T00321866

건설기술혁신사업 제3차년도 최종보고서

GOVP1201010306

R&D / 06건설핵심D05

Land Transport and Maritime R&D Report

3차원 해석에 의한 PSC 곡선교의 경제적인 설계 및 시공기법 연구보고서

2009. 12. 16.

주관연구기관 / 주식회사 동호
협동연구기관 / 건 국 대 학 교
서울시립대학교

국 토 해 양 부
한국건설교통기술평가원

제 출 문

국토해양부장관 귀하

이 보고서를 "3차원 해석에 의한 PSC 곡선교의 경제적인 설계 및 시공기법에 관한 연구"과제의 최종보고서로 제출합니다.

2009. 12. 16.

주관연구기관 : (주)동호

대표이사 김 동 갑

협동연구기관 : 건국대학교 산학협력단

산학협력단장 허 탁

협동연구기관 : 서울시립대학교 산학협력단

산학협력단장 김 성 홍

참여기업 : 브이 에스 엘 코리아(주)

대표이사 김 철 빈

참여기업 : (주)코아이엔씨

대표이사 구 자 갑

참여기업 : (주)알피에스스트럭처기술사사무소

대표이사 변 순 주

■ 총 괄 연 구 책 임 자	/ 수석급(부사장)	변 윤 주	연구총괄
■ 주관연구기관 참여연구원	/ 선임급(차장)	김 현 기	개발 및 설계
	/ 선임급(차장)	김 도	개발 및 설계
	/ 원급(과장)	마 석 오	개발 및 설계
■ 협동연구기관 참여연구원	/ 수석급(교수)	김 기 두	세부연구 총괄
	/ 선임급(박사)	송 삭	개발
	/ 원급(박사과정)	사 차 락	개발
	/ 원급(박사과정)	노라찬프라민	개발
	/ 원급(박사과정)	파 노 트	개발
	/ 원급(석사과정)	이 세 훈	개발
	/ 수석급(교수)	이 창 수	세부연구 총괄
	/ 원급(박사과정)	정 봉 조	실험 및 해석
	/ 원급(박사과정)	김 영 욱	실험 및 해석
	/ 원급(석사과정)	김 동 욱	실험 및 해석
	/ 원급(석사과정)	김 재 남	실험 및 해석
	/ 원급(석사과정)	최 영 준	실험 및 해석
	/ 원급(석사과정)	마 문 학	실험 및 해석
■ 참여기업 참여연구원	/ 수석급(소장)	류 영 섭	자문 및 개발
	/ 선임급(차장)	심 별	자문 및 개발
	/ 원급(과장)	김 경 단	개발
	/ 원급(대리)	강 원 혁	개발
	/ 연구원보	문 은 경	연구보조
	/ 수석급(상무)	조 우 일	자문 및 개발
	/ 선임급(차장)	권 기 영	자문 및 개발
	/ 선임급(차장)	이 국 헌	자문 및 개발
	/ 수석급(소장)	변 순 주	자문 및 개발
	/ 선임급(이사)	장 정 호	자문 및 개발
	/ 선임급(차장)	송 치 훈	자문 및 개발
	/ 원급(과장)	김 철 현	자문 및 개발
	/ 원급(과장)	곽 은 석	자문 및 개발
	/ 연구원보	변 재 한	연구보조

보고서 요약서

<table>
<tr><td>과제고유번호</td><td>06건설핵심
D05</td><td>해 당 단 계
연 구 기 간</td><td colspan="2">2006.12.20
~ 2009.12.16</td><td>단계구분</td><td colspan="2">1단계 / 1단계</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 사 업 명</td><td>중 사 업 명</td><td colspan="6">건설기술혁신사업</td></tr>
<tr><td>세부사업명</td><td colspan="6"></td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 과 제 명</td><td>대 과 제 명</td><td colspan="6"></td></tr>
<tr><td>세부과제명</td><td colspan="6">3차원 해석에 의한 PSC 곡선교의
경제적인 설계 및 시공기법</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 책 임 자</td><td rowspan="2">변 윤 주</td><td>해당단계
참 여
연구원수</td><td>총 : 31명
내부 : 21명
외부 : 10명</td><td rowspan="2">해당단계
연 구 비</td><td colspan="2">정부 : 891,000천원
기업 : 338,000천원
계 : 1,229,000천원</td></tr>
<tr><td>총연구기간
참 여
연구원수</td><td>총 : 31명
내부 : 21명
외부 : 10명</td><td>총연구비</td><td colspan="2">정부 : 891,000천원
기업 : 338,000천원
계 : 1,229,000천원</td></tr>
<tr><td>연구기관명 및
소 속 부 서 명</td><td colspan="3">(주)동호 토목사업본부</td><td>참여기업명</td><td colspan="2">(주)동호 외 3개 기관</td></tr>
<tr><td>국제공동연구</td><td colspan="3">상대국명 :</td><td colspan="3">상대국연구기관명 :</td></tr>
<tr><td>위 탁 연 구</td><td colspan="3">연구기관명 :</td><td colspan="3">연구책임자 :</td></tr>
<tr><td colspan="5">요약(연구결과를 중심으로 개조식 500자 이내)</td><td>보고서면수</td><td>792</td></tr>
<tr><td colspan="7">▪ 준적합(Quasi- conforming) PSC 쉘 요소 개발
▪ ACI, CEB/FIP 시방서 및 국내시방서 기준적용
▪ 프리스트레트 콘크리트의 즉시손실 및 시간의존 손실 고려
▪ 텐던 및 쉘 요소의 자동 메쉬 생성 기법에 의한 데이터 생성 기법 개발
▪ 4절점 PSC 쉘 요소를 사용하는 3차원 PSC 곡선교 해석
▪ PSC 곡선교 축소모델의 정적 재하 실험 및 계측을 통한 거동파악
▪ 케이블 설치 및 긴장력 도입공법, 하중 재하 및 제거공법 연구
▪ 시공중 해석 알고리즘 완성
▪ PSC 곡선교의 해석 및 설계기법 연구
▪ PSC 곡선교의 거동특성 정리 및 설계 현황, 문제점 파악
▪ 매개변수 연구를 통한 내·외측 거동특성 파악
▪ 내·외측 긴장력 변화에 따른 거동특성과 추가 외부텐던의 배치를 검토
▪ PSC 곡선교의 거동특성에 적합한 해석 및 설계기법을 제시</td></tr>
<tr><td rowspan="2">색 인 어
(각 5개 이상)</td><td>한 글</td><td colspan="5">PSC 박스 교량, PSC 쉘 요소, 시공 단계 해석, 시간의존 프리스트레싱 손실, 임의의 3차원 해석기법</td></tr>
<tr><td>영 어</td><td colspan="5">PSC Box Bridge, PSC Shell Element, Construction Stage Analysis, Time Dependent Prestressing Loss, Arbitrary Three Dimensional Analysis</td></tr>
</table>

요 약 문

Ⅰ. 제 목

3차원 해석에 의한 PSC 곡선교의 경제적인 설계 및 시공기법

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

PSC 박스 교량은 콘크리트, 철근과 텐던으로 구성된 구조물로 재료의 비선형성 거동특성 및 콘크리트의 시간 의존적 특성을 가지고 있는 복합 구조물로서 시공도중의 설계검토가 필수적으로 요구되고 있다. 시공 중 텐던의 긴장력은 탄성수축, 마찰, 앵커슬립 등에 의한 즉시손실과 크리프, 건조수축 및 릴랙세이션 등의 시간의존 손실이 발생한다.

콘크리트의 인장 균열, 철근의 비선형 거동과 같은 재료의 비선형 거동 특성을 고려하기 위하여 현재 PSC 박스 교량은 뼈대요소(프레임 요소)를 이용한 시공단계의 설계를 수행하고 있다. 이 요소에 의한 설계는 교량 전체 구조를 단순한 뼈대요소로 가정하여 해석하는 계산이다. 그러나 PSC 박스 교량 중 곡선 램프교 같은 경우는 교량의 외측 및 내측의 변위와 응력 값이 현저히 다르다. 따라서 PSC박스 교량의 텐던량 역시 다르게 산정되어야 함에도 불구하고 현실적으로는 계산이 불가능하여 동일한 양의 텐던 또는 긴장력을 사용하고 있다. 또한 정확한 부반력 계산이 불가능하여 시공 후 유지관리 단계에서 교좌장치와 상부구조와의 이격이 발생하는등 예측이 불가능한 현상이 발생한다.

곡률이 있는 PSC 박스 곡선교는 강교 등 다른 형식의 교량에 비하여 경제성이 뛰어나나 이러한 문제들로 인하여 토목 기술자들이 회피하고 있으므로 PSC 박스 곡선교를 비롯한 임의 형상의 3차원 PSC구조물에 모두 적용할 수 있는 설계 및 시공기법의 개발이 필요하다.

PSC 박스 교량의 기술적이고 경제적인 문제를 근본적으로 해결하기 위해서는 쉘 요소에 의하여 3차원해석을 수행하는 것이 한 대안으로 고려되고 있다. 그러나

쉘 요소에 의한 3차원 해석기법은 방대한 데이터 준비가 필요하므로 우수한 그래픽 시스템에 의한 데이터의 자동생성이 필연적으로 수반되어야 하고 또한 쉘 요소에 의한 복잡한 알고리즘이 개발되어야 하므로 아직 실용화되지 않고 있다.

따라서, 임의 형상의 3차원 PSC 구조물 해석을 위한 실용적이고 범용적인 4절점 PSC 쉘 요소를 개발하여 설계기술과 시공기법을 개발함으로써, 국내 설계 및 시공기술의 향상을 도모하고 해외수출을 통해 부가가치를 창출할 수 있을 것이다.

Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

컴퓨터의 눈부신 성능발전으로 기존의 프레임 요소가 아닌 3차원 쉘 요소에 의한 PSC교량의 해석이 가능하게 되었다. 1차년도 연구를 통하여 실제 구조물의 거동을 정확하게 예측할 수 있는 범용적인 PSC 쉘 요소를 개발한다. 개발된 요소는 임의형상에도 정확한 값을 계산할 수 있는 결점이 없는 4절점 PSC 쉘 요소(Defect Free Shell Element)이며 절점에서의 정확한 응력을 계산할 수 있어야 한다. 또한 PSC 박스교의 시공중 해석시 필수적인 콘크리트의 크리프, 건조수축 등 비선형 거동을 포함한 쉘 요소를 개발하고 ACI, CEB/FIP 및 국내 시방서 기준을 적용할 수 있도록 하며, 텐던의 릴랙세이션과 비선형성을 고려한 모델을 개발한다.

2차년도에는 PSC 쉘 요소와 텐던요소의 자동 메쉬 생성에 의한 데이터 생성기법과 텐던의 즉시손실 및 시간의존적 긴장력 손실을 계산할 수 있는 알고리즘을 개발하고, 임의 형태의 3차원 구조물의 형상을 쉽게 모델링 할 수 있는 새로운 그래픽 기술을 스페인의 CIMNE(국제수치 연산센터)에서 개발된 프리·포스트 프로세서를 이용하여 강력한 Visualization 기술을 활용하여 텐던형상 모델링을 수행 할 수 있도록 한다. 또한, 3차원 시공단계별 해석기법을 개발한다. 완성계 해석 뿐만 아니라 시공단계에서 발생하는 추가하중과 발생되는 응력을 정확하게 해석하여 시공중 발생하는 오차를 제어할 수 있도록 블록의 가설과 해체공법, 트래블러 크레인 설치 및 이동공법, 케이블 설치 및 긴장력 도입공법, 그리고 하중의 재하, 제거 공법 등 단계별 해석기술을 개발 한다. 마지막으로 PSC 곡선교의 거동 파악을 위한 정적하중 재하실험을 실시한다. 3차원 쉘 요소를 이용한 PSC 박스 곡선교 해석결과와의 비교를 통하여 교량의 장기거동과 곡률별 거동특성을 비교하고 긴장재 배

치와 긴장력 조절에 관한 시공공법을 제시한다. 실험체는 PSC 곡선교의 설계 및 시공 경향에 따라 연속교로 제작되며 경간수는 3경간으로 한다. 실험 대상의 실제 교량은 제작규모와 작업성을 고려하여 1/2 축소 규모의 실험체를 제작한다.

3차년도에는 교량단면 양측의 긴장재량을 달리한 PSC 곡선교의 하중재하실험을 통하여 PSC 곡선교의 거동을 파악하도록 한다. 실험체에 대해 정적하중재하실험을 실시하고 크리프, 건조수축 등의 장기거동을 관측 후 개발된 요소 및 설계 기술의 유효성을 검토한다. 미래지향형 3차원 해석 기술에 의하여 임의 형상의 3차원 PSC 구조물 해석기법 및 PSC 곡선교의 경제적 설계 기법을 개발하고 곡선교 설계 지침서를 제안한다. 또한, 개발된 설계기법과 실험 결과를 취합하여 PSC 곡선교의 경제적인 시공기법을 개발완료하고 해석 소프트웨어를 개발하도록 한다.

Ⅳ. 연구개발결과

1. 콘크리트 비선형 거동 및 프리스트레싱 손실을 포함한 준적합 쉘 요소 개발

PSC 곡선교의 정확한 해석을 위해서는 재료의 비선형 효과를 고려할 수 있어야 한다. 임의의 형상에서도 정확한 값을 계산할 수 있는 결점이 없는 PSC 쉘 요소 (Defect Free Shell Element)를 개발하였다. 개발된 요소는 콘크리트의 건조수축 및 크리프 등 재료의 비선형성을 고려할 수 있으며 수치 해석 결과 만족할 만한 정확도를 나타내었고 PSC 교량의 시공 중 해석을 위하여 사용될 수 있으며 충분한 정확도를 가진 것으로 평가되었다. 준적합 PSC 쉘 요소를 이용한 해석 모델은 전체 구조계 해석을 수행하므로 별도의 횡방향 모델이 필요 없으며, 종·횡 방향의 복합적 거동을 동시에 고려할 수 있어 구조물의 시공단계별 거동을 정확하게 예측할 수 있을 것으로 사료된다. 또한 ACI와 CEB-FIP 코드를 사용하여 경계조건과 크리프의 영향 그리고 재료 강도의 시간적 변화에 의한 모멘트, 전단력, 처짐 등을 비교하였다.

2. PSC 곡선교의 정적 하중재하 실험 및 거동 분석

곡선교의 거동을 파악하기 위하여 1/2 스케일 실험체의 정적 하중재하 실험을 실시한다. 콘크리트의 기초 물성실험으로는 압축강도실험, 건조수축실험 및 크리프

실험을 진행하였으며, PS텐던의 즉시손실 및 시간 의존적 손실에 대하여 실험을 수행하였다. PSC곡선교의 지속하중에 의한 장기변형에 관한 실험을 통해 콘크리트의 건조수축과 크리프, PS텐던의 시간 의존적 손실 및 PSC 곡선교의 지속하중에 의한 장기 변형의 결과를 수록하였다. 또한, 개발된 요소를 이용한 해석 및 실험연구를 통하여 곡선교의 거동에 대한 경향분석을 실시하고 개발된 요소와 기존 요소들과의 비교, 실험연구와 해석연구와의 경향 비교를 통하여 각 해석의 정확도를 파악하고 곡선교의 거동을 파악하도록 한다.

3. PSC 곡선교의 해석 및 설계기법

본 연구에서 개발된 PSC 전용 준적합 쉘요소를 이용하여 수치해석을 수행한 결과 PSC 곡선교의 내·외측 거동의 차이를 파악할 수 있었으며, 곡선교의 내부중심각이 증가함에 따라(곡선반경이 작아짐에 따라) 내·외측의 거동차이가 크게 나타나는 것을 확인할 수 있었다. 따라서 PSC 곡선교의 내·외측 거동 특성을 파악하고 그 특성에 적합한 설계를 위해서는 Frame요소에 의한 해석이 아닌 텐던 및 콘크리트의 시간의존 거동을 고려할 수 있는 쉘 요소의 의한 해석이 필요하다고 판단된다.

쉘 요소를 이용한 PSC 곡선교에 모델링에 있어서 텐던요소는 직선교와 달리 평면상에서도 곡선으로 배치되어 곡률에 의한 마찰 손실이 발생하게 되므로 교량중심이 아닌 실제 텐던이 배치되는 교량의 내·외측에서 모델링이 이루어져야 한다. 또한, 쉘 요소를 이용한 PSC 교량의 해석결과에는 지점이 놓이는 위치와 텐던이 정착되는 위치에서 응력집중이 발생하게 되며 해석결과를 분석할때는 응력집중부를 제외한 위치에서의 결과 값을 이용하여 분석하여야 한다.

긴장력에 의한 반력은 내부중심각이 증가함에 따라 증가하게 되며 특히 내측지점에는 (-)반력으로 작용하게 되어 부반력 발생에 영향을 준다. 따라서 내부중심각이 큰 곡선교에서는 긴장력을 적게 사용하는 것이 부반력 발생 억제에 유리한 것으로 판단된다. 내측긴장력을 감소시킨 경우 내·외측의 반력차는 감소하였으며, 외측긴장력을 증가시킨 경우는 반력차가 증가하여 곡선교의 내·외측 거동에 적합하게 긴장력을 조정하는 경우에는 내측의 긴장력을 감소시키는 것이 효율적이다.

내측긴장력 조절시에는 내측변위의 변화가 외측변위의 변화보다 크게 나타났으며 외측긴장력 조절시에는 외측변위의 변화가 내측변위의 변화량보다 큰 것을 확

인할 수 있었으며 내측긴장력을 증가시킨 경우 내·외측의 응력차가 감소하는 것을 알 수 있다. 내·외측 긴장력을 조절함으로써 PSC 곡선교의 내·외측의 변위와 응력차를 감소시킬 수 있으며 이를 통해 경제적인 설계가 가능하다.

V. 연구개발결과의 활용계획

먼저 기술적 측면으로는 정밀한 횡방향 모멘트 산정이 가능하고 종·횡방향의 복합적 거동을 동시에 고려하므로 시공단계별 정확한 거동 예측이 가능하다. 따라서 PSC 곡선교 내·외측의 적정한 텐던량과 긴장력 사용으로 경제적 설계가 이루어질 수 있다. 이는 PSC 곡선교의 교좌장치 선정에 활용하여 공사비를 절감할 수 있으며 해외 건설시장에 대한 기술경쟁력 확보와 건설기술의 선진화에 활용할 수 있다. 또한 추후 기타 임의 구조물 해석에의 응용이 가능하다.

경제·산업적 측면으로는 PSC 곡선교의 시공 단계중 박스 복부 텐던의 정확한 긴장력 도입으로 안전사고를 방지할 수 있으며 3차원 해석을 통한 경제적 설계로 기술적 우위를 확보할 수 있다. 해외시장개척을 통하여 고부가 가치를 지닌 국내 기술의 수출이 가능하고 외국의 고가 프로그램을 저렴하고 우수한 국내 프로그램으로 대체할 수 있을 것으로 사료된다.

S U M M A R Y

The PSC box bridge constructed of concrete, reinforcing bar and tendon is a complex structure that exhibits tension cracks, nonlinear behaviour of steel and time dependent behaviour of concrete. Thus, it is essential to consider the construction stage analysis in the design stages. In the construction stage of PSC box bridges the instant loss of prestressing by anchor slip, friction and elastic deformation and time dependent loss of prestressing by the creep, shrinkage and relaxation.

The frame element is commonly used for construction stage analysis PSC bridges to consider the material nonlinearity by concrete crack and nonlinear behaviour of reinforcing bar. This method by the frame element is to assume the bridge as frame element line. However, the frame element does not show sufficient information when in the curved PSC box bridges. For the case of curved PSC box bridges, the deformations in the inner and outer web are different. In this case, different jacking forces are required in the inner and outer webs. However, it is impossible to calculate different jacking forces if we use the frame element for construction stage analysis. Thus, the same amount of tendon and forces are used. In addition because the exact calculation of negative reaction is impossible using the frame element model, after construction of PSC bridge the gap of bridge bearing occurs.

Although the curved PSC bridges are excellent in the construction cost, the above mentioned problem makes the civil engineers not to use PSC in the bridge design. So the design and construction method should be developed for 3 dimensional PSC bridge structures.

In order to overcome this problem, the use of the shell element is essential

for a three-dimensional construction stage analysis of PSC bridges. However, the three dimensional analysis using shell element requires big amount of data input and easy way of data input by graphics are not developed. Because of this problem the three dimensional method by shell element is not used practically.

In the following, quasi-conforming shell element with nonlinear concrete behaviour and loss of prestressing is developed. In order to do the accurate analysis of PSC curved bridge, the material nonlinearity of the concrete is to be considered. The PSC shell element without defect is required to develop to calculate the solution accurately for arbitrary shape. The present PSC shell element which considered the concrete creep and shrinkage shows satisfactory results and can be used in the construction stage analysis of PSC bridges. The construction stage analysis using PSC shell element can predict the 3-D model very accurately because the tendon in the upper and lower flange can be put in the lateral direction. Thus, the lateral tendon analysis is not required, but the conventional method with the frame element is required to do lateral tendon analysis. In addition, the design code of ACI and CEB/FIP are used to calculate the deflection, shear and moments based on the time dependent behavior such as the concrete creep and shrinkage.

The development of automatic mesh generation of tendon in PSC shell element is performed. In order to use PSC shell element in the construction stage analysis, the data input of the bridge must be easy. Due to the advanced graphic technology, the preprocessing of the bridge structures and tendon has been developed to input the complex data easily.

By carrying out the linear and the construction stage analysis of PSC bridge, the necessity of construction stage analysis are suggested. In the bridge design, the design code of ACI and CEB/FIP are used and compared with each

other. The nonlinear analysis of numerical examples using the frame and shell model is carried out in the construction stage analysis.

And 3-D PSC curved analysis and experimental works are studied. The static experimental works are carried out on the half scale model of PSC curved bridge to investigate of the behavior curved bridge. The concrete material testing used are the compression, shrinkage and creep. The loss of prestressing will be investigated in the experiments. At the same time, the experiments of time dependent behavior are being carried out. The results of concrete creep, shrinkage, loss of PS tendon data is included. And the experimental results of elastic deformation, compressive strength, loss of prestress is included in the report.

In the computational analysis using the PSC quasi-conforming element which developed in this study, we can find the difference from inner and outer behavior of PSC curved bridge. If radius of curve was decreased, difference would be grater. Thus, using the shell element with nonlinear concrete behaviour and loss of prestressing is necessary for the exact design for PSC curved bridge. In the modelling of PSC curved bridge with shell element, tendon must be modeled differently in inner and outer region of the bridge. And from the result of shell element analysis, stress concentration occurred in bridge supports and tendon anchored region. Thus, PSC curved bridge analysis must be performed with the exception of stress concentrated region.

If curvature angle of bridge was decreased, reaction force caused from jacking force would be increased and negative moment could be generated in inner part of bridge. Thus, jacking force must be not excessive in low curvature angle PSC bridge. In the case of low jacking force in inner region, the difference of reaction force from inner and outer region is small. When we adjust the inner prestressing force, we can find that the change of inner web

displacement is greater than the change of outer web displacement and when we adjust the outer prestressing force, we can find that the change of outer web displacement is greater than the change of inner web displacement. An Increasing inner prestressing force decreases the difference between inner and outer stress. We can reduce the difference displacements and stresses by adjusting the inner and outer prestressing forces and this approach leads to optimal and economic design of PSC curved bridges.

목 차

제 1 장 서 론 ····· 1

제 1 절 연구개발의 목적 ····· 1

제 2 절 연구개발의 필요성 ····· 2

제 3 절 연구개발의 범위 ····· 6

제 2 장 국내·외 기술개발 현황 ····· 9

제 1 절 국내 기술개발 현황 ····· 9

제 2 절 국외 기술개발 현황 ····· 16

제 3 장 연구개발 수행 내용 및 결과 ····· 21

제 1 절 서론 ····· 21

1. 연구배경 ····· 21

2. 연구목적 및 방향 ····· 22

제 2 절 PSC 쉘요소 개발 ····· 25

1. 준적합 요소를 이용한 PSC 쉘 요소 개발 ····· 25

가. 준적합 요소 ····· 25

나. 선형 준적합 4절점 쉘 요소 ····· 27

다. 비선형 준적합 4절점 쉘 요소 ····· 36

라. 쉘 긴장재 세그먼트 강성도와 하중 계산 ····· 49

2. 쉘 요소의 수치 예제 검정 ····· 50

가. 반구형(Hemispherical) 쉘 ····· 51

나. 집중 하중을 받는 실린더 ····· 54

다. Scordelis-Lo의 원통형 지붕(4절점, 8절점 및 9절점 쉘요소) ····· 56

라. 직선 캔틸레버 보 ····· 57

마. 곡선형상의 고정보 ····· 59

바. 뒤틀린 캔틸레버 보 ····· 60

사. 테이프된 고정보 ····· 61

아. 고정된 판 ····· 62

자. 비틀린 형상을 가진 정사각형판 ····· 66
차. 마름모형상 판의 휨 ····· 66
3. 프리스트레스트 콘크리트의 긴장력 손실 ····· 68
가. 서론 ····· 68
나. 프리스트레스트 콘크리트의 시간의존 거동 ····· 72
다. 프리스트레스의 즉시 손실 ····· 77
라. ACI Committee 209 권장 ····· 84
마. CEB-FIP 코드에서의 크리프 & 건조수축 ····· 88
바. 콘크리트 구조설계기준(2007)에서의 건조수축 & 크리프 ····· 93
4. PSC 교량의 시공중 해석이론 ····· 98
가. 세그멘탈 교량 시공 ····· 98
나. 시간의존 모멘트의 재분배 ····· 109
다. 시공단계 해석 ····· 112
5. 뼈대요소(Frame Element)를 이용한 시공중 해석 방법 ····· 119
가. 개요 ····· 119
나. 교량제원 및 일반 단면 ····· 120
다. 사용재료 물성치 ····· 122
라. 구조 모델링 ····· 124
마. 시공단계 해석 ····· 135
6. 쉘 요소(Shell Element)를 이용한 시공중 해석 방법 ····· 150
가. 개요 ····· 150
나. 구조 모델링 ····· 150
다. 해석결과 ····· 159
7. 프레임 요소와 쉘 요소의 결과 비교 ····· 178
가. 처짐(Displacement) ····· 178
나. 프리스트레싱 힘 손실 ····· 180
다. 응력(Stress) ····· 184
8. 기존 해석기법(프레임요소)과 비교 ····· 187
가. 반력 ····· 187
나. 변위 ····· 189
다. 응력 ····· 190
9. 기존 소프트웨어(Shell 요소)와의 비교 ····· 194
가. 해석모델 ····· 194

나. 해석결과 ····· 195

제 3 절 PSC 곡선교의 정적재하실험 ····· 199

1. 실험목적 ····· 199
가. 실험 대상의 선정 ····· 199
나. 실험 항목 ····· 202
2. 실험 대상 및 실험 항목의 선정 ····· 202
가. 실내 실험 ····· 202
나. 현장 재하실험 ····· 202
3. 실험 방법 ····· 203
가. 콘크리트의 압축강도 실험 ····· 203
나. 콘크리트의 탄성계수 산출 ····· 205
다. 콘크리트 크리프 시험 ····· 206
라. 정적재하실험 ····· 211
4. 계측센서 및 계측장비 ····· 215
가. 계측센서의 선정 ····· 215
나. 계측센서의 설치 ····· 221
다. 현장 계측에 영향을 미치는 요인 ····· 224
5. 실험체 제작 ····· 232
가. 실험체 제원 ····· 232
나. 텐던 배치방법 및 프리스트레스량 ····· 233
다. 실험체 제작 공정 ····· 234
라. 시공일정 ····· 244
6. 정적재하실험 준비 ····· 245
가. 하중재하 ····· 245
나. 계측용 게이지 설치 ····· 246
7. 실험 결과 ····· 248
가. 기초물성시험 ····· 248
나. 단기 정적재하실험 ····· 253
다. 장기계측결과 ····· 282
8. 실험결과 종합 ····· 308
가. 지점반력 ····· 308
나. 텐던의 긴장력 변화 ····· 309

다. 수직변위 ····· 310
라. 내부 응력 변화 ····· 310
마. 결론 ····· 311

제 4 절 PSC 곡선교의 거동 경향분석 ····· 312
1. 해석결과 및 실험결과 비교를 통한 1차 실험체 거동 경향분석 ····· 312
가. 해석 수행 대상 실험체 ····· 312
나. 지점반력 ····· 314
다. 수직변위 ····· 317
라. 텐던의 긴장력 ····· 324
2. 해석결과 및 실험결과 비교를 통한 2차 실험체 거동 경향분석 ····· 326
가. 해석 수행 대상 실험체 ····· 326
나. 지점반력 ····· 328
다. 수직변위 ····· 330
라. 텐던의 긴장력 ····· 340
3. 1·2차 실험체에 대한 실험결과와 해석결과 비교 검토 ····· 345

제 5 절 PSC 곡선교의 해석 및 설계기법 ····· 346
1. PSC 곡선교의 거동특성에 관한 매개변수 연구 ····· 346
가. 해석모델 및 매개변수 선정 ····· 346
나. 곡선반경별 내·외측 거동 특성 ····· 354
다. 내·외측 긴장력 변화에 따른 거동 특성 ····· 405
라. 소 결 ····· 470
2. 외부텐던 배치에 의한 PSC곡선교의 반력특성 검토 ····· 473
가. 개요 ····· 473
나. 해석결과 및 분석 ····· 476
3. PSC 곡선교의 거동특성에 적합한 해석 및 설계기법 제시 ····· 480

제 4 장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도 ····· 482
제 1 절 연구성과 달성도 ····· 482
제 2 절 계획서 목표대비 성과결과 ····· 484
제 3 절 성과지표 및 실적 ····· 485

제 5 장 연구개발결과의 활용계획 ····· 495

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보 ····· 499

제 7 장 참고문헌 ····· 500

APPENDIX. PSC 전용 준적합 쉘요소 매뉴얼 ····· 515

1. 해석교량개요 ····· 515

가. 교량제원 ····· 515

2. 모델링 & 구조해석 ····· 547

가. Geometry modeling ····· 547

나. Data 입력 ····· 552

3.GRAPHICALLY REVIEW THE ANALYSIS RESULTS ····· 786

<그 림 차 례>

<그림 1.1.1. PSC 박스 곡선교의 3차원 변형 형상> ····· 1
<그림 1.1.2. PSC 곡선교 - 퀼브란트(kőhlbrand)교 (독일)> ····· 2
<그림 1.1.3. PSC 박스교의 교장 점유율> ····· 5
<그림 3.2.1. 유한 요소 매시> ····· 25
<그림 3.2.2. 경계 선 , 영역 , 경계법선 > ····· 27
<그림 3.2.3 4절점 쉘 요소의 중앙표면 기하학과 국부 좌표계> ····· 28
<그림 3.2.4. 쉘 긴장재의 좌표 체계와 기하학적 형상> ····· 50
<그림 3.2.5. 쉘 데이터의 요소 모델링 예> ····· 50
<그림 3.2.6. PSC 구조 해석 전용 쉘 요소와 관련된 긴장재 세그먼트> ····· 50
<그림 3.2.7. 18°구멍을 가진 반구형 쉘> ····· 52
<그림 3.2.8. 18°구멍을 가진 반구형 쉘 체눈 모델> ····· 52
<그림 3.2.9. 반구형 쉘 모델> ····· 53
<그림 3.2.10. 집중 하중을 받는 실린더> ····· 55
<그림 3.2.11. 집중 하중을 받는 실린더의 변형된 형상> ····· 55
<그림 3.2.12. Scordelis-Lo의 원통형 지붕의 모델 및 제원> ····· 56
<그림 3.2.13. Scordelis-Lo의 원통형 지붕의 체눈 모델> ····· 57
<그림 3.2.14. 직선 캔틸레버 보> ····· 58
<그림 3.2.15. 직선 캔틸레버 보(3절점 모델)> ····· 58
<그림 3.2.16. 곡선보> ····· 59
<그림 3.2.17. 뒤틀린 캔틸레버 보> ····· 61
<그림 3.2.18. 테이브된 고정보> ····· 62
<그림 3.2.19. 모델의 재료와 기하하적 특성> ····· 63
<그림 3.2.20. 고정된 정사각형과 직사각형 판> ····· 63
<그림 3.2.21. 3절점을 이용한 집중하중을 받는 고정된 평판> ····· 65
<그림 3.2.22. 직사각형과 뒤틀린 체눈을 가진 고정된 판> ····· 66
<그림 3.2.23. 단순 지지된 마름모 형상의 판> ····· 67
<그림 3.2.24. 응력제거 강연선의 응력-릴랙세이션의 관계> ····· 76
<그림 3.2.25. 탄성수축> ····· 78
<그림 3.2.26. 세그멘탈 교량 시공법> ····· 100

<그림 3.2.27. 가설 공사 단계> ····· 101
<그림 3.2.28. 동바리 공법에 의한 시공> ····· 101
<그림 3.2.29. 가설 방식에 따른 분류> ····· 102
<그림 3.2.30. 압출공법에 의한 시공> ····· 103
<그림 3.2.31. 압출공법의 시공 순서> ····· 103
<그림 3.2.32. 이동식 지보공법에 의한 시공> ····· 105
<그림 3.2.33. 이동식 지보공법의 종류> ····· 106
<그림 3.2.34. 현장타설 캔틸레버 공법의 공사 단계> ····· 107
<그림 3.2.35. 캔틸레버 공법에 의한 시공> ····· 108
<그림 3.2.36. 모멘트 재분배> ····· 110
<그림 3.2.37. 크리프 변형의 구속> ····· 112
<그림 3.2.38. 재료 정의(콘크리트)> ····· 115
<그림 3.2.39. 단면 정의> ····· 116
<그림 3.2.40. 이동가설차 정의> ····· 116
<그림 3.2.41. 텐던 정의> ····· 117
<그림 3.2.42. 시공단계 해석 모델링> ····· 119
<그림 3.2.43. 3경간 FCM 교량> ····· 121
<그림 3.2.44. Tendon 배치> ····· 122
<그림 3.2.45. 크리프 & 건조수축 변수 (ACI & CEB-FIP code)> ····· 123
<그림 3.2.46. Geometry를 이용한 박스와 교각 모델링> ····· 125
<그림 3.2.47. Bridge geometry after meshing> ····· 125
<그림 3.2.48. 거더 높이에 따른 변이함수 형상> ····· 127
<그림 3.2.49. 변이함수1의 단면 두께> ····· 127
<그림 3.2.50. 바닥슬래브 두께에 관한 변이함수 형상> ····· 127
<그림 3.2.51. 변이함수2의 단면 두께> ····· 127
<그림 3.2.52. 변이함수3의 단면 두께> ····· 128
<그림 3.2.53. 프레임 모델의 렌더링> ····· 134
<그림 3.2.54. 프레임 모델의 텐던 렌더링> ····· 134
<그림 3.2.55. 프리스트레싱 텐던> ····· 135
<그림 3.2.56. 캔틸레버 시공이 끝난 후의 처짐> ····· 137
<그림 3.2.57. 시공 완료 후의 처짐> ····· 137
<그림 3.2.58. 뼈대요소의 27년 후 총 처짐> ····· 138
<그림 3.2.59. 해석 시간에 따른 뼈대요소의 처짐 결과> ····· 138

<그림 3.2.60. 해석 시간에 따른 휨 모멘트> ····· 139
<그림 3.2.61. 사하중 하에서의 휨모멘트> ····· 140
<그림 3.2.62. 고정하중에서의 모멘트> ····· 140
<그림 3.2.63. 27년 후 모든 하중(Total Load)에서의 모멘트> ····· 140
<그림 3.2.64. 해석 시간에 따른 전단력> ····· 142
<그림 3.2.65. 사하중 하에서의 전단력> ····· 142
<그림 3.2.66. 사하중에서의 전단력> ····· 143
<그림 3.2.67. 27년 후 모든 하중(Total Load)에서의 전단력> ····· 143
<그림 3.2.68. 각 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률> ····· 144
<그림 3.2.69. 쉘 요소를 이용한 1/4 교량 모델> ····· 151
<그림 3.2.70. 쉘 모델 절점 번호> ····· 152
<그림 3.2.71. 쉘 모델 요소 번호> ····· 152
<그림 3.2.72. 쉘 모델의 처짐 계산을 위한 5개의 위치> ····· 159
<그림 3.2.73. 캔틸레버 완료 후의 처짐> ····· 160
<그림 3.2.74. 시공 완료 후의 처짐> ····· 160
<그림 3.2.75. 쉘 요소의 27년 후 총 처짐> ····· 160
<그림 3.2.76. 해석 시간에 따른 쉘 요소의 처짐 결과> ····· 161
<그림 3.2.77. 각 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률> ····· 163
<그림 3.2.78. 쉘 요소 모델에서의 횡방향(슬래브) 텐던 손실률> ····· 169
<그림 3.2.79. 쉘 모델의 시공 완료 후 화이버 응력값> ····· 175
<그림 3.2.80. 쉘 모델의 시공 27년 후 화이버 응력값> ····· 176
<그림 3.2.81. 쉘 모델의 시공 완료 후 Membrane 응력값> ····· 176
<그림 3.2.82. 쉘 모델의 시공 27년 후 Membrane 응력값> ····· 177
<그림 3.2.83. 캔틸레버 시공이 완료된 시점의 처짐 > ····· 179
<그림 3.2.84. 시공단계가 완료된 시점의 처짐> ····· 179
<그림 3.2.85. 시공 후 27년의 사용기간 후 처짐> ····· 180
<그림 3.2.86. 캔틸레버 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률> ····· 180
<그림 3.2.87. 연속 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률> ····· 184
<그림 3.2.88. 프레임 단면; 주 경간의 중심의 응력> ····· 185
<그림 3.2.89. 프레임 단면; 교각 위 단면의 응력> ····· 185
<그림 3.2.90. 쉘 단면; 주 경간의 중심의 응력> ····· 185
<그림 3.2.91. 쉘 단면; 교각 위 단면의 응력> ····· 186
<그림 3.2.92. 중앙경간에서 프레임과 쉘 요소의 응력> ····· 186

