계 능력을 확보하여, 대공간 구조 시스템에 관한 기술 자립 및 해외 시장진출에 기여할 수 있으리라 판단된다. 특히, 노동 집약적인 국내 건설 산업을 기술 집약적인 산업으로 육성할 수 있는 발판을 마련해주고, 앞으로 세계 경제에서 커다란 축을 이룰 중국 및 아시아 시장에서의 우선권을 확보할 수 있을 것으로 기대된다.

또한, 날로 증대되는 사회·문화적 욕구를 충족시킬 수 있는 기술을 확보하고, 미래 사회에서 요구하는 공간 창조에 기틀을 마련할 수 있으리라 사료된다.

1) 대공간 구조 시스템의 보급에 따른 국내 건설 기술력의 확보

2) 대공간 구조 시스템의 보급에 따른 관련 산업의 수요증대 (철강, 섬유)

3) 대공간 구조 시스템의 보급에 따른 문화적 파급효과 (대규모 공간의 제공)

4) 대공간 구조물의 설계 및 시공에 따른 국내의 고용 증대와 경기 활성화에 기여

5) 건설산업의 기술 집약적 산업으로의 전환에 기여

6) 중국 및 아시아 각국에서 활발히 진행되고 있는 대공간 구조물에의 국내건설 회사 참여기회 부여

7) 대공간 구조 시스템의 최적화 및 성능설계를 통한 경제성 확보.

8) 2011년 대구 세계 육상 선수권 대회 인한 대공간 건축물 건설 활용에 기여

9) 2014년 인천 아시안게임 유치로 인한 대공간 건축물 건설 활용에 기여

10) 여주 해양박람회로 인한 대공간 건축물 건설 활용에 기여

3. 학술적 측면

[논문집 게재 및 학술대회 발표]

표 5.1.2 논문집 게재 및 학술대회 발표

게재지명	발표 년도	제 목	권 호	수록면 (pp.)
대한건축학회 논문집	2007,07	공간구조의 후좌굴 해석에 관한 연구	제23권7호	53-60
대한건축학회 논문집	2007,07	스펙트럴요소법을 이용한 대공간 구조 시스템의 동적해석	제23권7호	19-26
대한건축학회 논문집	2007,09	무보강 탑-시트 앵글 접합부의 초기강성 예측을 위한 이론적연구	제23권9호	81-88
대한건축학회 논문집	2007,11	가상점성감쇠요소 도입에 의한 막구조의 형상탐색에 관한 연구	제23권11호	19-26
대한건축학회 논문집	2007,12	공간구조물의 탄소성 비선형 후좌굴해석에 관한 연구	제23권12호	59-68
한국강구조학회 논문집	2008,02	SM570TMC강의 매입형 합성기둥 적용시 설계기준 항복강도에 관한 연구	제20권1호	195-203
한국강구조학회 논문집	2008,02	SM570TMC강을 이용한 콘크리트충전강관 합성기둥의 설계기준 항복강도	제20권1호	205-213
대한건축학회 논문집	2008,03	유체-구조물의 상호작용 알고리즘을 적용한 막구조물의 해석	제24권3호	71-78
대한건축학회 논문집	2008,03	무요소의 적응적 세분화 방법을 이용한 국부화문제의 해석	제24권3호	27-34
대한건축학회 논문집	2008,04	전산유체역학을 이용한 셸 구조의 형상에 따른 풍압 특성에 관한 연구	제24권4호	51-58
대한건축학회 논문집	2008,04	연속체 소성해석에 의한 기둥-보 접합부위의 붕괴메커니즘 및 최대내력 평가식 제안	제24권4호	23-32
한국건축시공학회 논문집	2008,04	연속섬유 시트로 보강된 RC 부재의 모서리 형상에 따른 보강 효율에 관한 연구	제8권2호	113-120
대한건축학회 논문집	2008,05	연속체 소성해석에 의한 기둥-보 접합부의 기둥 국부붕괴 내력평가	제24권5호	19-26
대한건축학회 논문집	2008,07	동적이완법에 의한 새로운 비선형해석법의 개발	제24권7호	19-28
대한건축학회 논문집	2008,08	풍하중을 받는 개방형 하이브리드 돔 구조시스템의 동적 거동 특성		
ARCHITECTURAL RESEARCH	2008,06	Dynamic Instability of Lattice-Dome Structures by Lyapunov Concept	제10권1호	25-32
한국건축시공학회 논문집	2008,06	인발법을 이용한 고강도 콘크리트 구조물의 강도평가방법	제8권3호	85-91
[SCI] Journal of composites for construction	2007,07	Bond Stress-Slip Relationship between FRP Sheet and Concrete under Cyclic Load	11(4)	419-426
[SCI] Journal of Constructional Steel Research	2007,08	Analytical model for the preliminary design of a single-story multi-bay steel frame under horizontal and vertical loads	63(2007)	1091-1101

대한건축학회 학술발표대회 논문집	2007,10	항복선 이론에 의한 기둥-보 접합부에 사용된ㄱ형 연결재의 붕괴하중 평가	제27권1호	9-12
대한건축학회 학술발표대회 논문집	2007,10	무보강 탑-시트 앵글 접합부의 초기강성 예측	제27권1호	37-40
대한건축학회 학술발표대회 논문집	2007,10	연속체 소성해석에 의한 강구조 접합부위의 내력평가	제27권1호	89-92
대한건축학회 학술발표대회 논문집	2007,10	방사절점보간 무요소법을 이용한 응력집중 해석	제27권1호	245-248
대한건축학회 학술발표대회 논문집	2007,10	스펙트럴요소법을 이용한 래티스 돔의 동적거동특성에 관한 연구	제27권1호	257-260
대한건축학회 학술발표대회 논문집	2007,10	가상점성감쇠요소를 이용한 막구조물의 형상해석	제27권1호	261-264
대한건축학회 학술발표대회 논문집	2007,10	안정수렴법을 이용한 불규칙 형상 하이브리드 구조시스템의 기하학적 비선형 동적해석	제27권1호	265-268
IASS 2007 Venice, Italy	2007,12	Geometrically Nonlinear Dynamic Analysis of Cable Domes by Stiffly Stable Method	CD	165-166
IASS 2007 Venice, Italy	2007,12	A Study on Development of Control System of Local Buckling for Circular Tube Brace	CD	223-224
2008년도 한국전산구조공학회 정기학술대회 논문집	2008,04	적응적 세분화 방법을 이용한 무요소법의 응력 해석에 관한 연구	CD	8-13
2008년도 한국전산구조공학회 정기학술대회 논문집	2008,04	스타돔의 동적 불안정 형상에 관한 연구	CD	72-77
2008년도 한국전산구조공학회 정기학술대회 논문집	2008,04	전산유체역학을 이용한 셸 구조의 형상에 따른 풍압 평가	CD	579-584

[논문 게재 및 학술대회 예정]

표 5.1.3 논문 게재 및 학술대회 예정

게재지명	발표년도	제 목
[SCI] Thin walled structures	2008, 심사중	Evaluation of Plastic Deformation Capacity of Reduced Beam Section Moment (RBS) Connection with Drilled Staggered Holes
[SCI] the Institution of Civil Engineers. Structures and Buildings	2008, 심사중	Non-linear Dynamic Analysis of Cable Structures using the Generalized-α Method with the Numerical Dissipation Parameter
[SCI] International Journal of Steel Structures	2008, 심사중	Analytical Models for the Initial Stiffness and Plastic Tensile Load Capacity of a Double Angle Connection Subjected to Tension
대한건축학회 논문집	2008, 심사중	수퍼요소를 이용한 대공간 구조시스템의 구조적 거동 특성에 관한 연구
대한건축학회 논문집	2008, 심사중	기하학적 비선형을 고려한 공간구조시스템의 동적 좌굴 해석

2 절 연구개발결과의 활용계획

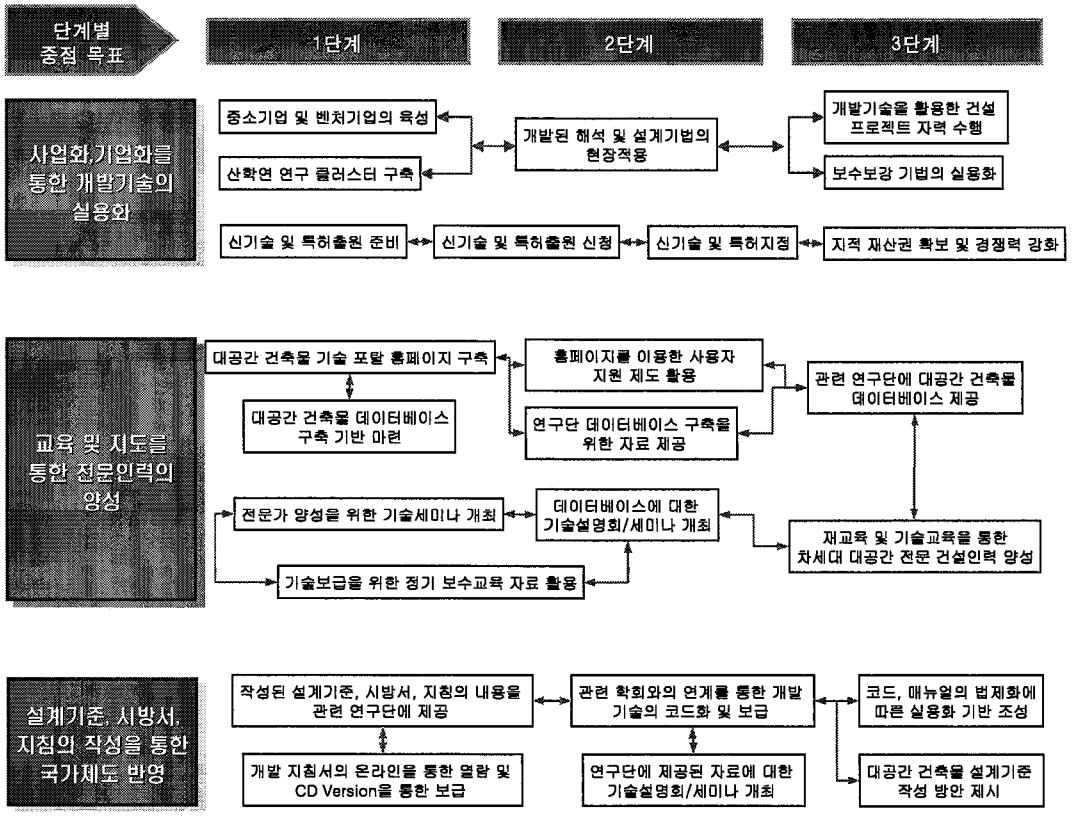


그림 5.2.1 실용화를 위한 로드맵

1. 기술개발 - 참여기업과의 실무검토를 통하여 개발기술의 실용화

- 대공간 구조 시스템 해석 통합 프로그램의 상용화
- 기존 프로그램의 개선 및 해석 연구 결과의 프로그램 반영
- 대공간 구조물 해석에 관한 세부 프로그램 통합
- 개발된 통합 프로그램의 상용화 및 실제 구조물에의 적용
- 개발 프로그램의 상용화 및 피드백을 통한 보완, 발전

2. 대공간 구조물의 시공 기법 개발을 통한 실용화

- 개발된 프로그램을 사용한 다양한 대공간 구조시스템에의 적용성 연구 및 개선
- 연구 결과를 토대로 한 최적설계 방안 제시
- 개발된 프로그램을 통한 구조물의 시공과정 해석 및 시뮬레이션
- 제안한 설계기법 및 설계 매뉴얼의 활용 및 피드백을 통한 보완, 발전
- 제안한 시공기법 및 시공 매뉴얼의 활용 및 피드백을 통한 보완, 발전
- 제안한 유지관리 및 보수보강 기법의 활용을 통한 경제성 확보

3. 인력양성

- 실무에 종사하는 기술인력의 재교육
- 양성된 기술인력의 공급
- 유수한 외국학계 및 기업에 파견

3 절 관련 후속연구개발의 전망

- 내진, 면진 시스템뿐만 아니라 능동적인 대처 방안이라 할 수 있는 제진시스템의 개발 및 적용
- 모니터링 방법을 통한 안전진단 및 안전점검과 보수보강 기법의 개발
- 강성구조물의 경우 안정화 이행과정의 역해석을 통한 일부구조부의 교체방안
- 대공간구조물의 리모델링 기법개발
- 5세대 High-Tech 지향형 구조시스템의 연구를 통한 공간 활용 및 삶의 질적 향상 극대화
- 스팬 500m이상의 시스템 개발을 통한 관광 및 산업분야의 시너지 효과 연구
- 해양 및 우주도시 건설에 요구되는 시스템 및 시공기술 개발
- 시공기법과 접합부 상세개발에 기초한 대공간 구조물 시공에 있어서 단위 모듈의 생산과 접합을 이용한 세우기(erection) 공법

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외기술정보

1 절 일본 현지답사

1. 1차년도 일본 현지답사 시 수집한 과학기술정보

2. 답사의 목적 및 결과

본 답사의 목적은 2005~2006 건설교통기술평가원에서 발주하고, 인하대학교 대공간 구조시스템 연구실에서 실행중인 '차세대 대공간 구조시스템의 설계 및 시공기법 개발' 연구와 관련하여 대공간 건축물 건설기술의 세계 선두인 일본의 기 시공된 최신의 대공간 건축물을 견학하고 현재 일본에서 수행되는 대공간 관련 연구동향을 파악하는데 있다.

본 답사를 통하여 일본의 야마구치 키라라 돔 등 최신의 시스템과 공법이 적용된 돔 구조물을 직접 견학하였으며 Kyoto대 외 3개 대학의 교수 및 타이요코교 외 2개 엔지니어링 업체의 연구원들과 함께 현재 일본에서 진행되는 대공간 관련 연구동향을 파악하고 관련 자료를 수집하였다.

3. 답사 참석자

연구 총괄 책임자 한상을 외 5인

4. 수집자료

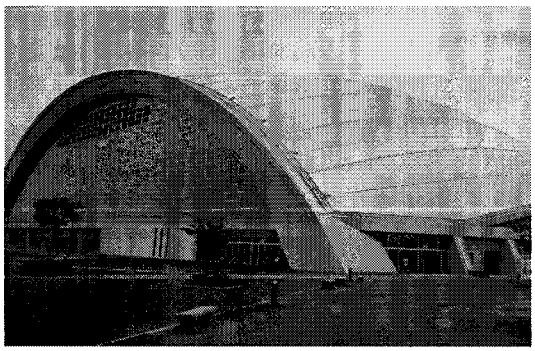


그림 6.1.1 오카야마 돔 1



그림 6.1.2 오카야마 돔 2



그림 6.1.3 오카야마 돔 3

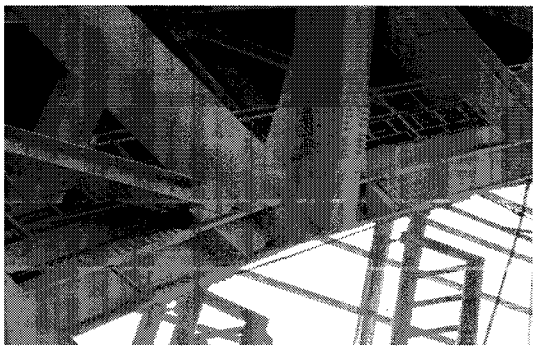


그림 6.1.4 오카야마 돔 4



그림 6.1.5 오카야마 돔 5

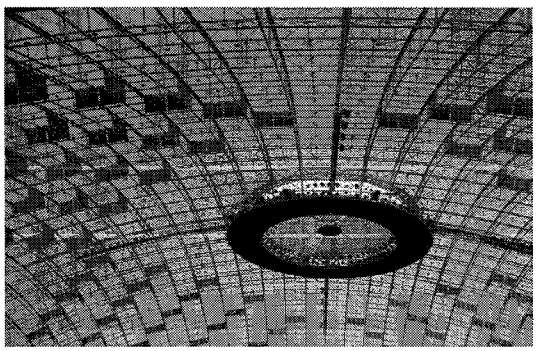


그림 6.1.6 오카야마 돔 6



그림 6.1.7 오카야마 돔 7

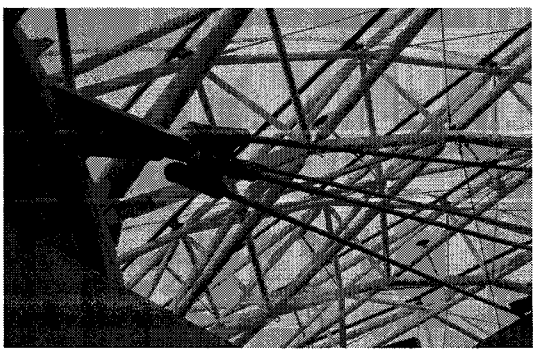


그림 6.1.8 오카야마 돔 8

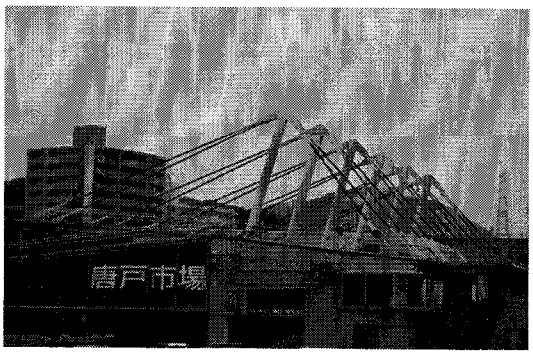


그림 6.1.9 카라토 시장 1



그림 6.1.10 카라토 시장 2



그림 6.1.11 카라토 시장 3

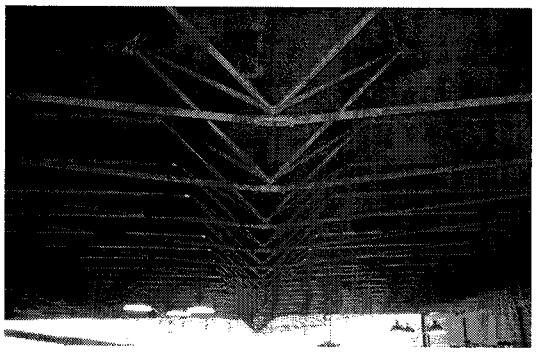


그림 6.1.12 카라토 시장 4

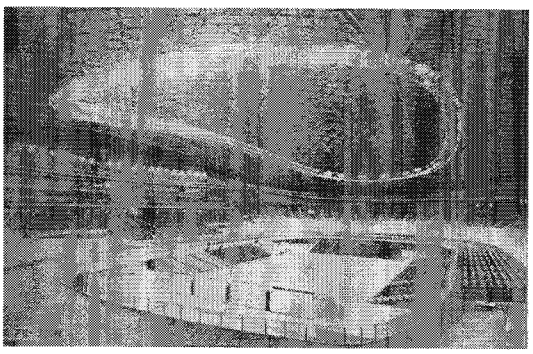


그림 6.1.13 키타쿠슈 미디어 돔 1

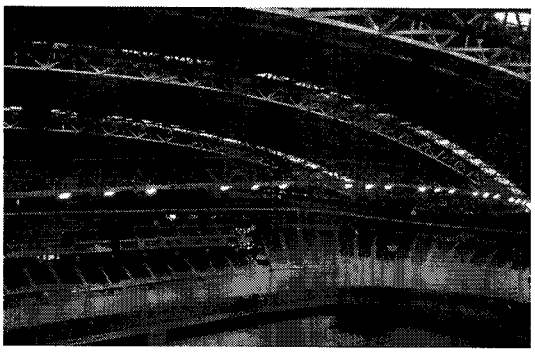


그림 6.1.14 키타쿠슈 미디어 돔 2



그림 6.1.15 키타쿠슈 미디어 돔 3

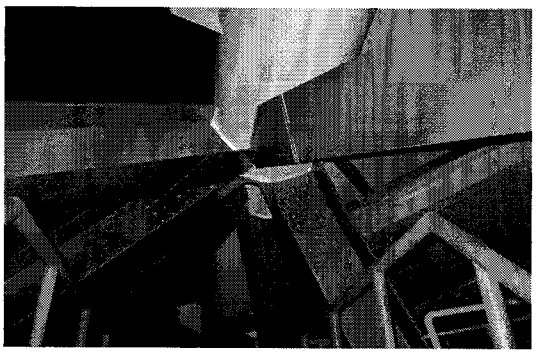


그림 6.1.16 키타쿠슈 미디어 돔 4

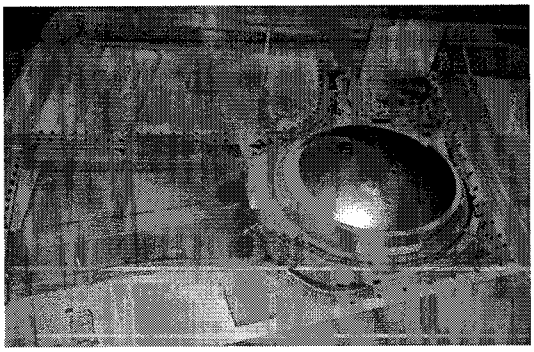


그림 6.1.17 후쿠오카 돔 1

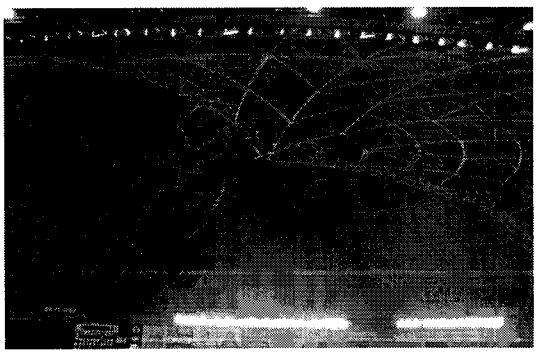


그림 6.1.18 후쿠오카 돔 2

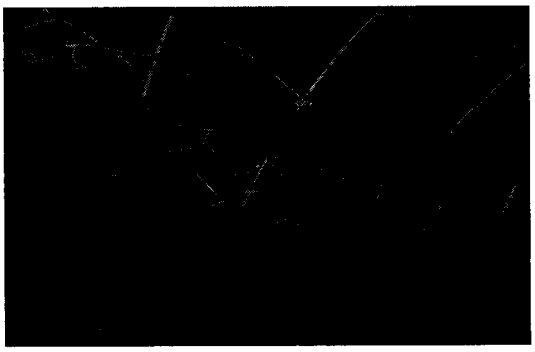


그림 6.1.19 후쿠오카 돔 3

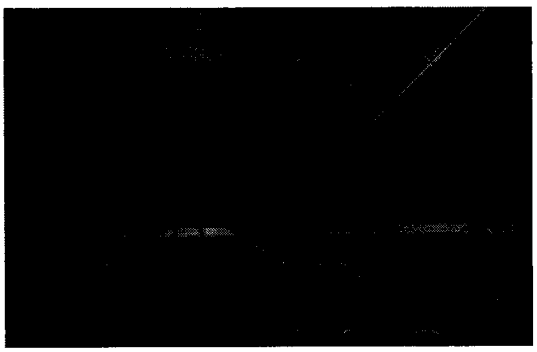


그림 6.1.20 후쿠오카 돔 4



그림 6.1.21 구마모토 파크 돔 1

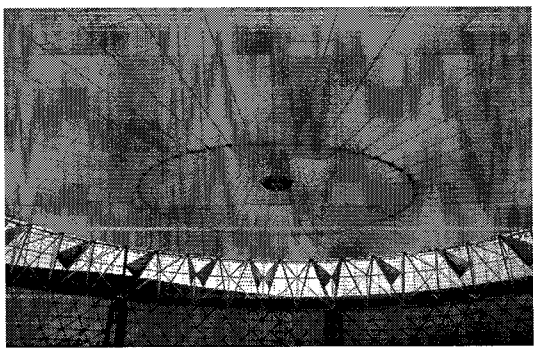


그림 6.1.22 구마모토 파크 돔 2

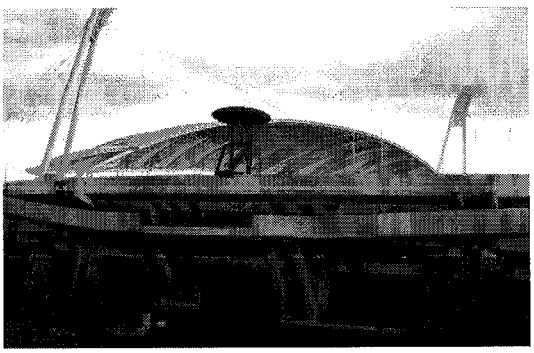


그림 6.1.23 구마모토 현립 경기장 1

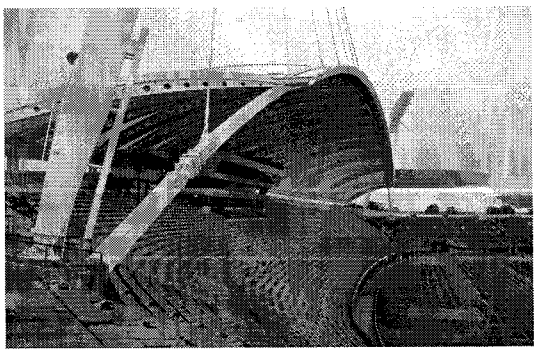


그림 6.1.24 구마모토 현립 경기장 2

2 절 독일 현지답사

1. 2차년도 독일 현지답사 시 수집한 과학기술정보

2. 답사의 목적 및 결과

본 답사의 목적은 2006~2007 건설교통기술평가원에서 발주하고, 인하대학교 대공간 구조시스템 연구실에서 실행중인 '차세대 대공간 구조시스템의 설계 및 시공기법 개발' 연구와 관련하여 대공간 건축물 건설기술의 세계 선두인 독일의 기 시공된 최신의 대공간 건축물을 견학하고 현재 독일에서 수행되는 대공간 관련 연구동향을 파악하는데 있다.