<그림 3.2.93. 교각 위 단면에서 프레임과 쉘 요소의 응력> ····· 186
<그림 3.2.94. 반력 검토 지점> ····· 187
<그림 3.2.95. 집중하중 재하전 반력> ····· 187
<그림 3.2.96. 집중하중재하후 반력> ····· 188
<그림 3.2.97. 상하면 온도차에 의한 반력> ····· 188
<그림 3.2.98. 변위 검토 지점> ····· 189
<그림 3.2.99. 집중하중 재하 전 변위> ····· 189
<그림 3.2.100. 집중하중 재하 후 변위> ····· 190
<그림 3.2.101. 응력 검토 지점> ····· 190
<그림 3.2.102. 집중하중 재하 후 중간지점부에서의 응력> ····· 191
<그림 3.2.103. 집중하중재하전 2경간 중앙에서의 응력> ····· 192
<그림 3.2.104. 집중하중재하후 2경간 중앙에서의 응력> ····· 192
<그림 3.2.105. 해석대상교량의 표준횡단면도> ····· 194
<그림 3.2.106. 해석대상교량의 평면도> ····· 194
<그림 3.2.107. 준적합 쉘요소와 텐던요소를 이용한 모델링> ····· 195
<그림 3.2.108. 자중에의한 상부슬래브 응력 (QSI, 내부중심각=30°> ····· 196
<그림 3.2.109. Prestressing에의한 상부슬래브 응력 (QSI, 내부중심각=30°> ····· 196
<그림 3.5.1. 교량의 경간장에 따른 형고 (한국건설기술연구원,2004)> ····· 347
<그림 3.5.2. 교폭에 따른 상부슬래브의 순경간 (한국건설기술연구원,2004)> ····· 348
<그림 3.5.3. 교폭에 따른 하부슬래브의 순경간 (한국건설기술연구원,2004)> ····· 348
<그림 3.5.4(a). 교량의 경간장에 따른 복부 두께 (한국건설기술연구원,2004)> ··· 349
<그림 3.5.4(b). 교량의 형고에 따른 복부 두께 (한국건설기술연구원,2004)> ····· 349
<그림 3.5.5(a). 해석대상교량의 표준횡단면도> ····· 350
<그림 3.5.5(b). 해석대상교량의 종단면도 및 긴장재 배치도> ····· 350
<그림 3.5.5(c). 해석대상교량의 평면도 및 슈 배치도> ····· 350
<그림 3.5.6(a). CASE 1> ····· 351
<그림 3.5.6(b). CASE 2> ····· 352
<그림 3.5.6(c). CASE 3> ····· 352
<그림 3.5.7. 지간길이(L), 곡선반경(R), 내부중심각(Θ)> ····· 352
<그림 3.5.8. 해석모델의 슈 배치도> ····· 354
<그림 3.5.9. 내부중심각 변화에 따른 전체반력 변화(1) - STAGE3> ····· 354
<그림 3.5.10. 내부중심각 변화에 따른 전체반력 변화(2) - STAGE4> ····· 355
<그림 3.5.11. 내부중심각 변화에 따른 긴장력에 의한 반력 변화(1)> ····· 356

<그림 3.5.12. 내부중심각 변화에 따른 긴장력에 의한 반력 변화(2)> ····· 357
<그림 3.5.13. 시공완료후 시간경과에 따른 전체반력 변화> ····· 358
<그림 3.5.14. 해석교량의 경간구성> ····· 359
<그림 3.5.15. 내부중심각 변화에 따른 전체 변위변화 -STAGE3> ····· 390
<그림 3.5.16. 내부중심각 변화에 따른 전체 변위변화 -STAGE4> ····· 391
<그림 3.5.17. 시공완료후 27년경과시점과 시공완료시 변위차> ····· 392
<그림 3.5.18(a). 내부중심각 변화에 따른 내·외측변위차 -STAGE3> ····· 393
<그림 3.5.18(b). 내부중심각 변화에 따른 내·외측변위차 -STAGE4> ····· 394
<그림 3.5.19. 시공완료후 27년경과시점과 시공완료시 변화량> ····· 395
<그림 3.5.20. 내부중심각 변화에 따른 긴장력에 의한 변위 -STAGE3> ····· 396
<그림 3.5.21. 내부중심각 변화에 따른 긴장력에 의한 변위 -STAGE4> ····· 397
<그림 3.5.22. 내부중심각 변화에 따른 전체응력변화 -STAGE3> ····· 399
<그림 3.5.23. 내부중심각 변화에 따른 전체응력변화 -STAGE4> ····· 401
<그림 3.5.24. 내부중심각 변화에 따른 내·외측 응력차 -STAGE3> ····· 402
<그림 3.5.25. 내부중심각 변화에 따른 내·외측 응력차 -STAGE4> ····· 403
<그림 3.5.26. 내부중심각 변화에 따른 긴장력에 의한 응력 -STAGE3> ····· 404
<그림 3.5.27. 내부중심각 변화에 따른 긴장력에 의한 응력 -STAGE4> ····· 404
<그림 3.5.28. 긴장력 변화에 따른 각 지점별 전체반력 변화> ····· 408
<그림 3.5.29. 긴장력 변화에 따른 각 지점별 반력 변화량> ····· 411
<그림 3.5.30. 긴장력 변화에 따른 각 지점별 내·외측 반력비> ····· 418
<그림 3.5.31. 긴장력 조정에 따른 내·외측 변위 변화량 - Stage3> ····· 453
<그림 3.5.32. 긴장력 조정에 따른 내·외측 변위 변화량 - Stage4> ····· 455
<그림 3.5.33. 긴장력 조정에 따른 내·외측 변위차 - Stage3> ····· 458
<그림 3.5.34. 긴장력 조정에 따른 내·외측 변위차 - Stage4> ····· 460
<그림 3.5.35. 해석교량의 지간 구성> ····· 461
<그림 3.5.36. 내측 130% 긴장력 적용 모델 횡단면도> ····· 462
<그림 3.5.37. 내·외측 응력 변화량 - Stage3 (R=100m)> ····· 464
<그림 3.5.38. 내·외측 응력 변화량 - Stage4 (R=100m)> ····· 465
<그림 3.5.39. 긴장력에 의한 응력 변화량 - Stage3 (R=100m)> ····· 467
<그림 3.5.40. 긴장력에 의한 응력 변화량 - Stage4 (R=100m)> ····· 469
<그림 3.5.41. 해석대상교량의 종단면도 및 긴장재 배치도> ····· 473
<그림 3.5.42. 해석대상교량의 평면도 및 슈 배치도> ····· 473
<그림 3.5.43. 해석대상교량의 표준횡단면도> ····· 473

<그림 3.5.44. 외부텐던 배치 - 1점절곡배치> ····· 474
<그림 3.5.45. 외부텐던 배치 - 2점절곡배치> ····· 475
<그림 3.5.46. 외부텐던 배치횡단면도> ····· 475
<그림 3.5.47 시공완료후 반력 - STAGE3> ····· 477
<그림 3.5.48. 시공완료후 27년 경과시점에서의 반력 - STAGE4> ····· 477
<그림 3.5.49. 내·외측 동일 긴장력 적용한 경우와의 반력비> ····· 479
<그림 A.1.1 3경간 FCM 교량> ····· 516
<그림 A.1.2 텐던의 배치 형상> ····· 517
<그림 A.2.1 Create a new project> ····· 547
<그림 A.2.2 Command box> ····· 547
<그림 A.2.3 Line object> ····· 548
<그림 A.2.4 Center line geometry> ····· 548
<그림 A.2.5(a) Copy window> ····· 548
<그림 A.2.5(b) Top slab geometry> ····· 549
<그림 A.2.6 Bridge geometry> ····· 549
<그림 A.2.7(a) Bridge geometry> ····· 550
<그림 A.2.7(b) Create shell element> ····· 550
<그림 A.2.8 Assign number of cell dialog box> ····· 550
<그림 A.2.9(a) Selection of the option Generate> ····· 551
<그림 A.2.9(b) The mesh dialog box> ····· 551
<그림 A.2.10 Bridge geometry after generate mesh> ····· 551
<그림 A.2.11 Problem Data tree menu> ····· 552
<그림 A.2.12 Solution dialog box> ····· 552
<그림 A.2.13 Units dialog box> ····· 553
<그림 A.2.14 Active DOF dialog box> ····· 553
<그림 A.2.15 Gravity dialog box > ····· 553
<그림 A.2.16 Linear Static dialog box> ····· 554
<그림 A.2.17 Material properties Tree menu> ····· 554
<그림 A.2.18 Concrete properties Dialog box> ····· 555
<그림 A.2.19 Concrete code Dialog box> ····· 555
<그림 A.2.20 Time dependent parameters Dialog box> ····· 556
<그림 A.2.21 Prestress steel properties Dialog box> ····· 556
<그림 A.2.22 Steel bar properties Dialog box> ····· 557

<그림 A.2.23 Geometry properties Tree menu> ····· 557
<그림 A.2.24 Shrinkage pattern dialog box> ····· 558
<그림 A.2.25 Material properties Tree menu> ····· 558
<그림 A.2.26 Shell Element property> ····· 558
<그림 A.2.27 Rendering the Pier> ····· 559
<그림 A.2.28 Material properties Tree menu> ····· 559
<그림 A.2.29 Shell Element property> ····· 560
<그림 A.2.30 Rendering the Top slab> ····· 560
<그림 A.2.31 Material properties Tree menu> ····· 560
<그림 A.2.32 Shell Element property> ····· 561
<그림 A.2.33 Rendering the Web> ····· 561
<그림 A.2.34 Material properties Tree menu> ····· 562
<그림 A.2.35 Shell Element property> ····· 562
<그림 A.2.36 Rendering the Abutment> ····· 562
<그림 A.2.37 Material properties Tree menu> ····· 563
<그림 A.2.38 Shell Element property> ····· 563
<그림 A.2.39 Rendering the Cantilever> ····· 564
<그림 A.2.40 Shell Element property> ····· 564
<그림 A.2.41 Rendering the Cantilever> ····· 565
<그림 A.2.42 Shell Element property> ····· 565
<그림 A.2.43 Rendering the Cantilever> ····· 566
<그림 A.2.44 Shell Element property> ····· 566
<그림 A.2.45 Rendering the Cantilever> ····· 567
<그림 A.2.46 Shell Element property> ····· 567
<그림 A.2.47 Rendering the Cantilever> ····· 568
<그림 A.2.48 Shell Element property> ····· 568
<그림 A.2.49 Rendering the Cantilever> ····· 569
<그림 A.2.50 Shell Element property> ····· 569
<그림 A.2.51 Rendering the Cantilever> ····· 570
<그림 A.2.52 Shell Element property> ····· 570
<그림 A.2.53 Rendering the Cantilever> ····· 571
<그림 A.2.54 Shell Element property> ····· 571
<그림 A.2.55 Rendering the Cantilever> ····· 572

<그림 A.2.56 Shell Element property> ····· 572
<그림 A.2.57 Rendering the Cantilever> ····· 573
<그림 A.2.58 Shell Element property> ····· 573
<그림 A.2.59 Rendering the Cantilever> ····· 574
<그림 A.2.60 Shell Element property> ····· 574
<그림 A.2.61 Rendering the Cantilever> ····· 575
<그림 A.2.62 Shell Element property> ····· 575
<그림 A.2.63 Rendering the Cantilever> ····· 576
<그림 A.2.64 Shell Element property> ····· 576
<그림 A.2.65 Rendering the Cantilever> ····· 577
<그림 A.2.66 Shell Element property> ····· 577
<그림 A.2.67 Rendering the Cantilever> ····· 578
<그림 A.2.68 Total Rendering > ····· 578
<그림 A.2.69 Element library tree menu> ····· 579
<그림 A.2.70 Traveler Dialog box > ····· 579
<그림 A.2.71 Element library tree menu> ····· 580
<그림 A.2.72 Tendon General data dialog box> ····· 580
<그림 A.2.73 Tendon Generation data dialog box> ····· 581
<그림 A.2.74 Tendon span node dialog box> ····· 581
<그림 A.2.75 Tendon Geometry Box> ····· 582
<그림 A.2.76 Tendon General data dialog box> ····· 582
<그림 A.2.77 Tendon Generation data dialog box> ····· 583
<그림 A.2.78 Tendon span node dialog box> ····· 583
<그림 A.2.79 Tendon Geometry Box> ····· 584
<그림 A.2.80 Tendon General data dialog box> ····· 584
<그림 A.2.81 Tendon Generation data dialog box> ····· 585
<그림 A.2.82 Tendon span node dialog box> ····· 585
<그림 A.2.83 Tendon Geometry Box> ····· 586
<그림 A.2.84 Tendon General data dialog box> ····· 586
<그림 A.2.85 Tendon Generation data dialog box> ····· 587
<그림 A.2.86 Tendon span node dialog box> ····· 587
<그림 A.2.87 Tendon Geometry Box> ····· 588
<그림 A.2.88 Rendering dialog box> ····· 588

<그림 A.2.89 Image rendering (Tendon profiles), (A) Slab Tendon and (B) Cantilever tendons (C) Continuity & Local tendons > ····· 590
<그림 A.2.90 Construction activation dialog box for construction group 1> ···· 591
<그림 A.2.91 Construction tree menu for construction group 1> ····· 591
<그림 A.2.92 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 592
<그림 A.2.93 Operation Group> ····· 592
<그림 A.2.94 Move & Remove traveler dialog box> ····· 593
<그림 A.2.95 Move traveler dialog box> ····· 593
<그림 A.2.96 Move & Remove Traveler> ····· 594
<그림 A.2.97 Element sequence for Install Shell > ····· 595
<그림 A.2.98 Install & Remove Shell dialog box> ····· 595
<그림 A.2.99 Construction support dialog box> ····· 596
<그림 A.2.100 Support constraint dialog box > ····· 596
<그림 A.2.101 Construction support dialog box> ····· 597
<그림 A.2.102 Support constraint dialog box> ····· 597
<그림 A.2.103 Construction activation dialog box for construction group 2> ·· 598
<그림 A.2.104 Construction tree menu for construction group 2> ····· 598
<그림 A.2.105 Tendon Operation> ····· 599
<그림 A.2.106 Jacking Tendon dialog box> ····· 599
<그림 A.2.107 Tendon Operation> ····· 600
<그림 A.2.108 Jacking Tendon dialog box> ····· 600
<그림 A.2.109 Construction activation dialog box for construction Group3> ·· 601
<그림 A.2.110 Construction tree menu for construction group 3> ····· 601
<그림 A.2.111 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 602
<그림 A.2.112 Operation Group> ····· 602
<그림 A.2.113 Move & Remove traveler dialog box> ····· 603
<그림 A.2.114 Move traveler dialog box> ····· 603
<그림 A.2.115 Move & Remove Traveler> ····· 604
<그림 A.2.116 Element sequence for Install shell> ····· 604
<그림 A.2.117 Install & Remove shell dialog box> ····· 605
<그림 A.2.118 Construction support dialog box> ····· 605
<그림 A.2.119 Support constraint dialog box> ····· 605
<그림 A.2.120 Construction activation dialog box for Construction group 4> · 606

<그림 A.2.121 Construction tree menu for construction group 4> ····· 606
<그림 A.2.122 Tendon Operation> ····· 607
<그림 A.2.123 Jacking Tendon dialog box> ····· 607
<그림 A.2.124 Tendon Operation> ····· 608
<그림 A.2.125 Jacking Tendon dialog box> ····· 608
<그림 A.2.126 Construction activation dialog box for construction Group 5> ·· 609
<그림 A.2.127 Construction tree menu for construction group 5> ····· 609
<그림 A.2.128 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 610
<그림 A.2.129 Operation Group> ····· 610
<그림 A.2.130 Move & Remove traveler dialog box> ····· 611
<그림 A.2.131 Move traveler dialog box> ····· 611
<그림 A.2.132 Move & Remove Traveler> ····· 612
<그림 A.2.133 Element sequence for Install shell> ····· 613
<그림 A.2.134 Install & Remove shell dialog box> ····· 613
<그림 A.2.135 Construction support dialog box > ····· 614
<그림 A.2.136 Support constraint dialog box > ····· 614
<그림 A.2.137 Construction activation dialog box for construction group 6> ·· 615
<그림 A.2.138 Construction tree menu for construction group 6> ····· 615
<그림 A.2.139 Tendon Operation> ····· 616
<그림 A.2.140 Jacking Tendon dialog box> ····· 616
<그림 A.2.141 Tendon Operation> ····· 617
<그림 A.2.142 Jacking Tendon dialog box> ····· 617
<그림 A.2.143 Construction activation dialog box for construction Group 7> ·· 618
<그림 A.2.144 Construction tree menu for construction group 7> ····· 618
<그림 A.2.145 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 619
<그림 A.2.146 Operation Group> ····· 619
<그림 A.2.147 Move & Remove traveler dialog box> ····· 620
<그림 A.2.148 Move traveler dialog box> ····· 620
<그림 A.2.149 Move & Remove Traveler> ····· 621
<그림 A.2.150 Element sequence for Install shell > ····· 622
<그림 A.2.151 Install & Remove shell dialog box > ····· 622
<그림 A.2.152 Construction support dialog box> ····· 623
<그림 A.2.153 Support constraint dialog box> ····· 623

<그림 A.2.154 Construction activation dialog box for construction group 8> ·· 624
<그림 A.2.155 Construction tree menu for construction group 8> ····· 624
<그림 A.2.156 Tendon Operation> ····· 625
<그림 A.2.157 Jacking Tendon dialog box> ····· 625
<그림 A.2.158 Tendon Operation> ····· 626
<그림 A.2.159 Jacking Tendon dialog box> ····· 626
<그림 A.2.160 Construction activation dialog box for construction Group 9> ·· 627
<그림 A.2.161 Construction tree menu for construction group 9> ····· 627
<그림 A.2.162 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 628
<그림 A.2.163 Operation Group> ····· 628
<그림 A.2.164 Move & Remove traveler dialog box> ····· 629
<그림 A.2.165 Move traveler dialog box> ····· 629
<그림 A.2.166 Move & Remove Traveler> ····· 630
<그림 A.2.167 Element sequence for Install shell> ····· 630
<그림 A.2.168 Install & Remove shell dialog box > ····· 631
<그림 A.2.169 Construction support dialog box> ····· 631
<그림 A.2.170 Support constraint dialog box > ····· 632
<그림 A.2.171 Construction activation dialog box for construction group 10> 632
<그림 A.2.172 Construction tree menu for construction group 10> ····· 633
<그림 A.2.173 Tendon Operation> ····· 633
<그림 A.2.174 Jacking Tendon dialog box> ····· 634
<그림 A.2.175 Tendon Operation> ····· 634
<그림 A.2.176 Jacking Tendon dialog box> ····· 635
<그림 A.2.177 Construction activation dialog box for construction Group 11> 635
<그림 A.2.178 Construction tree menu for construction group 11> ····· 636
<그림 A.2.179 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 636
<그림 A.2.180 Operation Group> ····· 637
<그림 A.2.181 Move & Remove traveler dialog box> ····· 638
<그림 A.2.182 Move traveler dialog box> ····· 638
<그림 A.2.183 Move & Remove Traveler> ····· 639
<그림 A.2.184 Element sequence for Install Shell> ····· 640
<그림 A.2.185 Install & Remove Shell dialog box > ····· 640
<그림 A.2.186 Construction support dialog box > ····· 641

<그림 A.2.187 Support constraint dialog box> ····· 641
<그림 A.2.188 Construction activation dialog box for construction group 12> 642
<그림 A.2.189 Construction tree menu for construction group 12> ····· 642
<그림 A.2.190 Tendon Operation> ····· 643
<그림 A.2.191 Jacking Tendon dialog box> ····· 643
<그림 A.2.192 Tendon Operation> ····· 644
<그림 A.2.193 Jacking Tendon dialog box> ····· 644
<그림 A.2.194 Construction activation dialog box for construction Group 13> 645
<그림 A.2.195 Construction tree menu for construction group 13> ····· 645
<그림 A.2.196 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 646
<그림 A.2.197 Operation Group> ····· 646
<그림 A.2.198 Move & Remove traveler dialog box> ····· 647
<그림 A.2.199 Move traveler dialog box> ····· 647
<그림 A.2.200 Move & Remove Traveler> ····· 648
<그림 A.2.201 Element sequence for Install Shell> ····· 649
<그림 A.2.202 Install & Remove Shell dialog box > ····· 649
<그림 A.2.203 Construction support dialog box > ····· 650
<그림 A.2.204 Support constraint dialog box > ····· 650
<그림 A.2.205 Construction activation dialog box for construction group 14> 651
<그림 A.2.206 Construction tree menu for construction group 14> ····· 651
<그림 A.2.207 Tendon Operation> ····· 652
<그림 A.2.208 Jacking Tendon dialog box> ····· 652
<그림 A.2.209 Tendon Operation> ····· 653
<그림 A.2.210 Jacking Tendon dialog box> ····· 653
<그림 A.2.211 Construction activation dialog box for construction Group 15> 654
<그림 A.2.212 Construction tree menu for construction group 15> ····· 654
<그림 A.2.213 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 655
<그림 A.2.214 Operation Group> ····· 655
<그림 A.2.215 Move & Remove traveler dialog box> ····· 656
<그림 A.2.216 Move traveler dialog box> ····· 656
<그림 A.2.217 Move & Remove Traveler> ····· 657
<그림 A.2.218 Element sequence for Install Shell> ····· 657
<그림 A.2.219 Install & Remove Shell dialog box > ····· 658

<그림 A.2.220 Construction support dialog box> ····· 658
<그림 A.2.221 Support constraint dialog box > ····· 659
<그림 A.2.222 Construction activation dialog box for construction group 16> 659
<그림 A.2.223 Construction tree menu for construction group 16> ····· 660
<그림 A.2.224 Tendon Operation> ····· 660
<그림 A.2.225 Jacking Tendon dialog box> ····· 661
<그림 A.2.226 Tendon Operation> ····· 662
<그림 A.2.227 Jacking Tendon dialog box> ····· 662
<그림 A.2.228 Construction activation dialog box for construction Group 17> 663
<그림 A.2.229 Construction tree menu for construction group 17> ····· 663
<그림 A.2.230 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 664
<그림 A.2.231 Operation Group> ····· 664
<그림 A.2.232 Move & Remove traveler dialog box> ····· 665
<그림 A.2.233 Move traveler dialog box> ····· 665
<그림 A.2.234 Move & Remove Traveler> ····· 666
<그림 A.2.235 Element sequence for Install Shell> ····· 666
<그림 A.2.236 Install & Remove Shell dialog box > ····· 667
<그림 A.2.237 Construction support dialog box > ····· 667
<그림 A.2.238 Support constraint dialog box > ····· 668
<그림 A.2.239 Construction activation dialog box for construction group 18> 668
<그림 A.2.240 Tendon Operation> ····· 669
<그림 A.2.241 Jacking Tendon dialog box> ····· 669
<그림 A.2.242 Tendon Operation> ····· 670
<그림 A.2.243 Jacking Tendon dialog box> ····· 670
<그림 A.2.244 Construction activation dialog box for construction Group 19> 671
<그림 A.2.245 Construction tree menu for construction group 19> ····· 671
<그림 A.2.246 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 672
<그림 A.2.247 Operation Group> ····· 672
<그림 A.2.248 Move & Remove traveler dialog box> ····· 673
<그림 A.2.249 Move traveler dialog box> ····· 673
<그림 A.2.250 Move & Remove Traveler> ····· 674
<그림 A.2.251 Element sequence for Install Shell> ····· 675
<그림 A.2.252 Install & Remove Shell dialog box > ····· 675

<그림 A.2.253 Construction support dialog box> ····· 676
<그림 A.2.254 Support constraint dialog box> ····· 676
<그림 A.2.255 Construction activation dialog box for construction group 20> 677
<그림 A.2.256 Construction tree menu for construction group 20> ····· 677
<그림 A.2.257 Tendon Operation> ····· 678
<그림 A.2.258 Jacking Tendon dialog box> ····· 678
<그림 A.2.259 Tendon Operation> ····· 679
<그림 A.2.260 Jacking Tendon dialog box> ····· 679
<그림 A.2.261 Construction activation dialog box for construction Group 21> 680
<그림 A.2.262 Construction tree menu for construction group 21> ····· 680
<그림 A.2.263 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 681
<그림 A.2.264 Operation Group > ····· 681
<그림 A.2.265 Move & Remove traveler dialog box> ····· 682
<그림 A.2.266 Move traveler dialog box> ····· 682
<그림 A.2.267 Move & Remove Traveler> ····· 683
<그림 A.2.268 Element sequence for Install Shell> ····· 683
<그림 A.2.269 Install & Remove Shell dialog box> ····· 684
<그림 A.2.270 Construction support dialog box> ····· 684
<그림 A.2.271 Support constraint dialog box> ····· 685
<그림 A.2.272 Construction activation dialog box for construction group 22> 685
<그림 A.2.273 Construction tree menu for construction group 22> ····· 686
<그림 A.2.274 Tendon Operation> ····· 686
<그림 A.2.275 Jacking Tendon dialog box> ····· 687
<그림 A.2.276 Tendon Operation> ····· 687
<그림 A.2.277 Jacking Tendon dialog box> ····· 688
<그림 A.2.278 Construction activation dialog box for construction Group 23> 688
<그림 A.2.279 Construction tree menu for construction group 23> ····· 689
<그림 A.2.280 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 689
<그림 A.2.281 Operation Group> ····· 690
<그림 A.2.282 Move & Remove traveler dialog box> ····· 690
<그림 A.2.283 Move traveler dialog box> ····· 691
<그림 A.2.284 Move & Remove Traveler> ····· 691
<그림 A.2.285 Element sequence for Install Shell> ····· 692

<그림 A.2.286 Install & Remove Shell dialog box > ····· 692
<그림 A.2.287 Construction support dialog box> ····· 693
<그림 A.2.288 Support constraint dialog box > ····· 693
<그림 A.2.289 Construction activation dialog box for construction group 24> 694
<그림 A.2.290 Construction tree menu for construction group 24> ····· 694
<그림 A.2.291 Tendon Operation> ····· 695
<그림 A.2.292 Jacking Tendon dialog box> ····· 695
<그림 A.2.293 Tendon Operation> ····· 696
<그림 A.2.294 Jacking Tendon dialog box> ····· 696
<그림 A.2.295 Construction activation dialog box for construction Group 25> 697
<그림 A.2.296 Construction tree menu for construction group 25> ····· 697
<그림 A.2.297 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 698
<그림 A.2.298 Operation Group> ····· 698
<그림 A.2.299 Move & Remove traveler dialog box> ····· 699
<그림 A.2.300 Move traveler dialog box> ····· 699
<그림 A.2.301 Move & Remove Traveler> ····· 700
<그림 A.2.302 Element sequence for Install Shell> ····· 700
<그림 A.2.303 Install & Remove Shell dialog box > ····· 701
<그림 A.2.304 Construction support dialog box > ····· 701
<그림 A.2.305 Support constraint dialog box > ····· 702
<그림 A.2.306 Construction activation dialog box for construction group 26> 702
<그림 A.2.307 Construction tree menu for construction group 26> ····· 703
<그림 A.2.308 Tendon Operation> ····· 703
<그림 A.2.309 Jacking Tendon dialog box> ····· 704
<그림 A.2.310 Tendon Operation> ····· 704
<그림 A.2.311 Jacking Tendon dialog box> ····· 705
<그림 A.2.312 Construction activation dialog box for construction Group 27> 705
<그림 A.2.313 Construction tree menu for construction group 27> ····· 706
<그림 A.2.314 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 706
<그림 A.2.315 Operation Group> ····· 707
<그림 A.2.316 Move & Remove traveler dialog box> ····· 707
<그림 A.2.317 Move traveler dialog box> ····· 708
<그림 A.2.318 Move & Remove Traveler> ····· 708

<그림 A.2.319 Element sequence for Install Shell> ····· 709
<그림 A.2.320 Install & Remove Shell dialog box > ····· 709
<그림 A.2.321 Construction support dialog box > ····· 710
<그림 A.2.322 Support constraint dialog box > ····· 710
<그림 A.2.323 Construction activation dialog box for construction group 28> 711
<그림 A.2.324 Construction tree menu for construction group 28> ····· 711
<그림 A.2.325 Tendon Operation> ····· 712
<그림 A.2.325 Tendon Operation> ····· 712
<그림 A.2.327 Tendon Operation> ····· 713
<그림 A.2.328 Jacking Tendon dialog box> ····· 713
<그림 A.2.329 Construction activation dialog box for construction Group 29> 714
<그림 A.2.330 Construction tree menu for construction group 29> ····· 714
<그림 A.2.331 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 715
<그림 A.2.332 Operation Group> ····· 715
<그림 A.2.333 Move & Remove traveler dialog box> ····· 716
<그림 A.2.334 Move traveler dialog box> ····· 716
<그림 A.2.335 Move & Remove Traveler> ····· 717
<그림 A.2.336 Element sequence for Install Shell> ····· 718
<그림 A.2.337 Install & Remove Shell dialog box > ····· 718
<그림 A.2.338 Construction support dialog box > ····· 718
<그림 A.2.339 Support constraint dialog box > ····· 719
<그림 A.2.340 Construction activation dialog box for construction group 30> 719
<그림 A.2.341 Construction tree menu for construction group 30> ····· 720
<그림 A.2.342 Tendon Operation> ····· 720
<그림 A.2.343 Tendon Operation> ····· 721
<그림 A.2.344 Tendon Operation> ····· 721
<그림 A.2.345 Jacking Tendon dialog box> ····· 722
<그림 A.2.346 Construction activation dialog box for construction Group 31> 722
<그림 A.2.347 Construction tree menu for construction group 31> ····· 722
<그림 A.2.348 Element sequence for Install Shell> ····· 723
<그림 A.2.349 Install & Remove Shell dialog box > ····· 723
<그림 A.2.350 Construction support dialog box > ····· 724
<그림 A.2.351 Construction support dialog box > ····· 724

<그림 A.2.352 Construction activation dialog box for construction group 32> 725
<그림 A.2.353 Construction tree menu for construction group 32> ····· 725
<그림 A.2.354 Tendon Operation> ····· 726
<그림 A.2.355 Jacking Tendon dialog box> ····· 726
<그림 A.2.356 Tendon Operation> ····· 727
<그림 A.2.357 Jacking Tendon dialog box> ····· 727
<그림 A.2.358 Construction activation dialog box for Costruction Group 33> · 728
<그림 A.2.359 Construction tree menu for Construction Group 33> ····· 728
<그림 A.2.360 Element sequence for Install Shell> ····· 729
<그림 A.2.361 Install & Remove Shell dialog box> ····· 729
<그림 A.2.362 Construction support dialog box > ····· 730
<그림 A.2.363 Support constraint dialog box> ····· 730
<그림 A.2.364 Construction support dialog box> ····· 731
<그림 A.2.365 Support constraint dialog box> ····· 731
<그림 A.2.366 Construction activation dialog box for Construction group 34> 732
<그림 A.2.367 Construction tree menu for Construction group 34> ····· 732
<그림 A.2.368 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 733
<그림 A.2.369 Operation Group> ····· 733
<그림 A.2.370 Move & Remove traveler dialog box> ····· 734
<그림 A.2.371 Move traveler dialog box> ····· 734
<그림 A.2.372 Move & Remove Traveler> ····· 735
<그림 A.2.373 Element sequence for Install Shell> ····· 736
<그림 A.2.374 Install & Remove Shell dialog box> ····· 736
<그림 A.2.375 Construction support dialog box> ····· 737
<그림 A.2.376 Support constraint dialog box> ····· 737
<그림 A.2.377 Construction support dialog box> ····· 738
<그림 A.2.378 Support constraint dialog box > ····· 738
<그림 A.2.379 Construction activation dialog box for construction Group 35> 739
<그림 A.2.380 Construction tree menu for construction group 35> ····· 739
<그림 A.2.381 Tendon Operation> ····· 740
<그림 A.2.382 Jacking Tendon dialog box> ····· 740
<그림 A.2.383 Tendon Operation> ····· 741
<그림 A.2.384 Jacking Tendon dialog box> ····· 741

<그림 A.2.385 Tendon Operation> ····· 742
<그림 A.2.386 Jacking Tendon dialog box> ····· 742
<그림 A.2.387 Tendon Operation> ····· 743
<그림 A.2.388 Jacking Tendon dialog box> ····· 743
<그림 A.2.389 Tendon Operation> ····· 744
<그림 A.2.390 Jacking Tendon dialog box> ····· 744
<그림 A.2.391 Construction support dialog box > ····· 745
<그림 A.2.392 Support constraint dialog box > ····· 745
<그림 A.2.393 Construction support dialog box> ····· 746
<그림 A.2.394 Support constraint dialog box > ····· 746
<그림 A.2.395 Construction support dialog box> ····· 747
<그림 A.2.396 Support constraint dialog box> ····· 747
<그림 A.2.397 Construction activation dialog box for construction group 36> 748
<그림 A.2.398 Construction tree menu for construction group 36> ····· 748
<그림 A.2.399 Group node dialog box (Operation group 1)> ····· 749
<그림 A.2.400 Operation Group> ····· 749
<그림 A.2.401 Move & Remove traveler dialog box> ····· 750
<그림 A.2.402 Move traveler dialog box> ····· 750
<그림 A.2.403 Move & Remove Traveler> ····· 751
<그림 A.2.404 Construction support dialog box > ····· 752
<그림 A.2.405 Support constraint dialog box > ····· 752
<그림 A.2.406 Construction support dialog box> ····· 753
<그림 A.2.407 Support constraint dialog box > ····· 753
<그림 A.2.408 Construction support dialog box> ····· 754
<그림 A.2.409 Support constraint dialog box > ····· 754
<그림 A.2.410 Construction support dialog box> ····· 755
<그림 A.2.411 Support constraint dialog box > ····· 755
<그림 A.2.412 Construction activation dialog box for construction group 37> 756
<그림 A.2.413 Construction tree menu for construction group 37> ····· 756
<그림 A.2.414 Move & Remove traveler dialog box> ····· 756
<그림 A.2.415 Move & Remove Traveler> ····· 757
<그림 A.2.416 Move & Remove Traveler> ····· 758
<그림 A.2.417 Jacking Tendon dialog box> ····· 758

<그림 A.2.418 Jacking Tendon dialog box> ····· 759
<그림 A.2.419 Tendon Operation> ····· 760
<그림 A.2.420 Jacking Tendon dialog box> ····· 760
<그림 A.2.421 Construction activation dialog box for construction group 38> 761
<그림 A.2.422 Construction tree menu for construction group 38> ····· 761
<그림 A.2.423 Tendon Operation> ····· 762
<그림 A.2.424 Jacking Tendon dialog box> ····· 762
<그림 A.2.425 Tendon Operation> ····· 763
<그림 A.2.426 Jacking Tendon dialog box> ····· 763
<그림 A.2.427 Construction activation dialog box for construction group 39> 764
<그림 A.2.428 Apply uniform load dialog box> ····· 764
<그림 A.2.429 Uniform Traction Load applied to shell element> ····· 765
<그림 A.2.430 Uniform Traction Load applied to shell element> ····· 765
<그림 A.2.431 Construction sequence dialog box> ····· 766
<그림 A.2.432 Construction sequence dialog box> ····· 766
<그림 A.2.433 Total construction sequence dialog box> ····· 768
<그림 A.2.434 Construction sequence dialog box> ····· 769
<그림 A.2.435 Construction sequence dialog box> ····· 769
<그림 A.2.436 Construction sequence dialog box> ····· 770
<그림 A.2.437 Construction sequence dialog box> ····· 770
<그림 A.2.438 Construction sequence dialog box> ····· 771
<그림 A.2.439 Construction sequence dialog box> ····· 771
<그림 A.2.440 Construction sequence dialog box> ····· 772
<그림 A.2.441 Construction sequence dialog box> ····· 772
<그림 A.2.442 Construction sequence dialog box> ····· 773
<그림 A.2.443 Construction sequence dialog box> ····· 773
<그림 A.2.444 Construction sequence dialog box> ····· 774
<그림 A.2.445 Construction sequence dialog box> ····· 774
<그림 A.2.446 Loads tree menu> ····· 775
<그림 A.2.447 Construction load dialog box> ····· 775
<그림 A.2.448 Construction load dialog box> ····· 776
<그림 A.2.449 Construction load dialog box> ····· 777
<그림 A.2.450 Construction load dialog box> ····· 778