그림 6.2.25 답사 경로

3. 답사 참석자

연구원 이경수 외 3인

4. 수집자료



그림 6.2.26 뮌헨공항 1

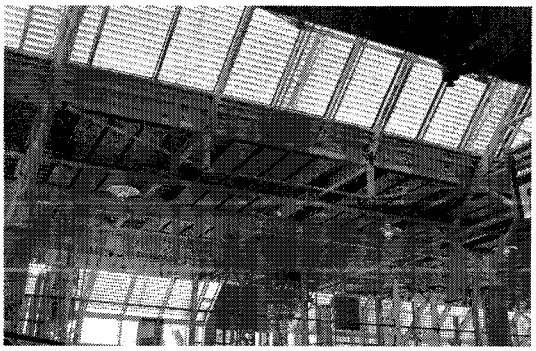


그림 6.2.27 뮌헨공항 2



그림 6.2.28 뮌헨공항 3



그림 6.2.29 뮌헨공항 4

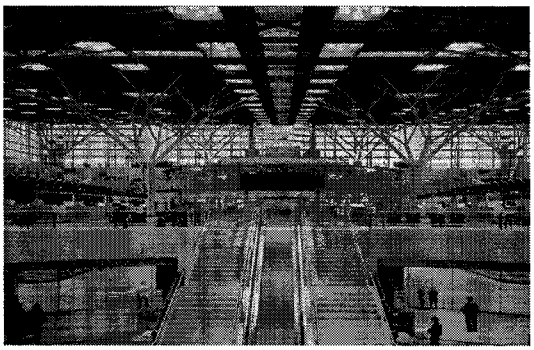


그림 6.2.30 슈트르가르트 공항 1

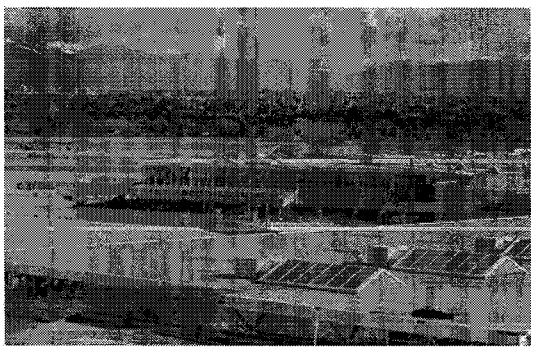


그림 6.2.31 슈트르가르트 공항 2



그림 6.2.32 슈트르가르트 공항 3

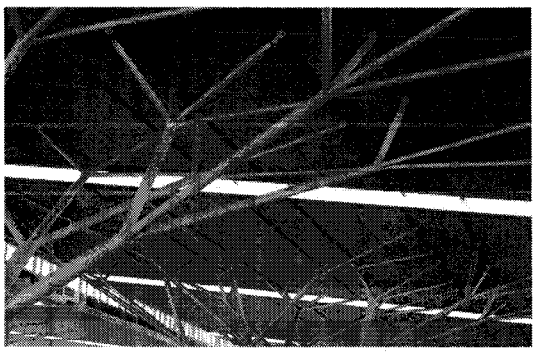


그림 6.2.33 슈트르가르트 공항 4



그림 6.2.34 알리안즈 경기장 1

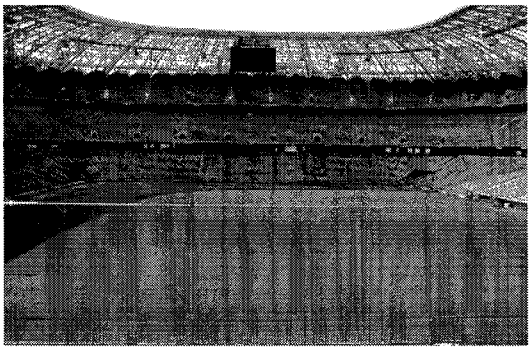


그림 6.2.35 알리안즈 경기장 2

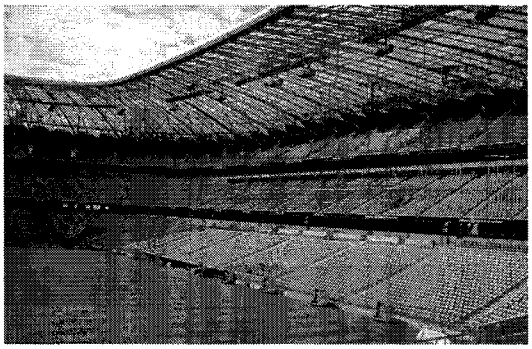


그림 6.2.36 알리안즈 경기장 3



그림 6.2.37 알리안즈 경기장 4

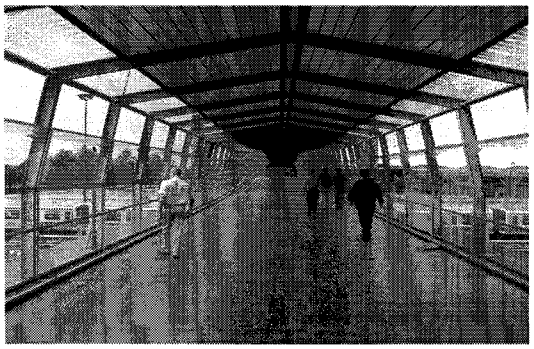


그림 6.2.38 알리안즈 전철역 1

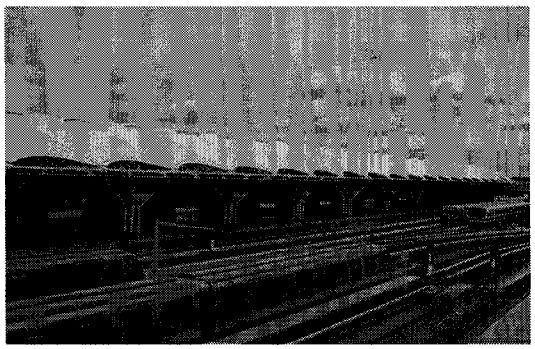


그림 6.2.39 알리안즈 전철역 2

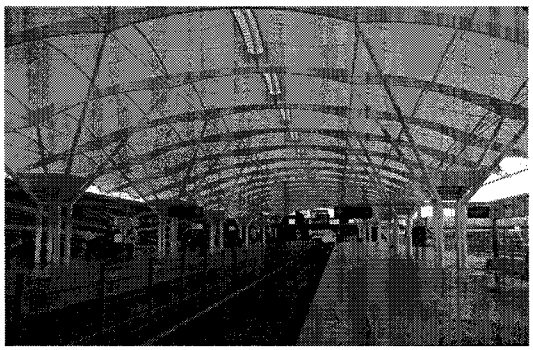


그림 6.2.40 알리안즈 전철역 3

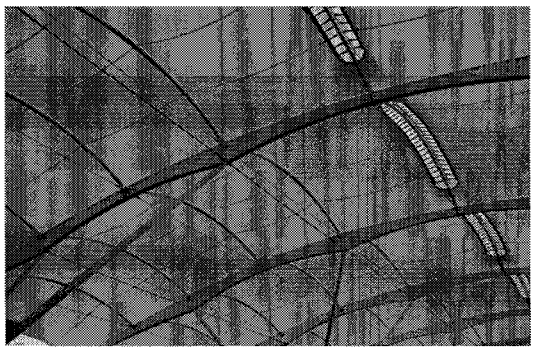


그림 6.2.41 알리안즈 전철역 4



그림 6.2.42 뮌헨 올림픽 파크 1

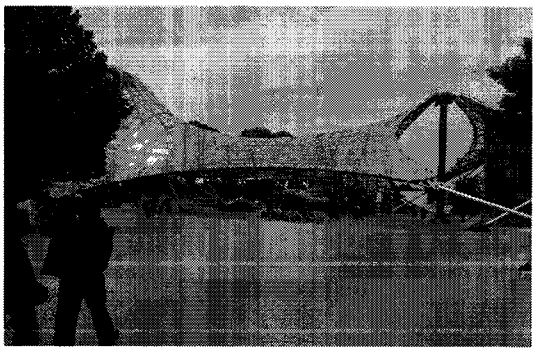


그림 6.2.43 뮌헨 올림픽 파크 2

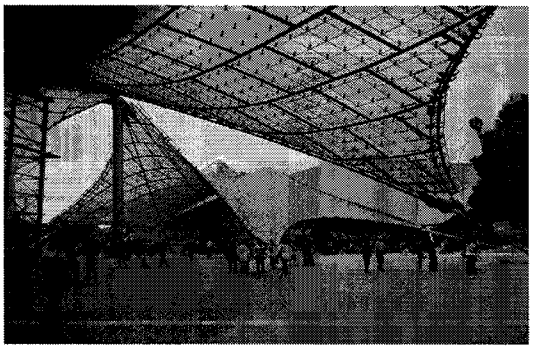


그림 6.2.44 뮌헨 올림픽 파크 3

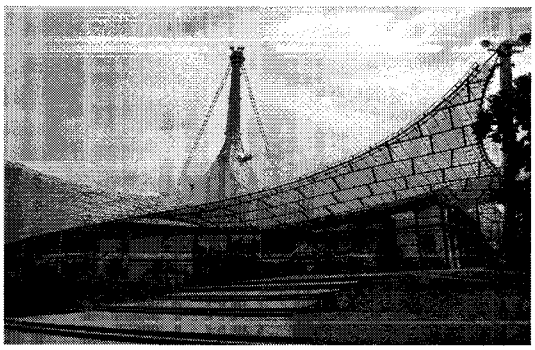


그림 6.2.45 뮌헨 올림픽 파크 4



그림 6.2.46 뮌헨 올림픽 파크 5

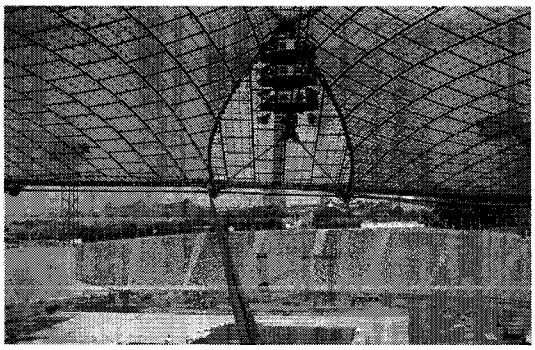


그림 6.2.47 뮌헨 올림픽 파크 6



그림 6.2.48 뮌헨 올림픽 파크 7



그림 6.2.49 뮌헨 올림픽 파크 8

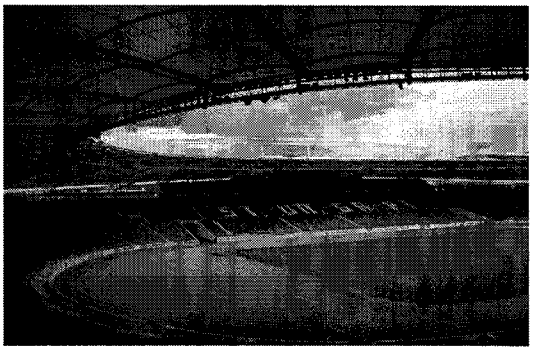


그림 6.2.50 다임러 스타디움 1



그림 6.2.51 다임러 스타디움 2

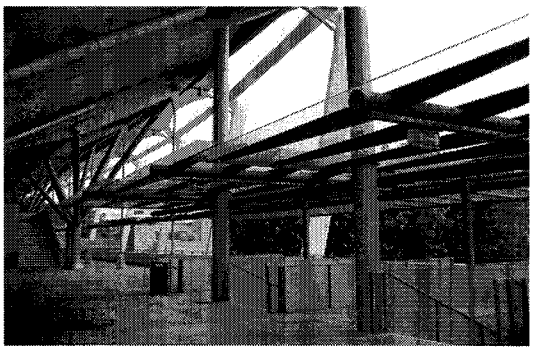


그림 6.2.52 다임러 스타디움 3

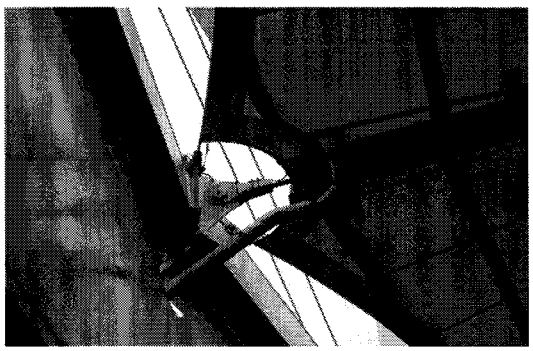


그림 6.2.53 다임러 스타디움 4

3 절 중국 현지답사

1. 3차년도 중국 현지답사 시 수집한 과학기술정보

2. 답사의 목적 및 결과

본 답사의 목적은 2007~2008 건설교통기술평가원에서 발주하고, 인하대학교 대공간구조시스템연구실에서 실행중인 '차세대 대공간 구조시스템의 설계 및 시공기법 개발' 연구와 관련하여 2007년 9월 완공된 세계 최대 규모의 오페라하우스 '국가대극원'과 2008 베이징 올림픽에 따른 새로 지어진 최신의 경기장을 견학하고 신기술, 신공법 동향을 파악하는데 있다.

3. 답사 참석자

연구원 후효무

4. 수집자료

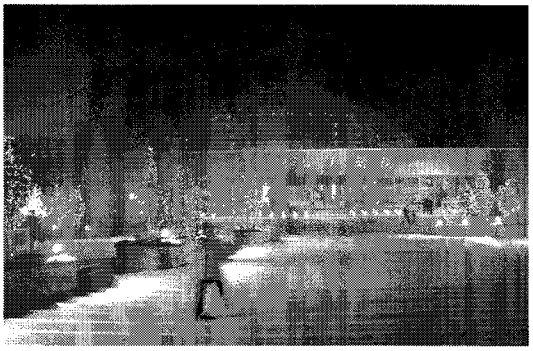


그림 6.3.54 국가대극원 1



그림 6.3.55 국가대극원 2

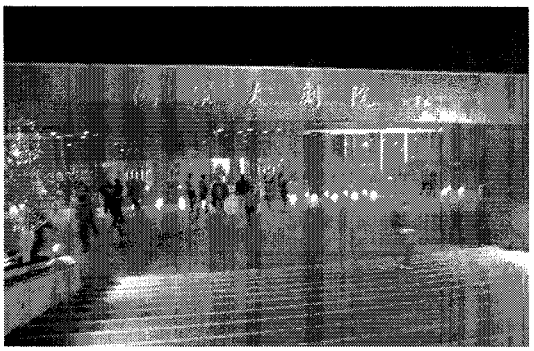


그림 6.3.56 국가대극원 3

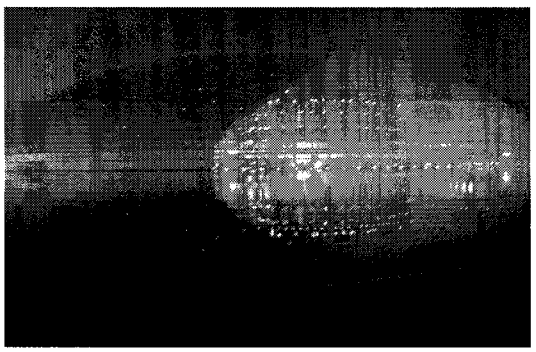


그림 6.3.57 국가대극원 4

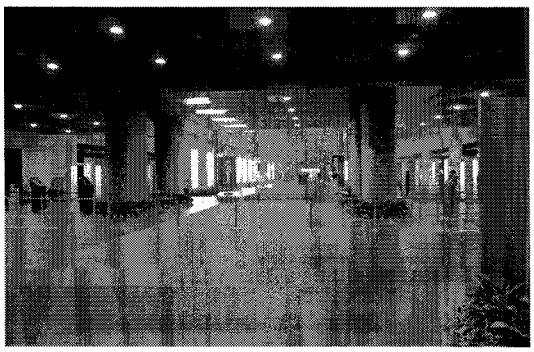


그림 6.3.58 국가대극원 5



그림 6.3.59 국가대극원 6



그림 6.3.60 국가대극원 7



그림 6.3.61 국가대극원 7

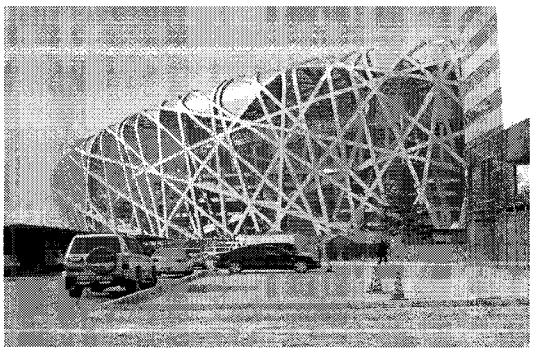


그림 6.3.62 베이징 올림픽 주경기장 1



그림 6.3.63 베이징 올림픽 주경기장 2

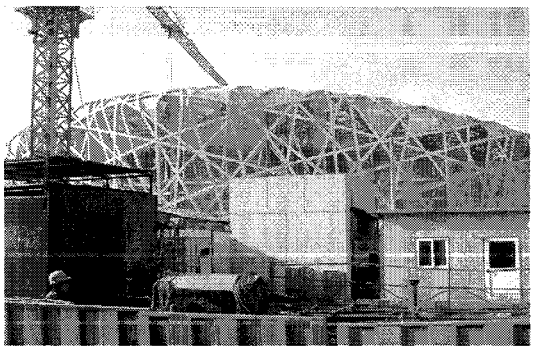


그림 6.3.64 베이징 올림픽 주경기장 3

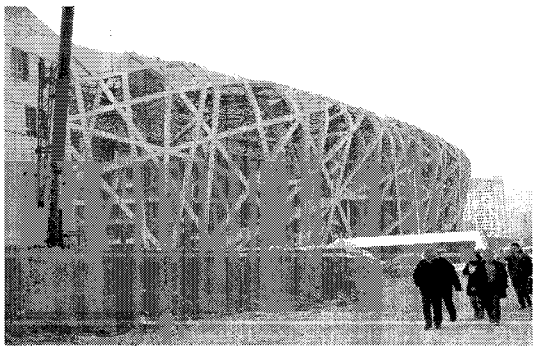


그림 6.3.65 베이징 올림픽 주경기장 4

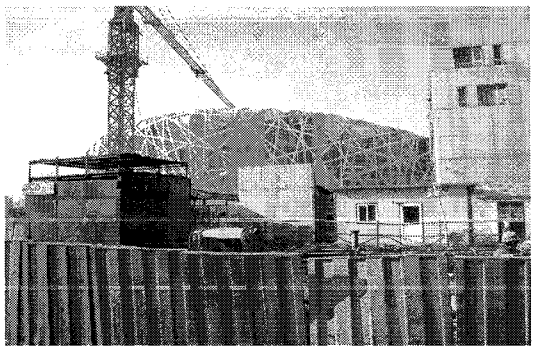


그림 6.3.66 베이징 올림픽 주경기장 5

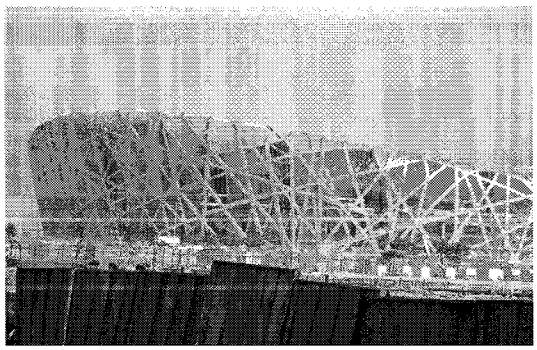


그림 6.3.67 베이징 올림픽 주경기장 6

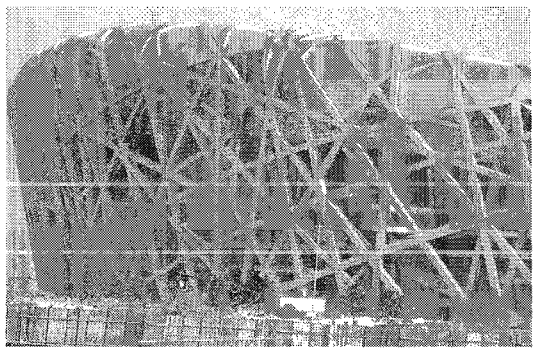


그림 6.3.68 베이징 올림픽 주경기장 7

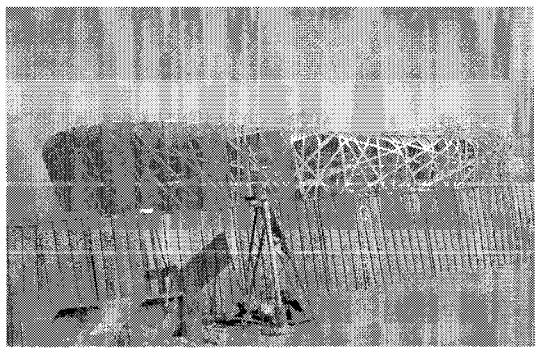


그림 6.3.69 베이징 올림픽 주경기장 8

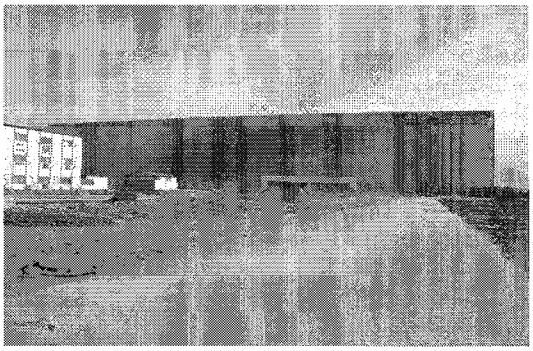


그림 6.3.70 국립 수상경기 센터 1



그림 6.3.71 국립 수상경기 센터 2

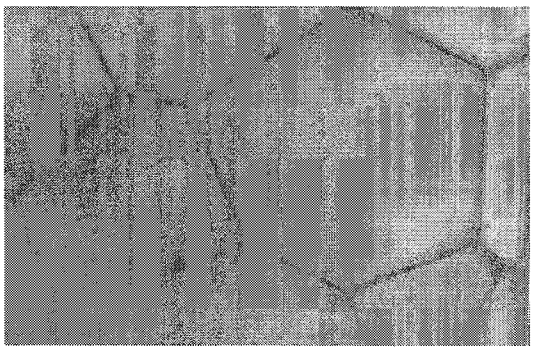


그림 6.3.72 국립 수상경기 센터 3



그림 6.3.73 국립 수상경기 센터 4



그림 6.3.74 국립 수상경기 센터 5



그림 6.3.75 국립 수상경기 센터 6

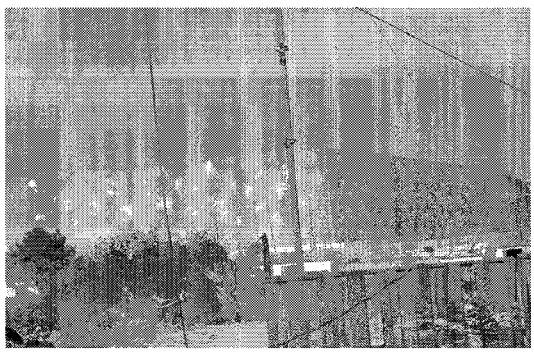


그림 6.3.76 국립 수상경기 센터 7



그림 6.3.77 국립 수상경기 센터 8

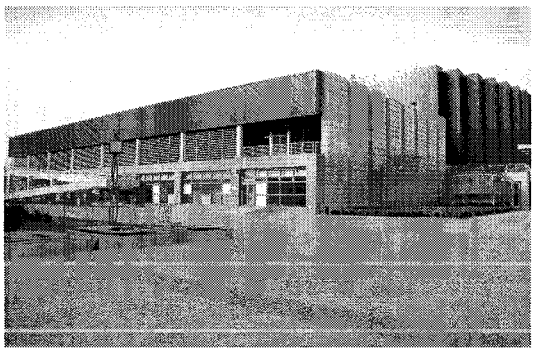


그림 6.3.78 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 1

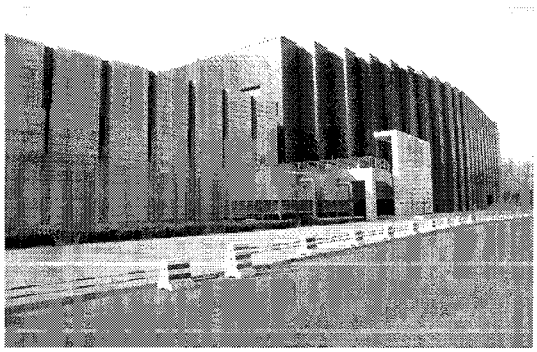


그림 6.3.79 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 2



그림 6.3.80 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 3



그림 6.3.81 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 4



그림 6.3.82 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 5

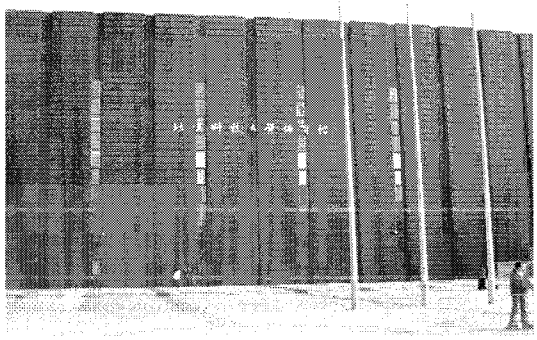


그림 6.3.83 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 6

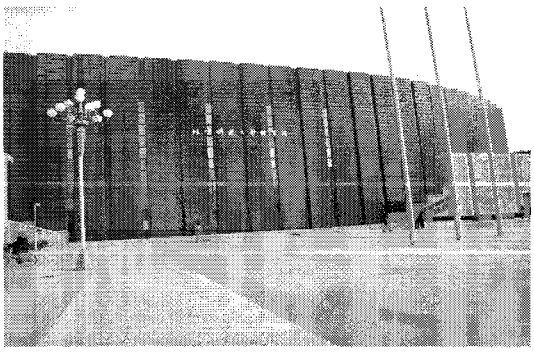


그림 6.3.84 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 7

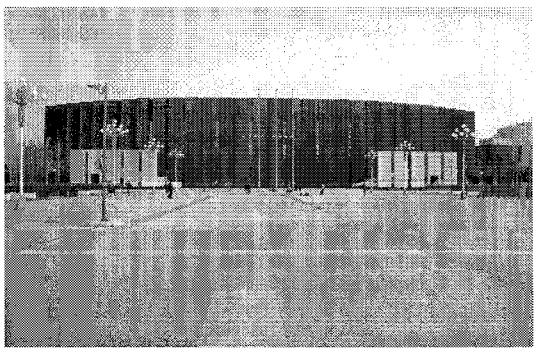


그림 6.3.85 베이징 과학기술대학교(USTB) 체육관 8

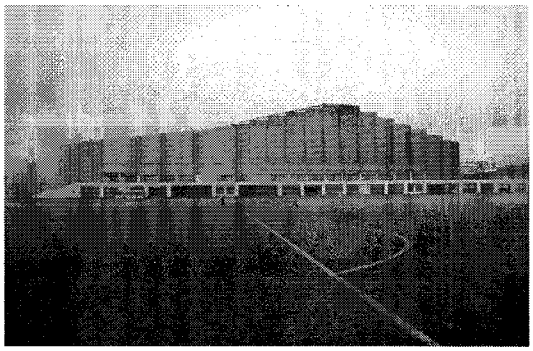


그림 6.3.86 CAU 체육관 1

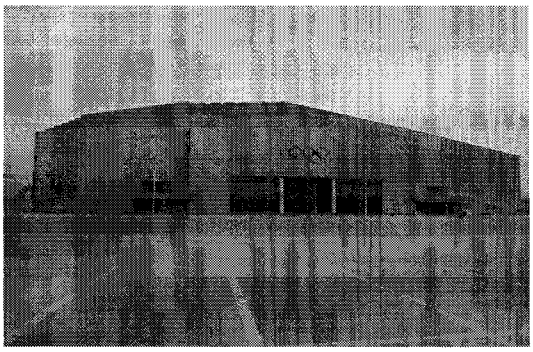


그림 6.3.87 CAU 체육관 2

제 7 장 참고자료

1. (주)마이다스아이티, Midas/Gen 사용자지침서
2. 국토해양부, 건축물 하중기준, 2000
3. 국토해양부, 건축물의 구조기준 등에 관한 규칙, 2008
4. 국토해양부, 건축법 및 건축법 시행령, 2007
5. 김기문, 김제봉, 박계향, 장경진, 알기쉬운 유체역학, 원창출판사, 2002
6. 김동우, 조상규, 하영철, 하중기준과 풍동실험에 의해 평가한 건축물의 풍하중에 관한 고찰, 대한건축학회 학술발표논문집, Vol.22, p.p.195~198, 2002
7. 김문영, 공간 뼈대구조물의 탄소성 유한요소해석, 성대논문집(과학기술편), Vol.45, No.2, p.p.317-329, 1994
8. 김문영, 노범준, 정성엽, 공간뼈대 구조물의 대변형 및 탄소성 유한요소해석, 한국강구조학회 학술발표대회 논문집, p.p.157~168, 1996
9. 김문영, 장승필, 개선된 하중 및 변위 증분법, 한국강구조학회, Vol.8, No.4, p.p.157-168, 1996
10. 김민식, 등가 모델을 이용한 대공간 구조 시스템의 동적 거동 특성에 관한 연구, 인하대학교 대학원 석사학위논문, 2005
11. 김상식, 변분구조해석, 인하대학교 출판부, 2004
12. 김성보, 한재영, 박순철, 김문영, 점진적 소성화를 고려한 공간 강뼈대구조의 극한강도해석 ,한국강구조학회 논문집, Vol.15, No.3, 2003
13. 김영문, 윤성원, 정영배, 건축물의 내풍설계, 도서출판 한림원 , p.p.261-272, 2002
14. 김영문, 황재승, 건축구조물의 내풍설계, 한국전산구조공학회 기술강습회 논문집, 제 18회, p.p.3~108, 1998
15. 김재열, 이장복, 권택진, 一般逆行列을 利用한 케이블네트 構造物의 形狀決定에 관한 硏究, 대한건축학회, Vol.16, No.6, p.p.3~10, 2000
16. 김종민, 정명채, 等分布荷重 및 偏載荷重을 고려한 單層 래티스 돔의 斷面算定法, 대한건축학회 논문집(구조계), Vol.23, No.3, 2007
17. 김종민, 황보석, 한상을, 단층 래티스 돔의 단면산정법에 있어서의 형상초기불완전성의 영향, 대한건축학회 논문집(구조계), Vol.20, No.7, 2004
18. 김진구, 횡변위를 고려한 고층건물의 예비설계에 관한 고찰, 한국강구조학회지 학술기사, p.p.15~20, 1995

19. 대한건축학회, 건축구조설계기준(KBC-2005), 대한건축학회, 2005
20. 대한건축학회, 건축물 하중기준 및 해설, 태림문화사, 2000
21. 대한건축학회, 콘크리트구조설계기준, 2007
22. 대한건축학회, 한국면진협회, 한국복합화건축기술협회, 예측불허 하중에 대비한 내진.면진.제진 설계 및 시공 - 면진.제진 설계지침(안) 공청회, 공동세미나배포자료, 2007
23. 명현국, 전산 열유체공학, 문운당, pp.2-14, 2002
24. 박주현, 송평훈, 김승덕, 송호산, 기하학적 비선형을 고려한 연성 구조물의 형상탐색에 관한 연구, 대한건축학회 추계학술발표대회, Vol. 22, No. 2, p.p.11~14, 2002
25. 부산광역시 건설본부, 釜山아시아드主競技場 建設記錄誌. 2002
26. 서삼열, 이장복, 권택진, 공기막구조물의 형태탐색해석에 관한 연구, 대한건축학회, Vol.14, No.5, p.p.285~292, 1998
27. 서준호, 한상을, 황보석, 수정 안정수렴법을 이용한 케이블 돔의 기하학적 비선형 동적해석, 대한건축학회논문집, Vol.19, No.6, p.p.103~110, 2003
28. 양재근, 홍갑표, 이수권, 하수영, 더블앵글 접합부의 3차원 유한요소해석과 2차원 단순해석모델, 대한건축학회 논문집, Vol.15, No.12, p.p.41~48, 1999
29. 윤한흠, 한상을, 래티스 돔의 다분기 해석을 위한 알고리즘에 관한 연구, 대한건축학회 논문집(구조계), Vol.16 No.9, 2000
30. 이경수, 이상주, 이형훈, 한상을, 동적이완법을 이용한 공간구조의 후좌굴 해석에 관한 연구. 한국셸공간구조학회. Vol. 2, no. 1, 2005
31. 이승재, 건축구조물의 효율적인 해석을 위한 수퍼요소와 부분구조의 활용, 성균관대학교 대학원 석사학위논문, 2003
32. 이후근, 스펙트럴요소법을 이용한 구조 동역학 해석, 인하대학교 대학원 박사학위논문, 1997
33. 일본건축학회, 건축물의 진동에 관한 주거성능 평가지침, 2004
34. 일본공업규격(日本工業規格; Japanese Industrial Standards; JIS)
35. 장스팬 신기술 동향 보고서, 특허청, 2001
36. 정명채, Roler지지된 단층 래티스 돔의 탄소성 좌굴 내력에 접합형식이 미치는 영향 ,대한건축학회 논문집(구조계), Vol.16, No.8, 2000
37. 정재용, 오정근, 이승창, 전산 유체 해석을 이용한 고층 구조물 주위의 기류 흐름 해석에 관한 연구, 대한건축학회 학술발표대회논문집, Vol.26, No.1, 2006

38. 정재용, 이승창, 김형규, 오정근, 돔 구조물에서의 풍하중 산정을 위한 외압계수 평가, 한국강구조학회학술발표논문집, p.p.1129~1132, 2007
39. 정재용, 이승창, 오정근, 전산 풍공학을 이용한 돔구조물의 풍압계수 산정, 대한건축학회학술발표대회논문집, Vol.27, No.1, 2007
40. 최창근, 유한요소법, 테크노프레스. 2002.
41. 한국강구조학회, 강구조설계기준, 2003
42. 한국산업규격(KS : Korean Industrial Standards)
43. 한국전산구조공학회, 제18회 기술강습회:건축구조물의 내풍설계, 사단법인 한국전산구조공학회, p.p.1~108, 1998
44. 한상을, 배종효, 막 구조물의 재단도 생성을 위한 지오데식 라인 알고리즘에 관한 연구, 한국전산구조공학회 봄 학술발표회 논문집, Vol.13, No.1, p.p. 357~364, 2000
45. 한상을, 윤종현, 케이블 돔의 구조적 거동 특성에 관한 연구, 한국전산구조공학회 가을 학술 발표회 논문집, Vol.13, No.2, p.p. 151~158, 2000
46. 한상을, 윤한흠, 래티스 돔의 다분기 해석을 위한 알고리즘에 관한 연구, 대한건축학회 논문집, Vol.16, No.9, p.p.3~9, 2000
47. 한상을, 윤한흠, A Study on the Branch-Switching for Bifurcation of Latticed Domes, IASS APCS 2000, Vol. I , p.p.33~40, 2000
48. 한상을, 이갑수, 조합하중을 받는 단층 래티스 돔의 안정경계에 관한 연구, 한국전산구조공학회 봄 학술발표회 논문집, Vol.13, No.1, p.p.85~91, 2000
49. 한상을, 이경수, 4절점 등매개요소를 이용한 인장막구조의 형상해석 및 응력해석, 대한건축학회 논문집(구조계), Vol.20, No.1, p.p.83~91, 2004
50. 한상을, 이경수, 공간구조의 후좌굴 해석에 관한 연구, 대한건축학회 논문집(구조계), Vol.23, No.7, p.p.53~60, 2007
51. 한상을, 이경수, 내력밀도법에 의한 막구조의 초기형상결정, 대한건축학회 논문집, Vol.15, No.2, p.p. 73~80, 1999
52. 한상을, 이경수, 내력밀도법에 의한 막구조의 초기형상결정, 대한건축학회 논문집, Vol.15권, No.2, p.p.73~80, 1999
53. 한상을, 이경수, 대공간구조물의 형태결정 및 응용, 대한건축학회 춘계 학술발표대회, Vol.18, No.1, p.p.619~626, 1998