<그림 A.2.451 Construction load dialog box> ····· 778
<그림 A.2.452 Construction load dialog box> ····· 779
<그림 A.2.453 Construction load dialog box> ····· 780
<그림 A.2.454 Construction load dialog box> ····· 780
<그림 A.2.455 Construction load dialog box> ····· 781
<그림 A.2.456 Construction load dialog box> ····· 782
<그림 A.2.457 Load Combination tree menu> ····· 782
<그림 A.2.458 Load Combination dialog box> ····· 783
<그림 A.2.459 Load Combination dialog box> ····· 783
<그림 A.2.460 Load Combination dialog box> ····· 784
<그림 A.2.461 Load Combination dialog box> ····· 784
<그림 A.2.462 Process information> ····· 785
<그림 A.2.463 Process information> ····· 785
<그림 A.3.1 Post process screen of XFINAS> ····· 786
<그림 A.3.2 Mirror command dialog box> ····· 787
<그림 A.3.3 Half Model of Bridge after mirror command> ····· 787
<그림 A.3.4 Mirror command dialog box> ····· 788
<그림 A.3.5 Full Model of Bridge after mirror command> ····· 788
<그림 A.3.6 Total displacement> ····· 789
<그림 A.3.7 Slab Tendon Number1 Loss Graph> ····· 790
<그림 A.3.8 Cantilever Tendon Nubmer1 Loss Graph> ····· 790
<그림 A.3.9 Continuity Tendon 1 Loss Graph> ····· 791

<표 차례>

<표 1.1.1. 2009년 도로교량 현황> ····· 4
<표 1.1.2. 교량형식별 교장 점유율> ····· 5
<표 1.1.3. 1개소당 평균 길이 100m 이상 교량> ····· 5
<표 3.2.1. 오차범위에 따른 요소 시험(MacNeal & Harder, 1985)> ····· 51
<표 3.2.2. 비교에 사용된 요소 목록> ····· 51
<표 3.2.3. 18° 구멍을 가진 반구형 쉘 4절점 쉘 요소> ····· 52
<표 3.2.4. 18°구멍을 가진 반구형 3절점 XFINAS 쉘 요소> ····· 53
<표 3.2.5. 18°구멍을 가진 반구형 4절점 쉘 요소 참고문헌 값> ····· 53
<표 3.2.6. 완전한 반구형 XFINAS 4절점 쉘 요소> ····· 54
<표 3.2.7. 완전한 반구형 XFINAS 8절점 및 9절점 쉘 요소> ····· 54
<표 3.2.8. 집중 하중을 받는 실린더의 결과(4절점)> ····· 55
<표 3.2.9. 집중 하중을 받는 실린더의 결과(3절점)> ····· 56
<표 3.2.10. Scordelis-Lo의 원통형 지붕의 결과(4절점, 8절점 및 9절점)> ····· 57
<표 3.2.11. Scordelis-Lo의 원통형 지붕의 결과(3절점)> ····· 57
<표 3.2.12. 직선 켄틸레버 보의 해(4절점, 8절점, 9절점)> ····· 58
<표 3.2.13. 켄틸레버 보의 해(3절점)> ····· 59
<표 3.2.14. 면내 전단 및 면외 변형을 받는 곡선보의 시험 결과> ····· 60
<표 3.2.15. 뒤틀린 켄틸레버 보 t = 0.05> ····· 61
<표 3.2.16. 켄틸레버 보 t = 0.32 (3절점 요소)> ····· 61
<표 3.2.17. 테이프된 고정보의시험결과> ····· 62
<표 3.2.18. Cook의 면내 거동 문제의 시험 결과(Vc=23.91)> ····· 62
<표 3.2.19. 8절점 쉘 요소 변화에 따른 중을 받는 고정된 평판의 해> ····· 64
<표 3.2.20. 집중하중을 받는 고정된 평판 a/b=1> ····· 64
<표 3.2.21. 집중하중을 받는 고정된 평판 a/b=5> ····· 64
<표 3.2.22. 3절점을 이용한 집중하중을 받는 고정된 평판 a/b=1> ····· 65
<표 3.2.23. 3절점을 이용한 집중하중을 받는 고정된 평판 a/b=5> ····· 65
<표 3.2.24. 직사각형과 뒤틀린 체눈을 가진 고정된 판의 처짐> ····· 66
<표 3.2.25. 마름모 판의 시험결과> ····· 67
<표 3.2.26. 마름모 판의 시험결과 (W=0.04455)> ····· 67

<표 3.2.27. 프리스트레스 손실 총량의 대략 값(도로교 및 철도교 설계기준)> ····· 70
<표 3.2.28. 포스트텐션 부재에 대한 프리스트레스 손실량의 대략 값(PTI)> ····· 70
<표 3.2.29 프리스트레스 손실의 종류> ····· 70
<표 3.2.30. 여러 가지 공법에 대한 마찰계수와 파상계수> ····· 82
<표 3.2.31. 여러 가지 접촉면에 대한 PS강연선의 마찰계수> ····· 82
<표 3.2.32. PCI 설계시방서의 마찰계수와 파상계수 > ····· 82
<표 3.2.33. AASHTO 설계시방서의 마찰계수와 파상계수> ····· 83
<표 3.2.34. 마찰계수와 파상계수 값(콘크리트, 도로교 및 철도교 설계기준)> ····· 84
<표 3.2.35. ACI 모델 코드에서의 일정상수 와 > ····· 85
<표 3.2.36. ACI 모델 코드에서의 수축 보정계수> ····· 87
<표 3.2.37. 가설공법별 특징> ····· 108
<표 3.2.38. 콘크리트 물성치> ····· 123
<표 3.2.39. 프리스트레싱 강재의 물성치> ····· 124
<표 3.2.40. 구조계의 절점좌표> ····· 126
<표 3.2.41. 변이함수2 대한 표준 거리(Normalize Distance)와 함수 값> ····· 128
<표 3.2.42. 변이함수3 대한 표준 거리(Normalize Distance)와 함수 값> ····· 128
<표 3.2.43. Form Traveler의 제원> ····· 129
<표 3.2.44. Tendons Span node and local axis> ····· 130
<표 3.2.45. Tendons Geometry parameter data> ····· 131
<표 3.2.46. Tendon point coordinate> ····· 131
<표 3.2.47. Jacking Tendon> ····· 132
<표 3.2.48. Jacking Tendon for Construction group 34> ····· 133
<표 3.2.49. Jacking Tendon for Construction group 36> ····· 133
<표 3.2.50. Jacking Tendon for Construction group 37> ····· 133
<표 3.2.51. 상부 슬래브 중심의 절점좌표> ····· 153
<표 3.2.52. 하부 슬래브 중심의 절점좌표 > ····· 154
<표 3.2.53. 교각의 절점좌표> ····· 155
<표 3.2.54. Form Traveler의 제원> ····· 155
<표 3.2.55. 각 텐던의 로컬 축> ····· 156
<표 3.2.56. 횡방향(슬래브) 텐던의 로컬 축> ····· 157
<표 3.2.57. Tendons Geometry parameter data> ····· 158
<표 3.2.58. Tendon point coordinate> ····· 158
<표 3.2.59. 해석시간에 따른 중앙 경간에서의 처짐값 비교> ····· 178

<표 3.2.60. 고정하중에 의한 응력(MPa)> ····· 197
<표 3.2.61. Prestressing에 의한 응력(MPa)> ····· 197
<표 3.2.62. 고정하중 + Prestressing에 의한 응력(MPa)> ····· 197
<표 3.5.1. 본 연구에 적용한 매개변수 (긴장력)> ····· 351
<표 3.5.2. 본 연구에 적용한 매개변수 (곡선반경,내부중심각(Θ))> ····· 352
<표 3.5.3. 해석에 사용되는 재료의 물성치> ····· 353
<표 3.5.4. 시공단계> ····· 353
<표 3.5.5. 내부중심각 증가에 내측지점 반력(kN) -Stage3> ····· 356
<표 3.5.6. 내부중심각 증가에 내측지점 반력(kN) -Stage4> ····· 356
<표 3.5.7. 중심각 증가에 따른 긴장력에 의한 내측지점에 반력(kN) - Stage3> 358
<표 3.5.8. 중심각 증가에 따른 긴장력에 의한 내측지점에 반력(kN) - Stage4> 358
<표 3.5.9. 시간경과에 따른 지점반력 변화(kN)> ····· 359
<표 3.5.10. 내·외측 긴장력 조정에 따른 지점 반력 - Stage3> ····· 412
<표 3.5.11. 내·외측 긴장력 조정에 따른 지점 반력 - Stage4> ····· 413
<표 3.5.12. 내·외측 긴장력 조절에 따른 지점 반력의 변화량 - Stage3> ····· 414
<표 3.5.13. 내·외측 긴장력 조절에 따른 지점 반력의 변화량 - Stage4> ····· 415
<표 3.5.14. 해석에 사용되는 재료의 물성치> ····· 475
<표 3.5.15. 시공단계> ····· 476
<표 3.5.16. 내측지점 반력(kN) -Stage3> ····· 478
<표 3.5.17. 내측지점 반력(kN) -Stage4> ····· 479
<표 A.1.1 상부 슬래브 중심의 절점좌표> ····· 520
<표 A.1.2 하부 슬래브 중심의 절점좌표> ····· 521
<표 A.1.3 교각의 절점표(m)> ····· 522
<표 A.1.4 교각 단면> ····· 522
<표 A.1.5 이동가설차 요소> ····· 522
<표 A.1.6 텐던 스팬 절점과 로컬 축(m)> ····· 523
<표 A.1.7 연속 텐던과 국부텐던의 로컬 좌표(m)> ····· 525
<표 A.1.8 캔틸레버 텐던의 로컬좌표> ····· 525
<표 A.1.9 Update Node 구성요소> ····· 526
<표 A.1.10 이동가설차 이동/제거> ····· 530
<표 A.1.11 쉘 요소 설치 및 제거> ····· 533
<표 A.1.12 텐던 긴장> ····· 535
<표 A.1.13 텐던 긴장> ····· 537

<표 A.1.14 Construction group 34에서의 텐던 긴장> ····· 538
<표 A.1.15 Construction group 36에서의 텐던 긴장> ····· 538
<표 A.1.16 Construction group 37에서의 텐던 긴장> ····· 539
<표 A.1.17 Construction group 37에서의 시공 하중> ····· 539
<표 A.1.18 시공단계별 지점 조건> ····· 539
<표 A.1.19 Casting Day> ····· 544
<표 A.1.20 Construction Sequence control> ····· 545
<표 A.1.21 쉘 요소 특성> ····· 546

CONTENTS

Chapter 1. Introduction ····· 1

Section 1. Object of Project ····· 1

Section 2. Necessity of Project ····· 2

Section 3. Scope of Project ····· 6

Chapter 2. Present States of Domestic & Abroad Technology Development ····· 9

Section 1. Present States of Domestic Technology Development ····· 9

Section 2. Present States of Abroad Technology Development ····· 16

Chapter 3. Contents and Results of Project ····· 21

Section 1. Introduction ····· 21

Section 2. Quasi-Conforming PSC Shell Element ····· 25

Section 3. Experimental Study of Curved PSC Box Bridge ····· 199

Section 4. Behavior Analysis of PSC Box Bridge ····· 312

Section 5. Analysis and Design of Curved PSC Box Bridge ····· 346

Chapter 4. Achievement and Contribution ····· 482

Chapter 5. Application Plan of this Project ····· 495

Chapter 6. Abroad Scientific Technology Information ····· 499

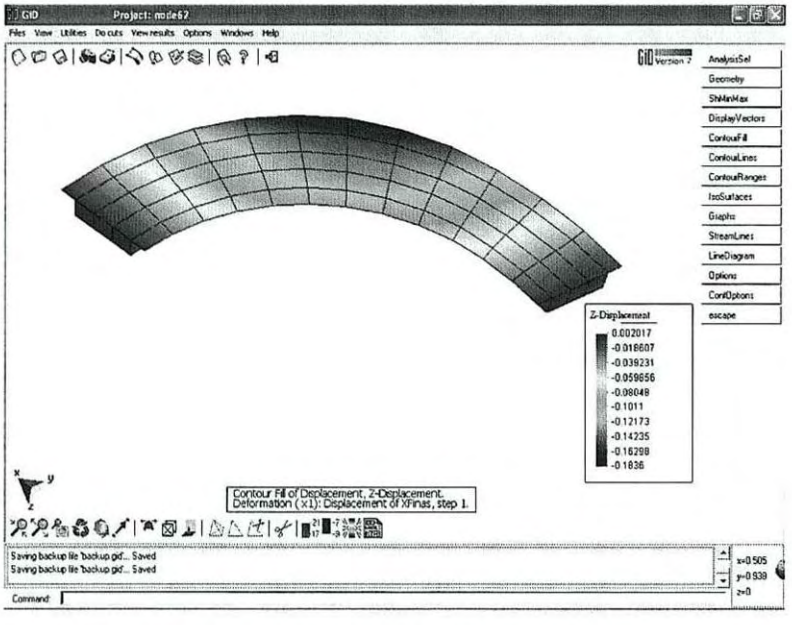
Chapter 7. Reference ····· 500

제 1 장 서 론

제 1 절 연구개발의 목적

PSC 박스 교량은 콘크리트, 철근과 텐던으로 구성된 구조물로서 콘크리트의 인장 균열, 철근의 비선형 거동 등 재료의 비선형성 거동 특성 및 콘크리트의 시간의존적 특성을 가지고 있는 복합 구조물이다. 또한 텐던의 긴장력은 시공단계에서 탄성 수축, 마찰, 앵커슬립에 의한 즉각 손실과 크리프, 수축 및 릴랙세이션 등에 의한 시간의존 손실을 가지므로 시공도중의 설계검토가 필수적으로 요구되고 있다.

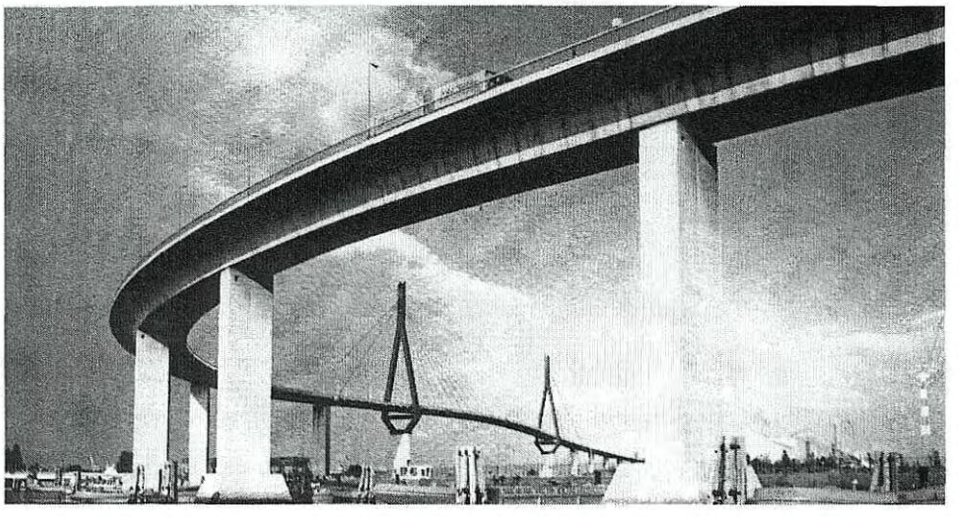
이러한 거동 특성을 고려하기 위하여 현재 PSC 박스 교량은 뼈대 요소(프레임 요소)를 이용한 시공단계의 설계를 수행하고 있다. 이 요소에 의한 설계는 교량 전체 구조를 단순한 뼈대 요소로 가정하여 해석하는 계산이다.



<그림 1.1.1. PSC 박스 곡선교의 3차원 변형 형상>

그러나 PSC 박스 교량 중 곡선 램프교 등의 경우는 그림 1.1.1에서 알 수 있는 것과 같이 교량의 외측 및 내측의 변위 및 응력 값이 현저히 다르다. 따라서 PSC 박스 곡선교량의 텐던량 및 시공 중 긴장력이 외측 및 내측에서 다르게 산정되어

야 함에도 불구하고 현실적으로는 계산이 불가능하여 같은 양의 텐던과 부적절한 긴장력을 사용하고 있어 시공 중 항상 안전사고에 노출되고 있다. 또한 프레임 요소를 이용할 때 부반력 계산이 용이하지 못하여 시공 후 유지관리 단계에서 교좌장치와 상부구조와의 이격이 발생하는 등 부실시공이 발생하는 경우가 있다.



<그림 1.1.2. PSC 곡선교 - 퀼브란트(köhlbrand)교 (독일)>

따라서 본 연구에서는 임의형상의 3차원 PSC 구조물 해석을 위한 실용적이고 범용적인 4절점 PSC 쉘 요소를 개발하고, 개발요소를 기반으로 한 PSC 곡선교의 3차원 해석 및 경제적인 설계기술 및 시공단계별 해석기법을 개발하고자 한다. 또한, 실험연구를 통하여 3차원 쉘 요소를 이용한 곡선교 해석프로그램에 의한 PSC Box 곡선교의 해석결과를 검증하고 곡선교량의 거동 특성을 고려한 긴장력 조절에 관한 시공공법을 제시하는데 그 목적이 있다.

제 2 절 연구개발의 필요성

PSC 박스 곡선교는 강교 등 다른 형식의 교량에 비하여 뛰어난 경제성을 가지고 있으나 위와 같은 해석 및 시공 상의 어려움으로 인하여 기피되고 있는 실정이다. 따라서 직선 및 곡선 형상을 가진 프리스트레스 교량의 안전한 시공 및 경제적인

설계를 위하여 새로운 해석 및 설계 기법의 개발이 필요하다. 본 연구에서 수행되는 쉘 요소를 이용한 경제적인 PSC 박스 곡선교량의 설계 및 시공기법의 개발은 앞으로 건설예정인 우리나라 교량의 물량으로 볼 때 그 경제 산업적 효과가 매우 클 것으로 예측된다.

1. 기술적 측면

PSC 박스 교량의 시공 중 거동 특성을 고려하기 위하여 뼈대 요소(프레임 요소)를 이용한 시공단계의 설계가 수행되고 있다. 그러나 프레임 요소를 이용한 설계는 교량 전체 구조를 단순한 뼈대 요소로 가정하기 때문에 시공 중 PSC 교량의 정밀 거동을 해석할 수 없고 특히 곡선교의 내측 및 외측 해석에 있어 부적절한 결과를 가져올 수 있다. 이러한 단점을 해결하기 위하여 3차원 해석이 필수적으로 요구 되고 있으나 해석 요소기술 개발이 매우 어렵고 또한 완벽한 3차원 해석을 위해서는 요구되는 텐던의 형상을 자동으로 배치하는 모델링 기법이 개발 되어야 하는 어려움이 함께하고 있다. 따라서 본 연구를 통해 PSC 3차원 쉘 요소에 의한 기술개발이 이루어지면 세계적으로 최초의 요소 핵심 미래기술을 보유하게 되어 국익에 큰 공헌을 하게 될 것으로 사료된다.

- 경제적인 설계를 위한 3차원 해석 및 설계 방법의 필요
- 부모멘트의 정확한 계산 기법 개발이 필요
- 텐던 배치 형상을 고려한 3차원 교량의 모델링 개발 기법이 필요
- 시공 중 열화나 콘크리트의 균열부의 피해를 정량적으로 해석할 수 있는 기법의 개발 필요성 증대
- 크리프 및 건조수축에 의한 내구적 성능저하를 고려한 시간 의존적 통합 3차원 구조해석 및 평가 기법 필요

2. 경제·산업적 측면

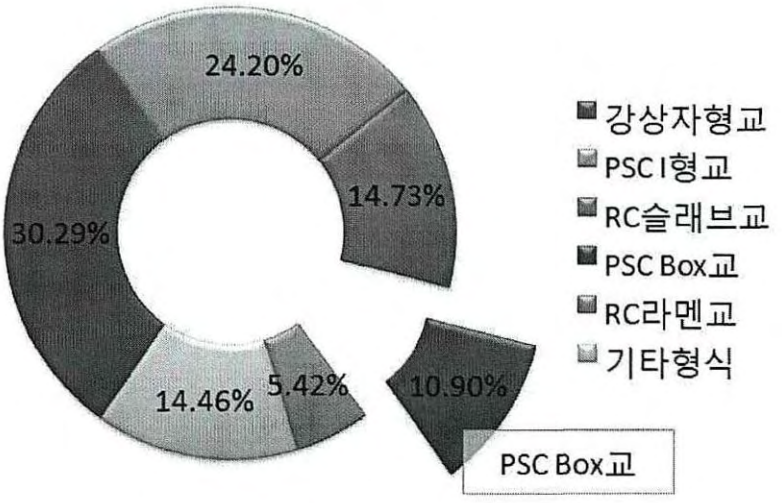
PSC 박스교는 1981년 원효대교의 건설 이후로 현재 가장 널리 적용되고 있는 교량 형식중의 하나가 되었다. 교량현황조서(건설교통부, 2009)에 따르면 2008년 12월

을 기준으로 전국에는 26,329개소의 교량이 있으며, 교량 총 연장은 2,431Km에 이른다. 이 중 PSC 박스교는 전체 530개소에 적용되었으며, 총 연장은 265Km이다. PSC 박스교의 점유율은 교량 개소수 기준으로는 비록 2.0%에 불과하지만, 교량 연장 기준으로는 10.9%로 강박스교, PSC Beam교, RC 슬래브교에 이어서 네 번째로 높다. 교량폭을 고려한 교면적을 기준으로 할때 PSC 박스교의 점유율은 더욱 높아진다. 또한, 현수교와 사장교를 제외하면 PSC 박스교의 1개소당 평균 교량 연장은 다른 교량형식과 비교할 때 가장 높은 값을 가지며 이를 통해 PSC 박스 교량 형식의 우수성을 확인할 수 있다.

<표 1.1.1. 2009년 도로교량 현황>

형 식	개 소	백분율
RC슬래브교	8,668	32.92%
RC라멘교	6,053	22.99%
PSC I형교	4,413	16.76%
강상자형교	3,207	12.18%
프리플렉스형교	902	3.43%
RC T형교	823	3.13%
PSC Box교	**530**	**2.01%**
PSC Slab교	380	1.44%
기타형식	294	1.12%
강판형교	290	1.10%
RC 중공슬래브교	260	0.99%
강 I형교	207	0.79%
아치교	123	0.47%
RC Box교	103	0.39%
PSC 중공슬래브교	39	0.15%
트러스교	13	0.05%
사장교	12	0.05%
현수교	5	0.02%
엑스트라도즈드교	4	0.02%
목교	3	0.01%
총 계	26,329	100.00%

그림 1.1.3과 1.1.4는 교량 상부구조의 형식에 따른 점유율 분포를 나타내고 있다.



<그림 1.1.3. PSC 박스교의 교장 점유율>

<표 1.1.2. 교량형식별 교장 점유율>

형식	교장(m)	개소	백분율
강상자형교	736,408	3,207	30.29%
PSC I형교	588,225	4,413	24.20%
RC슬래브교	358,155	8,668	14.73%
PSC Box교	**265,045**	**530**	**10.90%**
RC라멘교	131,761	6,053	5.42%
기타형식	351,455	3,458	14.46%

<표 1.1.3. 1개소당 평균 길이 100m 이상 교량>

형식	교장(m)	개소	1개 교량당 교장(m)
현수교	18,263	5	3,653
사장교	22,858	12	1,905
PSC Box교	265,045	530	500
트러스교	6,394	13	492
엑스트라도즈드교	1,375	4	344
강상자형교	736,408	3,207	230
강판형교	62,222	290	215
아치교	20,893	123	170
PSC I형교	588,225	4,413	133
PSC Slab교	40,745	380	107
PSC 중공슬래브교	4,096	39	105

이처럼 갈수록 높아지는 PSC 박스 교량의 적용도와 다음과 같은 연구개발의 효

과를 감안할 때 PSC 박스 교량의 정확한 해석, 설계와 시공의 경제, 산업적 효과는 매우 클 것으로 예측된다.

- 세계 건설시장개방에 따른 새로운 설계 및 시공 시장에서의 국제적 경쟁력 우위 확보 필요
- 부실 시공에 의한 곡선교 PSC 교량의 교좌 장치 교체, 유지관리비 또는 재시공에 따른 경제적 손실 감소
- 교좌장치 교체시 3차원 해석기법에 의한 적합한 제안으로 보수·보강을 통한 유지관리비의 감소
- 개발된 3차원 해석 및 설계 기법의 적용을 통해 신설 구조물의 경제적 설계 가능
- 임의 형상의 모든 구조물에 적용함으로써 구조해석 분야의 국제적 선도 가능
- 정밀한 3차원 해석기법의 상품화, 특허 및 신기술 획득 가능
- 경제적인 S/W개발에 따른 신규 소프트웨어 시장 형성

제 3 절 연구개발의 범위

컴퓨터의 눈부신 성능발전으로 기존의 프레임 요소가 아닌 3차원 쉘 요소에 의한 PSC교량의 해석이 가능하게 되었다. 본 연구에서는 PSC 쉘 요소와 텐던요소의 자동 메쉬 생성에 의한 데이터 생성기법과 텐던의 즉시손실 및 시간의존적 긴장력 손실을 계산할 수 있는 알고리즘을 개발하고, 임의 형태의 3차원 구조물의 형상을 쉽게 모델링 할 수 있는 새로운 그래픽 기술을 스페인의 CIMNE(국제수치 연산센터)에서 개발된 프리·포스트 프로세서를 이용하여 강력한 Visualization 기술을 활용하여 텐던형상 모델링을 수행 할 수 있도록 한다. 또한, 3차원 시공단계별 해석기법을 개발한다. 완성계 해석뿐만 아니라 시공단계에서 발생하는 추가하중과 발생되는 응력을 정확하게 해석하여 시공상 발생하는 오차를 제어할 수 있도록 단계별 해석기술을 개발 한다. 그리고 PSC 곡선교의 정적하중 재하실험을 통해 개발된 요소의 유효성 검토를 실시한다.

1. 콘크리트 비선형 거동 및 프리스트레싱 손실을 포함한 준적합 쉘 요소 개발

PSC 곡선교의 정확한 해석을 위해서는 재료의 비선형 효과를 고려할 수 있어야 한다. 따라서 임의의 형상에서도 정확한 값을 계산할 수 있는 결점이 없는 PSC 쉘 요소 (Defect Free Shell Element)를 개발한다. 개발된 요소는 콘크리트의 건조수축 및 크리프 등 재료의 비선형성을 고려할 수 있어야 하며 PSC 교량의 시공중 해석을 위하여 사용될 수 있어야 한다. 준적합 PSC 쉘 요소를 이용한 해석 모델은 전체 구조계 해석을 수행하므로 별도의 횡방향 모델이 필요없으며, 종·횡 방향의 복합적 거동을 동시에 고려할 수 있어 구조물의 시공단계별 거동을 정확하게 예측할 수 있을 것으로 사료된다. 또한 ACI와 CEB-FIP 코드를 사용하여 경계조건과 크리프의 영향 그리고 재료 강도의 시간적 변화에 의한 모멘트, 전단력, 처짐 등을 비교한다.

2. 1/2 실물실험을 통한 PSC 곡선교 교량의 거동 파악

곡선교의 거동 파악을 위한 1/2 스케일 PSC 곡선교의 정적 하중 재하 실험을 진행한다.

콘크리트의 기초 물성실험으로는 압축강도실험, 건조수축실험 및 크리프실험을 수행하고, PS텐던의 즉시손실 및 시간 의존적 손실에 대하여 실험을 진행한다. 이와 동시에 PSC곡선교의 지속하중에 의한 장기변형에 관한 실험을 수행한다. 이중 콘크리트의 건조수축과 크리프, PS텐던의 시간 의존적 손실 및 PSC 곡선교의 지속하중에 의한 장기 변형의 결과와, 실험체의 탄성 변형에 관한 해석에 직접적으로 필요한 콘크리트의 압축강도와 텐던의 긴장력 즉시손실 및 PSC 곡선교의 정적 하중재하에 따른 탄성변형 측정 결과를 수록하도록 한다.

3. 해석결과 및 실험결과 비교를 통한 PSC 곡선교의 거동 경향분석

PSC 곡선교 축소모델의 제작과 개발된 요소를 이용한 해석결과를 비교하고 PSC 곡선교의 거동을 파악하고 경향분석을 수행한다. 1차 실험은 내·외측 텐던량이 동일한 PSC 곡선교를 대상으로 자중과 재하 하중에 대한 종방향과 횡방향에 대한 하중 분배 변화, 실험체의 수직 변형 분석, 그리고 강선의 긴장력의 변화에 대하여 진행하고, 2차 실험은 1차 실험 결과를 기초로 하여 내측 긴장력을 1차 구조물에

비하여 33%감소시키고 외측 긴장력을 33%증가 시킨 실험적 실험체를 대상으로 자중과 재하 하중에 대한 하중 분배 변화, 수죽 변형분석, 실험체의 내부 응력 변화, 긴장재의 긴장력 변화에 대하여 실험을 수행 하도록 한다. 실험을 통하여 현행 설계법과 새로운 설계법에 의한 구조물의 주요 거동을 비교, 검토함으로서 새로운 설계법의 유효성을 검증 하고자 한다.

4. PSC 곡선교의 해석 및 설계기법 개발

PSC 쉘요소 개발과 PSC 곡선교 정적재하실험을 통해서 개발한 PSC 곡선교의 해석 및 설계기법에 관한 연구를 진행하도록 한다. 이론적 및 실험적 연구를 통한 PSC 곡선교의 거동특성을 정리하고 설계 현황 및 문제점을 파악하고 차선수(교폭), 지간길이, 경간수(3경간 이상), 곡률, 긴장력 등 PSC 곡선교의 거동에 영향을 미치는 변수중에 지간길이, 곡률, 긴장력을 매개변수로 한 연구를 수행하여 교량 내·외측의 거동특성을 파악한다. 내·외측 긴장력 변화에 따른 거동특성과 외부텐던의 배치에 의한 반력특성을 검토하고 PSC 곡선교의 거동특성에 적합한 해석 및 설계기법을 개발한다.

제 2 장 국내·외 기술개발 현황

제 1 절 국내 기술개발 현황

학문의 발전과 기술의 축적으로 이미 국내에서도 기존의 안전성 위주의 설계시공에서 벗어나 보다 과감하고 경제적이며 미적인 감각을 곁들인 대형 교량들이 선보이고 있다. 그에 따라 프리스트레스트 콘크리트 교량의 건설도 날로 증가하고 있다. 그러한 추세에 따라 이를 해석할 수 있는 전용 프로그램들도 많이 개발되고 있으며 시공단계를 고려한 프리스트레스트 콘크리트 교량의 설계에 대한 많은 연구들이 진행되고 있다.

또한 고도로 산업화된 도심지에서 경제적, 환경적, 미관적인 측면을 고려하여 교통량을 완만히 분산하고 교통의 흐름을 조절하기 위해 고속도로 및 도심지의 입체 교차로에서 곡선 거더교의 필요성도 증가되고 있다. 곡선 거더교는 곡선주형의 구조적 거동특성이 직선주형과 달리 해석 및 설계가 어렵다. 이에 대한 설계지침 또한 미흡한 실정이다. 때문에 그 거동에 대한 정확한 접근을 위해 곡선 교량의 분석과 해석이 가능한 프로그램들이 많이 연구·개발되고 있다.

1. PSC 교량의 거동 특성에 대한 연구

세그먼트 단위로 시공되는 PSC 거더교를 포함한 PSC 사장교의 시간의존적 비선형 거동을 정확히 예측하기 위해 각 시공단계에서 재료의 비선형성과 기하학적 비선형성 및 재료의 시간의존적 특성을 고려한 해석이 필요함을 알 수 있다. 재료의 시간의존적인 영향으로는 콘크리트의 크리프와 건조수축 및 강도증가와 PS 강재 및 케이블의 릴랙세이션을 고려한 해석이 필요하며, 시공공정에서 계속적으로 변화하는 구조계의 변화를 해석적으로 정확히 구현하는 것이 중요함을 알 수 있다.

합성형 교량의 시간의존적 비선형 거동을 정확히 예측하기 위해서는 주형과 바닥판의 단계적 시공으로 인한 단면의 변화를 해석적으로 정확히 모사하고, 합성단면 내에서 서로 다른 재령과 재료성질을 갖는 콘크리트의 크리프와 건조수축으로 인한 변형을 정확히 고려할 수 있는 해석방법이 필요하다. 또한 재료의 비선형성 및

기하학적 비선형성을 정확히 고려할 수 있는 해석방법이 필요함을 알 수 있다.

외부강선으로 긴장된 구조물의 거동을 정확히 예측하기 위해서는 외부 강선을 실제와 유사하게 모사할 수 있는 유한요소 모델의 선택이 중요하고, 편향부에서의 슬립을 고려한 해석뿐만 아니라 재료의 비선형성과 기하학적 비선형성 및 재료의 시간의존적 특성의 영향을 고려한 해석이 필요함을 알 수 있다.

즉, 중요한 해석기능으로는 '세그먼트 단위로 시공되는 교량의 시공단계 고려한 해석, 재료의 시간 의존적 특성의 영향 고려한 해석, 재료의 비선형성 고려한 해석, 기하학적 비선형성 고려한 해석, 케이블 해석, 주형과 바닥판의 단계적 시공을 고려한 합성형 해석, 외부강선의 해석' 을 들 수 있다.

가. 세그먼트 단위로 시공되는 PSC 교량의 비선형 거동

이재석(1991, 2000)은 층분할요소(layered element)를 이용하여 시공 중 각 단계에서의 재료의 비선형성, 기하학적 비선형성 및 재료의 시간 의존적 특성의 영향을 고려한 PSC 사장교의 평면 해석 프로그램인 CFRAME을 개발하였다.

또한 케이블지지 3차원 PSC 프레임구조물의 시공 중 각 단계를 고려하고 콘크리트 및 PS 강재 케이블 재료의 시간의존적 특성을 고려하였다. 재료의 비선형성은 물론 케이블의 색(Sag) 및 구조물의 대 변위(Large Deflection)에 의한 기하학적 비선형성을 모두 고려하는 비선형 해석 방법을 연구하여 3차원 PSC 사장교를 포함한 PSC 프레임 구조물의 시공 중이나 시공후의 비선형 거동 및 극한거동을 정확히 파악할 수 있는 해석방법을 제시하였다. 재료의 시간의존적 특성으로는 콘크리트의 크리프, 건조수축, 강도증가 및 PS 강재와 케이블의 릴랙세이션 등을 고려하였다. 재료의 비선형성으로 콘크리트의 인장균열과 콘크리트, 철근, PS 강재와 케이블의 비선형 응력-변형률 관계를 고려하였다.

유한요소 모델로는 프레임 요소와 PS 강재 요소, 케이블요소, 연결요소, 이동 보요소를 사용하였으며, 프레임 요소는 요소의 단면을 콘크리트 층과 철근 층으로 나눈 후 이를 다시 필라멘트 요소(Filament Element)로 모델 함으로써 요소 내의 깊이 방향 뿐 아니라 두께 방향으로 변하는 재료성질과 비선형 거동을 정확하게 예측하였다. 케이블은 곡선요소를 사용함으로써 케이블의 색(sag)이 클 경우 케이블의 기하학적 비선형 거동과 하중재하에 따른 케이블의 변형된 형상 및 응력을 정

확 예측할 수 있도록 하였다. 구조물의 시간의존적 거동을 해석하기 위한 기본방정식으로 Updated Lagrangian 방식을 이용하여 초기변형을 고려한 운동방정식을 유도하였다.

박찬민, 강연진(1994)은 곡선 변단면 박스 요소를 사용하여 시공순서에 따른 구조계의 변화, 크리프, 건조수축, 릴랙세이션 등의 효과를 고려한 선형탄성해석 프로그램을 개발하였다. 박벽들보요소(Thin - Walled Beam Element)를 사용하여 휨과 단면의 찌그러짐을 고려한 해석법을 제시하였다.

김만태(1997)는 각 세그먼트 시공 단계별로 프리스트레스와 자중 및 이동작업차에 의해 발생되는 각 세그먼트의 처짐과 솟음을 ACI 209 code에 따라 계산된 건조수축 및 크리프 계수를 적용하여 해석 하였다. 각 세그먼트의 자중과 이동작업차의 중량에 의한 세그먼트 가설에 소요되는 기간에 따른 처짐을 고려하였으며 이동작업차의 이동에 의한 하중의 변화도 고려하였다. 또한 각 세그먼트의 시공단계에 따른 처짐 및 솟음을 추정할 수 있는 해석 프로그램인 DBC-SB를 개선하였다.

조효남, 최현호, 배용일, 이종순(2000)은 계측 모니터링을 통하여 시공 중의 세그먼트 PSC 박스거더교량의 실제 거동을 파악하고 해석적인 구조물의 거동과 비교함으로써 구조물을 분석·평가하였다. 또한 이상거동을 제어할 수 있는 통합적인 모니터링/제어시스템 모형을 개발하였다. FCM(Free Cantilever Method)으로 시공되는 세그먼트 PSC 박스거더교량의 처짐 관리기법 및 거동특성에 대한 연구·고찰을 바탕으로 처짐 오차 경향에 근거한 실용적인 처짐 및 거동 제어기법을 제안하였으며, 휨 응력과 처짐에 대한 시공 모거동제어 관리 한계기준을 제안하였다.

여성욱, 장일영, 송재호(2000)는 공용간보다 더 큰 불확실성이 내재되어 있는 시공간 구조계 특히, 세그먼트 PSC 박스거더교의 형식 중 대표적인 공법의 하나인 FCM에 의해 가설되는 교량에 대한 시공간 안전도 평가 모형을 구조 신뢰성이론에 기초하여 제시하였다. 또한 제안된 한계상태모형에 대한 타당성과 실용성을 검증하기 위하여 신뢰성해석 기법 중 AFOSM을 적용하여 실제 FCM 공법에 의해 가설되는 교량에 이를 적용하였다. PSC 박스거더교의 시공간 구조안전도 측면에서 중점적으로 관리해야 할 대상을 제시하여 차후 건설된 세그먼트 PSC 박스거더교의 시공 및 설계를 위한 기초자료를 제시하였다.

박문호, 조창근, 이성국(2002)는 PSC 세그먼트 박스거더의 시간의존 효과 및 시공단계를 설계에서 합리적으로 고려하기 위한 수치해석모델을 소개하였다. 최적 설

계를 위해 FCM 공법으로 시공되는 PSC 세그먼트 연속 박스거더의 시공 단계 및 연속화 시공단계에서의 응력검토를 포함하여 전 시공단계의 설계 조건을 만족하는 알고리즘을 개발하였으며, 전산화에 의한 자동설계 프로그램도 개발하였다.

심종성, 문도영, 김영호(2004)는 Precast Prestressed Segmental Box Girder 교량의 시공단계별 유한요소 해석을 통해 박스 외부 바닥 슬래브에 발생된 교축방향 균열의 원인 조사하였다. 임시공단봉의 긴장력 도입 순서, 긴장력 도입위치, 박스하부슬래브의 두께도입 순변수가 박스의 거동에 미치는 영향을 유한요소해석을 통해 고찰하였으며 이를 바탕으로 시공 중 과도한 긴장력 도입에 의한 균열발생 방지 방안을 제시하였다.

조창근, 박문호, 남유석(2005)은 시공초기 단계에 자중, 시간의존효과 및 부가적인 시공단계에 따른 건설하중 등을 적용한 PSC 세그먼트 박스거더형 사장교의 실용적 설계를 위한 시간의존해석 알고리즘을 제시하였다. 콘크리트의 크리프 및 건조수축 효과를 각각 결정하기 위한 장기거동해석을 고려하였으며, 제시된 알고리즘으로부터 전 시공단계 뿐 아니라 시공 후 장기거동에 관한 사장교의 부재 요소 거동에 관한 모든 정보를 제공하였다.

나. 합성형 교량의 시간의존적 거동특성

김영진, 김병석, 강재윤(1998)은 프리캐스트 PSC 주형과 콘크리트 바닥판이 단계적으로 시공되는 PSC 박스 교량의 시간 의존적 거동을 예측할 수 있는 평면 해석방법을 제시하였으며 재료의 시간의존적 특성의 영향으로는 크리프와 건조수축, PS 강재의 이완을 고려하였다.

박영하, 윤정방, 최창근, 곽효경(1998)은 PSC Beam 합성형 교량 바닥판의 장기역학적 변형률은 시공단계시점이 적지 않은 영향을 주며 이의 관리 효과는 결정론적으로 발현되므로 시공단계시점의 관리 방법을 바닥판 횡균열 억제 방안으로 제시하였다.

곽효경 등(1999, 2000)은 프리캐스트 PSC 주형과 콘크리트 바닥판이 단계적으로 시공되는 합성형 교량의 시간의존적 거동을 예측 할 수 있는 평면 해석방법을 제시하였다. 수치해석을 통해 강합성 거더 및 프리캐스트 PSC 합성형 거더의 장기거동 특성을 검토하였으며 재료의 비선형성으로 콘크리트와 보강철근 및 PS 강재의

비선형 응력-변형률 관계를 고려하였다. 재료의 시간의존적 특성으로 콘크리트의 크리프와 건조수축 및 PS 강재의 이완을 고려하였다.

김용민 이재석(2001)은 재료의 비선형성 및 시간의존적 특성을 고려한 PSC 프레임의 비선형 해석 프로그램을 확장하여 PSC 합성형 거더의 시간의존적 비선형 해석을 수행 할 수 있는 프로그램을 개발하였다. 이를 활용하여 시공단계별 타설 순서에 따른 PSC 합성형 거더의 거동을 규명하였다.

다. 외부강선으로 긴장된 PSC 구조물

오병환 등(1999)은 외부 강선을 직선트러스요소로 이상화하였으며 편향부에서의 슬립을 고려한 해석방법을 제시하였다. 외부 강선의 강성은 외부강선이 뼈대요소의 기준축과 평행하고 양 절점의 편심거리의 평균값만큼 떨어져 있다고 가정하여 근사적으로 구하였다. 편향부에서의 슬립으로 인한 강선의 인장력은 슬립이 발생하기 전과 후의 총 신장량은 같다는 조건을 이용하여 첫 번째 강선의 인장력을 구한 뒤 나머지 강전의 인장력은 편향부에서의 평형조건을 이용해 반복계산을 하여 해석하였다.

김선용(2004)은 외부 비부착 강선을 가지는 프리스트레스트 콘크리트 부재의 휨거동을 평가하기 위해 프리스트레스트 콘크리트 구조의 전체 거동에 대한 외부 비부착 강선의 응력 증가량, 편향부에서의 슬립현상, 부재의 재료 및 기하 비선형 및 시간 의존성을 고려하였다.

곽효경, 김진국, 선조국(2006)은 외부강선을 직선트러스요소로 이상화하여 편향부에서의 슬립을 고려한 해석방법을 제시하였다. 외부강선의 강성은 오병환 등(1999)과 같이 외부강선이 뼈대요소의 기준축으로부터 양 절점까지의 편심거리의 평균값만큼 떨어져 있다고 가정하여 근사적으로 구하였다. 편향부에서 슬립으로 인한 강선의 인장력은 편향부에서 두 강선의 인장력과 마찰력의 평형관계로부터 슬립을 유발시키는 힘을 구한 후에 이 휨을 분배계수로 나눈 값을 편향부에서 슬립이 발생하지 않을 때까지 두 강선에 반복적으로 분배함으로써 구하였다. 외부 강선의 인장력 손실로는 편향부에서의 마찰에 의한 손실, 탄성수축에 의한 손실, 정착부의 활동에 의한 손실, 외부강선의 이완에 의한 손실을 고려하였다.

2. 프리스트레스 손실량 추정에 관한 연구

프리스트레스트 콘크리트 교량은 정밀한 구조 거동의 예측과 유지 관리를 위해 구조물에 작용하는 프리스트레스 힘의 정밀한 산정이 필요하다. 설계 시 프리스트레스와 구조물에 도입되는 프리스트레스가 다를 경우, 구조물의 공용중에 추가의 긴장 작업이 필요하기 때문이다. 그렇다 보니 PSC 세그먼트 교량 가설 시 시공 단계별로 각 세그먼트의 유효 프리스트레스를 추정하는 것은 설계 및 시공의 주요 과제가 되고 있다. 프리스트레스 손실은 시공 시나 시공 후에 지속적으로 발생하여 처짐을 일으키기 때문에 손실 원인별 많은 연구가 수행되고 있다. 특히 콘크리트 건조 수축 및 크리프에 의한 프리스트레스 손실량을 추정하는 경험식들은 여러 실험 조건에 따라 연구·발표 되고 있다. 프리스트레스 손실량의 보다 정확한 추정은 시공 시 일어나는 부재의 솟음과 처짐을 보다 정확하게 예측할 수 있으며, 사용 중 부재의 구조 거동을 예측할 수 있다.

김한식(1994)은 캔틸레버 교량의 각 세그먼트를 가설하는 단계마다 프리스트레스 손실을 원인별로 추정하고 이를 기초로 각 세그먼트 시공단계마다 발생하는 순간 솟음 및 처짐과 장기 솟음 및 처짐을 반복 추정하는 방법을 개발하여 시공단계별 처짐 거동을 예측할 수 있는 기초연구를 수행하였다. 또한 이를 실무에 적용할 수 있도록 전산화하였다. 오병환 등은 실제 PSC 박스 거더 교량 시공시의 텐던 긴장력의 현장 측정을 통해 프리스트레스의 초기 손실 추정에 대한 연구를 하였으며, 김운학 등은 프리스트레스의 즉시손실과 장기손실을 모두 고려한 손실 추정에 관한 해석적 연구를 수행하였다. 각 해석단계마다 하중재하에 따른 크리프 및 부 강선에 의해해 발생되는 프리스트레스 손실을 고려하였으며, 프리스트레스의 손실 원인 중 마찰에 의한 손실, 정착장치의 활동에 의한 손실, PS 강재의 이완에 의한 손실도 별도로 고려하였다. 용환선(2003) 등은 외부 긴장재 도입공법을 적용한 PSC 교량에 대한 외부 프리스트레싱 효과가 내부 강선에 미치는 손실을 정량적으로 확인하였으며, 기존 내부 강선의 프리스트레스 손실량의 유무에 따른 추가 도입량을 추정하여 외부 긴장재 도입 공법 시 정확한 프리스트레스 도입력을 산정 했다. 조용덕(2002) 등은 중앙 3분점 유한 차분법을 이용하여 콘크리트의 크리프, 건조수축, PS 강재의 릴랙세이션, 이 세 가지 장시 손실 원인을 고려한 PSC 교량 거더의 거동을 수행하는 해석적 방법을 제안했으며, 최외호(2000) 등은 텐던이 포물선형으로

배치된 단순 박스 거더교와 연속 박스 거더교에서의 탄성변형을 해석 하여 프리스트레스 힘의 감소와 이에 따른 구조물에 미치는 영향에 대해 고찰하였다.

3. PSC 교량 설계의 최적화에 대한 연구

대부분의 PSC 박스 거더 교량 설계 시 경험에 근거하여 초기 단면 설계를 한 후, 구조 해석을 실시하고 시방서상의 요구조건들이 만족될 때까지 단면 수정 및 구조해석을 반복하는 시행착오적 설계 방법이 일반적이다. 그러나 이러한 설계는 초기 단면 설계 시 비경제적인 상태에서 콘크리트 단면이나 강재의 면적만을 부분적으로 변화시켜 구조적 적합성을 만족시키는 경우에는 매우 비경제적인 설계로 귀착 될 수 있다.

따라서 캔틸레버 시공단계 및 연속화 시공단계에서의 응력검토를 포함하여 전 시공단계의 설계조건을 만족하는 최적 설계의 필요성이 대두되고 있으며, 이와 함께 설계 최적화 부분의 이론적인 연구 성과가 컴퓨터 기술이 발전함에 따라 실제 교량구조물에 적용되는 연구가 국내외에서 활발하게 수행되고 있다.

노금래(1998) 등은 시방서상의 요구조건들을 만족하면서 구조물의 재료비를 최소화 하는 최적 단면을 설계하기 위해 개발 중인 최적 설계 프로그램을 1경간 1실 PSC 박스 거더 교량의 설계에 적용하였고, 구민세(1996) 등은 3경간 연속 P.S. 합성보를 유한요소법으로 해석하고 수학적 최적화 기법인 순차 비제약 최소화기법을 도입함으로써 설계변수 및 구조 거동에 부과된 다수의 제약조건을 동시에 만족하는 가장 경제적인 구조형식 및 설계 단면의 기초자료를 제공하였다. 윤희택(2000) 등은 ADS 최적화 프로그램과 SPCFRAME을 이용하여 PSC 박스거더 교량에 대한 최적의 설계 제원들을 자동으로 제공해 주는 프로그램을 개발 하였다. 최적 설계를 위한 목적 함수는 단위 길이당 PSC 박스 거더의 재료비용으로 하였고, 제약조건은 시방서상의 설계기준과 시공성을 고려하여 구성하였다. 최적설계 기법으로는 축차 무제약 최소화 기법(SUMT)을 적용하였다. 박문호(2001) 등은 AASHTO 규정에 근거하여 사하중, 활하중, 프리스트레스에 의한 단면력을 자동으로 계산하고, 설계자가 원하는 검사위치에서 검사가 이루어 질 수 있도록 PSC 박스 거더교 최적 설계 프로그램을 개발하였다. 동바리 공법을 사용하는 PSC 박스 거더교의 상부구조를 무제약 최적화 기법에 의해 최소경비로 설계 할 수 있도록 하였으며, 이를

이용하여 3경간 3실, 2실, 1실에 대한 최적설계를 수행하였다.

김기욱(2006) 등은 FSM공법에 의한 포스트 텐션 PSC 박스거더교에 한하여 단순히 셀 수·지간장·차선 수만 대입하면 최적비용이 산출되도록, 현장에서 간편하게 사용할 최적설계비용식을 단순식과 정밀식으로 구분하여 제안하였다. 또한 적정 형고비를 제안하였으며 교폭에 따른 적정 셀 수도 검토하였다. PSC 교량의 일반설계와 최적설계의 비교와 셀 수·지간장·차선 수 별 최적비용의 상관관계도 도출하였다. 조효남(2000) 등은 엄청난 계산시간을 효율적으로 줄일 수 있는 재해석 기법 및 제약조건 소거기법 등 다양한 최적화 기법을 사용한 다단계 최적설계 알고리즘을 사용하여 보다 효율적이고 실질적인 최적설계 프로그램을 개발 하였다.

제 2 절 국외 기술개발 현황

Chan(1982)은 시간 의존적 크리프 및 건조수축을 고려한 기하학적 및 재료 비선형성콘크리트 쉘 및 보요소를 개발하였으며 Choudhury(1986)은 프레임 요소를 이용한 곡선교 해석 기법을 개발하였고 Sief(1990)는 변단면을 이용한 뼈대 요소를 개발하였다. Mari(2000)는 화이바 모델요소를 이용하여 재료의 시간 의존적 특성과 기하학적 비선형 및 재료학적 비선형성을 이용한 뼈대 요소를 제안하였다. Abbas(1993)는 화이버 보-기둥요소를 이용하여 재료의 시간 의존적 특성과 재료의 비선형성 및 기하학적 비선형성을 고려한 3 차원 사장교의 비선형 해석 기법을 발표하였다. Cluey(1996)는 쉘 요소를 이용하여 재료의 비선형 및 기하학적 비선형을 특성을 고려하여 사장교에 이용하였다.

위와 같이 다양한 분야에서 PSC 관련 연구가 수행되어 왔으나 전 세계적인 PSC 박스 교량의 사용 증가율에도 불구하고 프리스트레싱을 정확히 계산할 수 있는 쉘 요소와 사용자의 데이터 입력 처리를 위한 그래픽 기술의 개발 부족 등으로 실제 설계에 적용되지 못하고 있는 실정이다.

1. PSC 교량의 거동 특성에 대한 연구

가. 세그먼트 단위로 시공되는 PSC 교량의 비선형 거동

Chan. E. C.(1982)는 쉘(Shell) 요소와 화이버 모델 요소를 이용한 재료의 비선형성과 기하학적 비선형성을 고려한 연구를 하였다. 또한 크리프와 건조수축과 같은 재료의 시간의존적 특성도 고려한 비선형 해석방법을 제시하였다.

Mari . A. R(1984, 2000)는 화이버 모델 요소를 이용하여 재료의 비선형성과 기하학적 비선형성 및 재료의 시간의존적 특성의 영향을 고려한 3차원 PSC 뼈대 구조물의 비선형 해석방법을 제시하였다.

Choudhury. D.(1986)는 곡선형 PSC 박스형 거더를 해석할 수 있는 재료비선형 해석 프로그램인 NAPBOX 개발하였다. 박벽 빔 이론(thin-walled beam theory)과 유한요소법을 접목하여 박스 거더의 단면을 박벽(thin-wall)으로 분리하여 콘크리트와 보강철근을 화이버 요소로 이상화하여 해석하는 방법을 제시하였다.

Kang. Y. J.(1989)는 PSC 뼈대 구조물의 시공 중 각 단계에서의 재료 비선형성과 기하학적 비선형성 및 재료의 시간의존적 특성의 영향을 고려한 평면 해석 프로그램인 SPCFRAME 개발하였다. 여기서 PSC 부재는 층분할요소(layered element)로, PS 부재는 상선요소로 이상화하였다. 시공단계를 고려하기 위해 부재의 설치와 제거, PS 강재의 긴장과 재긴장 및 제거, 경계조건의 변화 고려한 해석방법을 제시하였다.

Abbas. S.(1993)는 multi-slice 화이버 보-기둥요소를 이용하여 시공중의 각 단계를 고려한 해석을 하였다. 재료의 비선형성과 기하학적 비선형성 및 재료의 시간의존적 특성의 영향을 고려한 3차원 PSC 사장교의 시공단계 해석 프로그램인 CALBRG 개발하였으며, 재료의 시간의존적 특성으로 콘크리트의 크리프와 건조수축 및 PS 강재의 이완에 의한 영향을 고려하였다. 시공단계를 고려하기 위해 부재의 설치와 제거, PS 강재의 긴장과 재긴장 및 제거, 경계조건과 하중의 변화를 고려하였다. 케이블은 직선 트러스요소로 모사함으로써 케이블의 새그(sag)로 인한 기하학적 비선형성을 정확히 고려하지는 못하였다. 또한 3차원 공간상에서 비대칭적으로 시공되는 케이블의 자중으로 인한 상판의 비틀림도 고려하지 못하였다.

Culey(1993, 1996)는 시공 중의 각 단계를 고려한 3차원 사장교의 시간의존적 비선형 해석 프로그램인 CSTAY 개발하였다. 재료의 시간의존적 특성으로 콘크리트의 크리프와 건조수축 및 강도증가와 PS 강재의 이완에 의한 영향을 고려하였으며 재료의 비선형 및 기하학적 비선형도 고려한 해석방법을 제시하였다. 구조요소로는 빔요소와 케이블요소, PS 강재요소 및 쉘요소를 고려하여 해석하였다.

Jang. I. H.(1997)는 PSC 곡선 박스 거더교의 재료 비선형(콘크리트, 강화 연강, 프리스트레싱 텐던), 콘크리트와 철근 사이의 텐던 강성 영향, 그리고 시간 의존적 재료 거동에 대한 연구를 통해 곡선 박스 거더 교량을 분석하기 위한 프로그램 NTPBOX를 개발하였다. 콘크리트 크리프, 건조수축, 열 효과, 프리스트레스의 즉시 손실, 장기손실 등 환경적인 조건에 의한 영향도 고려하였으며, 시공단계와 사용하중 단계를 분석하기 위해 교량 시공 기간과 분석 사용 기당 동안 발생하는 여러 가지 재료적, 기하학적 변화를 고려하였다. 이러한 영향을 기술하기 위해 사다리꼴 횡단 단면의 횡방향 비틀림 모드와 종방향 뒤틀림 모드를 포함한 박벽들보요소를 사용하여 유한요소로 나타내었다. 또한 뒤틀림과 비틀림의 영향을 감소시키는 격벽부 뿐만 아니라 종방향으로 축을 가지는 비각주 콘크리트 박스 단면을 사용하여 해석하였다.

Ahmed S. Debaiky(1997)는 세그먼트 단위로 시공되는 PSC 곡선 박스 거더와 다른 구조물의 시공단계와 시간 의존적 거동 특성을 고려하여 각각의 단계와 구조적 특성을 예측할 수 있는 프로그램을 개발하였다. 이는 변위법에 기초하여 다양한 직선 요소 뿐 아니라 변단면을 가진 곡선 보를 해석하여 임의의 기하학적 교량 모델에 사용가능하게 하였다. 재료의 시간의존 특성으로 콘크리트의 크리프, 건조수축, PS 강재의 릴랙세이션을 고려하였다. 또한 시공단계에 따른 기하학적 비선형과 재료적 비선형을 고려하였다. 시공단계를 고려하기 위해 PS 강재의 공간상 다양한 배치, 긴장과 재긴장 및 제거를 고려하였으며, 마찰과 정착에 의한 프리스트레스 손실도 고려하였다.

Wang. P. H, Tang. T. Y., Zheng. H. N.(2004)는 재료는 선형탄성체로 가정하고 기하학적 비선형만을 고려한 평면 PSC 사장교의 시공단계를 고려한 해석방법을 제시하였다.

나. 합성형 교량의 시간의존적 거동특성

Mari . A. R(2000)는 주형과 바닥판이 단계적으로 시공되는 3차원 PSC 합성형 교량의 시간의존적 비선형 해석방법 제시하였다. 프리캐스트 PSC 주형과 콘크리트 바닥판이 단계적으로 시공되는 합성형 거더의 시공단계를 고려한 해석을 수행하여 실험결과와 비교함으로써 해석방법의 정당성을 검증하였다. 재료의 비선형성으로는

콘크리트와 보강철근 및 PS 강재의 비선형 응력-변형률 관계를 고려하였으며, 재료의 시간의존적 특성으로 크리프와 건조수축, PS강재의 이완을 고려하였다.

다. 외부강선으로 긴장된 PSC 구조물

Lou 등(2006)은 외부강선을 직선트러스요소로 이상화하여 외부강선으로 긴장된 부재의 비선형 거동을 예측할 수 있는 해석 방법을 제시하였다. 그러나 편향부와 외부강선의 슬립효과를 고려하지는 않았다.

2. 프리스트레스 손실량 추정에 관한 연구

Shenoy 와 Frantz(1991) 및 Pessili(1996) 등은 수십 년의 공용기간이 경과한 PSC 거더의 프리스트레스의 추정 연구를 수행 하였고, Naaman과 Hamza(1993)는 부분 긴장된 고강도 콘크리트 보에서의 프리스트레스 손실에 대해 연구를 수행 하였다. Burns(1991) 등은 비부착 된 연속보에서의 프리스트레스 손실을 연구하였으며, Sharif(1993) 등은 프리스트레스트 콘크리트 합성보에서의 시간에 따른 프리스트레스 손실을 연구하였다. Rassi와 Rozsa(1992)는 캔틸레버 방식으로 가설되는 교량의 프리스트레스 힘 산정 방법을 제안하였으며, Wollmann(1996) 등은 외부 강선에 의해 긴장되는 콘크리트 박스 거더 교량의 긴장 계측 연구를 수행하였다. Saiidi (1996) 등은 프리스트레스의 시간에 따른 손실에 관한 연구를 하였으며, Arrelaga(1991)는 외부 긴장 방식의 PSC 박스거더 교량의 프리스트레스 손실을 추정하기 위한 새로운 계측 시스템을 제안하였다(오병환 등, 2001).

3. PSC 교량 설계의 최적화에 대한 연구

Aziz & Edward(1966), Bond(1975), Templeman & Winterbottom(1979), Al-Gahtain(1995), Kirsch(1997), A. Samartan(1997) 등 몇몇 연구자들에 의해 PSC 교량에 대한 최적화 방법이 연구되었다. 그러나 이러한 최적설계 알고리즘의 대부분은 복잡한 하중 체계를 효과적으로 다룰 수 없으며, 실제 구조물에 대한 최적설계 알고리즘으로는 적합하지 못하였다. L.M.C. Simoes & J.H.J.O. Negrao(2000)는

박스거더 사장교의 효율적인 해법을 위한 구조 시스템의 최적화에 대해 다루었다. 플레이트-멤브레인 요소 평면 조립에 의해 갑판은 모델링 되었으며, 사하중에서의 변형과 원 상태에서의 최대, 최소 응력의 구속에 대해 multicriteria 접근을 시도 하였다. Samer Barakat, Khaldoon Bani-Hani & Mohammed Q. Taha(2004)는 프리스트레스트 콘크리트 보의 최적 설계를 위해 ACI code에 의한 모든 거동과 제한을 고려하였다. 다양한 예제를 통해 연구의 신뢰성을 확인함으로써 다목적 신뢰성 이론에 기초한 최적 설계법을 제시하였다.

제 3 장 연구개발 수행 내용 및 결과

제 1 절 서론

1. 연구배경

우리나라에 처음으로 도입된 PSC-Beam은 1957년 프리텐션에 의한 것이었다. 그 이후로 꾸준한 기술개발로 프리스트레스 콘크리트의 사용이 확대되기 시작하였다 (성대정, 2000). 이러한 구조물에 사용되는 프리스트레싱은 최대지간을 늘리거나, 박스의 형고를 줄여 자중을 경감시키기 위하여 사용된다. 프리스트레싱에는 크게 프리텐션 작업과 포스트 텐션 작업이 있다. 보통 포스트 텐션 방식이 주로 사용되는데 종방향으로는 거더를 좀 더 날렵하게 하거나 장경간의 사용을 가능하게 하고, 횡방향 텐던의 사용은 상부 슬래브의 켄틸레버 길이를 늘리거나 필요한 복부의 수를 줄여서 경제적인 단면을 만들 수 있다.

프리스트레스트 콘크리트 교량은 공간을 경제적이고 미적으로 활용할 수 있기 때문에 널리 적용되는 교량 형식이다. 그러나 프리스트레스트 콘크리트 교량의 거동은 철근 콘크리트에 비해 상당히 복잡한 체계로 형성되고 있으므로 일반적으로 그 거동 해석은 개략적으로 이루어지고 있는 게 현실이다. 탄성 선형이나 곡선교의 직선화 등 교량의 해석이 단순한 과정을 따르다 보면 교량에 발생할 수 있는 부분적 응력에 의한 뒤틀림, 회전 그리고 횡방향 텐던의 영향 등을 고려할 수 없게 된다.

특히 구조해석 전용 프로그램을 이용한 비선형 쉘 요소 구조해석이 수행되어야 한다. 지금까지 연구에 의하면 이론과 기술의 부족으로 인하여 선형 뼈대요소로 구현된 구조해석이 주를 이루었다. 앞서도 밝혔듯이 프리스트레스트 교량의 경우는 그 거동이 워낙 복잡하여 정확한 해석이 되지 않으면 안전성에 큰 문제를 발생시키기에 쉘 요소를 이용한 3차원 해석이 이루어져야 한다. 또한 재료의 비선형적인 거동을 고려한 비선형 해석을 수행하여 더욱 더 정확한 해석 결과를 나타내도록 해야 한다. 이로써 비선형 해석은 실제 교량의 정확한 처짐과 변형 등을 밝힘에 충분한 기여를 할 수 있다. 프리스트레스트 교량만의 특성을 고려하지 못한 해석은 경제성, 미관성이 뛰어난 프리스트레스트 콘크리트 교량의 특징을 충분히 살려내지

못한 채 설계·시공될 뿐만 아니라 안전성에도 그 영향을 미치게 된다.

프리스트레스트 콘크리트 교량은 시간에 따른 재료적인 손실이 발생한다. 이러한 재료적인 손실 중, 구조물에 지속적인 하중이 재하되는 경우는 반드시 크리프의 영향을 알아보아야 한다. 또 다른 재료적인 측면에서의 균열을 유발시키는 건조수축 역시 매우 중요한 손실 원인이 된다. 건조수축에 의해 발생하는 수축응력이 콘크리트의 인장강도를 초과하면 콘크리트에 균열이 발생한다. 이러한 균열은 장기적으로 구조물의 안전성에 영향을 주므로 콘크리트 구조설계에서 건조수축은 매우 중요하다. 2000년에 통합된 콘크리트 구조설계기준에서는 CEB-FIP 1990 Model Code의 규정을 따랐다(전쌍순 외, 2002). 하지만 그 이전에는 ACI Code와 유사한 규준을 따랐기 때문에 CEB-FIP Model Code와 ACI Code를 기준으로 했을 때의 크리프 변형률의 결과 차이를 함께 확인해 볼 필요가 있다고 판단된다.

2. 연구목적 및 방향

강재와 같이 외력에 대해 오직 탄성 변형만 하는 재료가 사용되는 구조물은 시공과정 및 공법 등이 다르더라도 그 시공이 탄성한계 내를 이룬다면 동일한 최종 상태가 얻어진다. 그러나 콘크리트와 같이 시간에 따라 탄성 변형 외의 크리프, 건조수축 등과 같은 추가의 변형이 발생하는 재료로 구성된 구조물은 시공 과정 및 공법에 따라 기하학적 형상과 물리화학적 특성이 달라진다(황재웅, 2006). 특히 시공중의 각 단계를 고려하여 해석하기 위해서는 구조물의 실제 시공중에 발생하는 여러 공정중에서 구조적으로 의미가 있는 공정을 가능한 정확히 해석적으로 구현하여 그 공정이 구조물의 거동에 미치는 영향을 파악할 수 있어야 한다(이재석과 최규천, 2003).

프리스트레스트 콘크리트 교량은 시공 전후의 구조적·재료적 특징이 달라진다. PSC 교량의 여러 시공공법 중 켄틸레버 공법 등은 시공과정에서 이동식 가설대나 이동 크레인 등의 사용, 그리고 다른 구조부재들의 설치와 제거 등 구조물에 작용하는 내력이 시시각각으로 변화한다. 이러한 구조적 거동의 변화는 시공 후에도 계속적으로 이루어지게 된다. 또한 교량 상판으로 이동하는 작업차 등 시공 시설들이 시간에 따라 단면력에 작용하는 영향도 무시 못 할 만큼 크므로 역시 고려되어야 할 것들이다.

프리스트레스트 콘크리트 교량은 구조적인 거동뿐만 아니라 재료적인 측면에서도 그 변화가 나타나며, 때로는 시공 중과 시공 후의 상태가 심각하게 변화하기도 한다. 이러한 재료의 특성 변화를 콘크리트의 시간의존적인 특성이라고 하는데, 이에는 크리프(Creep), 건조수축(Shrinkage), 강도증가(Aging)의 세 가지로 설명된다. 이 외에도 PS 강재의 응력 릴랙세이션도 교량 시공 후의 거동 변화에 크게 기여하고 있다. 콘크리트의 시간의존적인 특성들에 의해 교량 전체에는 응력 재분배가 발생할 것이고, PS 강재에는 반복된 긴장과 이완작업을 수행해야 될 것이다.

이처럼 프리스트레스트 교량은 시공전후의 구조적·재료적 거동 변화에 의해 구조해석이 매우 복잡 다양하게 된다. 따라서 설계 시 이러한 교량의 장기적인 거동형태를 예측해야 할 것이고 정확한 해석을 구현하여 안전성을 제고시킬 필요가 있으며 시공단계별 비선형 쉘 요소 해석이 반드시 필요하다.

일반적으로 실무에서는 전문 구조해석 프로그램의 뼈대요소(Frame)를 이용한 격자해석법이 사용되고 있다. 뼈대요소를 이용하는 해석방법은 시간 절약이 되어 해석상 간편성에 장점이 있다. 그러나 교량에 발생하는 휨이나 뒤틀림, 회전 등 3차원 적인 특성을 정확히 구현해 내지 못하기 때문에 설계 시 안전성을 고려하지 못하는 해석이 되기도 하는 단점이 있다. 따라서 실제 교량의 사용기간 중에 생기는 3차원 특성을 나타내기 위해서는 뼈대요소로는 부족한 게 현실이다. 또한 PSC 교량 중 곡선 램프교 등의 경우는 교량의 외측과 내측에서의 변위 및 응력 값이 현저히 다르다. 따라서 PSC 곡선교량의 텐던량 및 시공 중 긴장력이 외측 및 내측에서 다르게 산정되어야 함에도 불구하고 현실적으로는 계산이 불가능하여 같은 양의 텐던과 부적절한 긴장력을 사용하고 있어 시공 중 항상 안전사고에 노출되고 있다. 또한 프레임 요소를 이용하면 부반력 계산이 용이하지 못하기 때문에 시공 후 유지관리 단계에서 교좌장치와 상부구조와의 이격이 발생하는 등 부실시공이 발생하는 경우가 있다.

이러한 단점을 해결하기 위해서는 교량의 수평과 수직 프리스트레싱 텐던을 동시에 고려할 수 있는 쉘 요소에 의한 3차원 해석이 필수적으로 수행되어야 한다. 그러나 이 기법은 방대한 데이터 준비가 필요하므로 우수한 그래픽 시스템에 의한 데이터의 자동생성이 필연적으로 수반되어야 하고 또한 쉘 요소에 의한 복잡한 알고리즘 개발이 요구되는 어려운 문제이다.

따라서 본 연구에서는 PSC 3경간 연속교량과 직선형 PSC 사장교 모델을 수치

예제로 삼아 구조해석을 수행할 것이다. 먼저 선형 정적해석과 시공중 해석을 수행하여 PSC 교량의 구조해석 시 시공중 해석의 필요성을 제시할 것이다. 두 번째로 실제 교량의 설계 시, 여러 가지 코드가 사용되고 있는 현 실정에서 가장 많이 이용되는 ACI Code와 CEB-FIP Code를 시공중 해석에서 비교하여 각 코드의 특징을 설명하겠다. 그리고 구조물에 발생하는 프리스트레싱 손실, 모멘트, 처짐 등을 ACI 코드와 CEB-FIP 코드에 따른 결과로 각각 산출하였으며 또한 그 결과를 비교 검토하겠다. 마지막으로 수치해석 예제 모델을 프레임 요소와 쉘 요소로 모델링하여 비선형 시공중 해석을 수행하고자 한다. 이 해석으로 하여금 쉘 요소가 PSC의 구조적· 재료적 비선형성을 충분히 구현해 낼 수 있는지 확인하고 프레임 요소와 비교하였을 때 어떠한 차이점이 있는지 비교하도록 한다.

PSC 쉘요소의 개발과 함께 PSC 곡선교의 거동특성을 파악하기 위한 실험적 연구를 함께 진행하였다. 두 차례의 PSC 곡선교 축소모델의 제작과 거동파악을 통해 요소의 정확성을 검증하고 PSC 곡선교의 단기 및 장기계측을 완료하였다. 1차 실험은 내·외측 텐던량이 동일한 PSC 곡선교를 대상으로 자중과 재하 하중에 대한 종방향과 횡방향에 대한 하중 분배 변화, 실험체의 수직 변형 분석, 그리고 강선의 긴장력의 변화에 대하여 진행하였으며, 2차 실험은 1차 실험 결과를 기초로 하여 내측 긴장력을 1차 구조물에 비하여 33%감소시키고 외측 긴장력을 33%증가 시킨 실험적 실험체를 대상으로 자중과 재하 하중에 대한 하중 분배 변화, 수죽 변형분석, 실험체의 내부 응력 변화, 긴장재의 긴장력 변화에 대하여 실험을 수행 하였다. 실험을 통하여 현행 설계법과 새로운 설계법에 의한 구조물의 주요 거동을 비교, 검토함으로서 새로운 설계법의 유효성을 검증 하고자 하였으며 관련내용을 3절 및 4절에 수록하였다.

마지막으로 PSC 쉘요소 개발과 PSC 곡선교 정적재하실험을 통해서 개발한 PSC 곡선교의 해석 및 설계기법에 관한 연구를 진행하였다. 이론적 및 실험적 연구를 통한 PSC 곡선교의 거동특성을 정리하고 설계 현황 및 문제점을 파악하였다. 또한 차선수(교폭), 지간길이, 경간수(3경간 이상), 곡률, 긴장력 등 PSC 곡선교의 거동에 영향을 미치는 변수중에 지간길이, 곡률, 긴장력을 매개변수로 하여 연구를 수행 내·외측 거동특성을 파악하였다. 내·외측 긴장력 변화에 따른 거동특성과 추가 외부텐던의 배치에 의한 반력특성을 검토하고 PSC 곡선교의 거동특성에 적합한 해석 및 설계기법을 5절에 수록하였다.

제 2 절 PSC 쉘요소 개발

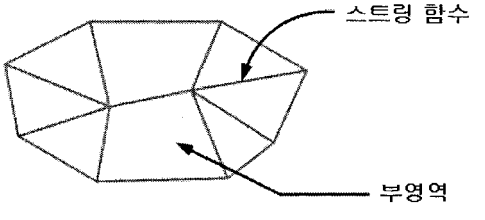
1. 준적합 요소를 이용한 PSC 쉘 요소 개발

가. 준적합 요소

준적합 기술은 Tang 등(1980)에 의해 소개되었다. 이 방법은 적합, 준적합 그리고 합성 요소를 다루는 일반적인 방법이다. 준적합 기술은 초기에 가정된 응력 정식에 대한 Pian의 연구로부터 비롯되었다. 그리고 Tang 등(1980)의 연구에서 유한요소의 개선에 대해 보간 함수를 적용시켰다.