54. 한상을, 이경수, 동적이완법에 의한 막구조의 등장력곡면 형태해석에 관한 연구, 대한건축학회 추계 학술발표대회 논문집, Vol.18, No.2, p.p.147~152, 1998
55. 한상을, 이경수, 동적이완법에 의한 막구조의 등장력곡면 형태해석에 관한 연구, 한국전산구조공학회, Vol.11, No.4, p.p.321~330, 1998
56. 한상을, 이경수, 동적이완법을 이용한 공간구조의 후좌굴 해석에 관한 연구, 대한건축학회 구조계, Vol.22, No.10 p.p.61~68, 2006
57. 한상을, 이경수, 동적이완법을 이용한 공간구조의 후좌굴 해석에 관한 연구, 대한건축학회 구조계, Vol.22, No.10, p.p.61~68, 2006
58. 한상을, 이경수, 동적이완법을 이용한 공간구조의 후좌굴 해석에 관한 연구, 대한건축학회 논문집(구조계), Vol.22, No.10, p.p.61~68, 2006
59. 한상을, 이경수, 막구조의 초기형상 및 재단도 결정 알고리즘에 관한 연구, 한국전산구조공학회 가을 학술발표회 논문집, Vol.11, No.2, p.p.298~305, 1998
60. 한상을, 이경수, 선재요소를 이용한 인장막구조의 형상해석, 대한건축학회 논문집(구조계), Vol.20, No.3, p.p.23~31, 2004
61. 한상을, 이경수, 이갑수,4절점 등매개요소를 이용한 인장막구조의 형상해석 및 응력해석, 대한건축학회 논문집(구조계), Vol.20, No.1, p.p.83~91, 2004
62. 한상을, 이경수, 이상진, 동적이완법에 의한 불안정 구조물의 안정화이행과정 해석에 관한 연구, 한국강구조공학회, Vol.11, No.6, p.p.591~603, 1999
63. 한상을, 이경수, 이상진, 동적이완법에 의한 불안정 구조물의 안정화이행과정 해석에 관한 연구, 한국강구조공학회, Vol.11, No.6, p.p.591~603, 1999
64. 한상을, 이경수, 이상진, 케이블돔 구조물의 안정화 이행과정 및 구조적 거동특성에 관한 연구, 대한건축학회, Vol.15, No.13호, p.p.11~23, 1999
65. 한상을, 이경수, 인장구조물의 초기형상 결정 및 안정화 이행과정 해석, 인하대학교 대학원 석사학위논문, 2000
66. 한상을, 이경수, 케이블돔 구조물의 안정화 이행과정 및 구조적 거동특성에 관한 연구, 한국전산구조공학회 봄 학술발표회 논문집, Vol.12, No.1, p.p.260~267, 1999
67. 한상을, 이경수, 케이블돔의 안정화기법에 관한 연구, 대한건축학회 춘계 학술발표대회 논문집, Vol.19, No.1, p.p.111~116, 1999
68. 한상을, 이경수, 한국전산구조공학회 기술기사 - Membrane Structures의 설계 및 구조해석, 한국전산구조공학회, Vol.11, No.4, p.p.5~12, 1998

69. 한상을, 이경수, 한국전산구조공학회 기술기사 - Membrane Structures의 설계 및 구조해석, 한국전산구조공학회, Vol.11, No.4, p.p.5~12, 1998
70. 한상을, 이상주, 황진홍, 탄성 현수선 요소를 이용한 케이블 구조물의 비선형 동적해석, 한국강구조학회 학술발표대회 논문집, Vol.17, No.1, p.p. 206-211, 2006
71. 한상을, 이주선, 정명채, 이진섭, 동적감쇠를 고려한 탄성 현수선 케이블의 비선형 해석에 관한 연구, 전산구조공학회, p.p.331~338, 2000
72. 한상을, 이진섭, 권현재, 접합부의 특성을 고려한 볼 접합 단층 래티스 돔의 탄소성 좌굴해석, 대한건축학회 논문집(구조계), Vol.17, No.6, 2001
73. 한상을, 이진섭, 배종효, A Study on the Cutting Pattern Generation of membrane using Geodesic Line Algorithms, IASS APCS 2000, Vol.Ⅱ, p.p.679~686, 2000
74. 한상을, 이진섭, 신용환, 배상달, 권현재, 접합부의 성질을 고려한 볼접합 단층 래티스 돔의 탄소성 좌굴해석, 한국전산구조공학회 가을 학술발표회 논문집, Vol.13, No.2, p.p.90~97, 2000
75. 한상을, 정명채, 이주선, 동적이완법에 의한 탄성 현수선 케이블의 비선형 해석에 관한 연구, 대한건축학회 논문집, Vol.16권, No.11, p.p.51~58, 2000
76. 한상을, 정명채, 이진섭, 이주선, 동적 감쇠를 고려한 탄성 현수선 케이블의 비선형 해석에 관한 연구, 한국전산구조공학회 가을 학술발표회 논문집, Vol.13, No.2, p.p.331~338, 2000
77. 한상을, 최옥훈, 권택진, A Study on the Optimal Initial Stress-Finding of Structure Stabilized by Cable-Tension, IASS APCS 2000, Vol.Ⅰ, p.p.287~294, 2000
78. 한상을, 황보석, A History of The Membrane Structures in KOREA, IASS APCS 2000, Vol.Ⅱ, pp.735~746, 2000
79. 홍갑표, 양재근, 이수권, 송병주, 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 단순모형에 관한 연구, 한국강구조학회 논문집, Vol.12, No.1, p.p.75~82, 2000
80. 홍갑표, 양재근, 이수권, 송병주, 축방향 인장력을 받는 더블앵글 접합부의 비탄성 거동에 관한 연구, 대한건축학회 논문집, Vol.15, No.11, p.p.45~52, 1999
81. 加藤史郎, 吉野達失, 松本惠美, 式田文義, Research report on membrane structures'95 アイソパラメトリツク曲面要素さ用いた膜構造解析, 日本膜構造協會, 1995

82. 南 宏和, 膜の彈性理論, 日刊工業新聞社, 1997
83. 膜構造建築物 構造設計 の 手引・計算例集, 日本膜構造協會, 1995
84. 石井一夫, 膜面のしわ波發生を考慮した振動解析, 膜構造研究論文集, 日本膜構造協會, p.p.13~21, 1991
85. 石井一夫, State-of-the-art report 膜構造の應力-變形解析概說, 日本膜構造協會, p.p.69~105, 1990
86. 宋浩, 石井一夫, 二重ケ-ブルネット構造の振動特性に關する研究, 膜構造研究論文集, 日本膜構造協會, p.p.45~62, 1995
87. 塩坂 英之, 複合ケ-ブルネット構造によるサスペソシヨソ膜構造の構造特性, 日本膜構造協會, p.p.75~85, 1997
88. 日本鋼構造協會, 建築構造ケーブル設計施工指針.同解說, JSSC, Vol.19, No.207, 1983
89. 日本鋼構造協會, 吊構造, コロナ社, 1975
90. 日本建築學會, ケーブル構造設計指針.同解說, 1994
91. 日本膜構造協會, 膜構造建築物技術基準.同解說, 1987
92. 日本膜構造協會, 特定膜構造建築物技術基準.同解說, 1993
93. 佐"X木直也, 部材のたるみを考慮した膜構造の動的応答, 膜構造研究論文集, 日本膜構造協會, p.p.13~20, 1989
94. 荒川忠一, Computational Fluid Dynamics for Engineering 數値流體工學, 도서출판 한미, 1997.
95. Abbasnia R., Kassimali A., Large Deformation Elastic-plastic Analysis of Space Frames, J. Construct. Steel Research, Vol.35, p.p.275~290, 1995
96. ADINA-F Theory & modeling guide, ADINA R&D Inc, 2006.
97. AISI, Manual for Structural Applications of Steel Cables for Buildings, 1973
98. Alessandra Marini and Paolo Riva, Nonlinear Analysis as a Diagnostic Tool for the Strengthening of an Old Wooden Dome, ASCE, J. Struct. Engrg. 129, 2003.
99. Almegaard H., The Stringer System - a Truss Model of Membrane Shells for Analysis and Design of Boundary Conditions, IJSS, Vol.19, No.3, 2004.
100. American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete, 2008

101. American Institute of Steel Construction, Inc., Manual of Steel Construction, 3rd Ed., Chicago, Vol.1 and Vol.2, 2001
102. American Institute of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design, 2001
103. Argyris, J. H. and Scharpf, D. W., Large deflection analysis of prestressed network, J. Struct Div. ASCE, Vol.48, p.p.633~654, 1972
104. Argyris, J.H., Boni, B., Hindenlang, U. and Kleiber, M.Finite element analysis of two and three dimensional elasto-plasic frames-the natural approach, Comput. Meths. Appl. Mech. Engrg. Vol.35, pp221~248, 1982
105. Argyris. J. H., Dynamics of Structures, Elsevier Science Publishers B.V., p.p. 355~423, 1991
106. Atai, A. A., Numerical analysis of membrane structures, IASS International Symposium 97, Singapore, pp.163~172
107. Atluri S.N. and Kondoh K., Simplified Finite Element Method for Large Deformation, Post-Buckling Analysis of Large Frame Structures, Using Explicitly Derived Tangent Stiffness Matrices, International journal for numerical methods in engineering Vol.23 No.1 p.p.69-90, 1986
108. Barnes, M. R., Form-Finding and Analysis of Prestressed Nets and Membranes, Computer and structures Vol. 30, No. 3, p.p. 685~695, 1988
109. Barnes, M., Non-linear numerical solution methods for static and dynamic relaxation, IL Publication, No.15, p.p.150~166, 1982
110. Barnes, M.R., Applications of dynamic relaxation to the design and analysis of cable, membrane and pneumatic structures. 2nd Int. Conf. on Space Structures, Guildford, 1975
111. Batchelor, G. K., An Introduction to Fluid Dynamics, Cambridge Univ. Press, Cambridge, England, 1967.
112. Bathe K.J. and Bolourchi S., Large displacement analysis of three dimensional beam structures, Int. J. Num. Meth. Eng. Vol.14, p.p.961~986, 1979
113. Bathe, K. J. and Hou Z., Finite element developments for general fluid flows with structural interactions, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.60, No.1, p.p.213~232., 2004

114. Bathe, K. J., Finite Element Procedures in Engineering Analysis, Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, 1982.
115. Bathe, K. J., Finte Element Procedures, Pretice-Hall, Mexico, 1996.
116. Bathe, K. J., Hou Z., and Ji, S., Finite element analysis of fluid flows fully coupled with structural interactions, Computers & structures, Vol.72 No.1/3, p.p. 1-16, 1999
117. Bathe, K. J., Zhang, H., and Wang, M. H., Finite element analysis of incompressible and compressible fluid flows with free surfaces and structural interactions, Computers & structures, Vol.56 No.2/3, p.p.193~219, 1995
118. Beckert, A., Coupling fluid and structural models using finite interpolation elements, Aerospace Science and Technology, Vol.4, No.1, p.p. 13~22, 2000
119. Bedford, A., Drumheller, D. S., Introduction to Elastic Wave Propagation, John Wiley & Sons, 1994
120. Benjamin, Bezaleel S., Space Structures for Low-stress Environments, IJSS, Vol.20, No.3, 2005
121. Bergan, P.G., Horrigmoe, G., Krakeland, B. and Soreide, T.H., Solution techniques for nonlinear finite element problems, Int. J. Num. Meth. Eng. Vol.12, p.p.1677~1696, 1978
122. Bernard Maurin and Rene Motro, Concrete Shells Form-Finding with Surface Stress Density Method, ASCE, J. Struct. Engrg. 130, 2004.
123. Bernard, C. and Motro, R., Textile Membrane Structural System : Monitoring of Form and Tensions, Proc. Asia-pacific confe. on Shell and Spatial Structures, p.p.427~434, 1996
124. Bernd Domer, Etienne Fest, Vikram Lalit, Combining Dynamic Relaxation Method with Artificial Neural Networks to Enhance Simulation of Tensegrity Structures, ASCE, J. Struct. Engrg. 129, 2003
125. Briseghella, L., Majorana, C.E. & Pellegrino, C. Dynamic stability of elastic structures: a finite element approach. Computer and Structures, p.p.11~25, 1998
126. Brown, M. L., Case study review of cable supported roofs, Lightweight structures in architecture engineering and consturction, p.p.605~613, 1998

127. Budiansky, B. and Roth, R. S., Axisymmetric dynamic buckling of clamped shallow spherical shells. Collected papers on instability of shell structures, NASA TND-1510, p.p.597~606, 1962
128. Bungartz, H., and Schafer, M, Fluid-structure interaction, Springer verlag, 2006
129. Chan S.L. and Zhou Z.H., Pointwise Equilibration Polynomial Element for Nonlinear Analysis of Frames, J. Struct. Eng., ASCE, Vol.120, No.6, p.p.1703~1716, 1993
130. Chan, S. L., Geometric and Material Nonlinear Analysis of Beam-Columns and Frames Using the Minimum Residual Displacement Method. Int. J. Num. Meth. Eng. Vol.26, 1988
131. Chandrupatla, T. R., and Belegundu, A. D., Introduction to finite element engineering, Prentice Hall, 2002
132. Charles V. C. and Barron J. B., Design of Space Trusses Using Ant Colony Optimization, ASCE, J. Struct. Engrg. 130, 2004
133. Chen W.F. and Lui E.M., Stability Design of Steel Frames, CRC Press, 1991
134. Chen W.F., Goto Y. and Liew J.Y.R, STABILITY DESIGN OF SEMI-RIGID FRAMES, John Wiley & Sons, Inc., 1996
135. Chen X.L., Meshfree techniques for plate structures, PHD thesis, National University of Singapore, 2003
136. Chen Y., Lee J.D. & Eskandarian A., Meshless Methods in Solid Mechanics, Springer Company, New York, 2006
137. Chen, W. F., Joint Flexibility in Steel Frames, Elsevier Applied Science, 1987
138. Chen, W. F., Lui, E. M., Stability Design of Steel Frames, CRC Press, 1991
139. Chen, Z. H., Li, Y., Parameter Analysis on Stability of a Suspendome, IJSS, Vol.20, No.2, 2005
140. Chopra, A. K., Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall, 2000
141. Chu, K. H., and Rampetsreiter, R. H., Large Deflection Buckling of Space Frames, J. Sttuct. Div. ASCE, Vol.98, 1972
142. Chung, H.J., Belytschko, T., An Error Estimate in the EFG method, Comput. Mech., Vol.21, p.p. 91~100, 1998

143. Cichon, C., Large displacement-in plane analysis of elastic-plastic frames, Computer & Structures, Vol.19, p.p.737~745, 1984
144. Crisfield. M.S., A fast incremental iterative solution procedure that handles snap through, Computer & Structures, Vol.13, p.p.55~62, 1981
145. Cui, X.Q., Guo, Y.L., Influence of Gliding Cable Joint on Mechanical Behavior of Suspen-Dome Structures, IJSS, Vol.19, No.1, 2004
146. Cundall, P.A., Explicit finite-difference methods in geomechanics, Blacksburg, VA, 1976
147. D. Delaunay, D. Lakehal, D. Pierrat, Numerical approach for wind loads prediction on buildings and structures, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 57, p.p.307~321, 1995
148. D. Gasparini and V. Gautam, Geometrically Nonlinear Static Behavior of Cable Structures, ASCE, J. Struct. Engrg. 128, 2002
149. Daryl L. L., A First Course in the Finite Element Method, Brooks/Cole, 2000
150. Day, A. S., An Introduction to Dynamic Relaxation, The Engineer, London, Vol.219, p.p. 18~221, 1965
151. Dey, P., Singha, M.K., Dynamic stability analysis of composite skew plates subjected to periodic in-plane load. Thin-Walled Structures, 937-942, 2006
152. DIN 1073 : Stahlerne Strassenbrucken, 1974
153. Down, B., Accurate Reduction of Stiffness and Mass Matrices for Vibration Analysis and a Rational for Selecting master Degrees of Freedom, ASME J. Mesh Design, p.p.102, 1980
154. Doyle, J. F., Wave Propagation in Structures, Springer, 1997
155. Eekhout M., A Personal View: On the Future of Spatial Structures, IJSS, Vol.18, No.1, 2003
156. Epstein M., Murray D.W., Large deformation in-plane analysis of elastic beams, Computer & Structures, Vol.6, p.p.1-9, 1975
157. Eric M. L., Analysis of Plates and Shells, ASCE, J. Struct. Engrg., p.p.126, 2000.
158. Etienne F., Kristina S., Bernd D., Adjustable Tensegrity Structures, ASCE, J. Struct. Engrg., p.p.129, 2003