일반적으로 유한 요소 방법에서는 변이 구속을 하는 부분 다항 함수가 근사 해법으로서 사용된다. 그러나 2차 도함수가 포함된 경우에서 부분 다항 함수를 사용할 때는 요소 간 적합성 문제가 떠오를 수 있다. 만약 해결이 쉽지 않은 문제라면 부분 다항식으로 가정된 일련의 요소들에 의해 표면을 묘사하는 것은 매우 어려워진다. 준적합 기술에서는, 표면 내에서 스트링 넷(string net)을 형성하면 '스트링(string) 함수'가 되는 1차 보간 함수를 사용하여 표면을 설명할 수 있다. 1차 보간 함수는 경계 적분에 의해 요소에서의 변형률 이산도를 얻는 데 사용된다. 요소들이 매시를 형성하기 위해 연결될 때, 1차 보간함수를 사용함으로써 각 요소의 경계를 따르는 스트링 함수가 함께 연결되게 된다.

그림 3.2.1에서, 변위장으로 정의되는 영역을 가정하여 보자. 이 영역은 부영역(sub-domain) 또는 요소로 나누어진다. 유한 요소에서 가장 일반적인 변위 표면은 부분 다항 함수를 갖는 각각의 부영역 또는 요소로 정의된다. 요소 간 경계의 적합성은 때때로 무시된다. 준적합 기술에서, 표면을 설명하는 함수는 오직 부영역의 요소 간 경계에서 정의되고, 요소 내부의 함수는 명백히 정의되지는 않는다.



<그림 3.2.1. 유한 요소 매시>

준적합 유한 요소를 정식화하는 첫 번째 단계는 요소(부영역)내 변형률(표면/변위 도함수)의 이산화이다. 변형률은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\mathbf{e}=\left[\frac{\partial u}{\partial r}\ \frac{\partial u}{\partial s}\ \frac{\partial^2 u}{\partial r^2}\ \frac{\partial^2 u}{\partial s^2}\ 2\frac{\partial^2 u}{\partial r \partial s}\right]^{\mathrm{T}} \qquad 3.2.1$$

변형률은 요소 내에서 연속적이라 가정되지만, 요소 간 경계에서는 불연속이 된다. 그리고 Taylor 전개로서 다음과 같이 가정된다. 식 3.2.1 우식의 첫 번째 항에서,

$$\frac{\partial u}{\partial r}\approx \tilde{e}=\left[\frac{\partial u}{\partial r}\right]_0+\left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2}\right]_0 r+\left[\frac{\partial^2 u}{\partial r \partial s}\right]_0 s+\left[\frac{\partial^3 u}{\partial r^3}\right]_0 \frac{r^3}{2}+\cdots \qquad 3.2.2$$

식 3.2.2는 다음과 같이 생략하여 표현할 수 있다.

$$\frac{\partial u}{\partial r}\approx \tilde{e}=\alpha_1+\alpha_2 r+\alpha_3 s+\alpha_4 r^2+\cdots=\sum_{i=1}^{n} P_i\alpha_i=\mathbf{P}\alpha \qquad 3.2.3$$

P_i는 기저 시험 함수이다. 요소 내에서 위의 가정을 사용하면,

$$\int_{\Omega}\mathbf{N}(e-\tilde{e})drds=0 \qquad 3.2.4$$

여기서, $\mathbf{N}$은 가중치 함수이다. 이는 대칭 강성 매트릭스를 구성하게 하는 $\mathbf{P}^{\mathrm{T}}(\mathrm{N_i}=\mathrm{P_i^T})$로서 정의된다. 식 3.2.1과 3.2.3을 식 3.2.4에 대입하여 재배열하면,

$$\left[\int_{\Omega}\mathbf{P}^{\mathrm{T}}\mathbf{P}drds\right]\alpha=\int_{\Omega}\mathbf{P}^{\mathrm{T}}\frac{\partial u}{\partial r}drds \qquad 3.2.5$$

$$\mathbf{A}\alpha=\mathbf{Cu} \qquad 3.2.6$$

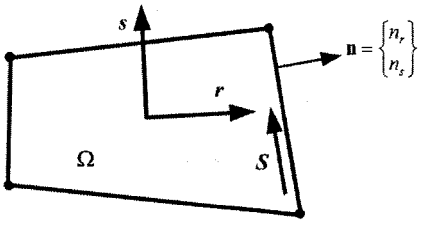
$$\mathbf{A}=\int_{\Omega}\mathbf{P}^{\mathrm{T}}\mathbf{P}drds \quad \text{그리고} \quad \mathbf{Cu}=\int_{\Omega}\mathbf{P}^{\mathrm{T}}\frac{\partial u}{\partial r}drds \qquad 3.2.7$$

식 3.2.5 좌식의 적분은 다항식으로 구성되었고, 쉽게 적분이 된다. 우측의 적분은 그린정리(Green's theorem)를 사용하여, 우식의 적분이 계산된다.

$$\int_{\Omega}\mathbf{P}^{\mathrm{T}}\frac{\partial u}{\partial r}drds=\oint_{S}u\mathbf{P}^{\mathrm{T}}n_r dS-\int_{\Omega}u\frac{\mathbf{P}^{\mathrm{T}}}{\partial r}drds \qquad 3.2.8$$

S는 요소의 경계선이고, $n_r=\cos(n,r)$ 그리고 n은 그림 3.2.2에서처럼 요소 경계 외곽으로의 법선이다. 2차 도함수의 경우에 대해서는,

$$\int_{\Omega} \frac{\partial^2 u}{\partial r \partial s} \mathbf{P}^{\mathrm{T}} dr ds \qquad 3.2.9$$
$$= \frac{1}{2}\left\{ \oint_S \left(\frac{\partial u}{\partial s} n_r + \frac{\partial u}{\partial r} n_s \right) \mathbf{P}^{\mathrm{T}} dS - \oint_S \left(\frac{\partial \mathbf{P}^{\mathrm{T}}}{\partial s} n_r + \frac{\partial \mathbf{P}^{\mathrm{T}}}{\partial r} n_s \right) u dS \right\}$$
$$+ 2\int_{\Omega} u \frac{\partial^2 \mathbf{P}^{\mathrm{T}}}{\partial r \partial s} dr ds$$



<그림 3.2.2. 경계 선 S, 영역 Ω, 경계법선 n>

식 3.2.8과 3.2.9의 선 적분은 스트링 함수를 사용하여 계산된다. 이로써 요소 간 적합성은 적분으로서 만족하게 된다. 식 3.2.8과 3.2.9의 마지막 항과 같은 면적적분은 요소 간 적합성을 고려하지 않아도 계산이 된다. 선 적분과 면적적분이 제시되었을 때, 변위는 적합 모드와 비적합 모드로 구성되었다고 말할 수 있다. 선적분과 면적적분은 충분한 정확도로 절점 변위 값의 항을 갖도록 적분되어야만 한다.

식 3.2.3에서 3.2.9는 변형률 이산 매트릭스 B를 얻기 위해 변형률 항으로서 표현된다. 그러므로 요소 변형률장은,

$$\mathbf{e} = [\mathbf{P}\mathbf{A}^{-1}\mathbf{C}\mathbf{u}] = \mathbf{B}\mathbf{u} \qquad 3.2.10$$

A, P 그리고 C는 각각의 변형률 항을 모두 포함하고 있다.

나. 선형 준적합 4절점 쉘 요소

(1) 쉘 요소의 기하형상

그림 13.에 나타낸 4절점 쉘 요소는 원점이 요소의 기하학적 중심에 있는 국부 좌표계(r,s,t)를 취한다. 요소의 기하학적 중심은 다음에 의해 계산된다.

$$\mathbf{x}_c = \frac{1}{4}\sum_{i=1}^{4} \mathbf{x}_i \qquad 3.2.11$$

국부 좌표 벡터를 결정함에 있어, 쉘 중앙점을 지나는 벡터 l_1과 l_2를 정해야 된다.

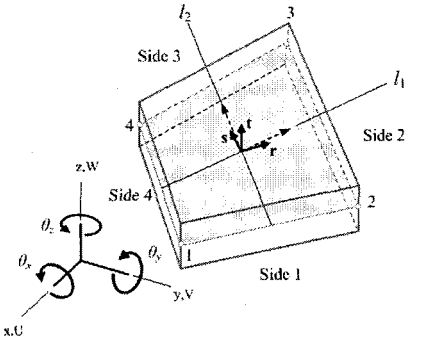
$$\mathbf{x}_{변i} = [\mathbf{x}_i + \mathbf{x}_{i+1}]/2 \qquad 3.2.12$$

$$\mathbf{l}_1 = \frac{[\mathbf{x}_{변1} - \mathbf{x}_{변3}]}{\| [\mathbf{x}_{변1} - \mathbf{x}_{변3}] \|}, \qquad \mathbf{l}_2 = \frac{[\mathbf{x}_{변2} - \mathbf{x}_{변4}]}{\| [\mathbf{x}_{변2} - \mathbf{x}_{변4}] \|} \qquad 3.2.13$$

국부 좌표 벡터 $\mathbf{V}_r, \mathbf{V}_s, \mathbf{V}_t$와 절점 i에서의 국부 좌표는 각각 다음과 같다.

$$\mathbf{V}_t = \mathbf{l}_1 \times \mathbf{l}_2 \qquad 3.2.14$$
$$\mathbf{V}_s = \frac{[(\mathbf{V}_t \times \mathbf{l}_1) + \mathbf{l}_2]}{\| (\mathbf{V}_t \times \mathbf{l}_1) + \mathbf{l}_2 \|}$$
$$\mathbf{V}_r = \mathbf{V}_s \times \mathbf{V}_t$$

$$\begin{aligned} \mathbf{r}_i &= \{ r \quad s \quad t \}_i^{\mathrm{T}} \qquad 3.2.15 \\ &= [\mathbf{V}_r \ \ \mathbf{V}_s \ \ \mathbf{V}_t]^{\mathrm{T}} [\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_c] \\ &= \mathbf{T}^{\mathrm{T}} [\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_c] \end{aligned}$$



<그림 3.2.3 4절점 쉘 요소의 중앙표면 기하학과 국부 좌표계>

국부 기저 벡터를 정의함으로써, 절점 i에서 요소 국부 좌표계에서 전체 좌표계로의 증분 변위 계수 $\overline{\mathbf{u}_i}, \varphi_i$의 변환은 다음과 같이 수행된다.

$$\begin{bmatrix} \overline{\mathbf{u}} \\ \varphi \end{bmatrix}_i = \begin{bmatrix} \overline{u_i} \\ \overline{v_i} \\ \overline{w_i} \\ \varphi_{ri} \\ \varphi_{si} \\ \varphi_{ti} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{T}^T & 0 \\ 0 & \mathbf{T}^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \overline{U_i} \\ \overline{V_i} \\ \overline{W_i} \\ \theta_\xi \\ \theta_{yi} \\ \theta_{zi} \end{bmatrix} = \mathbf{T}_g^T \begin{bmatrix} \overline{\mathbf{U}} \\ \theta \end{bmatrix}_i \qquad 3.2.16$$

변환 매트릭스 $\mathbf{T}$는 다음과 같다.

$$\mathbf{T}=\begin{bmatrix} l_r & l_s & l_t \\ m_r & m_s & m_t \\ n_r & n_s & n_t \end{bmatrix}=\begin{bmatrix}\mathbf{V}_r & \mathbf{V}_s & \mathbf{V}_t\end{bmatrix} \qquad 3.2.17$$

(2) 변형률-변위 관계

준적합 기술에서 요소 변형률장은 다항식으로서 가정되고, 스트링 함수를 사용하여 적분한다. 식 3.2.47에 나타낸 가정된 변형률을 사용하면, 요구되는 강성 매트릭스를 구할 수 있다.

준적합 요소의 시작점은 미지 변형률 변수 항에 요소 변형률장을 보간하는 것이다. 이때의 미지 변형률 변수들은 요소 국부량이다. 변형률 $\boldsymbol{\varepsilon}$는 다음과 같이 가정된다.

$$\boldsymbol{\varepsilon} \approx \mathbf{H}\boldsymbol{\alpha} \approx \mathbf{B}\begin{bmatrix}\overline{\mathbf{u}} \\ \boldsymbol{\varphi}\end{bmatrix} \qquad 3.2.18$$

여기서 $\mathbf{H}$는 선택 변형률 보간 다항 함수이고, $\boldsymbol{\alpha}$는 미지 변형률 변수이다. 그리고 $\mathbf{B}$는 변형률-변위 매트릭스이다.

여기서, $\mathbf{W}$를 시험함수라 하면,

$$\int_{\Omega}\mathbf{W}[\boldsymbol{\varepsilon}-\mathbf{H}\boldsymbol{\alpha}]d\Omega=0 \qquad 3.2.19$$

위 형식은 약 형식이 된다. 시험함수는 $\mathbf{W}=\mathbf{H}^{\mathrm{T}}$로서 취해진다. $\boldsymbol{\alpha}$는 적분을 수행하여 얻어진다.

$$\boldsymbol{\alpha}=\mathbf{A}^{-1}\mathbf{C}\begin{bmatrix}\overline{\mathbf{u}} \\ \boldsymbol{\varphi}\end{bmatrix} \qquad 3.2.20$$

여기서

$$\mathbf{A}=\int_{\Omega}[\mathbf{H}^{\mathrm{T}}\ \ \mathbf{H}]d\Omega \text{ 그리고 } \boldsymbol{C}\begin{bmatrix}\overline{\boldsymbol{u}} \\ \boldsymbol{\varphi}\end{bmatrix}=\int_{\Omega}[\boldsymbol{H}^{T}\ \ \boldsymbol{\varepsilon}]d\Omega \qquad 3.2.21$$

매트릭스 $\mathbf{A}$의 적분은 요소성분이 다항식으로 구성되어 있기 때문에 쉽게 수행된다. 식 3.2.21의 두 번째 항은 경계를 따라 적분을 하는 스트링 함수를 사용하여 적분된다.

식 3.2.20의 $\boldsymbol{\alpha}$를 식 3.2.18에 대입하면 요소 변위의 항으로 변형률을 정의할 수 있다.

$$\varepsilon = \mathrm{B}\begin{bmatrix}\bar{\mathbf{u}}\\ \varphi\end{bmatrix} = \mathrm{HA}^{-1}\mathrm{C}\begin{bmatrix}\bar{\mathbf{u}}\\ \varphi\end{bmatrix} \qquad 3.2.22$$

전체 변위 벡터의 항으로 쓰면 식 3.2.22는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\varepsilon = \mathrm{BT}_{\mathrm{g}}^{\mathrm{T}}\begin{bmatrix}\bar{\mathbf{U}}\\ \theta\end{bmatrix} = \mathrm{HA}^{-1}\mathrm{CT}_{\mathrm{g}}^{\mathrm{T}}\begin{bmatrix}\bar{\mathbf{U}}\\ \theta\end{bmatrix} \qquad 3.2.23$$

식 3.2.47에 식 3.2.23을 사용하면 요소 강성 매트릭스를 얻을 수 있다.

식 3.2.47의 선형 휨 변형률은 다음과 같이 가정된다.

$$\mathbf{e}_b = \begin{Bmatrix} \dfrac{\partial \varphi_s}{\partial r} \\ -\dfrac{\partial \varphi_r}{\partial s} \\ \dfrac{\partial \varphi_s}{\partial r} - \dfrac{\partial \varphi_r}{\partial s} \end{Bmatrix} = \mathbf{H}_b\boldsymbol{\alpha}_b = \begin{bmatrix} 1 & r & s & rs & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & r & s & rs & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & r & s & rs \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \vdots \\ \alpha_{11} \end{Bmatrix} \qquad 3.2.24$$

식 3.2.18에서 3.2.23까지 준적합 기술이 어떻게 수행되는지에 대해 간단히 살펴본 바, 매트릭스 C를 구하는 것이 가장 큰 문제이다. C_b를 먼저 살펴보자. 그린 정리와 그림 11에 나타낸 방향 여현을 사용하면, $\mathrm{C}_b\begin{Bmatrix}\bar{\mathbf{U}}\\ \varphi\end{Bmatrix} = \int_\Omega \mathbf{H}_b^{\mathrm{T}}\mathbf{e}_b drds$의 첫 번째 네 개의 적분은 다음과 같이 계산된다.

$$\begin{aligned}
\mathrm{C}_b(1,j)\begin{Bmatrix}\bar{\mathbf{u}}\\ \varphi\end{Bmatrix} &= \int_\Omega \frac{\partial \varphi_s}{\partial r} drds = \oint \varphi_s n_r dL \qquad (j = 1,2,\cdots,24) \\
&= \oint [\varphi_n n_s + \varphi_t n_r] n_r dL \\
&= \sum_{k=1}^{4}\left[n_{rk} n_{sk} \int_{LK} \varphi_n dL + n_{rk}^2 \int_{LK} \varphi_t dL \right] \\
\mathrm{C}_b(2,j)\begin{Bmatrix}\bar{\mathbf{u}}\\ \varphi\end{Bmatrix} &= \int_\Omega \frac{\partial \varphi_s}{\partial r} r drds = \oint \varphi_s r n_r dL - \int_\Omega \varphi_s drds \qquad 3.2.25 \\
&= \oint [\varphi_n n_r n_s + \varphi_t n_r^2] r dL - \int_\Omega \varphi_s drds \\
\mathrm{C}_b(3,j)\begin{Bmatrix}\bar{\mathbf{u}}\\ \varphi\end{Bmatrix} &= \int_\Omega \frac{\partial \varphi_s}{\partial r} s drds = \oint [\varphi_n n_r n_s + \varphi_t n_r^2] s dL \\
\mathrm{C}_b(4,j)\begin{Bmatrix}\bar{\mathbf{u}}\\ \varphi\end{Bmatrix} &= \int_\Omega \frac{\partial \varphi_s}{\partial r} rs drds = \oint [\varphi_n n_r n_s + \varphi_t n_r^2] rs dL - \int_\Omega \varphi_s s drds
\end{aligned}$$

여기서, k는 선 적분이 일어나는 변의 수를 나타낸다.

식 3.2.25의 n_r과 n_s는 식 3.2.26에서 정의한 것처럼 변의 법선과 할선이다. 이들은 식 3.2.17의 기저벡터 성분들과는 다르다.

$$\begin{bmatrix}\varphi_r\\ \varphi_s\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}n_r & -n_s\\ n_s & n_r\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\varphi_n\\ \varphi_t\end{bmatrix} \qquad 3.2.26$$

$\mathbf{C}_b(5,j)$부터 $\mathbf{C}_b(11,j)$는 같은 형식으로 적분된다.

선 적분은 절점에서 절점으로 각 변을 따라 진행된다. 이 적분은 Shi와 Voyiadjis에 의해 제안된 스트링 함수를 사용하여 계산된다. 스트링 함수는 변위 w와 수직회전 φ_n의 절점 값을 기본으로 다음과 같이 정의된다.

$$\begin{aligned}\varphi_n(\xi)=&-\frac{3}{2l}\lambda(1-\xi^2)\overline{w_i}+\frac{1}{4}\left[2-2\xi-3\lambda(1-\xi^2)\right]\varphi_{ni} \qquad 3.2.27\\ &+\frac{3}{2l}\lambda(1-\xi^2)\overline{w_j}+\frac{1}{4}\left[2+2\xi-3\lambda(1-\xi^2)\right]\varphi_{nj}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\overline{w}(\xi)=&\frac{1}{2}\left[1-\xi+\frac{\lambda}{2}(\xi^3-\xi)\right]\overline{w_i}+\frac{1}{4}\left[1-\xi^2+\lambda(\xi^3-\xi)\right]\frac{l}{2}\varphi_{ni} \qquad 3.2.28\\ &+\frac{1}{2}\left[1+\xi-\frac{\lambda}{2}(\xi^3-\xi)\right]\overline{w_j}+\frac{1}{4}\left[-1+\xi^2+\lambda(\xi^3-\xi)\right]\frac{l}{2}\varphi_{nj}\end{aligned}$$

여기서 l 은 절점 i에서 j까지의 거리이다. 그리고

$$\xi=\frac{1}{l}(2S-l), \qquad 0\le S\le l,\ -1\le\xi\le 1 \qquad 3.2.29$$

$$\lambda=\frac{1}{1+12(D_{b11}/D_{q11}L^2)} \qquad 3.2.30$$

$$\varphi_t(S)=\frac{1}{2}(1-\xi)\varphi_{ti}+\frac{1}{2}(1+\xi)\varphi_{tj} \qquad 3.2.31$$

D_{b11}, D_{q11} 그리고 L은 각각 휨 강성의 첫 번째 성분, 횡 전단 강성의 첫 번째 성분 그리고 변의 길이이다. S는 절점 i에서 0이고 절점 j에서 l인 변의 국부 좌표이다.

식 3.2.25에 나타낸 면적 적분은 다음과 같이 가정할 수 있다.

$$\begin{aligned}\int_\Omega\varphi_s(\overline{w_i},\varphi_{ri},\varphi_{si})drds &\cong\int_\Omega\left[-\lambda_r\frac{\partial\overline{w}}{\partial r}+(1-\lambda_r)\varphi_s(\varphi_{si})\right]drds \qquad 3.2.32\\ &=-\lambda_r\oint\overline{w}n_r ds+(1-\lambda_r)\int_\Omega\varphi_s(\varphi_{si})drds\\ \int_\Omega\varphi_s(\overline{w_i},\varphi_{ri},\varphi_{si})drds &=\lambda_s\oint\overline{w}n_s ds+(1-\lambda_s)\int_\Omega\varphi_r(\varphi_{ri})drds\end{aligned}$$

여기서 w는 식 3.2.28의 정의를 사용하면 적분이 가능하다. 이 가정은 두꺼운 쉘 요소에 적용할 수 있고, 또한 얇은 쉘의 경우에 있어 Kirchhoff의 가정을 만족한다. 나머지 면적적분은 등매개 매핑으로 적분된다.

식 (36)의 횡전단 변형률은 다음과 같이 가정된다.

$$\mathbf{e}_q = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial \overline{w}}{\partial r} + \varphi_s \\ \dfrac{\partial \overline{w}}{\partial s} + \varphi_r \end{bmatrix} = \mathbf{H}_q \alpha_q = \begin{bmatrix} 1 & \\ & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_{12} \\ \alpha_{13} \end{bmatrix} \tag{3.2.33}$$

C_q를 결정하기 위한 적분은 아래와 같다.

$$C_{s1j} \begin{bmatrix} \overline{\mathbf{u}} \\ \varphi \end{bmatrix} = \int_\Omega \left[\frac{\partial \overline{w}}{\partial r} + \varphi_s \right] dr ds \tag{3.2.34}$$
$$= \oint \overline{w} n_r dL - \lambda_r \oint \overline{w} n_r dL + (1-\lambda_r) \int_\Omega \varphi_s dr ds$$

$$C_{s2j} \begin{bmatrix} \overline{\mathbf{u}} \\ \varphi \end{bmatrix} = \int_\Omega \left[\frac{\partial \overline{w}}{\partial s} + \varphi_r \right] dr ds \tag{3.2.35}$$
$$= \oint \overline{w} n_s dL - \lambda_s \oint \overline{w} n_s dL + (1-\lambda_s) \int_\Omega \varphi_r dr ds$$

면내 변형률은 다음과 같이 가정된다.

$$\mathbf{e}_{\mathrm{m}} = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial \overline{u}}{\partial r} \\ \dfrac{\partial \overline{v}}{\partial s} \\ \dfrac{\partial \overline{u}}{\partial s} + \dfrac{\partial \overline{v}}{\partial r} \end{bmatrix} = \mathbf{H}_{\mathrm{m}} \alpha_{\mathrm{m}} = \begin{bmatrix} 1 & s & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & r & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_{14} \\ \vdots \\ \alpha_{18} \end{bmatrix} \tag{3.2.36}$$

그리고 변위에 대한 스트링 함수는 다음과 같다.

$$\overline{u} = \frac{1}{2}(1-\xi)\overline{u_i} + \frac{1}{2}(1+\xi)\overline{u_j} \tag{3.2.37}$$
$$\overline{v} = \frac{1}{2}(1-\xi)\overline{v_i} + \frac{1}{2}(1+\xi)\overline{v_j}$$

휨과 횡전단 그리고 면내 변형률을 위한 매트릭스 $\mathbf{A}$는 다항식으로 구성이 된다. 예를 들어, 식 3.2.24의 $\mathbf{H}_b$를 사용하면 매트릭스 $\mathbf{A}_b$는 아래와 같은 형식을 취한다.

$$\mathbf{A}_b = \begin{bmatrix} \mathbf{A}_{11} & & 0 \\ & \mathbf{A}_{12} & \\ 0 & & \mathbf{A}_{22} \end{bmatrix} \tag{3.2.38}$$

여기서

$$\mathbf{A}_{11}=\int_{\Omega}\begin{bmatrix}1 & r & s & rs\\ & r^2 & rs & r^2s\\ & & s^2 & rs^2\\ \text{Sym.} & & & r^2s^2\end{bmatrix}drds$$

$$\mathbf{A}_{22}=\int_{\Omega}\begin{bmatrix}1 & r & s\\ & r^2 & rs\\ \text{Sym.} & & s^2\end{bmatrix}drds \qquad 3.2.39$$

면적 적분은 성적분에 의해 아래와 같이 계산할 수 있다.

$$\int_{\Omega}r^m s^n drds=\frac{1}{m+1}\oint r^{m+1}s^n n_r dL$$

또는

$$\int_{\Omega}r^m s^n drds=\frac{1}{n+1}\oint r^m s^{n+1} n_s dL \qquad 3.2.40$$

(3) 통합 비틀림 강성을 위한 6자유도

보강된 판과 쉘을 모델링하기 위해서는, 6자유도가 필요하다. 왜냐하면 교차점에 놓인 임의점에서 강성 축적의 과정은 단순 프레임에서만 수행되어야 하기 때문이다. 그러나 이것은 쉘 중립면에서 법선에 대한 회전과 관련된 문제를 일으키기 쉽다. 초기에, 이 비틀림 자유도는 전체 좌표계에서 뚜렷이 나타나지만, 인접 요소가 정확하게 동일 평면에 위치할 때 특이한 문제를 일으킨다. 이러한 문제는 요소의 각 절점에 국부 법선 방향을 따라 가상 비틀림 스프링을 제시함으로써 극복할 수 있다. 그러나 이 기술은 변형률 자유 강체 조건 하에 요소의 거동이 제약을 받는다는 약점을 가진다. Kanok-Nukulchai는 비틀림 회전에 중립면의 평균 면내 회전을 연관시키기 위해 추가적인 구속을 더 사용하였다. 연속체 역학에서 정의된 것을 차용하면 구속 관계식은 다음과 같다.

$$E_d=\varphi_t-\frac{1}{2}\left(\frac{\partial\bar{v}}{\partial r}-\frac{\partial\bar{u}}{\partial s}\right)=0 \qquad 3.2.41$$

중립면에 수직 회전은 변형률 에너지를 취하는 것으로 가정된다. 변형률 에너지는 다음과 같다.

$$\pi_t = k_t \mathbf{A}_{33} h \int_{\Omega} \left[\varphi_t - \frac{1}{2}\left(\frac{\partial \bar{v}}{\partial r} - \frac{\partial \bar{u}}{\partial s} \right) \right]^2 dr ds \qquad 3.2.42$$

준적합 기술에 적용키 위해, 다음과 같은 드릴링 변형률이 취해진다.

$$\varepsilon_d = \varphi_t - \frac{1}{2}(\partial \bar{v}/\partial r - \partial \bar{u}/\partial s) \qquad 3.2.43$$

그리고 일정 변형률장이 가정된다. 즉, $H_d = 1$로써 다음과 같은 결과를 얻을 수 있다.

$$\begin{aligned} \mathbf{C}_{bij} \begin{bmatrix} \bar{\mathbf{u}} \\ \varphi \end{bmatrix} &= \int_{\Omega} \mathbf{H}_d^T \varepsilon_d dr ds \qquad 3.2.44 \\ &= \int_{\Omega} 1 \times \left[\hat{\varphi}_t - \frac{1}{2}\left(\frac{\partial \bar{v}}{\partial r} - \frac{\partial \bar{u}}{\partial s} \right) \right] dr ds \\ &= \int_{-1}^{1} \int_{-1}^{1} \hat{\varphi}_t(\xi,\eta) |J| d\xi d\eta - \frac{1}{2} \oint (\bar{v} n_r - \bar{u} n_s) dL \end{aligned}$$

드릴링 자유도에 대한 이 정식은 면내 정식으로 조합된 쉘 요소로 통합된다. 이 쉘 요소를 XSHELLQSI이라 부른다.

(4) 통합 비틀림 강성을 위한 정점 연결자

비틀림 강성을 통합시키기 위한 또 다른 정식은 Allman에 의해 소개된 "정점 연결자"개념을 사용한다. 현재 정식에 있어서, 정점 연결자는 스트링 함수로서 사용된다. 정점 연결자는 면내 요소의 변을 따르는 변위를 설명한다. 쉘 요소의 경우에는, 법선에 대한 면내 변형률과 드릴링은 다음과 같이 함께 보간된다.

$$\begin{aligned} \mathbf{e}_{\mathrm{m}} &= \begin{bmatrix} \dfrac{\partial \bar{u}}{\partial r} \\ \dfrac{\partial \bar{v}}{\partial s} \\ \dfrac{\partial \bar{u}}{\partial s} + \dfrac{\partial \bar{v}}{\partial r} \end{bmatrix} \qquad 3.2.45 \\ &= \mathbf{H}_{\mathrm{m}} \alpha_{\mathrm{m}} = \begin{bmatrix} 1 & r & s & s^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & r & s & r^2 & 0 \\ 0 & -s & 0 & 0 & 0 & 0 & -r & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_{17} \\ \vdots \\ \alpha_{25} \end{bmatrix} \end{aligned}$$

그리고 변위에 대한 스트링 함수는 다음과 같다.

$$\bar{u}=\frac{1}{2}(1-\xi)\bar{u_i}+\frac{1}{2}(1-\xi)\bar{u_j}+\frac{1}{8}(s_j-s_i)(1-\xi^2)(\varphi_{tj}-\varphi_{ti}) \qquad 3.2.46$$
$$\bar{v}=\frac{1}{2}(1-\xi)\bar{v_i}+\frac{1}{2}(1-\xi)\bar{v_j}+\frac{1}{8}(r_j-r_i)(1-\xi^2)(\varphi_{tj}-\varphi_{ti})$$

$\bar{u_i}$, $\bar{v_i}$, $\bar{u_j}$, $\bar{v_j}$는 각각 절점 i와 j의 면내변위이다. 그리고 s_i, r_i, s_j, r_j는 각각 절점 i와 j의 국부 절점좌표이다. ξ는 절점 i에서 $\xi=-1$이며 절점 j에서$\xi=1$ 인 요소 변의 방향에서 무차원 좌표이다.

드릴링 자유도에 대한 이 정식은 XSHELL42라는 쉘 요소로 통합된다.

(5) 요소 강성 매트릭스

변형하는 동안 일정한 두께를 가정함으로써 변형률 에너지는 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\Pi=\frac{1}{2}\sum_{\text{elem}}\left[\int_{\Omega}(\mathbf{e}_{\text{m}}^{\text{T}}\mathbf{D}_{\text{m}}\mathbf{e}_{\text{m}}+\mathbf{e}_{\text{b}}^{\text{T}}\mathbf{D}_{\text{b}}\mathbf{e}_{\text{b}}+\mathbf{e}_{\text{q}}^{\text{T}}\mathbf{D}_{\text{q}}\mathbf{e}_{\text{q}})drds\right] \qquad 3.2.47$$

여기서 $\mathbf{D}_{\text{m}}$, $\mathbf{D}_{\text{b}}$와 $\mathbf{D}_{\text{q}}$는 각각 인장, 휨 그리고 횡 전단 탄성계수 매트릭스이다.

$$\mathbf{D}_{\text{m}}=\frac{Eh}{12(1-v^2)}\begin{bmatrix}1 & v & 0\\ v & 1 & 0\\ 0 & 0 & \dfrac{1-v}{2}\end{bmatrix},\ \mathbf{D}_{\text{q}}=\frac{5}{6}\frac{Eh}{2(1+v)}\begin{bmatrix}1 & 0\\ 0 & 1\end{bmatrix}, \qquad 3.2.48$$
$$\mathbf{D}_{\text{b}}=\frac{Eh}{1-v^2}\begin{bmatrix}1 & v & 0\\ v & 1 & 0\\ 0 & 0 & \dfrac{1-v}{2}\end{bmatrix}$$

변위 항에 선형 요소 변형률을 정의함으로써, 식 3.2.47은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\Pi=\frac{1}{2}\sum_{\text{elem}}\begin{bmatrix}\bar{\mathbf{U}}\\ \theta\end{bmatrix}^{\text{T}}\mathbf{T}_{\text{g}}\int_{\Omega}(\mathbf{B}_{\text{m}}^{\text{T}}\mathbf{A}_{\text{m}}\mathbf{B}_{\text{m}}+\mathbf{B}_{\text{b}}^{\text{T}}\mathbf{D}_{\text{b}}\mathbf{B}_{\text{b}}+\mathbf{B}_{\text{q}}^{\text{T}}\mathbf{A}_{\text{q}}\mathbf{B}_{\text{q}})drds\,\mathbf{T}_{\text{g}}^{\text{T}}\begin{bmatrix}\bar{\mathbf{U}}\\ \theta\end{bmatrix} \quad 3.2.49$$

위 식은 전체 요소 강성 매트릭스 $\mathbf{K}$의 정의를 가능하게 한다. 그리고 $\mathbf{T}_{\text{g}}^{\text{T}}$는 식 3.2.17의 변환 매트릭스로 구성된 전체 변환 매트릭스이다.

$$\mathbf{K}_{\text{L}}=\mathbf{T}_{\text{g}}\int_{A}(\mathbf{B}_{\text{m}}^{\text{T}}\mathbf{A}_{\text{m}}\mathbf{B}_{\text{m}}+\mathbf{B}_{\text{b}}^{\text{T}}\mathbf{D}_{\text{b}}\mathbf{B}_{\text{b}}+\mathbf{B}_{\text{q}}^{\text{T}}\mathbf{A}_{\text{q}}\mathbf{B}_{\text{q}})drds\,\mathbf{T}_{\text{g}}^{\text{T}}$$

$$\mathbf{K}_{\mathrm{L}}=\mathbf{T}_{\mathrm{g}}\left\{\begin{array}{l}\mathbf{C}_{\mathrm{m}}^{\mathrm{T}}\mathbf{A}_{\mathrm{m}}^{-\mathrm{T}}\left[\int_{\Omega}\mathbf{H}_{\mathrm{m}}^{\mathrm{T}}\mathbf{A}\mathbf{H}_{\mathrm{m}}drds\right]\mathbf{A}_{\mathrm{m}}^{-1}\mathbf{C}_{\mathrm{m}}\\ +\mathbf{C}_{\mathrm{b}}^{\mathrm{T}}\mathbf{A}_{\mathrm{b}}^{-\mathrm{T}}\left[\int_{\Omega}\mathbf{H}_{\mathrm{b}}^{\mathrm{T}}\mathbf{A}\mathbf{H}_{\mathrm{b}}drds\right]\mathbf{A}_{\mathrm{b}}^{-1}\mathbf{C}_{\mathrm{b}}\\ +\mathbf{C}_{\mathrm{q}}^{\mathrm{T}}\mathbf{A}_{\mathrm{q}}^{-\mathrm{T}}\left[\int_{\Omega}\mathbf{H}_{\mathrm{q}}^{\mathrm{T}}\mathbf{A}\mathbf{H}_{\mathrm{q}}drds\right]\mathbf{A}_{\mathrm{q}}^{-1}\mathbf{C}_{\mathrm{q}}\end{array}\right\}\mathbf{T}_{\mathrm{g}}^{\mathrm{T}} \qquad 3.2.50$$

다. 비선형 준적합 4절점 쉘 요소

(1) 쉘 요소의 기하형상

국부 수직 좌표계(r,s,t)가 4절점 쉘 요소의 공간적인 상태를 설명하는 데 사용된다. 이때 원점은 요소의 기하학적 중심에 있게 된다. 벡터 $\mathbf{V}_r,\mathbf{V}_s,\mathbf{V}_t$를 기본으로 하는 국부 좌표는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned}\mathbf{V}_t&=\mathrm{l}_1\times\mathrm{l}_2 \qquad 3.2.51\\ \mathbf{V}_s&=\frac{\left[(\mathbf{V}_{\mathrm{t}}\times\mathrm{l}_1)+\mathrm{l}_2\right]}{\|\,(\mathbf{V}_{\mathrm{t}}\times\mathrm{l}_1)+\mathrm{l}_2\,\|}\\ \mathbf{V}_r&=\mathbf{V}_s\times\mathbf{V}_t\end{aligned}$$

l_1과 l_2는 쉘 중앙표면의 반대쪽 중앙점을 지나는 단위 벡터이다.

국부 기저 벡터를 정의함으로써, 절점 i에서 요소 국부 좌표계에서 전체 좌표계로의 증분 변위 계수 $\Delta\overline{\mathbf{u}}_i$, φ_i의 변환은 다음과 같이 수행된다.

$$\left[\begin{array}{c}\Delta\overline{\mathbf{u}}\\ \Delta\boldsymbol{\varphi}\end{array}\right]_i=\left[\begin{array}{c}\Delta\overline{u_i}\\ \Delta\overline{v_i}\\ \Delta\overline{w_i}\\ \Delta\varphi_{ri}\\ \Delta\varphi_{si}\\ \Delta\varphi_{ti}\end{array}\right]=\left[\begin{array}{cc}\mathbf{T}^{\mathrm{T}} & 0\\ 0 & \mathbf{T}^{\mathrm{T}}\end{array}\right]\left[\begin{array}{c}\Delta\overline{\mathrm{U}_i}\\ \Delta\overline{\mathrm{V}_i}\\ \Delta\overline{\mathrm{W}_i}\\ \Delta\varphi_{\mathrm{ri}}\\ \Delta\varphi_{\mathrm{si}}\\ \Delta\varphi_{\mathrm{ti}}\end{array}\right]=\mathbf{T}_{\mathrm{gi}}^{\mathrm{T}}\left[\begin{array}{c}\Delta\overline{\mathbf{U}}\\ \Delta\boldsymbol{\theta}\end{array}\right]_i \qquad 3.2.52$$

변환 매트릭스 $\mathbf{T}$는 다음과 같다.

$$\mathbf{T}=[\mathbf{V}_r,\mathbf{V}_s,\mathbf{V}_t] \qquad 3.2.53$$

(2) 순수변형 변위

초기 국부 좌표계 ${}^{o}r,{}^{o}s,{}^{o}t$에서 현재의 국부 좌표계 ${}^{t}r,{}^{t}s,{}^{t}t$로의 변환은 국부 좌표계에서 강체 회전과 일치되는 수직 회전 매트릭스 $\mathbf{R}(\hat{\varphi})$에 의해 성립될 수 있

다. $\mathbf{R}(\hat{\varphi})$는 비대류 상태에서의 위치벡터를 대류상태에서의 위치벡터로 변환하는 임의 점에서의 변환 매트릭스로서 고려될 수 있다.

$$\mathbf{T}=\mathbf{R}(\hat{\varphi})^{O}\mathbf{T} \qquad 3.2.54$$

${}^{O}\mathbf{T}$와 $\mathbf{T}$는 각각 초기와 현재 상태의 표준 변환 매트릭스이다.

절점 i에서의 순수 변위는 요소의 중심에서 발생되는 강체 거동이 제거된 나머지 변위로서 정의되고, $r=s=0$으로서 정의되는 점의 거동과 관련된 절점의 상태를 나타낸다. 순수 변형과 관련된 순수 절점 변위$(\hat{\mathbf{u}})$는 다음과 같이 표현 가능하다.

$$\hat{\mathbf{u}}=(\mathbf{x}_i-\mathbf{x}_c)-\mathbf{R}(\varphi)({}^{O}\mathbf{x}_i-{}^{O}\mathbf{x}_c) \qquad 3.2.55$$

위 식 3.2.55는 요소 중심 c와 연결된 절점 i의 위치벡터에 의한 순수 변위를 현재상태와 초기상태를 관련시켜서 나타내고 있다.

극 분해 이론에 따르면, 총 회전은 작은 횡전단 변형 $\hat{\varphi}$에 의해 발생되는 강체 회전 $\hat{\varphi}$로 분해될 수 있다. 즉

$$\mathbf{R}(\varphi)=\mathbf{R}(\hat{\varphi})\mathbf{R}(\hat{\varphi}) \qquad 3.2.56$$

$\hat{\varphi}$의 국부 성분들은 종단면의 평균 전단 변형과 동일한 것으로 간주할 수 있다. 즉

$$\hat{\varphi}=\{\varphi_r \;\; \varphi_s \;\; 0\}=\{-\bar{\varepsilon}_{st} \;\; \bar{\varepsilon}_{rt} \;\; 0\} \qquad 3.2.57$$

이 가정은 절점 회전을 일으키는 변형률의 계산 시 3절점 쉘과의 주요한 차이이다. 이때 국부 회전 φ_i이 중앙 표면에 수직인 쉘 요소 국부 축 t의 강체 회전과 일치하다는 것이 가정된다. 결국,

$$\begin{aligned}\hat{\varphi}_t&=\varphi_t \qquad 3.2.58\\ \hat{\varphi}_t&=0\end{aligned}$$

나머지 회전이 벡터량이 되기 위해 충분히 작다면$(\hat{\varphi}_t<0.02)$, 대류 절점 회전 $\hat{\varphi}_i$는 총 절점 회전에서 강체 회전$(\hat{\varphi})$을 제거함으로써 얻어질 수 있다. 그리고 다음과 같이 가정된다.

$$\hat{\varphi}_i=\varphi_i-\hat{\varphi} \qquad 3.2.59$$

순수변형 변위에 기초한 국부 동적 관계는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\Delta\hat{u} = \Delta\hat{\bar{u}} + t(\Delta\hat{\varphi}_s + 1/2\Delta\hat{\varphi}_r\Delta\hat{\varphi}_t), \qquad 3.2.60$$
$$\Delta\hat{v} = \Delta\hat{\bar{v}} + t(\Delta\hat{\varphi}_r - 1/2\Delta\hat{\varphi}_s\Delta\hat{\varphi}_t),$$
$$\Delta\hat{w} = \Delta\hat{\bar{w}}(r,s)$$

(3) 변형률-변위 관계

연속체 역학 이론에 기초를 둔 퇴화 정식에서는, 그린 변형률 텐서와 운동학적 관계식의 2차 항에 의해 기하학적 비선형성이 발생한다. 중앙 표면에서의 증분 면내 변형률 $\Delta\hat{\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}}_{\mathrm{m}} = \left\{\Delta\hat{\bar{\varepsilon}}_{\mathrm{r}} \;\; \Delta\hat{\bar{\varepsilon}}_{\mathrm{s}} \;\; \Delta\hat{\bar{\varepsilon}}_{\mathrm{rs}}\right\}^{\mathrm{T}}$, 휨 변형률 $\Delta\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\mathrm{b}} = \left\{\Delta\lambda_{\mathrm{r}} \;\; \Delta\lambda_{\mathrm{s}} \;\; \Delta\lambda_{\mathrm{rs}}\right\}^{\mathrm{T}}$, 횡전단 변형률 $\Delta\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\mathrm{q}} = \left\{\Delta\hat{\varepsilon}_{\mathrm{rt}} \;\; \Delta\hat{\varepsilon}_{\mathrm{st}}\right\}^{\mathrm{T}}$은 다음과 같다.

$$\Delta\hat{\bar{\varepsilon}}_{\mathrm{r}} = \frac{\partial\Delta\hat{\bar{u}}}{\partial r} + \frac{1}{2}\left[\left(\frac{\partial\Delta\hat{\bar{u}}}{\partial r}\right)^2 + \left(\frac{\partial\Delta\hat{\bar{v}}}{\partial r}\right)^2 + \left(\frac{\partial\Delta\hat{\bar{w}}}{\partial r}\right)^2\right]$$

$$\Delta\hat{\bar{\varepsilon}}_{\mathrm{s}} = \frac{\partial\Delta\hat{\bar{v}}}{\partial s} + \frac{1}{2}\left[\left(\frac{\partial\Delta\hat{\bar{u}}}{\partial s}\right)^2 + \left(\frac{\partial\Delta\hat{\bar{v}}}{\partial s}\right)^2 + \left(\frac{\partial\Delta\hat{\bar{w}}}{\partial s}\right)^2\right]$$

$$\Delta\hat{\bar{\varepsilon}}_{rs} = \frac{\partial\Delta\hat{\bar{u}}}{\partial s} + \frac{\partial\Delta\hat{\bar{v}}}{\partial r} + \frac{\partial\Delta\hat{\bar{u}}}{\partial r}\frac{\partial\Delta\hat{\bar{u}}}{\partial s} + \frac{\partial\Delta\hat{\bar{v}}}{\partial r}\frac{\partial\Delta\hat{\bar{v}}}{\partial s} + \frac{\partial\Delta\hat{\bar{w}}}{\partial r}\frac{\partial\Delta\hat{\bar{w}}}{\partial s}$$

$$\Delta\hat{\boldsymbol{\kappa}}_r = \frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_s}{\partial r} + \frac{\partial\Delta\hat{\bar{u}}}{\partial r}\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_s}{\partial r} - \frac{\partial\Delta\hat{\bar{v}}}{\partial r}\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_r}{\partial r} + \frac{1}{2}\left[\Delta\hat{\varphi}_r\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_t}{\partial r} + \Delta\hat{\varphi}_t\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_r}{\partial r}\right]$$

$$\Delta\hat{\boldsymbol{\kappa}}_s = -\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_r}{\partial s} + \frac{\partial\Delta\hat{\bar{u}}}{\partial s}\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_s}{\partial s} - \frac{\partial\Delta\hat{\bar{v}}}{\partial s}\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_r}{\partial s} + \frac{1}{2}\left[\Delta\hat{\varphi}_r\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_t}{\partial s} + \Delta\hat{\varphi}_t\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_s}{\partial s}\right]$$

$$\Delta\hat{\boldsymbol{\kappa}}_{rs} = \frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_s}{\partial s} - \frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_r}{\partial r} + \frac{\partial\Delta\hat{\bar{u}}}{\partial r}\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_s}{\partial s} + \frac{\partial\Delta\hat{\bar{u}}}{\partial s}\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_s}{\partial r} - \frac{\partial\Delta\hat{\bar{v}}}{\partial s}\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_r}{\partial r} - \frac{\partial\Delta\hat{\bar{v}}}{\partial r}\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_r}{\partial s}$$
$$+ \frac{1}{2}\left[\Delta\hat{\varphi}_r\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_t}{\partial s} + \Delta\hat{\varphi}_s\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_t}{\partial r} + \Delta\hat{\varphi}_t\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_r}{\partial s} + \Delta\hat{\varphi}_t\frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_s}{\partial r}\right]$$

$$\Delta\hat{\varepsilon}_{rt} = \frac{\partial\Delta\hat{\bar{w}}}{\partial r} + \Delta\hat{\varphi}_s + \frac{\partial\Delta\hat{\bar{u}}}{\partial r}\Delta\hat{\varphi}_s - \frac{\partial\Delta\hat{\bar{v}}}{\partial r}\Delta\hat{\varphi}_r + \frac{1}{2}\Delta\hat{\varphi}_r\Delta\hat{\varphi}_t$$

$$\Delta\hat{\varepsilon}_{st} = \frac{\partial\Delta\hat{\bar{w}}}{\partial s} - \Delta\hat{\varphi}_r + \frac{\partial\Delta\hat{\bar{u}}}{\partial s}\Delta\hat{\varphi}_s - \frac{\partial\Delta\hat{\bar{v}}}{\partial s}\Delta\hat{\varphi}_r + \frac{1}{2}\Delta\hat{\varphi}_s\Delta\hat{\varphi}_t \qquad 3.2.61$$

비선형 동적 관계에서의 2차 항에 의한 회전 가 떨어질 때, 기하 강성은 불완전해질 것이고, 좌굴 거동은 제외된다. 위의 표현은 Novozhilov의 비선형 이론과 일치한다. 이 이론에서는 곡률 항이 회전 변수의 2차 항이라고 언급하고 있다. 게다가, 횡전단 변형률의 비선형 항도 역시 설명되고 있다.

(4) 거동 정식

쉘 요소의 정식에서, 갱신된 Lagrange 함수가 적용된다. 거동의 선형 방정식은 아래 식 3.2.62에 주어진다.

$$\int_{{}^{t}V} {}^{t}C_{ijrs}\Delta e_{rs}\delta\Delta e_{ij}d^{t}V + \int_{{}^{t}V} {}^{t}\tau_{ij}\delta\Delta\Theta_{ij}d^{t}V \qquad 3.2.62$$
$$= {}^{t+\Delta t}R - \int_{{}^{t}V} {}^{t}\tau_{ij}\delta\Delta e_{ij}d^{t}V$$

C_{ijrs}는 구성 텐서의 성분이고, ${}^{t}\tau_{ij}$는 Cauchy 응력 텐6서의 성분이며, ${}^{t+\Delta t}R$는 외적 가상일을 나타낸다. 그리고 Δe_{ij}와 $\Delta\Theta_{ij}$는 각각 그린(Green) 변형률 텐서의 증분 선형부분과 증분 비선형 부분을 나타낸다.

변형 동안 두께가 일정하다고 가정하면, 쉘 요소에 대한 식 3.2.62는 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\sum_{\text{elem}}\int_{\Omega}\left(\delta\Delta\hat{\mathbf{e}}_{m}^{\mathrm{T}}\mathbf{D}_{m}\Delta\hat{\mathbf{e}}_{m} + \delta\Delta\hat{\mathbf{e}}_{m}^{\mathrm{T}}\mathbf{D}_{mb}\Delta\hat{\mathbf{e}}_{b}\right. \qquad 3.2.63$$
$$\left. + \delta\Delta\hat{\mathbf{e}}_{b}^{\mathrm{T}}\mathbf{D}_{mb}\Delta\hat{\mathbf{e}}_{m} + \delta\Delta\hat{\mathbf{e}}_{b}^{\mathrm{T}}\mathbf{D}_{b}\Delta\hat{\mathbf{e}}_{b} + \delta\Delta\hat{\mathbf{e}}_{q}^{\mathrm{T}}\mathbf{D}_{q}\Delta\hat{\mathbf{e}}_{q}\right)drds$$

$\mathbf{D}_{m}$,$\mathbf{D}_{b}$,$\mathbf{D}_{q}$ 그리고 $\mathbf{D}_{mb}$는 휨, 인장, 횡전단 그리고 커플 면내-휨 탄성계수 매트릭스이다. **M**, **N** 그리고 **Q**는 커플 응력, 면내 응력 그리고 횡전단 벡터이다.

(5) 응력과 구성 관계식

쉘 요소는 두께를 따라 응력을 적분하여 얻어지는 면내력 **N**, 모멘트 **M**, 횡전단력 **Q**에 의한 거동을 나타낸다. 전체 종단면이 등방성의 탄성을 띈다면, 탄성계수 매트릭스는 다음의 형태를 취한다.

$$\begin{Bmatrix}\triangle \mathbf{N}\\ \triangle \mathbf{M}\\ \triangle Q\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}\mathbf{D}_m & 0 & 0\\ 0 & \mathbf{D}_b & 0\\ 0 & 0 & \mathbf{D}_q\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\triangle \hat{\mathbf{e}}_m\\ \triangle \hat{\mathbf{e}}_b\\ \triangle \hat{\mathbf{e}}_s\end{Bmatrix} \qquad 3.2.64$$

$\mathbf{D}_m$,$\mathbf{D}_b$ 그리고 $\mathbf{D}_q$는 각각 휨, 인장 그리고 횡 전단 탄성 계수 매트릭스이다.

$$\mathbf{D}_m=\frac{Eh}{1-\nu^2}\begin{bmatrix}1 & \nu & 0\\ \nu & 1 & 0\\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2}\end{bmatrix},\ \mathbf{D}_q=\frac{5Eh}{12(1+\nu)}\begin{bmatrix}1 & 0\\ 0 & 1\end{bmatrix}, \qquad 3.2.65$$

$$\mathbf{D}_b=\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}\begin{bmatrix}1 & \nu & 0\\ \nu & 1 & 0\\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2}\end{bmatrix}$$

h는 요소 두께를 의미한다.

$$\mathbf{M}=\left[M_r\ \ M_s\ \ M_{rs}\right]^{\mathrm{T}},\ \mathbf{N}=\left[N_r\ \ N_s\ \ N_{rs}\right]^{\mathrm{T}},\ \mathbf{Q}=\left[Q_r\ \ Q_s\right]^{\mathrm{T}} \qquad 3.2.66$$

콘크리트 재료에 대한 증분 구성 법칙은 다음과 같다.

$$\begin{Bmatrix}\triangle \sigma_r\\ \triangle \sigma_s\\ \triangle \sigma_{rs}\end{Bmatrix}=\frac{E_c}{1-\nu^2}\begin{bmatrix}1 & \nu & 0\\ \nu & 1 & 0\\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2}\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\triangle \hat{e}_r\\ \triangle \hat{e}_s\\ \triangle \hat{e}_{rs}\end{Bmatrix}=\mathbf{C}\triangle \hat{\mathbf{e}}_{mb} \qquad 3.2.67$$

순수 변위의 방법에서 면내-휨 변형률 $\triangle \hat{\mathbf{e}}_{mb}$는 현재 상태의 순수 변위 변형률과 나중 상태의 순수 변위 변형률의 차이로부터 취해진다. 순수 변위의 증분은 Cauchy 응력 증분으로 바로 변환된다.

증분하는 합응력 값($\triangle \mathbf{N}$,$\triangle \mathbf{M}$)과 변형률($\triangle \hat{\mathbf{e}}_m$,$\triangle \hat{\mathbf{e}}_b$)은 면내-휨 매트릭스 $\mathbf{D}$에서 탄소성 강결과 관련된다.

$$\begin{Bmatrix}\triangle \mathbf{N}\\ \triangle \mathbf{M}\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}\int_{-2/h}^{-2/h}\mathbf{C}dt & \int_{-2/h}^{-2/h}\mathbf{t}\mathbf{C}dt\\ \int_{-2/h}^{-2/h}t\mathbf{C}dt & \int_{-2/h}^{-2/h}t^2\mathbf{C}dt\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\triangle \hat{\mathbf{e}}_m\\ \triangle \hat{\mathbf{e}}_b\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}\mathbf{D}_m & \mathbf{D}_{mb}\\ \mathbf{D}_{mb} & \mathbf{D}_b\end{bmatrix}=\mathbf{D}\begin{Bmatrix}\triangle \hat{\mathbf{e}}_m\\ \triangle \hat{\mathbf{e}}_b\end{Bmatrix} \qquad 3.2.68$$

비선형 재료 거동을 접목시키기 위하여, 식 3.2.68의 적분은 수치적으로 수행되어야만 한다.

제시된 요소에서 응력장을 결정하려면, 응력점이 먼저 선택되어야 한다. 응력점은 소성이 발생되는 지점이다. 수치 적분되는 요소에 대해서, 가장 정확한 응력점은

가우스 점이다. 현재의 정식에서, 요소는 명백히 적분되고 가우스 점은 없다. 요소 내 임의점에서 취한 응력은 같은 정확도를 갖는다. 그러므로 응력점으로 절점을 취하는 게 가장 편리한 방법이다. 콘크리트 재료의 강체 함수는 다음과 같다.

$$\mathbf{D}=\sum_{i=1}^{4}H_i\mathbf{D}_i \qquad 3.2.69$$

내력 벡터와 기하 강성을 형성하기 위해, 콘크리트 재료의 응력장은 다음과 같이 정의된다.

$$\begin{Bmatrix}\triangle\mathbf{N}\\ \triangle\mathbf{M}\end{Bmatrix}=\sum_{i=1}^{n}H_i\begin{Bmatrix}\triangle\mathbf{N}\\ \triangle\mathbf{M}\end{Bmatrix}_i \qquad 3.2.70$$

(6) 요소 접선 강성 매트릭스의 정식

비선형을 고려하기 위해, 요소 접선 강성은 선형 강성 매트릭스와 기하 강성 매트릭스로 구성되어야 한다. 현재의 요소에 대해 이 두 매트릭스를 결정함에 있어 준적합 기법, 즉 QCT가 사용된다. 준적합 요소의 시작은 요소 변형률 장을 정해지지 않은 변형률 변수의 항에 보간하는 것이다. 변형률$\triangle\mathbf{e}$ 는 대략 다음과 같다.

$$\triangle\hat{\mathbf{e}}\approx\mathbf{P}\triangle\alpha\approx\mathbf{B}\begin{Bmatrix}\triangle\hat{\mathbf{u}}\\ \triangle\hat{\varphi}\end{Bmatrix} \qquad 3.2.71$$

여기서 $\mathbf{P}$는 변형률 보간법으로 다항식으로서 선택된다. $\triangle\alpha$는 미지의 변형률 변수이고, $\mathbf{B}$는 변형률-변위 매트릭스이다. $\mathbf{W}$를 시험함수라 하면

$$\int_{\Omega}\mathbf{W}(\triangle\hat{\mathbf{e}}-\mathbf{P}\triangle\mathbf{a})\mathrm{d}\Omega=0 \qquad 3.2.72$$

위 형식은 약 형식이 된다. 시험함수는 $\mathbf{W}=\mathbf{P}^{\mathrm{T}}$로서 취해진다. $\triangle\alpha$는 적분을 수행하여 얻어진다.

$$\triangle\alpha=\mathbf{A}^{-1}\mathbf{G}\begin{Bmatrix}\triangle\hat{\mathbf{u}}\\ \triangle\hat{\varphi}\end{Bmatrix} \qquad 3.2.73$$

여기서

$$\mathbf{A}=\int_{\Omega}(\mathbf{P}^{\mathrm{T}}\mathbf{P})d\Omega \text{ 그리고} \qquad \mathbf{G}\begin{Bmatrix}\triangle\hat{\mathbf{u}}\\ \triangle\hat{\varphi}\end{Bmatrix}=\int_{\Omega}(\mathbf{P}^{\mathrm{T}}\triangle\hat{\mathbf{e}})d\Omega \qquad 3.2.74$$

식 3.2.73의 α를 식 3.2.71에 대입하면 요소 변위의 항으로 변형률을 정의할 수

있다.

$$\triangle\hat{\mathrm{e}}=\mathrm{B}\begin{Bmatrix}\triangle\hat{\overline{\mathrm{u}}}\\ \triangle\hat{\varphi}\end{Bmatrix}=\mathrm{PA}^{-1}\mathrm{G}\begin{Bmatrix}\triangle\hat{\overline{\mathrm{U}}}\\ \triangle\hat{\varphi}\end{Bmatrix} \qquad 3.2.75$$

전체 변위 벡터의 항으로 쓰면 식 3.2.75는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\triangle\hat{\mathrm{e}}=\mathrm{BT}_{\mathrm{g}}^{\mathrm{T}}\begin{Bmatrix}\triangle\hat{\overline{\mathrm{U}}}\\ \triangle\theta\end{Bmatrix}=\angle rA\angle GT \qquad 3.2.76$$

$\mathrm{T_g}$는 $\mathrm{T_{gi}}$로 구성된 대각선 매트릭스이고, $\triangle\hat{\overline{\mathrm{U}}}$와 $\triangle\theta$는 전체 변위 벡터이다. 식 3.2.63에 식 3.2.76을 사용하면 요소 접선 강성 매트릭스를 얻을 수 있다.

(가) 선형 변형률에 의한 강성 매트릭스

강성 매트릭스는 다음의 표현으로부터 얻어진다.

$$\int_{\Omega}\left(\delta\triangle\hat{\mathrm{e}}_{\mathrm{m}}^{\mathrm{T}}\mathrm{D}_{\mathrm{m}}\triangle\hat{\mathrm{e}}_{\mathrm{m}}+\delta\triangle\hat{\mathrm{e}}_{\mathrm{m}}^{\mathrm{T}}\mathrm{D}_{\mathrm{mb}}\triangle\hat{\mathrm{e}}_{\mathrm{b}}+\delta\triangle\hat{\mathrm{e}}_{\mathrm{b}}^{\mathrm{T}}\mathrm{D}_{\mathrm{mb}}\triangle\hat{\mathrm{e}}_{\mathrm{m}}\right. \qquad 3.2.77$$
$$\left.+\delta\triangle\hat{\mathrm{e}}_{\mathrm{b}}^{\mathrm{T}}\mathrm{D}_{\mathrm{b}}\triangle\hat{\mathrm{e}}_{\mathrm{b}}+\delta\triangle\hat{\mathrm{e}}_{\mathrm{q}}^{\mathrm{T}}\mathrm{D}_{\mathrm{q}}\triangle\hat{\mathrm{e}}_{\mathrm{q}}\right)drds$$

4절점 쉘에 대해서, 휨 변형률은 11개의 변형률 변수가 요구된다.

$$\hat{\mathrm{e}}_{m}=\begin{Bmatrix}\dfrac{\partial\hat{\varphi}_s}{\partial r}\\ -\dfrac{\partial\hat{\varphi}_r}{\partial s}\\ \dfrac{\partial\hat{\varphi}_s}{\partial s}-\dfrac{\partial\hat{\varphi}_r}{\partial r}\end{Bmatrix}=\mathrm{P}_b\alpha_b=\begin{bmatrix}1 & r & s & rs & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & r & s & rs & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & r & s\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\alpha_1\\ \vdots\\ \alpha_{11}\end{Bmatrix} \qquad 3.2.78$$

매트릭스 C_b의 성분을 결정할 때, 첫 번째 3개 행인 $\mathrm{C_b}(1,\mathrm{j})$에서 $\mathrm{C}_b(3,j)$는 삼각형 쉘로서 같고, 4번째 행은 다음과 같이 풀이된다.

$$\mathrm{C}_b(4,j)\begin{Bmatrix}\hat{\overline{\mathrm{u}}}\\ \hat{\varphi}\end{Bmatrix}=\int_A\frac{\partial\hat{\varphi}_s}{\partial r}rsdrds \qquad (j=1,2,....,24) \qquad 3.2.79$$
$$=\oint\left[\hat{\varphi}_n n_r n_s+\hat{\varphi}_t n_r^2\right]rsdL-\int_A\hat{\varphi}_s sdrds$$

면내 변형률은 대략적으로 다음과 같다.

$$\hat{\mathbf{e}}_m=\begin{Bmatrix} \dfrac{\partial \hat{\bar{u}}}{\partial r} \\ \dfrac{\partial \hat{\bar{\nu}}}{\partial s} \\ \dfrac{\partial \hat{\bar{u}}}{\partial s}+\dfrac{\partial \hat{\bar{\nu}}}{\partial r} \end{Bmatrix}=\mathbf{P}_m\boldsymbol{\alpha}_m=\begin{bmatrix} 1 & s & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & r & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \alpha_{14} \\ \vdots \\ \alpha_{18} \end{Bmatrix} \qquad 3.2.80$$

그리고 변위에 대해 사용된 스트링 함수는 다음과 같다.

$$\hat{\bar{u}}=\frac{1}{2}(1-\xi)\hat{\bar{u}}_i+\frac{1}{2}(1+\xi)\hat{\bar{u}}_j \qquad 3.2.81$$
$$\hat{\bar{\nu}}=\frac{1}{2}(1-\xi)\hat{\bar{\nu}}_i+\frac{1}{2}(1+\xi)\hat{\bar{\nu}}_j$$

보강된 판과 쉘을 모델링하기 위해서는, 6자유도가 필요하다. 왜냐하면 격점에 위치한 임의의 절점에서의 강성 누적 과정이 단순 프레임 상에서 수행되어야만 하기 때문이다. 그러나 이것은 쉘 중앙표면의 법선에 대한 회전과 관련된 문제를 일으킨다고 잘 알려져 있다. 초기에, 이 비틀림 자유도는 전체 좌표계에서 구체화된다. 그러나 이는 인접요소가 정확히 동일평면 상에 있을 때 특이한 문제점을 일으킨다. 그 문제는 요소의 각 절점에서 국부 법선 방향을 따라 가상 비틀림 스프링을 가정함으로써 해결된다. 그러나 이 방법은 강체 변형률 하에 있는 요소의 거동에 장래를 초래하는 단점이 있다. Kanok-Nukulchai는 표면 중앙의 평균 면내 회전에 비틀림 회전(φ_t)을 연결시키는 구속조건을 추가하였다. 연속체 역학 정의를 사용함으로서 구속 방정식은 다음과 같이 표현한다.

$$E_d=\hat{\varphi}_t-\frac{1}{2}\left(\frac{\partial \hat{\bar{\nu}}}{\partial r}-\frac{\partial \hat{\bar{u}}}{\partial s}\right)=0 \qquad 3.2.82$$

중앙 표면 법선의 회전은 다음과 같은 변형률 에너지가 가정된다.

$$\Pi_t=k_tA_{33}h\int_A\left[\varphi_t-\frac{1}{2}\left(\frac{\partial \hat{\bar{\nu}}}{\partial r}-\frac{\partial \hat{\bar{u}}}{\partial s}\right)\right]^2 drds \qquad 3.2.83$$

준적합 기술에 적용함에 있어, 드릴링 변형률은 $\hat{\varepsilon}_d=\varphi_t-\frac{1}{2}\left(\frac{\partial \hat{\bar{\nu}}}{\partial r}-\frac{\partial \hat{\bar{u}}}{\partial s}\right)$이며, 일정 변형률장은 $P_d=1$으로 가정된다. 이로부터 다음을 알 수 있다.

$$\mathbf{C}_{dlj}\begin{Bmatrix}\hat{\bar{\mathbf{u}}}\\ \hat{\varphi}\end{Bmatrix}=\int_A P_d^T\hat{\varepsilon}_d drds \qquad 3.2.84$$

$$=\int_A 1\times\left[\hat{\varphi}_t-\frac{1}{2}\left(\frac{\partial\hat{\bar{\nu}}}{\partial r}-\frac{\partial\hat{\bar{u}}}{\partial s}\right)\right]drds$$

$$=\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1}\hat{\varphi}_t(\xi,\eta)|J|d\xi d\eta-\frac{1}{2}\oint\left(\hat{\bar{\nu}}n_r-\hat{\bar{u}}n_s\right)dL$$

식 3.2.63의 첫 번째 항의 표현을 취하고, 식 3.2.83을 이용하면 선형 변형률에 의한 강성 매트릭스를 얻을 수 있다.

$$\mathbf{K}_L=\mathbf{T}_g\int_A\begin{pmatrix}\mathbf{B}_m^T\mathbf{D}_m\mathbf{B}_m+\mathbf{B}_m^T\mathbf{D}_{mb}\mathbf{B}_b+\mathbf{B}_b^T\mathbf{D}_{mb}\mathbf{B}_m+\mathbf{B}_b^T\mathbf{D}_b\mathbf{B}_b+\\ \mathbf{B}_q^T\mathbf{D}_q\mathbf{B}_q+\mathbf{B}_d^T\mathbf{D}_{m33}h\mathbf{B}_d\end{pmatrix}drds\mathbf{T}_g^T$$

$$\mathbf{K}_L=\mathbf{T}_g\Big\{\mathbf{C}_m^T\mathbf{A}_m^{-T}\Big[\int_A\mathbf{P}_m^T\mathbf{D}_m\mathbf{P}_m drds\Big]\mathbf{A}_m^{-1}\mathbf{C}_m+\mathbf{C}_m^T\mathbf{A}_m^{-T}\Big[\int_A\mathbf{P}_m^T\mathbf{D}_{mb}\mathbf{P}_b drds\Big]\mathbf{A}_b^{-1}\mathbf{C}_b$$

$$+\mathbf{C}_b^T\mathbf{A}_b^{-T}\Big[\int_A\mathbf{P}_b^T\mathbf{D}_{mb}\mathbf{P}_m drds\Big]\mathbf{A}_m^{-1}\mathbf{C}_m+\mathbf{C}_b^T\mathbf{A}_b^{-T}\Big[\int_A\mathbf{P}_b^T\mathbf{D}_b\mathbf{P}_b drds\Big]\mathbf{A}_b^{-1}\mathbf{C}_b$$

$$+\mathbf{C}_q^{\mathrm{T}}\mathbf{A}_q^{-\mathrm{T}}\Big[\int_A\mathbf{P}_q^{\mathrm{T}}\mathbf{D}_q\mathbf{P}_q drds\Big]\mathbf{A}_q^{-1}\mathbf{C}_q\Big\}\mathbf{T}_g^{\mathrm{T}}$$

$$+k_i D_{m33}h\mathbf{T}_g\Big\{\mathbf{C}_d^{\mathrm{T}}\mathbf{A}_d\Big[\int_A\mathbf{P}_d\mathbf{P}_d drds\Big]\mathbf{A}_d^{-1}\mathbf{C}_d\Big\}\mathbf{T}_g^{\mathrm{T}} \qquad 3.2.85$$

선 적분은 각 변을 따라 진행된다. Shi와 Voyiadjis에 의해 소개된 스트링함수를 사용하면 바로 계산이 가능하다. 변위 w와 법선 회전 $\hat{\varphi}_n$의 절점값에 바탕을 둔 스트링 함수는 다음과 같다.

$$\hat{\varphi}_n(\xi)=-\frac{3}{2l}\lambda(1-\xi^2)\hat{w}_i+\frac{1}{4}\left[2-2\xi-3\lambda(1-\xi^2)\right]\hat{\varphi}_{ni} \qquad 3.2.86$$

$$+\frac{3}{2l}\lambda(1-\xi^2)\hat{w}_j+\frac{1}{4}\left[2+2\xi-3\lambda(1-\xi^2)\right]\hat{\varphi}_{nj}$$

$$\hat{\bar{w}}(\xi)=\frac{1}{2}\left[1-\xi+\frac{\lambda}{2}(\xi^3-\xi)\right]\hat{w}_i+\frac{1}{4}\left[1-\xi^2+\lambda(\xi^3-\xi)\right]\frac{l}{2}\hat{\varphi}_{ni} \qquad 3.2.87$$

$$+\frac{1}{2}\left[1+\xi-\frac{\lambda}{2}(\xi^3-\xi)\right]\hat{w}_j+\frac{1}{4}\left[-1+\xi^2+\lambda(\xi^3-\xi)\right]\hat{\varphi}_{nj}$$

여기서 l은 절점 i와 j사이의 거리이다. 그리고,

$$\xi=\frac{1}{l}(2S-l)\ (\text{이때 } 0\le S\le 1,\ -1\le\xi\le 1) \qquad 3.2.88$$

$$\lambda = \frac{1}{1+12\dfrac{D_{b11}}{D_{q11}L^2}} \qquad 3.2.89$$

$$\hat{\varphi_t}(\xi) = \frac{1}{2}(1-\xi)\hat{\varphi_{ti}} + \frac{1}{2}(1+\xi)\hat{\varphi_{tj}} \qquad 3.2.90$$

D_{b11}, D_{q11}그리고 L은 각각 휨 강결의 첫 번째 성분, 횡 전단 강결의 첫 번째 성분 그리고 변의 길이를 나타낸다. S는 변의 국부 좌표이고, 이는 절점 i에서는 0, 절점 j에서는 l이다.

(나) 기하 강성 매트릭스

Shi와 Voyiadjis는 3절점과 4절점 쉘 요소에 대한 준적합 기술의 기하 비선형 정식을 제시했다. 그들의 연구에서는 접선 강성을 취함에 있어 von Karman 가정을 사용했다. 현재의 정식은 그린(Green) 변형률 텐서의 완전한 표현을 사용한다. 면내 응력에 덧붙여, 휨과 횡 전단 응력이 기하 강성 정식에 포함된다. 이 정식은 쉘 구조물의 좌굴 해석에 더 적당한 정식을 제시한다.

준적합 기술의 또 다른 기하 비선형 정식은 Guan과 Tang에 의하여 9절점 요소에 대한 것으로 제시되었다. 기하 강성 매트릭스는 모든 비선형 변형률 항을 사용하고, 수치적분이 요구된다. Guan과 Tang의 연구는 재료 비선형을 포함하지는 않았다. 하지만 순수 기하 비선형 해석에서는 계산 상 더 효과적이라는 장점을 가지고 있다.