159. Etienne Fest, "Active Tensegrity Structure", ASCE, J. Struct. Engrg. 130, 2004.
160. Faella, C., Piluso, V., Rizzano, G., Structural Steel Semirigid Connections : Theory, Design and Software, CRC Press, 2000
161. Fan, F., Shen, S.Z., Parke, G.A.R., Theoretical and Experimental Study of Vibration Reduction in Braced Domes Using a Viscous Damper System, IJSS, Vol.19, No.3, 2004.
162. Felippa, C. A., Nonlinear Finite Element Methods(PDF lecture notes), University of Colorado, 2001
163. Frandsen, J. b., Numerical bridge deck studies using finite elements. Part I : flutter, Journal of fluids and structures, Vol.19 No.2, p.p. 171~191, 2004
164. Franke, J., Hirsch, C., Jensen, A., Krüs, H., Miles, S., Schatzmann, M., Westbury, P., Wisse, J., and Wright, N., Keynote lecture: Recommendations on the Use of CFD on Wind Engineering, COST C14 International Conference on Urban Wind Engineering and Buildings Aerodynamics, von Karman Institute, Rhode-Saint-Genèse, Belgium, 2004
165. Fujimoto, M., Wada, A., Unbonded brace encased in buckling restraining concrete and steel tube, Journal of Structural Engineering, Vol.34B, 1988
166. Fukumoto, Y.,Structural Stability Design, Pergamon, U.K., 1997
167. Fuller, R. B., Tensile-integrity Structures, U.S.A., 1962
168. Galambos, T., Guide to the Stability Design Criteria for Metal Structures 5th ed., John Wiley & Sons, New York, 1998
169. Gasparini, D. A., Dynamic and static behavior of Cable dome model, IASS Symposium on membrane structures and space frames, p.p.363~381, 1986
170. Gear, C. W., Numerical Integration of Stiff Ordinary Differential Equations, Report No.221, University of Illinois, 1967
171. Geiger, D. H., The design and construction of two cable domes for the Korean olympics, IASS Symposium on membrane structures and space frames, p.p.265~272, 1986
172. Golberg M.A., Chen C. S., Bowman H., Some recent results and proposals for the use of radial basis functions in the BEM, Eng. Anal. Boundary Elements, Vol.18, p.p. 285~296, 1999

173. Gosling, P. D., Riches, C. G., Some results on the numerical representation of the load-deflection characteristic of pneumatic beams, IASS International Symposium 97, Singapore, pp.297~306, 1997
174. Graff, Karl F., Wave Motion in Elastic Solids, Dover Publications, 1991
175. Griggs, H.P., Experimental study of instability in elements of shallow space frames, Research Rept, Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA, 1966
176. Grundig, L., Ekert, L. and Moncrieff, E., Geodesic and semi-geodesic line algorithm for cutting pattern generationof architectural textile structures, Proc.Asia-pacific confe. on Shell and Spatial Structures, pp.435~443, 1996
177. Guang Q., Gu C., Refined Method to Initial Equilibrium for Membrane Structure, Proc. Asia-pacific confe. on Shell and Spatial Structures, p.p.41 9~426, 1996
178. Guyan, R. J., Reduction of Stiffness and Mass Matrices, AIAA Journal, Vol.3, No.2, p.p.380, 1965
179. H. W. Song, Failure Analysis of Reinforced Concrete Shell Structures using Layered Shell Element with Pressure Node, ASCE, J. Struct. Engrg. Vol.128, 2002
180. Han S.E, Lee K.S., A Study of the Stabilizing Process of Unstable Structures, Computer & Structures. Vol.81, pp.1677~1688. 2003
181. Hancock, G. J., Clarke, M. J., Finite-Element Nonlinear Analysis of Stressed-Arch Frames, Journal of the Structural Engineering, Vol.117, No.10, p.p.2819~2837, 1991
182. Hancock, G. J., Clarke, M., Design of Top Chord of Stressed-Arch Frames, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.121, No.2, p.p. 201~213, 1995
183. Hancock, G. J., Clarke, M., Tests and Nonlinear Analysis of Small-Scale Stressed-Arch Frames, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.121, No.2, p.p. 187~200, 1995
184. Hancock, G. J., Key, P., An Experimental Investigation of the Column Behaviour of Cold-Formed Square HollowSections, Research Report No.R493, School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, 1985

185. Hancock, G. J., Key, P., Hasan, S. W., Column Behaviour of Cold-Formed Hollow Sections, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.114, No.2, p.p. 390~407, 1988

186. Hancock, G. J., Key, P., Plastic Collapse Mechanisms for Cold Formed Square Hollow Section Columns, Research Report No.R526, School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, 1986.

187. Hancock, G. J., Peter, K., Olsen, C., Structural Behaviour of A Stressed Arch Structural System, Ninth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Vol.11, p.p. 273~294, 1988

188. Hangai, Y. Kawaguchi, K., Analysis of Shape-Finding Process of Unstable Link Structures, Bulletin of IASS, Vol.30, No.2, p.p.116~128, 1989

189. Hangai. Y. and Kawamata S., Perturbation method in the analysis of geometrically nonlinear and stability problems. Advances in Computational Methods in Structural Mechanics and Design, UAH Press. p.p.473~489, 1972

190. Hardy R.L., Theory and Applications of the Multiquadrics-Biharmonic Method, Computers & Mathematics with Applications, Vol.19, p.p.163~208, 1990

191. Hasegawa, H., Takeuchi, T., Iwata, M., Yamada, S. and Akiyama, H., Experimental study on dynamic behaviour of unbonded braces, AIJ J. Techno., No. 9, p.p. 103~106, 1999

192. Hasegawa, K. K. L., F.A. Nishino, Non-iterative nonlinear analysis scheme of frames with thin-walled elastic members, Structural Engrg./Earthquake Engrg., Vol.4, p.p.45~55, 1987

193. Haug, E., Powell, G. H., Finite Element Analysis of Nonlinear Membrane Structures, Proc. of IASS Pacific Symposium on Tension Structures and Space Frames, Tokyo, Japan, p.p.2-3-1~2-3-13, 1971

194. Henghold, W. H., Russell, J. J., Equilibrium, natural frequencies of cable structures, Comput. Struc. Vol.6, p.p.267~271, 1976

195. Hilber, H. M., Hughes, T.J.R., Taylor, R. L., Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.5, p.p.283~292

196. Hinze, J. O., Turbulence, McGraw-Hill, New York, 1975.
197. Hiyama Y., Takashima H., Iijima T., Kato S., Buckling Behaviour of Aluminum Ball Jointed Single Layered Reticular Domes, IJSS, Vol.15, No. 3~4, 2000
198. Hodge, D.G., Plastic Analysis of Structures, McGraw -Hill, New York, 1959.
199. Hong, K., Yang, J. G., Lee, S. K., Parametric study of double angle framing connections subjected to shear and tension, Journal Of Constructional Steel Research, Vol.57 , p.p.997~1013, 2001
200. Horr A.M., Asadsajadi S.R., Safi M., Design of Large Space Structures with Imperfection Using ANN-Based Simulator, IJSS, Vol.18, No.2, 2003
201. Horr A.M., Safi M., Alavinasab S.A., Computational Wind Tunnel Analyses for Large Domes Using CFD Theory, IJSS, Vol.18, No.1, 2003
202. Horr A.M., Safi M., Simulation of Impact Effects on Large Space Structures Using Advanced SE Method, IJSS, Vol. 18, No.3, 2003
203. Hughes, Thomas J. R., The finite Element Method-Linear static and dynamic finite element analysis, Dover Publications, 2000
204. Hulbert, G. M., Chung, J., Explicit time integration algorithms for structural dynamics with optiamal numerical dissipation, Comput. Struc. Vol.137 p.p.175~188, 1996
205. Igawa, H., Komatsu, K., Yamaguchi, I., Kasai, T., Wave propagation analysis of frame structures using the spectral element method, Journal of Sound and Vibration, Vol.277, p.p. 1071~1081, 2004
206. Inman, D. J., Engineering Vibration, Prentice Hall, 2001.
207. Inoue, K., Kuwahara, S., Optimum strength ratio of hysteretic damper, Earthquake engineering and structural dynamics, Vol.27, No.6, p.p.577~588, 1998
208. International Code Committee, International Building Code, 2006
209. Irvin, H. M., Cable structures, MIT Press, 1981
210. Ishii, K., and Suzuki, T., Shape of membrane structures, Proc. IASS Pacific Symposium on Tension Structures and Space Frame, Tokyo, Vol.10, 1971

211. Ishii, K., Membrane structure analysis in consideration of the weight of membrane and cables, Space Structures for Sports Builidings, Proce. of the int. colloqium on space structures for sports buildings, Space Enclosures, Montreal, Canada, p.p.574~581, 1976

212. Jaeyong C., Bienkiewicz, B., Numerical Prediction of Flow Past and Loading on a Bluff Body using the Modified DES Model-the TL/LES Model, The sixth Asia-Pacific Conference on Wind Engineering(APCWE-6), Seoul, Korea, 2005

213. Jagannathan D.S., Epstein H.I. and Christiano P., Nonlinear analysis of reticulated space trusses, J. Struct. Div. ASCE Vol.100(ST7), p.p.1451-1488, 1975

214. Jayaraman, H. B., Knudson, W. C., Schneider, S., Hermann, P., A small strain curved element for the analysis of cable structures, ISD Report No.276, University of Stuttgart, 1980

215. Jennings A., Frame analysis including change of geometry, J. Struct. Div. ASCE, Vol.94, p.p.2081~2105, 1968

216. Jensen, P. S., Transient Analysis of Structures by Stiffly-Stable Methods, Computers and Structures, Vol.4, p.p. 615~626, 1974.

217. John W. L., Tension Structures - Behavior & Analysis, McGraw-Hill, 1988

218. Johnston, B. G., Guide to Stability Design for Metal Structures, 4th Edition, Wiley-Interscience, New York, 1998

219. K. J. Bathe, FINITE ELEMENT PROCEDURES, Prentice Hall, 1996

220. Kassimali A., Abbasnia R., Large deformation analysis of elastic space frames. ASCE J. Struc. Eng. Vol.117, No.7, p.p.2067~2087, 1991

221. Kassimali, A., Large deflection analysis of elastic-plastic frames., J. Struct. Eng., Vol.109, No.8, p.p.1869~1886, 1983

222. Kato, S., Zhu, L., Yamada, S., Effects of Sub-Structure on Wind Load Capacity of Single Layer Latticed Dome, IASS International Symposium 97, Singapore, Vol.1, p.p.403~408, 1997

223. Kaveh A., Dehkordi M. R., Neural Networks for the Analysis and Design of Domes, IJSS, Vol.18, No.2, 2005

224. Kazakevitch, M., The Aerodynamics of a Hangar Membrane Roof, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.77~78, p.p.157~169, 1998
225. Key, P. W., Chiew, S. P., Tai, T. Y., Design and Construction of Long-span Stressed Arch Hangar in Singapore, Journal of Singapore Structural Steel Society, Vol.5, No.1, p.p.25~36, 1994
226. Kim, S. D., Kang, M. M., Kwun, T. J. and Yasuhiko Hangai, Dynamic instability of shell-like shallow trusses considering damping, Computers & Structures, Vol.64, p.p. 481~489, 1997
227. Klaus A. H., J. F. Dietiker, Apichart Devahastin, Student Guide to CFD Vol.1, 2001
228. Klaus A. H., Steve T. C., Computational Fluid Dynamics volume 1, 4th edition, 2008
229. Kleiber, M., Wozniak, C., Nonlinear Mechanics of Structures, Kluwer Academic Publishers, 1991
230. Kneen, P., Form generation and patterning procedures for tensioned membrane structures, Space Structures 4, edited by G. A. Parke and C. M. Howard, p.p.1185~1193, 1994
231. Knudson, W. C., Response of Cable-Net Structures under Dynamic Loads, IASS Pacific Symposium-Part II on Tension Structures and Space Frames, 1971
232. Kondoh K., Atluri S.N., Simplified Finite Element Method for Large Deformation, Post-Buckling Analysis of Large Frame Structures, Using Explicitly Derived Tangent Stiffness Matrices, Int. J. Num. Meth. Eng. Vol.23 No.1 p.p.69~90, 1986
233. Kounadis, A. N., Krätzig, W. B., Nonlinear stability of structures - Theory and computational techniques, CISM No.342, 1995.
234. Kratzig, W.B., Niemann, H.J., Dynamics Of Civil Engineering Structures. Netherlands, A.A.Balkema Publishers, 1996
235. Krishna, P., Tension roofs and bridges, Journal of constructional steel research, Vol.57, No.11, p.p. 1123~1140, 2001
236. Kroyer, R., FSI analysis in supersonic fluid flow, Computers & structures, Vol.81, No.8/11, p.p.755~764, 2003

237. Kyoung-Su, L., The Analysis of Stabilizing Process for Unstable Structures by the Dynamic Relaxation Method, Computers & Structures, 2002
238. Lazzari, M., Vitaliani, R. V., Majowiecki, M., Saetta. A. V.. Dynamic behavior of a tensegrity system subjected to follower wind loading, Computers & structures, Vol.81, No.23/33, p.p. 2199~2217, 2003
239. Leonard, J. W., Tension structures, McGraw Hill, U.S.A., 1988
240. Levy, R., Guyan Reduction Solutions Recycled for Improved Accuracy, Nastran Users Experiences, NASA, p.p.201~220, 1971
241. Levy, R., Spiller, W. R., Analysis of Geometrically Nonlinear Structures, Champman & Hall, 1995
242. Lewis, W. J., Tension Structures (Form and behaviour), Thomas Telford, 2003
243. Lewis, W. J., The efficiency of numerical methods for the analysis of prestressed nets and pin-jointed frame structures, Computers & Structures, Vol.33, No.3, p.p.791~800, 1989
244. Li Y-Q., Tamura Y., Wind-Resistant Analysis for Large-span Single-layer Reticulated Shells, IJSS, Vol.19, No.3, 2004
245. Liew J.Y.R., Chen H., Shanmugam N.E., Chen W.F., Improved nonlinear plastic hinge analysis of space frame structures. Engineering Structures, Vol.22, p.p.1324~1338, 2000
246. Liu G.R. & Zhang J., Radial point interpolation based finite difference method for mechanics problems, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.68, No.7, p.p. 728~754, 2006
247. Liu G.R., An Intriduction to Meshfree Methods and their Programming, Springer Company, New York, 2006
248. Liu G.R., Gu, Y.T., A matrix triangularization algorithm for point interpolation method, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol.192, No.19, p.p.2269~2295, 2001
249. Liu G.R., Mesh Free Methods Moving beyond the Finite Element Method, CRC Press Company, New York, 2002
250. Liu, G.R. & Wu, Y.L., A meshfree formulation of local radial point interpolation method(LRFD) for impressible flow simulation, Comput. Mech., 2002

251. Liu, G.R., Zhang, J., Radial point interpolation based finite difference method for mechanics problems, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.68, No7, p.p.728~754, 2006
252. Lorenz, R. F., Kato, B., Chen, W. F., Semi-rigid Connections in Steel Frames CTBUH. McGraw-Hill, 1992
253. M. Yasuhara, H. Daiguji, 수치유체역학 기초와 응용. 원기술, 2002
254. M. Zeinoddini, G.A.R. Parke, P. Disney, The Stability Study of an Innovative Steel Dome, IJSS, Vol.19, No.3, 2004
255. M.A.Crisfield,, Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures. Vol.1, JOHN WILEY & SONS, 1997
256. Ma, J., Zhou, D., Li, H. F., Zhu, Z. Y., and Dong, S. L., Numerical Simulation and Visualization of Wind Field and Wind Load on Space Structure, IASS Symposium 2006 New Olympics: New Shells and Spatial Structures, Beijing, China, 2006
257. Majorana, C. E., Briseghella L., Pellegrino, C., Dynamic stability of elastic structures: a finite element approach, Computers & Structures, Vol.69, p.p. 11~25, 1998
258. Makowski Z.S., Regular Lattice Plates and Shells, Elsevier, 1990
259. Mamoru K., Ikuo T., Pei S. C., Optimum shapes of a cable dome structure, Engineering Structures, Vol.21, p.p.719~725, 1999
260. Mario P., William L., Structural Dynamics : Theory and Computation, Springer, 2006
261. Massimiliano L., Renato V. V., Massimo M., Anna V. S., Dynamic behavior of a tensegrity system subjected to follower wind loading, Computer & Structures, Vol.81, p.p.2199~2217, 2003
262. MaxIrvine, Cable Structures, Dover Publications, 1992
263. Meek, J. L., Tan, H. S., Geometrically Nonlinear Analysis of Space Frames by an Incremental Iterative Technique. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering., Vol.47, p.p.261~282, 1984
264. Miller, C. A., Dynamic Reduction of Structural Models, ASCE J. Struct. Div., Vol.106, p.p.2097~2108, 1980