기하 강성 매트릭스는 식 3.2.90의 두 번째 항으로부터 취해진다.

$$\int_{\Omega} (\mathrm{N}\delta\triangle\Theta_m + \mathrm{M}\delta\triangle\Theta_b + \mathrm{Q}\delta\triangle\Theta_q) drds \qquad 3.2.91$$

식 3.2.91은 매트릭스 형태로 쓸 수 있고, 준적합 기술이 적용된다. η로서 변형률 벡터가 정의되고, $\mathbf{F}_g$로서 힘 매트릭스가 표현된다. 식 3.2.91의 매트릭스 적분 형식은 다음과 같다.

$$\int_{\Omega} (\mathrm{N}\delta\triangle\Theta_m + \mathrm{M}\delta\triangle\Theta_m + \mathrm{Q}\delta\triangle\Theta_m) drds = \int_{\Omega} (\delta\triangle\eta\mathbf{F}_g\triangle\eta) drds \qquad 3.2.92$$

변형률 벡터 $\triangle\eta$와 힘 매트릭스 $\mathbf{F}_g$는 다음과 같다.

$$\Delta\eta = \begin{bmatrix} \frac{\partial\Delta\hat{\bar{u}}}{\partial r} & \frac{\partial\Delta\hat{\bar{u}}}{\partial s} & \frac{\partial\Delta\hat{\bar{v}}}{\partial r} & \frac{\partial\Delta\hat{\bar{v}}}{\partial s} & \frac{\partial\Delta\hat{\bar{w}}}{\partial r} & \frac{\partial\Delta\hat{\bar{w}}}{\partial s} & \frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_r}{\partial r} & \frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_r}{\partial s} & \frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_s}{\partial r} \\ \frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_s}{\partial s} & \frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_t}{\partial r} & \frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_t}{\partial s} & \Delta\hat{\varphi}_r\Delta\hat{\varphi}_s\Delta\hat{\varphi}_t & & & & & \end{bmatrix} \quad 3.2.93$$

$$\mathbf{F}_g = \begin{bmatrix}
N_r & N_{rs} & & & & & & & M_r & M_{rs} & & & Q_r & \\
N_{rs} & N_s & & & & & & & M_{rs} & M_s & & & Q_s & \\
 & & N_r & N_{rs} & & & M_r & M_{rs} & & & & -Q_r & & \\
 & & N_{rs} & N_s & & & M_{rs} & M_s & & & & -Q_s & & \\
 & & & & N_r & N_{rs} & & & & & & & & \\
 & & & & N_{rs} & N_s & & & & & & & & \\
 & & M_r & M_{rs} & & & & & & & & & & \frac{M_r}{2} \\
 & & M_{rs} & M_s & & & & & & & & & & \frac{M_{rs}}{2} \\
M_r & M_{rs} & & & & & & & & & & & & \frac{M_{rs}}{2} \\
M_{rs} & M_s & & & & & & & & & & & & \frac{M_s}{2} \\
 & & & & & & & & & & \frac{M_r}{2} & \frac{M_{rs}}{2} & & \\
 & & & & & & & & & & \frac{M_{rs}}{2} & \frac{M_s}{2} & & \\
 & & -Q_r & -Q_s & & & & & \frac{M_r}{2} & \frac{M_{rs}}{2} & & & & \frac{Q_r}{2} \\
Q_r & Q_s & & & & & & & \frac{M_{rs}}{2} & \frac{M_s}{2} & & & & \frac{Q_s}{2} \\
 & & & & \frac{M_r}{2} & \frac{M_{rs}}{2} & \frac{M_{rs}}{2} & \frac{M_s}{2} & & & \frac{Q_r}{2} & \frac{Q_s}{2} & &
\end{bmatrix} \quad 3.2.94$$

일정 변형률장은 비선형 변형률에 대해서 가정된다.

$$\eta = \mathbf{P}_g\alpha_g = \begin{bmatrix} 1 & & & \\ \cdots & & & \\ & \cdots & & \\ & & \cdots & \\ & & & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_{g1} \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ \alpha_{g15} \end{Bmatrix} \quad 3.2.95$$

선형 변형률의 유도와 유사하게, 변형률 벡터는 다음과 같다.

$$\eta = \mathbf{B}_g\mathbf{T}_g^T \begin{Bmatrix} \Delta\hat{\bar{\mathbf{U}}} \\ \Delta\hat{\theta} \end{Bmatrix} = \mathbf{P}_g\mathbf{A}_g^{-1}\mathbf{C}_g\mathbf{T}_g^T \begin{Bmatrix} \Delta\hat{\bar{\mathbf{U}}} \\ \Delta\hat{\theta} \end{Bmatrix} \quad 3.2.96$$

$\mathbf{A}_g$는 표면 중앙 영역의 15×15 대각선 매트릭스이고, $\mathbf{C}_g$는 이전에 주어진 스트링 함수를 사용하여 유도된다. 가정된 상수가 변형률 벡터에 대해서 나타내어지므로, $\mathbf{A}_g$와 $\mathbf{C}_g$의 구성성분들은 선형 변형률에서의 A와 C의 구성성분과 같다. 이 구성성

분들은 수행되는 동안에 재유도 되거나 재계산될 필요는 없다. 예를 들면, $\mathbf{C}_g(1,j)=\mathbf{C}_m(1,j)\ \ (j=1,7,13,19)$와$\mathbf{C}_g(8,j)=-\mathbf{C}_b(5,j)\quad (j=3-5,9-11,15-17,21-23)$이다.

$\mathbf{G}_g(5,j),\mathbf{G}_g(6,j),\mathbf{G}_g(7,j)$ 그리고 $\mathbf{G}_g(10,j)$는 면적분을 선적분으로 전환하여 계산이 된다. 식 3.2.86과 식 3.2.87을 사용하면,

$$\mathbf{G}_g(5,j)\begin{Bmatrix}\Delta\hat{\mathbf{u}}\\ \Delta\hat{\varphi}\end{Bmatrix}=\int_\Omega \frac{\partial\Delta\hat{w}}{\partial r}drds\cong\int\Delta\hat{w}n_r dL\qquad (j=1,2,.....,24)$$

$$\mathbf{G}_g(6,j)\begin{Bmatrix}\Delta\hat{\mathbf{u}}\\ \Delta\hat{\varphi}\end{Bmatrix}=\int_\Omega \frac{\partial\Delta\hat{w}}{\partial s}drds\cong\int\Delta\hat{w}n_s dL$$

$$\mathbf{G}_g(7,j)\begin{Bmatrix}\Delta\hat{\mathbf{u}}\\ \Delta\hat{\varphi}\end{Bmatrix}=\int_\Omega \frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_r}{\partial r}drds\cong\int\Delta\hat{\varphi}_r n_r dL=\int\left[\Delta\varphi_n n_r-\Delta\varphi_t n_r\right]n_r dL$$

$$\mathbf{G}_g(10,j)\begin{Bmatrix}\Delta\hat{\mathbf{u}}\\ \Delta\hat{\varphi}\end{Bmatrix}=\int_\Omega \frac{\partial\Delta\hat{\varphi}_s}{\partial s}drds\cong\int\Delta\hat{\varphi}_s n_s dL \qquad 3.2.97$$

k는 선적분이 진행되는 변의 수를 나타내고, n_r과 n_s 는 변의 법선과 접선을 의미한다.

$\mathbf{G}_g$의 13행에서 15행까지는 다음과 같이 정해진다.

$$\begin{aligned}\mathbf{G}_g(13,j)\begin{Bmatrix}\Delta\hat{\mathbf{u}}\\ \Delta\hat{\varphi}\end{Bmatrix}&=\int_\Omega\Delta\hat{\varphi}_r drds\\ &\cong\int_\Omega\left[\lambda_s\frac{\partial\Delta\hat{w}}{\partial s}+(1-\lambda_s)\Delta\hat{\varphi}_r\right]drds\\ &=\lambda_s\int\Delta\hat{w}n_s dL+(1-\lambda_s)\int_\Omega\Delta\hat{\varphi}_r drds\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mathbf{G}_g(14,j)\begin{Bmatrix}\Delta\hat{\mathbf{u}}\\ \Delta\hat{\varphi}\end{Bmatrix}&=\int_\Omega\Delta\hat{\varphi}_s drds\\ &=-\lambda_s\int\Delta\hat{w}n_r dL+(1-\lambda_r)\int_\Omega\Delta\hat{\varphi}_s drds\end{aligned}$$

$$\mathbf{G}_g(15,j)\begin{Bmatrix}\Delta\hat{\mathbf{u}}\\ \Delta\hat{\varphi}\end{Bmatrix}=\int_\Omega\Delta\hat{\varphi}_s drds \qquad 3.2.98$$

나머지 면적분은 등가매개 매핑(mapping)에 의해 적분된다.

선형 재료 해석에서, 매트릭스 $\mathbf{F}_g$의 응력 값들은 다음과 같이 정의된다.

$$\mathbf{N}=\mathbf{D}_m\hat{\mathbf{e}}_m+\mathbf{D}_{mb}\hat{\mathbf{e}}_m=\mathbf{D}_m\mathbf{P}_m\mathbf{A}_m^{-1}\mathbf{G}_m\mathbf{T}_g^T\begin{Bmatrix}\hat{\overline{\mathbf{U}}}\\ \hat{\theta}\end{Bmatrix}+\mathbf{D}_{mb}\mathbf{P}_b\mathbf{A}_b^{-1}\mathbf{G}_b\mathbf{T}_g^T\begin{Bmatrix}\hat{\overline{\mathbf{U}}}\\ \hat{\theta}\end{Bmatrix} \qquad 3.2.99$$

$$\mathbf{M}=\mathbf{D}_{mb}\hat{\mathbf{e}}_m+\mathbf{D}_b\hat{\mathbf{e}}_b=\mathbf{D}_{mb}\mathbf{P}_m\mathbf{A}_m^{-1}\mathbf{G}_m\mathbf{T}_g^T\begin{Bmatrix}\hat{\overline{\mathbf{U}}}\\ \hat{\theta}\end{Bmatrix}+\mathbf{D}_b\mathbf{P}_b\mathbf{A}_b^{-1}\mathbf{G}_b\mathbf{T}_g^T\begin{Bmatrix}\hat{\overline{\mathbf{U}}}\\ \hat{\theta}\end{Bmatrix} \qquad 3.2.100$$

$$\mathbf{Q}=\mathbf{D}_q\hat{\mathbf{e}}_q=\mathbf{D}_q\mathbf{P}_q\mathbf{A}_q^{-1}\mathbf{G}_q\mathbf{T}_g^T\begin{Bmatrix}\hat{\overline{\mathbf{U}}}\\ \hat{\theta}\end{Bmatrix} \qquad 3.2.101$$

이로 인한 기하 강성은 다음과 같다.

$$\begin{aligned}\mathbf{K}_g&=\mathbf{T}_g\left\{\mathbf{C}_g^T\mathbf{A}_g^{-T}\left[\int_A\mathbf{P}_g^T\mathbf{F}_g\mathbf{P}_g\,drds\right]\mathbf{A}_g^{-1}\mathbf{C}_g\right\}\mathbf{T}_g^T \qquad 3.2.102\\ &=\frac{1}{A^2}\mathbf{T}_g\left\{\mathbf{C}_g^T\left[\int_A\mathbf{F}_g\,drds\right]\mathbf{C}_g\right\}\mathbf{T}_g^T\end{aligned}$$

적분 항은 다항식으로 구성되고, 식 3.2.15로 계산된다.

(7) 내력 벡터

내력 벡터는 식 3.2.63 우식의 두 번째 항으로서 정의된다.

$$\int_A(\delta\triangle\mathbf{e}_b^T\mathbf{M}+\delta\triangle\mathbf{e}_m^T\mathbf{N}+\delta\triangle\mathbf{e}_q^T\mathbf{Q})\,drds \qquad 3.2.103$$

합응력 값들은 식 3.2.99에서 식 3.2.101까지에서 정의되었다. 그리고 선형 변형률도 이전에 정의되었다. 이들을 식 3.2.103에 대입하면 내력 벡터에 대한 표현을 얻을 수 있다.

$$\begin{aligned}\mathbf{F}=\mathbf{T}_g\Bigg\{&\mathbf{C}_m^T\mathbf{A}_m^{-T}\left[\int_\Omega\mathbf{P}_m^T\mathbf{D}_m\mathbf{P}_m\,drds\right]\mathbf{A}_m^{-1}\mathbf{C}_m+\mathbf{C}_m^T\mathbf{A}_m^{-T}\left[\int_\Omega\mathbf{P}_m^T\mathbf{D}_{mb}\mathbf{P}_b\,drds\right]\mathbf{A}_b^{-1}\mathbf{C}_b\\ &+\mathbf{C}_b^T\mathbf{A}_b^{-T}\left[\int_\Omega\mathbf{P}_b^T\mathbf{D}_{mb}\mathbf{P}_m\,drds\right]\mathbf{A}_m^{-1}\mathbf{C}_m+\mathbf{C}_b^T\mathbf{A}_b^{-T}\left[\int_\Omega\mathbf{P}_b^T\mathbf{D}_b\mathbf{P}_m\,drds\right]\mathbf{A}_b^{-1}\mathbf{C}_b\\ &+\mathbf{C}_q^T\mathbf{A}_q^{-T}\left[\int_\Omega\mathbf{P}_q^T\mathbf{D}_q\mathbf{P}_q\,drds\right]\mathbf{A}_q^{-1}\mathbf{C}_q\Bigg\}\mathbf{T}_g^T\begin{Bmatrix}\triangle\hat{\overline{\mathbf{U}}}\\ \triangle\hat{\theta}\end{Bmatrix} \qquad 3.2.104\end{aligned}$$

(8) 비선형 증분 해석

위험 지점까지의 변형은 무시된다면, 초기 변위 매트릭스는 0과 같다. 위험 좌굴 하중은 선형 고유치 해석을 수행함으로써 얻어진다.

일정한 질량이 합성 쉘 요소에 대한 질량 매트릭스를 정식화 하는데 사용된다. 질량 매트릭스는 보간 함수를 사용해서 정의한다.

총 변위를 구하는 과정에서, 변환은 추가적인 관계에 의해 갱신되고, 회전 매트릭스는 분광기 해석으로서 갱신된다. 즉

$$^{t+\Delta t}\hat{\mathbf{U}} \Rightarrow {}^{t}\hat{\mathbf{U}} + {}^{\Delta t}\hat{\mathbf{U}} \qquad 3.2.105$$
$$^{t+\Delta t}\hat{\mathbf{R}}(\theta) \Rightarrow {}^{t}\mathbf{R}(\Delta\theta)\,{}^{t}\mathbf{R}(\theta)$$

따라서 최종 조합된 증분 비선형 평형 정식은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$(\mathbf{K}_{\mathrm{L}} + \mathbf{K}_{\mathrm{L}})\Delta\hat{\mathbf{U}} = {}^{t+\Delta t}\mathbf{P} - \mathbf{F} \qquad 3.2.106$$

여기서 $\mathbf{P}$와 $\mathbf{F}$는 각각 외력과 내력이다.

라. 쉘 긴장재 세그먼트 강성도와 하중 계산

긴장재 세그먼트의 국부 강성도는 $k = E_p A/L$이다. 전체 강성 행렬 $\mathbf{K}$는 변위-변형 행렬을 이용함으로써 유도된다.

$$\mathbf{K} = \mathbf{H}^{\mathrm{T}}\mathbf{T}_{\mathrm{p}}^{\mathrm{T}} k \mathbf{T}_{\mathrm{p}}\mathbf{H} \qquad 3.2.107$$

여기서, A, L 그리고 E_p는 각각 세그먼트의 단면적, 세그먼트의 길이 그리고 응력-변형률 계수이다.

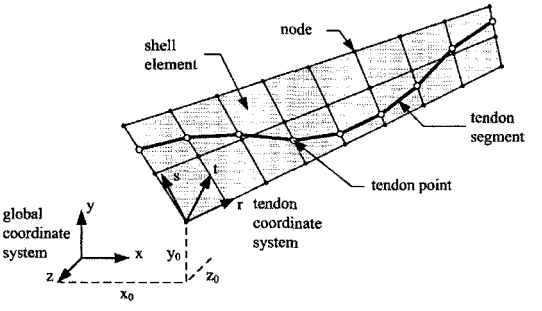
긴장재 세그먼트의 내력 F_{ts}는 E_p와 총 긴장재 변형률 ε_{ts}를 곱함으로써 계산된다. 총 긴장재 변형률은 역학적 변형률 ε_{ts}^{m}과 온도 변형률 ε_{ts}^{t}의 합으로 이루어진다.

$$F_{ts} = E_p \varepsilon_{ts} \qquad 3.2.108$$

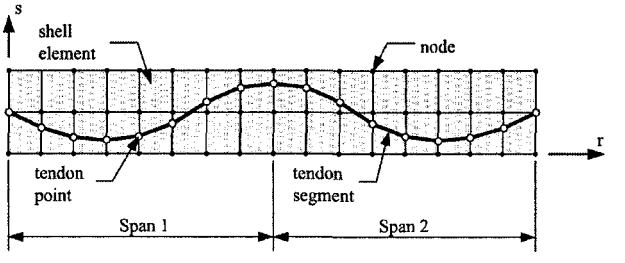
긴장재 세그먼트 내력에 의한 등가 절점력과 모멘트는 변환에 의해서 계산된다.

$$F_{int} = \mathbf{H}^{\mathrm{T}}\mathbf{T}_{\mathrm{p}}^{\mathrm{T}} F_{ts} \qquad 3.2.109$$

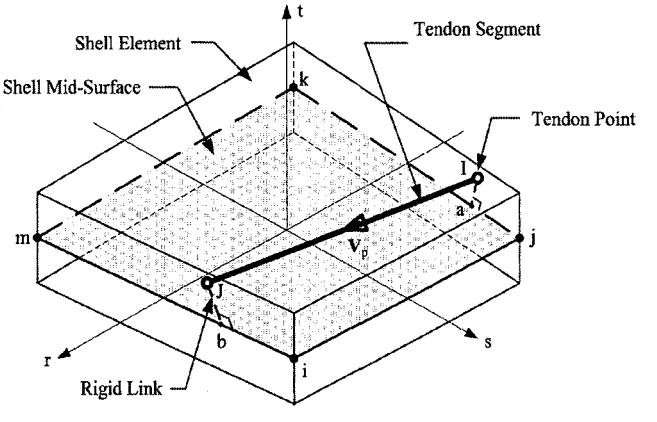
쉘 요소에서 긴장재 모델은 다음과 같다.



<그림 3.2.4. 쉘 긴장재의 좌표 체계와 기하학적 형상>



<그림 3.2.5. 쉘 데이터의 요소 모델링 예>



<그림 3.2.6. PSC 구조 해석 전용 쉘 요소와 관련된 긴장재 세그먼트>

최종적으로 고려되는 PSC 쉘 요소는 기저 벡터로 확립된 국부 좌표계 사이의 관계를 표시한 쉘 요소에 긴장재를 설치하여 그림 3.2.6에 나타내었다.

2. 쉘 요소의 수치 예제 검정

다음의 수치 예제는 쉘 요소의 검증을 위하여 이용되는 예제이며, 준적합 쉘 요

소를 이용한 검증 결과를 수록하였다. 여기서 사용되는 수치의 단위는 %로, 정확도를 나타낸다.

<표 3.2.1. 오차범위에 따른 요소 시험(MacNeal & Harder, 1985)>

등급	범위
A	2% > 오차
B	10% > 오차 > 2%
C	20% > 오차 > 10%
D	50% > 오차 > 20%
F	오차 > 50%

<표 3.2.2. 비교에 사용된 요소 목록>

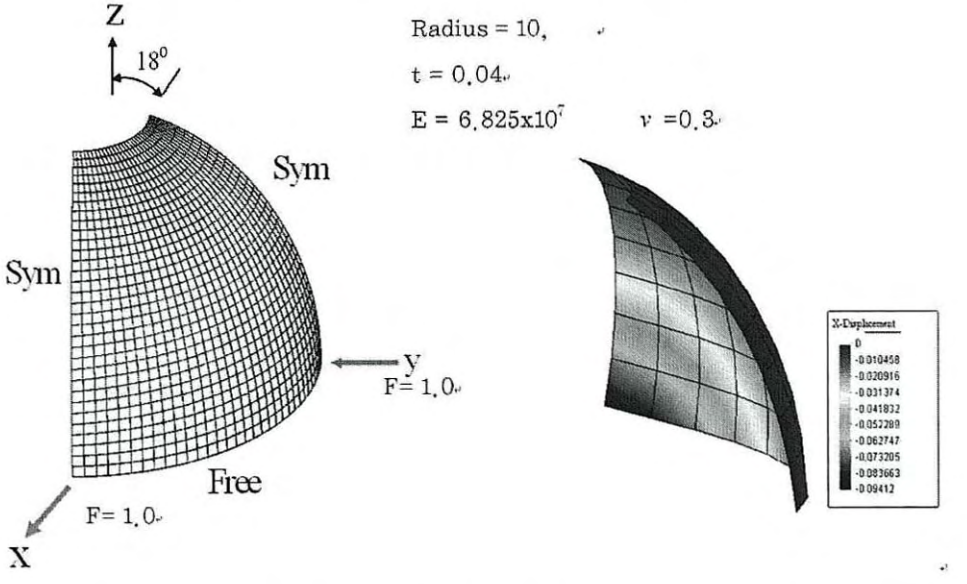
등급	범위
XSHELL9-ANS	9절점 가정된 변형률 쉘 요소
XSHELL8-ANS	8절점 가정된 변형률 쉘 요소
XSHELL4-ANS	4절점 가정된 변형률 쉘 요소
XSHELL4-QSI	4절점 준적합 쉘 요소
XSHELL3-QSI	3절점 준적합 쉘 요소

가. 반구형(Hemispherical) 쉘

완전한 반구형 쉘과 쉘의 중심을 기준으로 18도 간격의 구멍을 가진 쉘의 두 경우에 대하여 해석하였다. 두 경우 모두 같은 기하학적 형상을 가지며 재료특성 및 하중도 같다. 하중은 그림 3.2.7에서 보는 것과 같이 한쪽은 인장을 주고, 다른 한쪽은 압축을 주었다. 주어진 문제는 휨 및 면내거동을 동시에 가지고 있는 문제를 검증할 때 사용되는 것으로 강체운동을 방지 할 수 있도록 모델링이 필요하다. Simo에 의한 18도 간격의 구멍을 가진 쉘의 정확해는 0.093이고 MacNeal 및 Harder에 의한 해는 0.094로 알려져 있다. 완전한 반구형 쉘의 해는 0.092이다. 해석 결과는 표 3.2.3에 나타나 있으며 XSHELL4-QSI의 해가 뛰어난 결과를 나타내고 있다.

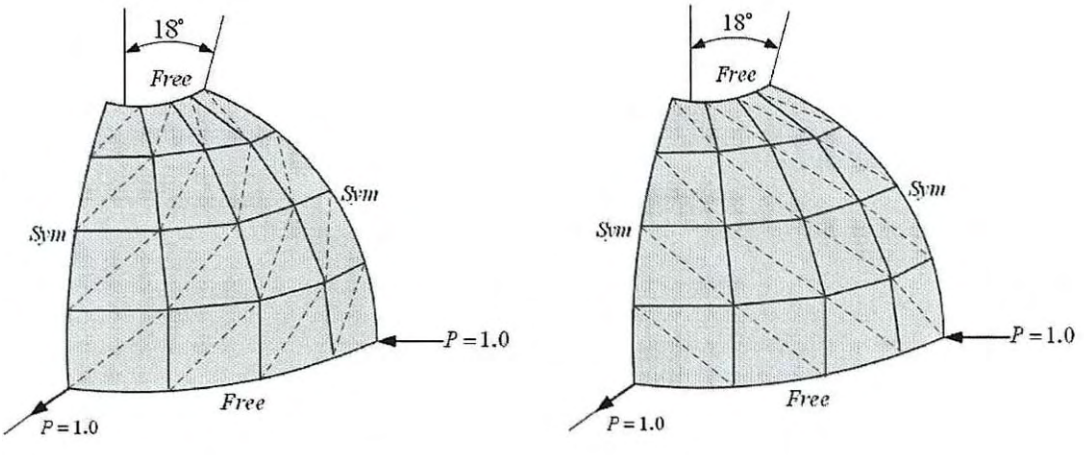
<표 3.2.3. 18° 구멍을 가진 반구형 쉘 4절점 쉘 요소>

측면당 요소 수	Simo, et al.	QUAD4	Ma	XSHELL4 -QSI	XSHELL8 -ANS	XSHELL9 -ANS
2	0.919	0.972	-	1.035	-	-
4	1.004	1.024	0.995	1.032	0.454	0.962
8	0.998	1.005	0.998	1.010	0.967	1.000
16	0.999	-	-	1.003	-	-



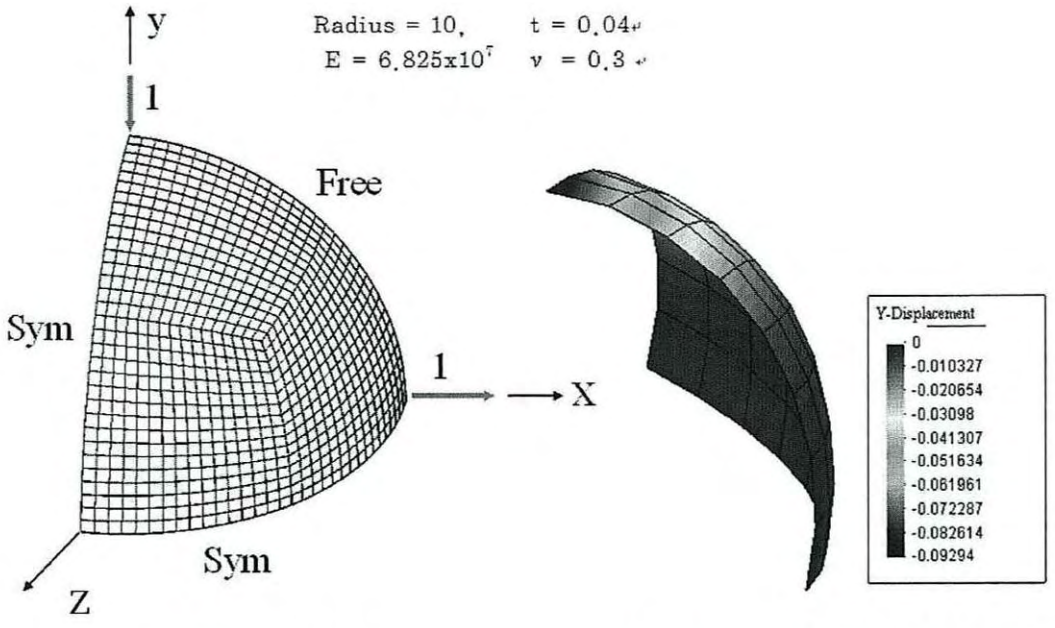
(a) 18°구멍을 가진 반구형 쉘 (b) 18°구멍을 가진 반구형 쉘의 변형된 형상

<그림 3.2.7. 18°구멍을 가진 반구형 쉘>



(a) 반구형 쉘 (Mesh A) (b) 반구형 쉘 (Mesh B)

<그림 3.2.8. 18°구멍을 가진 반구형 쉘 체눈 모델>



(a) 완전한 반구형 쉘 (b) 완전한 반구형 쉘의 변형된 형상

<그림 3.2.9. 반구형 쉘 모델>

<표 3.2.4. 18°구멍을 가진 반구형 3절점 XFINAS 쉘 요소>

절점수/변	Mesh A		Mesh B	
	NLT	XSHELL3-QSI	NLT	XSHELL3-QSI
3	0.038	0.409	0.038	0.398
5	0.044	0.139	0.044	0.132
9	0.325	0.345	0.326	0.342
17	0.862	0.858	0.864	0.859
21	0.933	0.930	0.934	0.930

<표 3.2.5. 18°구멍을 가진 반구형 4절점 쉘 요소 참고문헌 값>

QUAD8 : 완전적분 [McNeal]	QUAD8: 감차적분 [McNeal]	QUAD 8 [Lakshminary & Kailashi]	MITC8 [Bathe & Dvorkin]
0.486 (4x4)	0.984 (4x4)	0.8739 (2x2)	1.15(2X2)
0.841 (8x8)	0.997 (8x8)	0.9762(4x4)	1.005(4X4)
0.956(12x12)	0.996 (10x10)	0.9787(8x8)	1.0003(8X8)

<표 3.2.6. 완전한 반구형 XFINAS 4절점 쉘 요소>

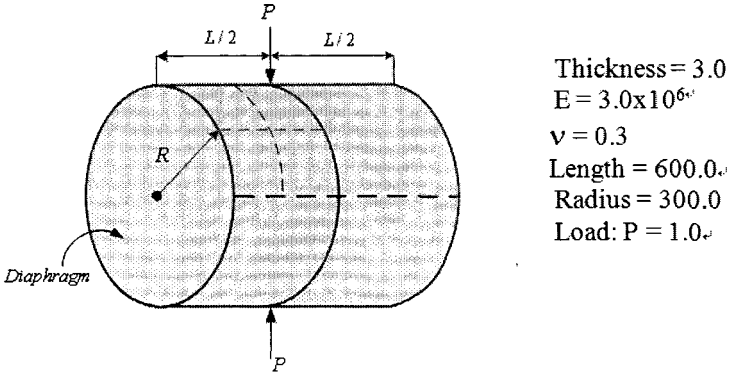
요소수/변	Simo, et al.[16]	MITC4	QPH	S4R5	XSHELL4-QSI
2	-	-	-	1.025	0.9920
4	0.652	0.39	0.28	1.031	1.0323
8	0.968	0.91	0.86	0.989	1.0000

<표 3.2.7. 완전한 반구형 XFINAS 8절점 및 9절점 쉘 요소>

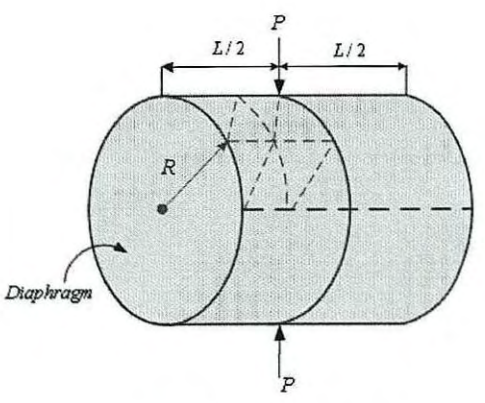
절점수/변	Ma	XSHELL8-ANS	XSHELL9-ANS
5	0.969	0.022	0.278
9	0.989	0.373	0.922
17	0.994	0.934	0.991

나. 집중 하중을 받는 실린더

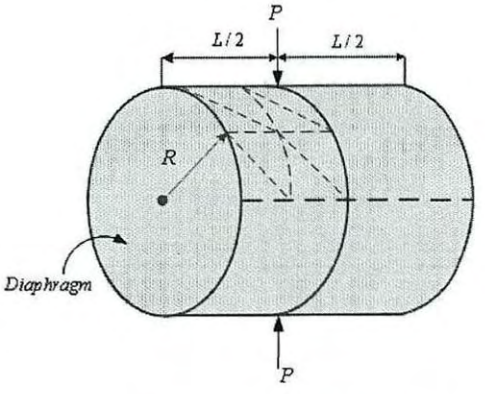
원통형 쉘의 양단이 다이프램으로 고정되어 있고 중앙의 양단에 집중하중을 받는 경우에 대하여 해석하였다. 이 문제는 휨 및 면내 거동을 동시에 받는 구조물을 쉘 요소로 모델링 할 때 요소의 성능을 검증할 때 활용되는 문제이다. 그러나 일반적으로 대부분의 쉘 요소의 검증 시 이 문제는 통과 되지 않는다. 원통형 쉘의 반경은 1.8248e-5이며 XSHELL-QSI를 이용하였을 때 결과는 다른 어떠한 쉘 요소보다 뛰어난 결과를 제공하고 있다. 일반적으로 사용되고 있는 형상함수가 양방향 선형인데 비하여 XSHELL-QSI는 2차의 함수를 사용하므로 더욱 뛰어난 결과를 제공하고 있다. 모델링은 대칭성을 고려하여 1/8을 이용하였다.



(a) 4절점 쉘요소 모델

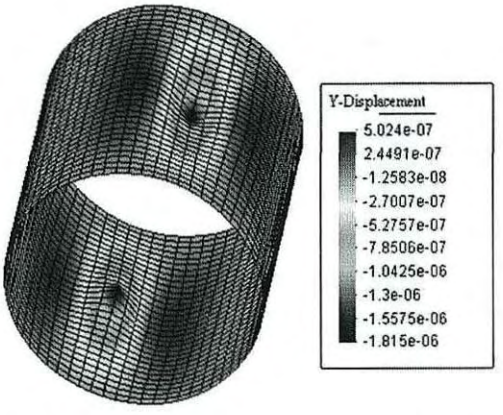


(b) 3절점 쉘요소(Mesh A)



(c) 3절점 쉘요소(Mesh B)

<그림 3.2.10. 집중 하중을 받는 실린더>



<그림 3.2.11. 집중 하중을 받는 실린더의 변형된 형상>

<표 3.2.8. 집중 하중을 받는 실린더의 결과(4절점)>

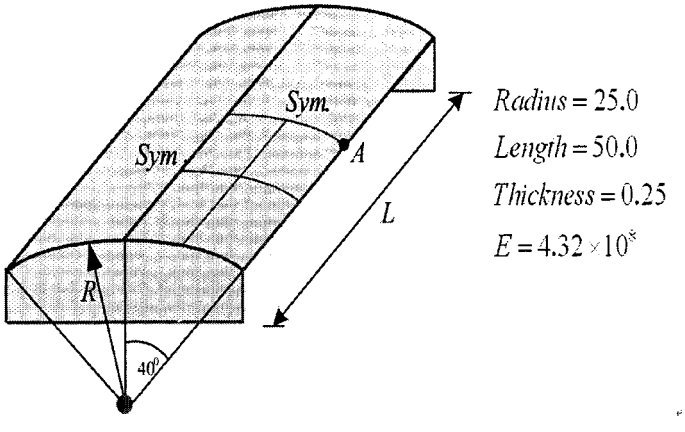
요소수	S4R5	Simo, et al.[16]	Ma	XSHELL4-QSI	XSHELL8-ANS	XSHELL9-ANS
4x4	-	0.399	0.986	0.625	0.738	0.952
6x6	0.6022	-	-	-	0.881	0.988
8x8	-	0.763	0.997	0.926	0.945	0.996
11x11	0.875	-	-	-	-	-
16x16	-	0.935	-	0.995	-	-
21x21	0.974	-	-	-	-	-

<표 3.2.9. 집중 하중을 받는 실린더의 결과(3절점)>

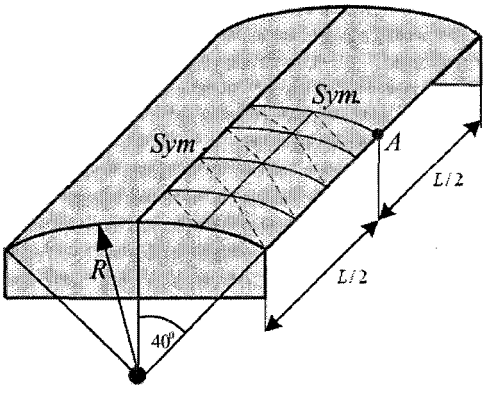
절점수/변	Mesh A		Mesh B	
	NLT	XSHELL3-QSI	NLT	XSHELL3-QSI
3	0.033	0.083	0.033	0.081
5	0.342	0.519	0.343	0.512
9	0.732	0.834	0.736	0.821
17	0.904	0.955	0.907	0.951
21	0.937	0.973	0.939	0.969

다. Scordelis-Lo의 원통형 지붕(4절점, 8절점 및 9절점 쉘요소)

Scordelis-Lo의 지붕은 양단에 가정된 다이아프램으로 지지되어 있고 짧은 실린더이다. 작용하는 하중은 자중이며 면내거동의 정확성을 검증하기 위하여 일반적으로 이용되고 있다. 모델링의 대칭성을 이용하기 위하여 전체 모델의 1/4만을 이용하였다. 다음 표 3.2.10에 자유단의 경계 조건을 가진 A점의 수직 처짐을 무차원해로 제시하였으며 비교된 정확해는 0.3024이다. 10×10으로도 XSHELLQSI을 이용한 수렴이 잘되고 있다.



<그림 3.2.12. Scordelis-Lo의 원통형 지붕의 모델 및 제원>



<그림 3.2.13. Scordelis-Lo의 원통형 지붕의 체눈 모델>

<표 3.2.10. Scordelis-Lo의 원통형 지붕의 결과(4절점, 8절점 및 9절점)>

절점수/변	MITC4	Simo, et al.	Ma	XSHELL4-QSI	XSHELL8-ANS	XSHELL9-ANS
2x2	-	-	0.962	-	0.820	0.977
4x4	0.94	1.083	0.992	1.035	0.999	1.003
6x6	-	-	-	1.009	-	-
8x8	0.97	1.015	0.999	1.002	1.000	1.000
10x10	-	-	-	0.999	-	-
16x16	1.00	1.00	-	-	-	-

<표 3.2.11. Scordelis-Lo의 원통형 지붕의 결과(3절점)>

절점수/변	Mesh A		Mesh B	
	NLT	XSHELL3-QSI	NLT	XSHELL3-QSI
3	1.005	0.992	1.334	0.986
5	0.916	0.917	0.985	0.911
9	0.967	0.967	0.983	0.964
17	0.987	0.986	0.991	0.985
21	0.990	0.989	0.993	0.988

라. 직선 캔틸레버 보

쉘 요소를 이용하여 고정보를 모델링하였다. 주어진 하중 조건은 인장하중, 면내 및 면외 수직하중, 그리고 비틀림 하중이다. 이 문제의 주요 목적은 요소의 비

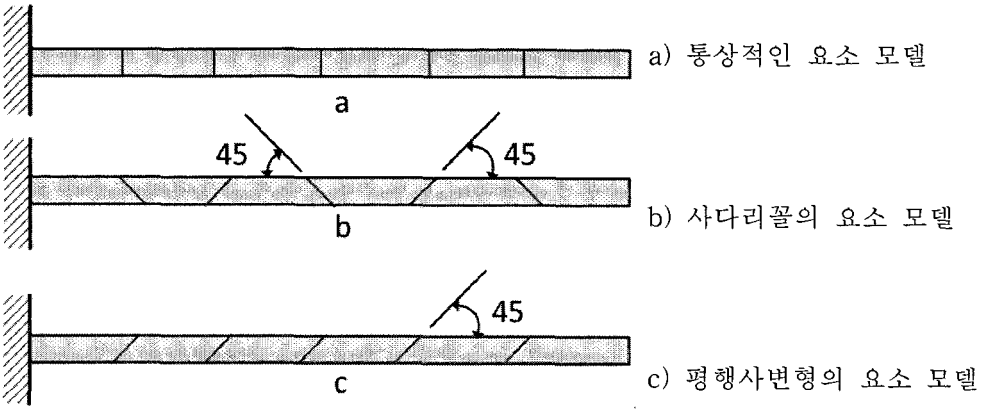
틀림 형상 및 큰 형상비(길이/두께)에도 정확한 해를 제시하는 지를 검증하는 것이다. 주어진 형상 및 길이는 다음과 같다.