265. Minlang L., Kenchyuan T., Pochien H. Chengyu T., Compressive behavior of buckling-restrained brace gusset connections, The First International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering(AESE) in 2005, Nagoya, Japan, 2005

266. Most, T., Bucher, C. &Schorling, Y., Dynamic stability analysis of non-linear structures with geometrical imperfections under random loading, Journal of Sound and Vibration, Vol.276, p.p.381-400, 2004

267. Motro R., Raducanu V., Tensegrity Systems, IJSS, Vol.18, No.3, 2003.

268. Motro, R., Formfinding numerical methods for Tensegrity System, Int. Symp. IASS 94 Spatial, lattice and tension structures, edited by Abel, J. et al,ASCE, Atlanta, p.p.704~713, 1994

269. Nakashima, M., Saburi, K., Tsuji, B. Energy input and dissipation behaviour of structures with hysteretic dampers, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol.25, No.5, p.p.483-496, 1996

270. Nawrotzki, P., Eller, C., Numerical stability analysis in structural dynamics, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol.189, 915~929, 2000

271. Nawrotzki, P., Kratzig, W.B. & Montag, U., A Unified Computational Stability Concept for Conservative and Non-conservativ Shell Responses., Computers and Structures, Vol.64, 221~238, 1997

272. Nee K. M., Haldar A., Elastoplastic Nonlinear Post-Buckling Analysis of Partially Restrained Space Structures. Methods in Applied Mechanics and Engineering. vol.71, pp.69-97, 1988

273. Newland, D. E., Introduction to Random Vibrations, Spectral and Wavelet Analysis, Longman, 1994

274. Newmark, N. M., A Method of Computation for Structural Dynamics, Transaction of the ASCE, Vol.127, Part I, p.p.1406 -1435. 1959

275. Nyhoff, L.R., Leestma, S.C., Fortran 90 for Engineers and Scientists, Prentice-Hall International, London, 1997

276. O. C. Zienkiewicz, R. L. Taylor, J. Z. Zhu, The Finite Element Method-Its Basis & Fundamentals, 6th Edit.,Butterworth-Heinemann, p.p. 563~630, 2005

277. O'Brien, W. T., Francis, A. J., Cable movements under two dimensional loads, J. Struct. Div. ASCE 90 ST3, p.p.89~123, 1964

278. Oh, S. H., Kim, Y. J., Ryu, H. S., Kang, C. H.. Hysteretic Characteristics of Beam-to-Column Connections with Energy Absorption Elements at Beam Bottom Flanges, KIJ J., Vol.22 No.8, p.p. 29~36, 2006

279. Oran. C, Tangent stiffnes in space frame, J. Struct. Div., ASCE, p.p.987~1001, 1973

280. Pan D.H., Girhammar U.A., Influence of Geometrical Parameters on Behaviour of Reticulated Timber Domes, IJSS, Vol.18, No.2, 2004

281. Pan, D. H., Girhammar, U. A., Effect of Ring Beam Stiffness on Behaviour of Reticulated Timber Domes, IJSS, Vol.20, No.1, 2005

282. Papadrakakis, M., A method for automatic evaluation of the dynamic relaxation parameters, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vor.25, p.p.35~48, 1981

283. Papadrakakis, M., Ghionis, P. Conjugate gradient algorithms in nonlinear structural analysis problems, Comput. Methods Appl. Mech. and Engrg., vol.59, No.1, pp.11~27, 1986

284. Papadrakakis, M., Inelastic post-buckling anlysis of space frames, Civ Engrg. Pract., 1/Structures, p.p.537~576, 1987

285. Papadrakakis, M., Post Buckling Analysis of Spatial Structures by Vector Iteration Methods. Computer & Structure, Vol.14, 1981

286. Papadrakakis, M., Post Buckling Analysis of Spatial Structures by Vector Iteration Methods. Computer & Structure. Vol.14, 1981

287. Park, K. C., An Improved Stiffly Stable Method for Direct Integration of Nonlinear Structural Dynamic Equations, Journal of Applied Mechanics, Series E, ASME, p.p. 646~670, 1975

288. Paulsen, F., Welo, T., Cross-sectional deformations of rectangular hollow sections in bending : Part I - experiments, International Journal of Mechanical Sciences, Vol.43, p.p.109~129, 2001

289. Paulsen, F., Welo, T., Cross-sectional deformations of rectangular hollow sections in bending : Part II - analytic models, International Journal of Mechanical Sciences, Vol.43, p.p. 131~152, 2001
290. Paz, M., Structural Dynamics, Chapman & Hall, U.S.A., 1997
291. Peyrot, A. H., Goulois, A. M., Analysis of cable structures, Comput. Struc. Vol.10, No.5, p.p.805~813, 1979
292. Powell, G. H. Chen, P.F., 3-D Beam-column element with generalized plastic hinges. J. Engng Mech. ASCE, Vol.112, No.7, p.p.627~641, 1986
293. Powell, G., Simons, J., Improved Iteration Strategy for Nonlinear Structures, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.17, p.p.145 5~1467, 1981
294. Powell, G.h., Theory of Nonlinear Elastic Structures, ASCE J. Structural Div. 95, p.p.2687~2701, 1969
295. Press, W.H., Teukolsky, S.A., Vetterling, W.T., Flannery, B.P., Numerical recipes in FORTRAN-The Art of Scientific Computing, Cambridge Univ. press, 1992
296. Przemieniecki J.S., THEORY OF MATRIX STRUCTU RAL ANALYSIS, McGraw-Hill, 1968
297. Przemieniecki J.S., THEORY OF MATRIX STRUCTURAL ANALYSIS, McGraw-Hill, 1968
298. Qian, R. J., Sheng, Z. Y., Structure Mechanism of cable dome and the structure concept, IASS International symposium university of Stuttgart, p.p.904~910, 1996
299. Qing-Hua H., Xi-Liang L., Numerical Model, Buckling Analysis and Ultimate Load Capacity of the Single-Double-Layer Reticulated Dome, IJSS, Vol.18, No.2, 2004
300. Ramm. E., Strategies for tracing the nonlinear response near limit points, in : W. Wunderlich, E. Stein and K.J. Bathe, eds., Nonlinear Finite Element Analysis in Structural Mechanics. Springer, p.p.63-89, 1981
301. Ramsden, J. N., Stocker, J. R., Mass Condensation a Semi-Automatic Method for Reducing the Size of Vibration Problems, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.1, p.p.333~349, 1969

302. Randall, R. B., Frequency Analysis, Bruel & Kjaer, 1987
303. Renton, J. D., Stability of space frames by computer analysis. J. Sruct. Div., ASCE, Vol.88, No.8, p.p.81~103, 1962
304. Richard, R. M., Abbott, B. J., Versatile Elastic-Plastic Stress-Strain Formula, J Eng Mech Div, ASCE, Vol.101, No.EM4, p.p.511~515, 1975
305. Richard, R. M., Hsia, W. K., Chmielowiec, M., Derived Moment Rotation Curves for Double Framing Angles, Comput & Struct, Vol.30, p.p.485~494, 1988
306. Ruban, M., Dynamics of Structure, Taylor & Francis, 2002
307. S. Huang, Q. S. Li, S. Xu, Numerical evaluation of wind effects on a tall building by CFD, Journal of constructional steel research, Vol.63, p.p.612~627, 2007
308. Saafan, S.A., Nonlinear behavior of structural plane frames, J. Sruct. Div., ASCE, vol.89, No.4, p.p.557~579, 1962
309. Sakantamis K., Larsen O.P., The Cocoon Method: a Physical Modelling Tool for Designing Tensegrity Systems, IJSS, Vol.19, No.3, 2004
310. Salam R., Colby C. S., Form Finding of Sparse Structures with Continuum Topology Optimization, ASCE, J. Struct. Engrg., Vol.129, 2003
311. Salmon, C.G., Johnston, J. E., Steel Structures: Design and Behavior, 4th Ed., Harper Collins, 1998
312. Sarma K.C., Adeli H., Data Parallel Fuzzy Genetic Algorithm for Cost Optimization of Large Space Steel Structures, IJSS, Vol.18, No.1, 2003
313. Schek, H.J., The force density method for form finding and computation of general networks, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol.3, p.p.115~134, 1974
314. Shah, V. N., Raymund, M., Analytical Selection of masters for Reduced Eigenvalue Problems, International Journal for Numerical Methods in Eigineering, Vol.18, p.p.89~98, 1982
315. Shi, G., Atluri, S. N., Elasto-plastic large deformation analysis of space-frames : a plastic-hinge and stress-based explicit derivation of tangent stiffness, Int. J. Num. Meth. Eng., vol.26, p.p.589-615, 1988

316. Slone, A. K., Pericleous, K. A., Bailey, C., Cross, M., Dynamic fluid-structure interaciton using finite volume unstructured mesh procedures, Computers & structures, Vol.80, No.5/6, p.p. 371~390, 2002

317. Souza A. S. C., Gonçalves, R. M., Maiola, C. H., Malite, M., Theoretical Analysis of the Structural Performance of Space Trusses Commonly Used in Brazil, IJSS, Vol.18, No.4, 2003.

318. Spiller, W. R., Schlogel M., Pilla D., A Simple Membrane Finite Element, Computers and Structures, vol.45, p.p. 181~183, 1993

319. Stefano, D., Astaneh, A., Axial Force-Displacement Behavior of Steel Double Angles, J Construct Steel Res, Vol.20, p.p.161~81, 1991

320. Stephen J. F., Peter M., Cracked Membrane Model: Finite Element Implementation, ASCE, J. Struct. Engrg. Vol.129, 2003

321. Steven Van Dessel, Feasibility and Optimization of Rigidified Inflatable Structures for Housing, ASCE, J. Struct. Engrg., Vol.129, 2003

322. Stubbs, N., Fluss, H., Modeling Fabric Reinforced Composites, Proc. 7th Canadian Cong. Appl. Mech., Scherbrooke, Quebec, p.p.113~114, 1979

323. Sultan, C., Skelton, R., Tensegrity Structures Prestressability Investigation, IJSS, Vol.18, No.3, 2003

324. Suzuki, T., Hangai, Y., An analytical method of minimal surfaces based on the finite element method, Proceeding of the Third Summer Colloquium on Shell and Spatial Structures, p.p. 343~356, 1990

325. Sygulski, R., Dynamic stability of pneumatic structures in wind : Theory and experiment, Journal of fluids and structures, Vol.10, No.8, p.p. 945~963, 1996

326. Sygulski, R., Numerical analysis of membrane stability in air flow, Journal of sound and vibration, Vol.201, No.3, p.p.281~292, 1997

327. Tabarrok, B., Qin, Z., Dynamic analysi of tension structures, Computers & structures, Vol.62, No.3, p.p. 467~474, 1997

328. Tan, F., Yang, Q., Dynamic loading analysis of membrane structures, nternational Association for Shell and Spatial structures (IASS) 2006 conference in Beijing, 2006

329. Taniguchi, T., Ishii, K., Report on experiments concerning tension dome, IASS International symposium, university of Stuttgart, p.p.550~557, 1996
330. Taylor, R. L., Finite Element Analysis Program User manual, ver.7.1j., 1999
331. Tedesco, J. W., McDougal, W. G., Allen R. C., Structural Dynamics : Theory and Applications, Prentice Hall, 1998
332. Tension, J Construct Steel Res, Vol. 57, No. 9, pp. 997~1013, 2001
333. Terry, R., Georgia dome cable roof construction techniques, International symposium of Spatial, Lattice and Tension structures, p.p.563~572, 1994
334. ThomasJ.R.Hughes, The Finite Element Method - Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis, Dover Publications, 2000
335. Thornton, W. A., A Rational Approach to Design of Tee Shear Connections, Engineering Journal, AISC, Vol.33, No.1, p.p. 34~37, 1996
336. Thornton, W. A., Prying Action-A General Treatment, Engineering Journal, AISC, Vol.22, No.2, pp.67~75, 1985
337. Thornton, W. A., Strength and Ductility Requirements for Simple Shear Connection with Shear and Axial Load, Proceedings of National Steel Construction Conference, AISC, p.p. 38-1~38-17, 1997
338. Tibert A.G., Pellegrino S., Review of Form-Finding Methods for Tensegrity Structures, IJSS, Vol.18, No.3, 2003.
339. Timoshenko, S. P., Goodier, J.N., Theory of Elasticity, McGraw-Hill Company, New York, 1970
340. Timoshenko, S. P., Woinowsky, K., Theory of Plates and Shells, McGraw-Hill Company, New York, 1959
341. Topping, B. H. V., Khan, A. I., Wilson, J. K., Parallel Dynamic Relaxation and Domain Decomposition in Advances in Parallel and Vector Processing for Structural Mechanics, edited by B. H. V. Topping and M. Papadrakakis, Civil-Comp Press., p.p.215~232, 1994
342. U. s. Lee, Spectral Element Method in Structural Dynamics, Inha Univ. Press, 2004
343. Ueda, Y., Yao, T., The plastic node method : A new method of plastic analysis, Comput. Meths. Appl. Mech. Engrg. Vol.34, p.p.1089~1104, 1982

344. Ugural, A.C., Stresses in Plates and Shells, McGraw-Hill Company, New York, 1999
345. Underwood, P., Dynamic Relaxtion in Computational Methods for Transient Analysis, Elsevier Science Publishers, p.p.245~265, 1983
346. Vinasithamby R., Amde M. A., Effects of Stiffeners on Nonlinear Stability of Self-Erecting Dome, ASCE, J. Struct. Engrg., Vol.129, 2003
347. W. J. Lewis, Tension Structures from and behavior, Thomas Telford, 2003
348. Wakefield D., Membrane engineering-principles and applications, Proce. Asia-pacific conf. on Shell and Spatial Structures, p.p.407~418, 1996
349. Wang, B. B., Definition of Tensegrity systems, U. S. Pat3, Vol.063, No.521, 1962
350. Wang, B., Yang, Q., Interaction analysis of membrane structure and wind environment by CFD, International Association for Shell and Spatial structures (IASS) 2006 conference in Beijing, 2006
351. Wang, J. G., Liu, G. R., A point interpolation meshless method based on radial basis functions, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.55, No.11, p.p. 1623~1648, 2002
352. Wang, J., Sun, B., Studies on Wind-Induced and Vortex-Induced Dynamic Response of Membrane Structures, IJSS, Vol.19, No.2, 2004
353. Waszczyszyn, Z., Stability of Structures by Finite Element Methods, Elsevier, 1994
354. Weaver, W. Jr., Johnson, P. R., Structural Dynamics by Finite Elements, Prentice Hall, 1987
355. Wen, R.K., Rahimzadeh J., Nonlinear elastic frame analysis by finite element, J. Struct. Eng., ASCE, Vol.109, p.p.1952~1971, 1983
356. Wendland H., Error Estimates for Interpolation by Compactly Supported Radial Basis Functions of Minimal Degree, Journal of Approximation Theory, Vol.93, p.p. 258~396, 1998
357. White, F. M., Fluid mechanics, Mc Graw Hill, 2004
358. Williams, F.W., An approach to the nonlinear behavior of the members of a rigid jointed plane frames work with finite deflections, J. Mech. Appl. Math., Vol.17, p.p.451~469, 1964

359. Wilson, E. L., Habibullah, A., SAP2000-Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures Users Manual, Computers & Structres Inc., Berkeley, California, 1998

360. Wingerde, A. M., Paker, J. A., Wardenier, J., Criteria for Fatigue Assessment of Hollow Structural Section Connections, Journal of Constructional Steel Research, Vol.35, p.p.71~115, 1995

361. Wood, R. D., A Simple Technique for Controlling Element Distortion in Dynamic Relaxation Form-Finding of Tension Membranes, Computers and Structures, 2002

362. Wood, R. D., Zienkiewicz, O. C., Geometrically non-linear finite element analysis of beam, frames, arches and axisymmetric shells, Computers & Structures, Vol.7, p.p.725~735, 1977

363. Wu, G. Y., Shih, Y. S., Analysis of dynamic instability for arbitrarily laminated skew plates, Journal of Sound and Vibration, Vol.292 p.p.315~340

364. X. F. Yuan, S. L. Dong, Nonlinear analysis and optimum design of cable domes, Engineering Structures, Vol.24, p.p.965~977, 2002

365. Xie, W. C., Dynamic Stability of Structures. New York: Cambridge University Press, 2006

366. Xue, Q., Meek, J. L., Dynamic response and instability of frame structures., Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol.190, p.p.523 3~5242, 2001

367. Xue, S. D., Wang, X. S., Cao, Z., Multi-Dimensional Pseudo Excitation Method for Nonstationary Random Seismic Analysis of Spatial Lattice Shells, IJSS, Vol.19, No.1, 2004

368. Yang Y. B., Kuo S. R., Theory & Analysis of nonlinear frames, Prentice-Hall, 1994

369. Yang, J. G., Murray, T. M., Plaut, R. H., Three-Dimensional Finite Element Analysis of Double Angle Connections Under Tension and Shear, J Construct Steel Res, Vol.54, No.2, p.p. 227~244, 2000

370. Yang, Q. S., Liu, R. X., On Aerodynamic Stability of Membrane Structures, IJSS, Vol.20, No.2, 2005

371. Yang, W. H., Chen, W. F., Bowman, M. D., The Behavior and Load-Carrying Capacity of Unstiffened Seated-Beam Connections, Engineering Journal, Vol.22, No.9, (Third Quarter), p.p. 89~103, 1997

372. Yang, Y. B., Nonlinear frames structures, Prentice Hall, Singapore, 1994

373. Yu, T. X., Zhang, L. C., Plastic Bending-Theory and Applications, World Scientific, 1995

374. Zhang Z. H., Yuan X. F., Dong S. L., Some Aspects of the Application of Dynamic Relaxation Method in Space Structures, IJSS, Vol.19, No.2, 2004

375. Zhang, H., Zhang, X., Ji, S., Guo, Y., Ledezma, G., Elabbasi, N., deCougny, H., Recent development of fluid-structure interaction capabilities in the ADINA system, Computers & structures, Vol.81 No.8/11, p.p. 1071~1085, 2003

376. Zhang, Q., Hisada, T., Studies of the strong coupling and weak coupling methods in FSI analysis, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.60, No.12, p.p. 2013~2029, 2004

377. Zhang, T. S., Yin, Y., Study on Numerical Wind Tunnel Method for Wind Load Determination of Spatial Structures, IASS Symposium 2006 New Olympics: New Shells and Spatial Structures, Beijing, China, 2006

378. Zhanjin, Sun, Qilin, Zhang, A Study on Pre-tension Measurement of Membrane Structures, IJSS, Vol.19, No.4, 2004

379. Zhi-hong, Zhang, Shi-lin, Dong, Tamura, Yukio, Force Finding Analysis of Hybrid Space Structures, IJSS, Vol.20, No.1, 2005

380. Zhi-Hong, Zhang, Shi-Lin, Dong, Tamura, Yukio, Mechanical Analysis of a Type of Hybrid Spatial Structure Composed of Cables, Bars and Beams, IJSS, Vol.20, No.2, 2005

381. Zhuo X., Ishikawa K., Tensile Force Compensation Analysis Method and Application in Construction of Hybrid Structures, IJSS, Vol.19, No.2, 2004

382. Ziegler R., Wagner W., Bletzinger K. U., A Finite Element Model for the Analysis of Wrinkled Membrane Structures, IJSS, Vol.18, No.1, 2003

383. Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L., Zhu, J. Z., The finite element method-Its basis & Fundamentals, Elsevier, 2005

384. Zienkiewicz, O. C., The Finite Element Method, McGraw-Hill, London, 1977
385. Zienkiewicz, O .C., The Finite Element Method, 4th ed., McGraw-Hill Company, London, 1989

별 첨. 자체평가의견서

자체평가의견서

1. 과제 현황

접수 번호	05건설핵심 C02		사업 성격	첨단도시개발사업
연구 분야	기술 실용화			
연구 과제	과 제 명	차세대 대공간 구조시스템의 설계 및 시공기법 개발		
	주관연구기관	인하대학교	주관연구책임자	한 상 을
연구 기간	2005. 7. 29 ~ 2008. 8. 29 (3년)			
협동연구기관	기 관 명		연 구 책 임 자	
	(외)			
위탁연구기관	기 관 명		위탁연구책임자	
	(외)			
참여기업	기업체명		대 표 자	
	(주)케이돔엔지니어링, (주)아이스트, (주)휴다임건축사사무소 (3개 기관)		최승열, 이동우 김황평, 김신욱, 조기식	

연 구 비 (천원)	연차	정부	민간	계
	1차년도	149,000	51,000	200,000
	2차년도	212,000	88,000	300,000
	3차년도	192,000	87,000	279,000
	계	553,000	226,000	779,000

2. 평가일 : 2008. 08. 29

3. 평가자(연구책임자) 확인

본인은 평가대상 연구과제의 연구결과에 대하여 객관적으로 기술하였으며, 공정하게 평가하였음을 확약합니다.

소 속	직 위	성 명	확약(서명, 인)
인하대학교	교수	한 상 을	

Ⅰ. 연구개발 실적

평 가 항 목	가중치 (A)	평가척도(B)					득점 (A× B)	평 가 의 견
		수	우	미	양	가		
		5	4	3	2	1		
연구수행								
① 연구개발 결과의 우수성 및 창의성	2	○					10	동적이완법, 호장법을 이용한 안정거동 알고리즘 개발, Lyapunov 개념을 이용한 기하비선형 동적 불안정 평가 알고리즘 개발, 수퍼요소, 스펙트럴 요소법, 무요소법을 이용한 대공간 구조 시스템의 해석기법 개발 관련 연구는 건축 분야에 있어 매우 우수하며 창의적으로 평가됨.
② 연구개발 수행노력의 성실도	2	○					10	본 연구 관련 모든 연구진의 연구 수행 노력은 매우 헌신적이며, 성실하였음.
③ 연구개발 결과에 대한 활용가능성	2	○					10	강성구조시스템의 시공과정 해석기법, 동적 이완법을 이용한 후좌굴 해석, 연성구조시스템의 안정화 이행과정 해석 프로그램은 설계과정에서 해석을 수행하고 실제 시공되어 적용성 및 활용성이 검증되었음. 그리고 설계, 시공, 유지관리 및 보수보강 매뉴얼은 매우 활용성이 뛰어날 것으로 판단됨.
④ 연구개발 결과의 파급효과	2	○					10	본 연구 참여연구원들에 의해 개발된 요소기술은 적용성이 우수하며(동남권 유통단지 스카이파라솔 케이블 돔 외 다수의 해석 및 설계에 적용을 통해 평가됨), 설계, 시공, 유지관리 및 보수보강 매뉴얼은 현장에의 파급효과 및 활용도가 클 것으로 판단됨.
⑤ 공개 발표된 연구개발 성과 (논문 게재 또는 산업재산권 출원 및 심사 가능성, 발표회개최 등)	2	○					10	국제 논문 2편, 국내 공인학술지 17편, 학술발표대회 10편, 국제 심포지엄 2편이 게재되었고, 국제 논문 3편, 국내 공인학술지 2편이 게재 예정임.
연구목표 달성도(연구개발계획서상에 기술된 연구목표)								
⑥ 해석이론의 분석결과 검토	2	○					10	강성구조시스템의 시공과정 해석기법, 동적 이완법을 이용한 후좌굴 해석, 연성구조시스템의 안정화 이행과정 해석 프로그램은 설계과정에서 해석을 수행하고 실제 시공되어 결과가 검증됨.
⑦ 설계 코드 작성	2	○					10	케이블, 막 구조물의 설계법 자료의 수집, 분석 및 설계 사례를 통해 설계기법을 제시하였음.
⑧ 시공 매뉴얼 작성	2	○					10	케이블, 막 구조물의 시공 자료의 수집, 분석 및 참여기업의 시공사례를 통해 매뉴얼을 작성하였음.
⑨ 유지관리 및 보수보강 지침서 작성	2	○					10	케이블, 막 구조물의 유지관리 및 보수보강 자료의 수집, 분석 및 참여기입의 보수보강 사례를 통해 매뉴얼을 작성하였음.
⑩ 종합적인 데이터베이스 구축	2	○					10	대공간 구조물의 설계기법, 시공기법, 유지관리 및 보수보강 매뉴얼 및 국내외 대공간 관련 데이터베이스를 구축하였으며, 웹서비스 중에 있음.
소계 전문가 가점수 (100점 만점)	20						100	

II. 종합의견

1. 연구개발결과에 대한 종합의견

▪ **기술적 측면**

- 강성구조시스템의 세우기(erection) 과정 해석기법의 개발과, 참여기업의 시공 사례를 통한 알고리즘의 검증으로 그 적용성과 활용성을 충분히 인정받음.
- 동적이완법, 호장법 등에 의한 정적 불안정 해석 알고리즘 및 Lyapunov 개념과 기하비선형을 고려한 동적 불안정 해석 알고리즘의 개발을 통해 대공간 구조물의 개선된 안정 평가가 가능할 것으로 판단되며, 설계단계에서 활용도가 높을 것으로 판단됨.
- 동적이완법을 이용한 후좌굴 해석 알고리즘의 개발과 옥천연수원 지붕구조 안정성 검토를 통해 알고리즘의 적용성과 활용성이 충분히 인정받음.
- 최적화 알고리즘의 개발로 대공간 구조물의 설계단계에 응용이 기대됨.
- 단자유도 등가모델을 이용한 대공간 구조물의 지진응답해석과 성능점 산정법의 개발은 대공간 구조물의 내진성능설계의 기반을 다진 것으로 판단됨.
- 해석의 효율성과 정확성을 높인 스펙트럴요소법, 수퍼요소법, 무요소법을 이용한 해석 알고리즘의 개발은 건축분야에서 매우 창의적이며 우수한 성과로 판단되며, 대공간 구조물에 대한 새로운 해석법의 적용성과, 활용방안 및 알고리즘의 개발방향을 제시할 수 있었던 것으로 판단됨.
- 가상점성감쇠요소를 고려한 막 구조물의 최적 형상탐색 알고리즘의 개발로 보다 정확하고 개선된 형상을 얻을 수 있었으며, 막 구조물의 설계단계에서 활용도가 높을 것으로 판단됨.
- 유체와 구조물의 상호작용 알고리즘(FSI)을 이용한 막 구조물의 해석기법은 막 구조물의 실제거동을 고려할 수 있어 개선된 해석을 할 수 있었으며, 앞으로 새로운 해석기법에 대한 활용과 적용범위가 매우 넓을 것으로 판단됨.
- 전산유체역학(CFD)을 이용한 대공간 구조물의 형상에 따른 풍압을 평가하였으며, 풍동실험으로 파악하기 어려운 데이터를 얻을 수 있어 새로운 컴퓨터 시뮬레이션기법의 도입과 활용면에서 창의적이고 선진적이라 판단되며, 앞으로 그 활용과 적용범위가 매우 넓을 것으로 판단됨.
- 안정수렴법을 통한 하이브리드구조물의 동적해석 알고리즘을 통해 개선되고 안정한 해석을 할 수 있었음.
- 강성구조시스템의 거동 특성실험과 하이브리드 구조부재의 인장실험을 통해 개선된 해석모델의 제안으로 보다 정확한 해석이 가능하며, 새로운 대공간 구조시스템의 효과 및 적용성을 파악할 수 있었음.

▪ **경제적 측면**

- 대공간 구조물의 시공사례분석, 자료의 데이터베이스화 및 웹서비스로 앞으로 국내기업의 대공간 구조물에 대한 기술경쟁력을 갖추기 위한 기반을 마련하였음.
- 대공간 구조물의 해석 이론 및 알고리즘 개발, 시공기법의 정립으로 향후 국내기업의 대공간 건축물 관련 해외 경쟁력을 갖추는 토대를 마련하였음.
- 대공간 구조물의 설계매뉴얼, 시공매뉴얼, 유지관리 및 보수보강 매뉴얼의 작성으로 국내 기업의 대공간 건축물에 대한 개선된 설계, 시공, 유지관리가 이루어질 것으로 판단됨.
- 대공간 구조물 자료의 데이터베이스화 및 웹 서비스로 미래 대공간 구조시스템의 새로운 방향을 제시하는 기반을 마련하였음.

2. 평가시 고려할 사항 또는 요구사항

- 연구 결과에 대한 데이터베이스를 홈페이지를 통해 웹서비스 중에 있으며, 향후 계속적인 업데이트가 계획되어있음.
- 연구 수행 중 연구 내용이나 기업의 여건 변화에 따른 참여기업변경 등에 연구책임자의 판단에 따른 유연성 보장이 요구됨.

3. 연구결과의 활용방안 및 향후조치에 대한 의견

- 대공간 구조물의 지진거동특성 규명 및 성능점 산정 연구로 향후 내진설계 및 성능설계를 위한 기준마련의 자료로 활용 가능함.
- 최적화 알고리즘 및 정적, 동적 불안정성 평가 알고리즘은 대공간 구조물의 설계단계에서 활용 가능함.
- 스펙트럴요소법(SEM), 수퍼요소법, 안정수렴법을 이용한 하이브리드 돔의 동적해석법은 대공간 구조물의 설계단계에서 지진, 풍하중에 대한 동적 응답을 얻는데 활용 가능함.
- 전산유체역학(CFD)을 이용한 대공간 구조물의 풍압평가는 설계 단계에서 풍하중 산정 및 풍환경 평가에 활용 가능함.
- 가상점성감쇠를 고려한 형상탐색 알고리즘은 막 구조물의 설계단계에서 최적형상결정과 재단도 해석에 활용 가능함.
- 강성구조물의 세우기(erection) 과정, 연성구조물의 안정화 이행과정 해석 알고리즘은 대공간 구조물의 설계 중 시공과정 검토 및 시공 단계에서 활용 가능함.
- 케이블, 막 구조물의 설계 매뉴얼, 시공 매뉴얼, 유지관리 및 보수보강 매뉴얼은 대공간 구조물의 설계, 시공, 유지관리 및 보수보강 단계에서 활용 가능하며, 지침서가 될 수 있을 것으로 판단됨.
- 대공간 구조물 데이터베이스와 각 매뉴얼은 홈페이지를 통해 웹서비스가 이루어질 것이고, 이를 통해 국내기업의 대공간 구조물 설계, 시공에 대한 기술경쟁력을 가질 수 있을 것이며, 미래 대공간 구조시스템의 방향을 제시해 줄 것으로 판단됨.
- 본 연구의 결과를 실제 프로젝트에 적용하기 위해서는 제도 또는 인센티브 등을 통한 정부의 적극적인 개입으로 국내 기업의 활용 가능성 확보가 중요함.

주 의 사 항

1. 본 보고서는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행 한 건설기술연구개발사업의 최종(중간) 연구보고서입니다.
2. 본 보고서의 내용을 발표할 때에는 반드시 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 건설기술연구개발사업임을 밝혀야 합니다.
3. 국가보안 차원에서 필요하다고 인정되는 내용은 대외적으로 발표 및 공개하여서는 아니 됩니다.

본 보고서와 관련하여 문의를 원하시는 분은 아래의 문의처로 연락을 주시기 바랍니다.

■ **문의처 : 한국건설교통기술평가원** TEL 031)381-6311

인하대학교(주관연구기관) TEL 032)874-3626

본 보고서와 관련하여 문의를 원하시는 분은 아래의 문의처로 연락을 주시기 바랍니다.

R&D/05건설핵심C02

차세대 대공간 구조시스템의
설계 및 시공기법 개발

■ **발행일 / 2007. 8. 29.**

■ **발행처 / 인하대학교**

인천광역시 남구 용현동 253

TEL : 032-860-7114(대)

■ **인쇄처 / 동문인쇄출판 1566-1031**