길이=6.0　　폭=0.20

깊이=0.10　　$E=1.0\times10^{7}$

$\nu=0.30$　　체눈=6×1

하중 : 단부에서의 단위하중



a) 통상적인 요소 모델

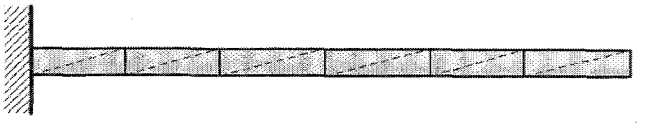
b) 사다리꼴의 요소 모델

c) 평행사변형의 요소 모델

<그림 3.2.14. 직선 캔틸레버 보>

<표 3.2.12. 직선 켄틸레버 보의 해(4절점, 8절점, 9절점)>

하중 (해석적인 해)	QUAD4	Ma	XSHELL4-QSI	XSHELL8-ANS	XSHELL9-ANS
인장($3.0\text{x}10^{-5}$)	0.995	0.998	0.995	0.998	0.998
면내 전단(0.1081)	0.904	0.994	0.904	0.986	0.994
면외 전단(0.4321)	0.986	0.994	0.987	0.990	0.994
비틀림(0.03208)	0.941	0.945	0.738	0.945	0.945



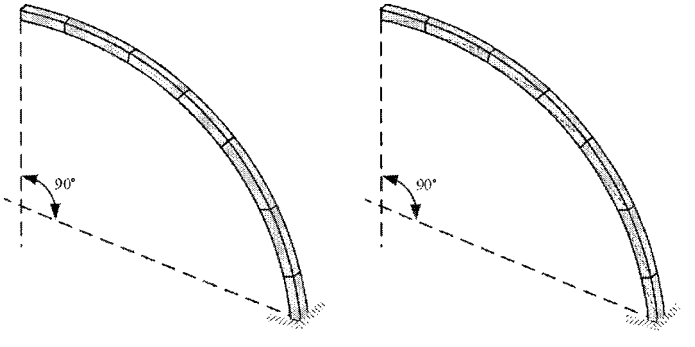
<그림 3.2.15. 직선 캔틸레버 보(3절점 모델)>

<표 3.2.13. 켄틸레버 보의 해(3절점)>

하중 (해석적인 해)	Mesh(2x7)		
	QUAD2	NLT	XSHELL3-QSI
인장($3.0x10^{-5}$)	0.992	1.00	1.00
면내 전단(0.1081)	0.032	0.227	0.218
면외 전단(0.4321)	0.971	0.972	0.976
비틀림(0.03208)	0.566	0.778	0.666

마. 곡선형상의 고정보

곡선보를 쉘 요소로 모델링 할 때 요소가 필연적으로 비틀린 형상으로 나타나는데 이러한 곡선보의 거동을 검증할 때 이용되는 문제이다. 적은 체눈 분할 시 성능을 검토하기 위하여 1×6 의 요소를 사용하였으며, 이 때 큰 길이/폭의 비가 나타나는 문제이다. 따라서 곡선보의 비틀린 형상과 큰 길이/폭 비를 가진 문제를 검증하기 위하여 사용되는 문제이다. 이 문제의 재료특성 데이터 및 기하학적 데이터는 그림 3.2.16에 있다. 무차원 정확해가 표 3.2.14에 나타나 있으며 NASTRAN의 QUAD4와 비교하였다. 적은 요소를 사용하였음에도 좋은 결과를 보여주고 있다.



(a) 4절점 체눈 (b) 3절점 체눈

내부 반지름 = 4.12
외부 반지름 = 4.32
원 호 = 90°
두 께 = 0.1
$E = 1.0 \times 10^7$
$\nu = 0.25$
체 눈 = 6×1
하중 : 모서리에 단위 하중

<그림 3.2.16. 곡선보>

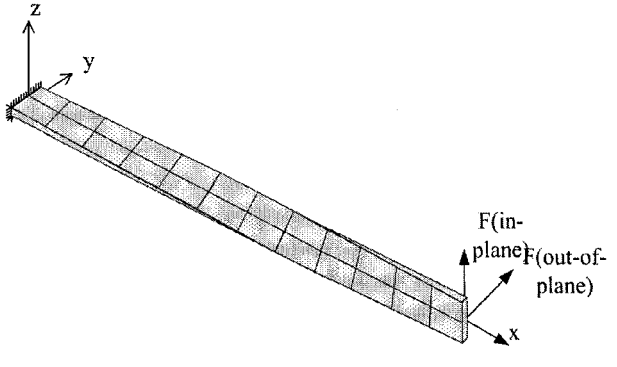
<표 3.2.14. 면내 전단 및 면외 변형을 받는 곡선보의 시험 결과>

하중 (해석적인 해)	QUAD4	Ma	XSHELL4-QSI	XSHELL8-ANS	XSHELL9-ANS
면내 전단(0.08734)	0.833	1.011	0.833	1.0048	1.011
면외 전단(0.5022)	0.951	0.985	0.863	0.970	0.972

	면내 전단(0.08734)			면외 전단(0.5022)		
	2×7	2×31	3×61	2×7	2×31	3×61
QUAD4	0.025	-	-	0.594	-	-
STF	0.952	-	-	0.905	-	-
NLT	0.187	0.759	0.936	0.851	0.911	0.925
XSHELL3	0.181	0.716	0.918	0.786	0.886	0.923

바. 뒤틀린 캔틸레버 보

MacNeal과 Harder가 쉘 요소의 뒤틀린 형상을 검증하기 위하여 두께가 $t=0.32$와 $t=0.05$인 두 문제를 제안하였다. 이 문제는 두께가 얇은 경우를 포함하므로 잠김 문제를 포함하고 있다. 따라서 쉘 요소를 검증하기 위하여 사용되는 가장 어려운 검증문제 중의 하나이며 일반적으로 성능이 우수하지 못한 쉘 요소는 이 문제에서 좋은 결과를 제공하지 못하고 있다. Taylor에 의하여 제안된 뒤틀린 형상의 보증 기법을 이용하여 좋은 결과를 제공하고 있다. MacNeal과 Harder에 제안된 해는 $t=0.32$일 때 면내하중은 - 0.005424, 면외 하중은 - 0.001754이다. 두께 $t=0.05$일 때 Simo에 제안된 해는 면내하중은 - 1.039, 면외 하중은 - 0.3439이다. 이 문제의 재료특성 데이터 및 기하학적 데이터는 그림 3.2.17에 있다. 정확해가 표 3.2.15에 나타나 있으며 NASTRAN의 QUAD4와 Simo의 해와 비교하였다.



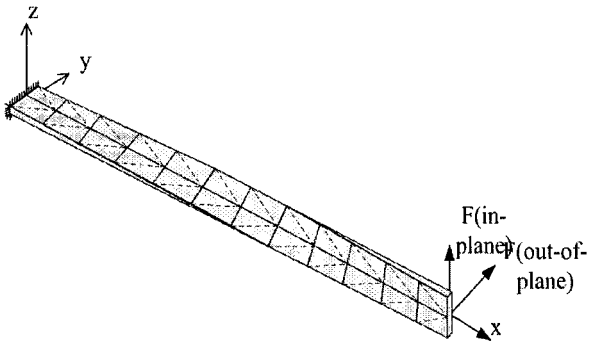
내부 반지름 = 4.12

외부 반지름 = 4.32

원 호 = 90°

$E=1.0\times10^{7}$

$\nu=0.25$



체　　눈 = 6×1

두　　께 = 0.1

하중 : 모서리에 단위 하중

<그림 3.2.17. 뒤틀린 캔틸레버 보>

<표 3.2.15. 뒤틀린 켄틸레버 보 t = 0.05>

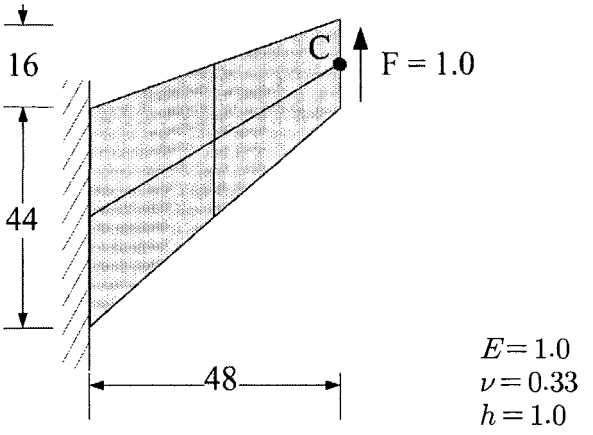
요소수	Simo, et al.		Ma		XSHELL4-QSI		XSHELL8-ANS		XSHELL9-ANS	
	면내 전단	면외 전단	면내 전단	면외 전단	면내 전단	면외 전단	면내 전단	면외 전단	면내 전단	면외 전단
1x6	0.991	0.951	0.997	1.0	0.997	1.018	0.894	0.994	0.959	0.999
2x12	0.998	0.986	-	-	1.003	1.009	-	-	-	-
4x24	0.999	0.997	-	-	1.001	1.003	-	-	-	-

<표 3.2.16. 켄틸레버 보 t = 0.32 (3절점 요소)>

요소 종류	면내전단 (0.005424)	면외전단 (0.001754)
STF	0.982	1.036
NLT	0.995	1.039
XSHELL31	0.977	0.994

사. 테이프된 고정보

비틀린 사다리꼴 형상을 가진 고정보에단위하중을재하한뒤, 자유단에 발생한 변위를 검증하는 문제로 비틀린 요소 형상으로 모델링된 구조물의 면내거동을 검증하는 문제이다. 이를 Cook의 면내거동 문제라고도 한다. 쉘 요소로 모델링한 후 Simo의 해와 비교하였다. 정확해는 23.91이다.



<그림 3.2.18. 테이브된 고정보>

<표 3.2.17. 테이프된 고정보의시험결과>

체눈	Simo	XSHELL4-QSI
1x1	0.700	0.694
2x2	0.883	0.816
4x4	0.963	0.937
8x8	0.991	0.983
16x16	0.999	0.997

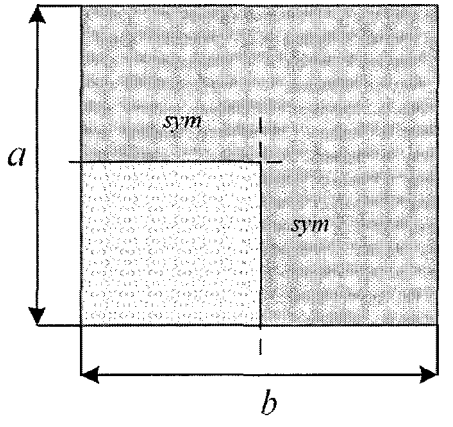
<표 3.2.18. Cook의 면내 거동 문제의 시험 결과(Vc=23.91)>

체눈크기	Normalized Solutions		
	XSHELL9	XSHELL4-QSI	Ma
1x1	0.899	-	0.930
2x2	0.982	-	0.985
4x4	0.997	0.954(16x16)	0.998

아. 고정된 판

정사각형 및 직사각형 고정된 판의 중심에 집중하중을 받는 문제를 해석하였다. 이 문제는 판의 휨거동 및 전단 잠김 문제를 검증하는 문제이며 특히 직사각형인 경우 형상비가 큰 경우가 포함되어 판 문제의 성능을 검증할 수 있는 좋은 문제이다. Timoshenko와 Woinowsky-Krieger의 정확해를 구하여 결과와 비교하였다. 표 3.2.19에 있는 것과 같이 좋은 결과를 보여주고 있으며 전단 잠김이 없음을

확인하였다



a=2.0 b=2.0 or 10.0

두께 = 0.0001

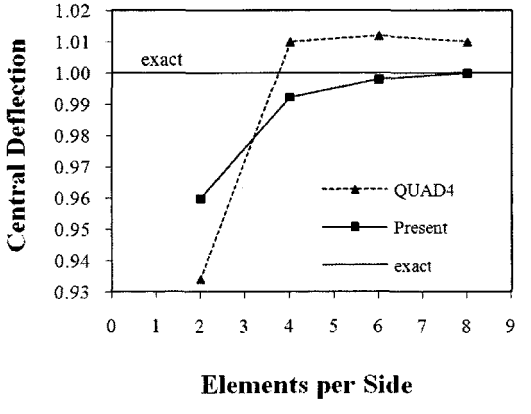
$E=1.7472\times10^{7}$

$\nu=0.3$

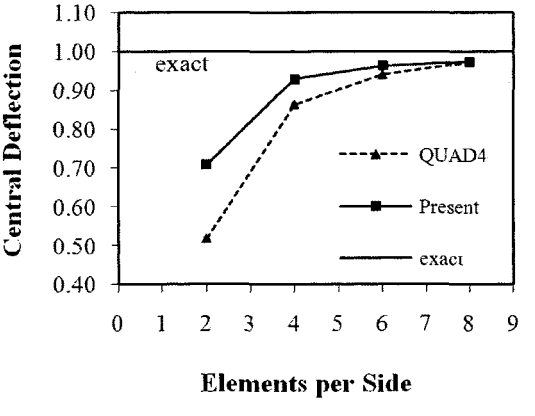
체눈 = $n\times n$(on 1/4 od plate)

하중 : $P=4.0E^{-4}$

<그림 3.2.19. 모델의 재료와 기하하적 특성>



(a) 정사각형



(b) 사각형 판

<그림 3.2.20. 고정된 정사각형과 직사각형 판>

<표 3.2.19. 8절점 쉘 요소 변화에 따른 중을 받는 고정된 평판의 해>

Thickness ratio	XSHELL8-ANS
h/a =0.010	0.992
h/a =0.009	0.989
h/a =0.008	0.985
h/a =0.007	0.979
h/a =0.006	0.970
h/a =0.005	0.956
h/a =0.004	0.930
h/a =0.003	0.888
h/a =0.002	0.770
h/a =0.001	0.500

위 표에서 알 수 있듯이 가정된 변형률 8절점 가정된 쉘 요소의 판의 휨거동은 거동은 아주 얇은 판의 경우에는 해가 정확하지 않다는 것을 보여주나 9절점 쉘 요소의 경우는 정확한 해를 보여주고 있다.

<표 3.2.20. 집중하중을 받는 고정된 평판 a/b=1>

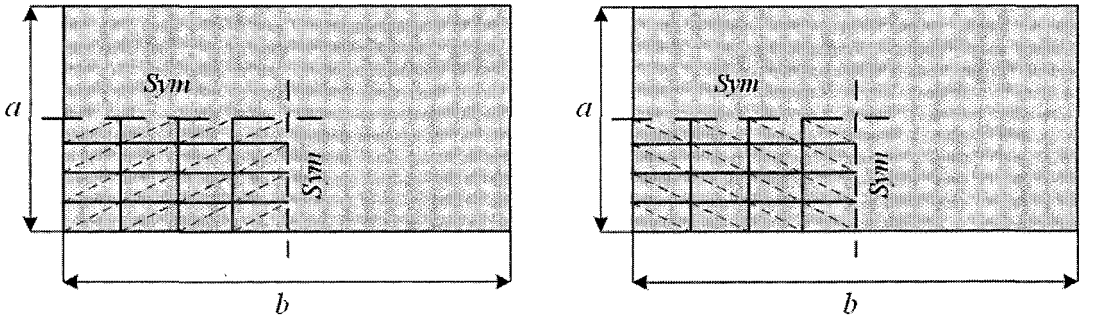
체눈	a / b = 1 (w = 5.60)				
	QUAD4	Ma	XSHELL4-QSI	XSHELL8-ANS	XSHELL9-ANS
2x2	0.934	-	0.960	-	-
4x4	1.010	1.00	0.995	0.123	1.001
6x6	1.012	-	0.998	-	-
8x8	1.010	-	1.000	-	-

<표 3.2.21. 집중하중을 받는 고정된 평판 a/b=5>

체눈	a / b = 5 (w = 7.23)				
	QUAD4	Ma	XSHELL4-QSI	XSHELL8-ANS	XSHELL9-ANS
2x2	0.519	-	0.709	-	-
4x4	0.863	0.978	0.929	0.129	0.987
6x6	0.940	-	0.963	-	-
8x8	0.972	-	0.973	-	-

Mseh B에 비하여 Mesh A가 더 좋은 결과를 주고 있는 이유는 중앙점에 두

요소가 일치하여 하중을 주기 때문이다.



(a) Mesh A (b) Mesh B

<그림 3.2.21. 3절점을 이용한 집중하중을 받는 고정된 평판>

<표 3.2.22. 3절점을 이용한 집중하중을 받는 고정된 평판 a/b=1>

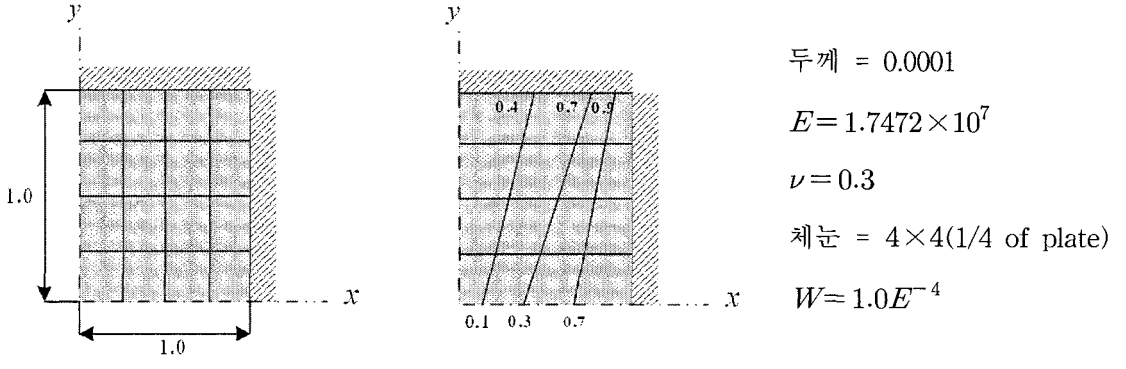
절점수/변	QUAD2	STF	Mesh A		Mesh B	
			NTL	XSHELL3-QSI	NTL	XSHELL3-QSI
a) a/b=1.0 (w=5.6)						
3	0.979		0.759	0.897	0.759	0.837
4		1.065	0.874	0.950	0.882	0.924
5	1.008		0.923	0.972	0.929	0.955
7	1.006		0.963	0.988	0.967	0.979
9	1.005		0.978	0.994	0.981	0.989
Distorted		1.093	0.278	0.918		0.874

<표 3.2.23. 3절점을 이용한 집중하중을 받는 고정된 평판 a/b=5>

절점수/변	QUAD2	STF	Mesh A		Mesh B	
			NTL	XSHELL3-QSI	NTL	XSHELL3-QSI
a) a/b=5.0 (w=7.23)						
3	0.773		0.283	0.375	0.283	0.358
4		1.740	0.539	0.568	0.539	0.538
5	0.968		0.680	0.715	0.681	0.674
7	0.993		0.814	0.867	0.817	0.826
9	0.998		0.879	0.920	0.882	0.891
Distorted				0.516		0.418

자. 비틀린 형상을 가진 정사각형판

일반적으로 쉘 요소의 검증 시 고정된 판의 거동이 단순 지지된 판의 거동보다 해의 정확도를 얻기가 어렵다. 다음은 길이/두께 비가 20000인 고정된 얇은 판이 집중하중을 받을 경우와 분포하중을 받을 경우 휨 거동에 대하여 해석을 하였다. 이 문제는 비틀린 요소형상과 전단잠김 문제가 동시에 적용된 문제이다. 이 문제의 재료특성 데이터 및 기하학적 데이터는 그림 3.2.22에 있다. 정확해가 표 3.2.24에 나타나 있으며 Timoshenko와 Woinowsky-Krieger의 정확해를 구하여 결과와 비교하였다. 결과는 Choi에 의하여 구해진 결과와 비교하였다. XSHELLQSI 요소가 뛰어난 결과를 제공하고 있다.



<그림 3.2.22. 직사각형과 뒤틀린 체눈을 가진 고정된 판>

<표 3.2.24. 직사각형과 뒤틀린 체눈을 가진 고정된 판의 처짐>

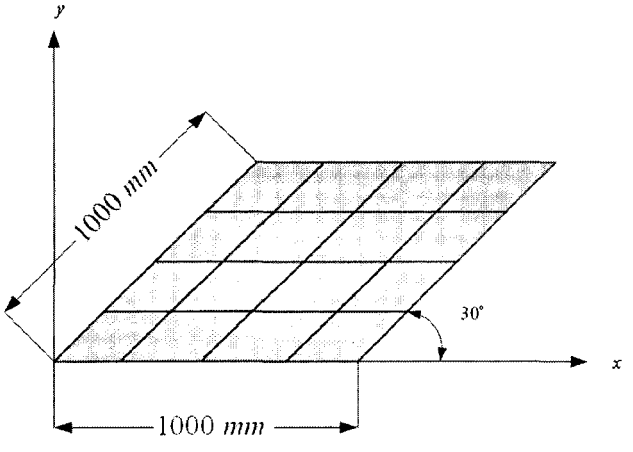
체눈 형식	요소	집중하중(5.60)	분포하중(1.2637)
직사각형 체눈 (4×4)	XSHELL4-QSI	0.992	0.997
	Choi	0.990	0.965
뒤틀린 체눈 (4×4)	XSHELLQSI	0.995	1.023
	Choi	1.011	0.976

차. 마름모형상 판의 휨

그림 3.2.23과 같은 단순 지지된 마름모 형상의 판이 분포하중을 받을 경우 해석을 하였다. 이 문제는 휨 거동을 검증하는 문제로 대부분의 쉘 요소가 좋은 결과를 구현하지 못하고 있다. 본 XSHELLQSI요소는 그에 비해 좋은 결과를 제공하고 있다. 판의 두께는 $10mm$이며 변의 길이는 $1000mm$이다. 재료 특성 데이터는 $E=30N/mm^2$와 $\nu=0.3$이며 분포 하중은 $1.0e^{-6}N/mm^2$이다. 판의 중심에서 처짐을

비교하였으며 최대 및 최소 모멘트를 비교하였다. 정확해는 $W=0.148mm$, $M_{\max}=1.91e^{-2}Nm/m$, $M_{\min}=1.08e^{-2}Nm/m$이다. 사용된 최소해는 다음과 같다.

일반적인 쉘 요소는 후처리 과정을 통해서 정확도가 손실되나 XSHELLQSI의 응력 및 모멘트는 직접 절점에서 구해지므로 더욱 정확하다. 수렴도도 빠르고 정확한 해를 제공하고 있다.



$$M_{\max}=M_c+M_r$$
$$M_{\min}=M_c-M_r$$
$$M_c=\frac{1}{2}(M_x+M_y)$$
$$M_r=\sqrt{\frac{1}{4}(M_x-M_y)^2+M_{xy}^2}$$

<그림 3.2.23. 단순 지지된 마름모 형상의 판>

<표 3.2.25. 마름모 판의 시험결과>

체눈크기	W		$M_{\max}$		$M_{\min}$	
	S4R5	Xshell4-QSI	S4R5	Xshell4-QSI	S4R5	Xshell4-QSI
4x4	1.081	1.069	0.911	1.279	0.741	1.342
8x8	1.081	1.034	0.990	0.983	1.000	1.092
14x14	1.047	1.032	1.000	1.018	1.046	1.035

<표 3.2.26. 마름모 판의 시험결과 (W=0.04455)>

체눈크기	Normalized Solutions		
	XSHELL9-ANS	XSHELL4-QSI	Ma
4x4	0.899	-	0.930
8x8	0.982	-	0.985
14x14	0.997	0.954(16x16)	0.998

3. 프리스트레스트 콘크리트의 긴장력 손실

가. 서론

PS강연선의 프리스트레스는 최초에 PS강연선을 긴장할 때 긴장 장치에서 측정된 인장력과 같지 않다. PS강연선의 긴장 작업 중이나 긴장 작업이 끝난 후의 여러 가지 원인에 의하여 인장력이 상당히 감소하고 최종적으로 잔류한 PS강연선의 인장력만이 콘크리트에 프리스트레스로서 작용하게 된다. 최초에 PS강연선에 준 인장력을 초기 프리스트레스(initial prestress)라고 하고 초기 프리스트레스에서 여러 가지 원인에 의한 PS강연선에 인장력의 감소를 제외한 값을 유효 프리스트레스(effective prestress)라고 한다. 유효프리스트레스와 초기 프리스트레스트와의 비를 유효율이라고 하고 감소량과 초기 프리스트레스와의 비를 감소율이라고 한다. 콘크리트 요소에 가해지는 초기 프리스트레스 힘은 대략 5년 이상의 기간 동안에 있어서 여러 가지 손실에 의하여 계속적으로 감소되고 있다. 결과적으로, PSC 부재의 프리스트레스 힘의 전달 단계에서부터 프리스트레싱의 다양한 하중단계 즉 사용하중에서 극한하중까지의 각 하중 단계에서 프리스트레싱 힘을 결정하는 것이 중요하다. 이러한 프리스트레싱 힘의 감소는 즉각 손실과 시간에 의존하는 손실의 두 가지 범주로 묶어질 수 있다.

■ 프리스트레싱 직후의 즉각 손실

(1) 정착장치의 활동에 의한 손실

(2) 긴장재와 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실

(3) 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실

■ 프리스트레싱 후 시간에 따라 발생하는 손실

(1) 콘크리트의 크리프에 의한 손실

(2) 콘크리트의 건조수축에 의한 손실

(3) PSC 강연선의 릴랙새이션에 의한 손실

이런 손실크기의 정확한 계산-특히 시간 의존적인 손실은 상호 다양한 요소에 의존하기 때문에 불가능하다. 손실을 평가하는 방법은 PCI(Prestressed Concrete

Institute), ACI(American Concrete Institute) - ASCE(미국 토목학회) Joint committee approach, AASHTO lump-sum approach, the Comite Eurointernationale du Beton(CEB), 그리고 FIP(Federation Internationale de la Precontrainte) 등의 방법이 있으며 각각 다르다. 이러한 방법들의 정밀도는 어떤 방법을 선택하고 사용하느냐에 달려있다.

이상과 같이 프리스트레스의 감소는 여러 가지 원인이 있으며 감소에 영향을 주는 요소의 다양성 때문에, 프리스트레싱 감소는 높은 정밀도를 기대하기 어려울 경우가 많다. 결과적으로, 일반적인 설계법과 평균적인 상태에서 손실의 일괄(lump-sum) 평가는 실제로 사용되고 있다. 그러한 일괄 손실은 도로교 및 철도교 설계기준에서의 표 3.2.27과 PTI에서의 표 3.2.28에 요약했다. 이 표들은 탄성수축, PS강연선에서의 릴랙세이션, 크리프, 건조수축을 포함하고 오직 하중의 표준상태(예를 들면 공칭 콘크리트, 품질관리, 건설과정, 그리고 환경적인 상태), 그리고 그 시스템의 중요성과 크기에 따라 적용되어질 수 있다. 만약 이러한 표준조건들이 만족되어지지 않는다면 컴퓨터에 의한 정밀한 해석이 수행되어야 한다. 각각의 프리스트레싱 손실 원인과 손실들의 발생단계들을 표 3.2.3에 요약해 놓았다. 기입한 i (initial)는 긴장 시 초기상태를 나타낸다. 즉 P_i는 프리스트레스 도입 직후의 힘 혹은 초기 프리스트레스 힘이라고 한다. j는 긴장 후의 하중 단계를 나타내며 P_j는 긴장재 끝에서 손실 후 나타난 인장력을 나타낸다. 프리스트레스에서 총 손실은 프리텐션과 포스트텐션부재에 대해 다음과 같이 계산될 수 있다.

(1). 프리텐션 부재에서 발생하는 총 손실량

$$\triangle f_{pT} = \triangle f_{pel} + \triangle f_{pre} + \triangle f_{pcp} + \triangle f_{psh} \qquad 3.2.110$$

여기서, $\triangle f_{pT}$ = 프리스트레스 총 손실

$\triangle f_{pel}$ = 탄성수축 손실

$\triangle f_{pre}$ = 릴랙세이션 손실 = $\triangle f_{pre}(t_0, t_{tr}) + \triangle f_{pre}(t_{tr}, t_s)$

t_0 = 긴장시의 시간

t_{tr} = 변환시의 시간

t_s = 손실이 고정된 시간

$\triangle f_{pcp}$ = 크리프 손실

$\triangle f_{psh}$ = 건조수축 손실

<표 3.2.27. 프리스트레스 손실 총량의 대략 값(도로교 및 철도교 설계기준)>

긴장재의 형태		f_{ck} = 27.6MPa인 경우	f_{ck} = 34.5MPa인 경우
프리텐션 긴장재	응력제거 강연선	-	315MPa
	저 릴랙새이션 강연선	-	245MPa
포스트텐션 긴장재	응력제거 강연선	225MPa	231MPa
	저 릴랙새이션 강연선	168MPa	175MPa
	강봉	155MPa	160MPa

<표 3.2.28. 포스트텐션 부재에 대한 프리스트레스 손실량의 대략 값(PTI)>

PS강재의 종류	총 손실량	
	슬래브	보, 장선(들보)
PS강연선(항복강도 270의 응력제거 강연선) PS강연선(항복강도 240의 응력제거 강연선)	210MPa	245MPa
PS강봉	140MPa	175MPa
저 릴랙새이션 강연선(항복강도 270)	155MPa	140MPa

참고 : 응력 손실표는 포스트텐션일 경우 프리스트레스 응력손실에 대한 긴장력으로 제공, 이 손실값들은 보통 중량의 콘크리트와 콘크리트 강도의 평균치, 프리스트레스 수준, 옥외조건 등에서 고려됨. 실제 손실값은 큰 긴장력을 가한 콘크리트 옥외조건에 따라 달라질 수 있음. 마찰손실은 고려안함.

<표 3.2.29 프리스트레스 손실의 종류>

프리스트레스 손실의 종류	발생단계		긴장재 응력손실	
	프리텐션 부재	포스트텐션 부재	지속시간 $t_i,\ t_j$	총 시간
콘크리트 탄성수축(ES)	프리스트레스 도입 시	순차적인 프리스트레스 도입 시	…	$\triangle f_{pES}$
마찰력(F)	…	순차적인 프리스트레스 도입 시	…	$\triangle f_{pF}$
정착손실(A)	…	순차적인 프리스트레스 도입 시	…	$\triangle f_{pA}$
긴장재의 릴랙새이션(R)	프리스트레스 도입 전후	순차적인 프리스트레스 도입 후	$\triangle f_{pR}(t_i, t_j)$	$\triangle f_{pR}$
콘크리트 크리프(CR)	프리스트레스 도입 후	순차적인 프리스트레스 도입 후	$\triangle f_{pC}(t_i, t_j)$	$\triangle f_{pCR}$
콘크리트의 건조수축(SH)	프리스트레스 도입 후	순차적인 프리스트레스 도입 후	$\triangle f_{pS}(t_i, t_j)$	$\triangle f_{pSH}$
합계			$\triangle f_{pT}(t_i, t_j)$	$\triangle f_{pT}$

여기서 강연선 릴랙세이션 손실을 위한 계산은 각각 하중 단계에서 시간 간격 t_1에서 t_2까지에 대해 수행되어야 한다.

한 예를 들면, 긴장시간이 18시간이라면 $t_{tr} = t_2 = 18$시간이고 $t_0 = t_1 = 0$이다. 손실이 안정적으로 고려되어지고, 재하 하중이 긴장 시로부터 5년(17,520 시간)이내에 있다면 $t_2 = t_s = 17{,}520$시간이고 $t_1 = 18$시간이다. 그리고 f_{pi}를 콘크리트 요소가 받는 초기 프리스트레싱 힘이라 하고 f_{pi}를 텐던에서의 긴장 응력이라하면

$$f_{pi} = f_{pj} - \triangle f_{pre}(t_0, t_{tr}) - \triangle f_{pel} \qquad 3.2.111$$

이다.

(2) 포스트 텐션 부재에서 발생하는 총 손실량

$$\triangle f_{pT} = \triangle f_{pan} + \triangle f_{pfr} + \triangle f_{pre} + \triangle f_{pcp} + \triangle f_{pel} + \triangle f_{psh} \qquad 3.2.112$$

여기서, $\triangle f_{ES}$는 긴장재가 동시에 긴장되지 않고 순차적으로 즉, 시공 단계별로 긴장되었을 때만 적용 가능하다.

포스트텐션의 경우, 릴랙세이션 손실의 계산은 전달시간인 $t_1=t_{tr}$과 고려되는 t_2사이에서 시작한다. 그러므로

$$f_{pi} = f_{pj} - \triangle f_{pan} - \triangle f_{pfr} \qquad 3.2.113$$

나. 프리스트레스트 콘크리트의 시간의존 거동

프리스트레스트 콘크리트는 하중에 의하여 콘크리트 부재에 일어나는 인장응력을 상쇄할 수 있는 힘을, 부재에 하중을 재하하기 전에 미리 압축응력을 준 콘크리트를 말한다. 또한 미리 인장응력을 상쇄하기 위해 인위적인 응력을 가하는 것을 프리스트레스라고 한다.

프리스트레스트 구조물의 설계에서는 콘크리트의 비선형성을 고려하여야 한다. 지속하중이 큰 구조물에 있어서는 크리프의 영향을 설계에 고려하여야 하며, 수축응력이 콘크리트의 인장강도를 초과하면 콘크리트에 균열이 발생하는 건조수축을 감안해야 한다. 이러한 균열은 장기적으로 구조물의 안전성에 영향을 주므로 콘크리트 구조설계에서 매우 중요시 거론되어야 한다.

(1) 크리프

재료의 변형은 시간의 경과에 따라 하중 또는 응력이 감소하지 않아도 나타난다. 이와 같이 응력이 증가하지 않아도 변형이 계속되는 현상을 크리프라 말한다. 크리프 응력과 그에 대한 손실은 구조적 요소에 지속적인 하중이 가해진 결과이다.

시간 의존적인 거동으로부터의 변형 또는 변형률은 작용된 하중, 그것의 기간, 혼합 비율, 양생조건, 처음하중에서 요소의 연도, 환경조건 등을 포함하는 콘크리트의 속성의 함수이다. 크리프로 인한 응력-변형률 관계는 본질적으로 선형이기 때문에, 크리프 변형률 ε_{CR}를 탄성 변형률 ε_{EL}과 관련이 깊다.

초기재하에 의해 생기는 변형률은 초기 탄성변형률(ε_0)이라 하고, 시간의 경과에 따라 발생하는 추가적인 변형률을 크리프(ε_c)라고 한다. 재령 t에서 지속하중을 제거하면 탄성회복 변형률 ε_r이 생기며, 그 후 시간이 지남에 따라 회복 크리프가 생기는데 이 회복크리프는 곧이어 일정한 값에 접근한다. 지속하중의 재하보다 재하시간까지의 사이에서 탄성계수는 증가하기 때문에 재하 시의 탄성 변형률은 초기 탄성 변형률보다 작게 된다. 회복 크리프가 일정한 값으로 된 후의 잔류 변형률

을 비회복 크리프라 한다.

콘크리트의 크리프는 물-시멘트 비의 증가로 증대되고, 주위의 온도가 높을수록, 습도는 낮을수록 크리프는 증대된다. 반면에 콘크리트의 재령일이 길수록 응력을 받을 때 크리프는 감소한다. 또한 골재나 시멘트의 종류, 콘크리트 제작방법, 하중조건 등의 영향을 받는다.

일반 콘크리트 구조물에서는 주로 자중에 의하여 크리프 현상이 일어나지만, PSC 구조물에서는 계속하여 지속하중이 재하 되어 있는 상태이므로, 시간이 경과됨에 따라 크리프 변형이 생성되며, 도입된 프리스트레스 힘이 점차 감소되기 때문에 콘크리트의 응력이 변화하게 된다. 따라서 콘크리트의 크리프는 PSC구조물을 설계할 경우에 고려되어야 하는 중요한 성질 중의 하나이다.

(2) 건조수축

콘크리트의 건조 수축의 크기는 몇 가지 요소에 대해 영향을 받는다. 그 요소들은 혼합 비율, 혼합물 종류, 시멘트 종류, 양생 기간, 외부 양생기간과 프리스트레스 적용 사이의 시간, 그리고 환경적인 상태들이다. 부재의 모양과 크기 또한 건조수축에 영향을 준다. 대략 건조 수축의 80% 정도가 구조물의 수명 기간의 첫 해에 발생된다. 습윤 양생과 증기 양생에서, 극한 건조수축 변형율의 평균값은 ACI 209 R-92 보고서에서 $780\times10^{6}mm/mm$로 주어진다. 이 평균값은 초기 습윤 양생의 길이, 대기 상대 습도, 표면 체적 비율, 온도, 그리고 콘크리트 합성에 의해 영향을 받는다.

기본적으로, 수축변형의 형태는 두 가지가 있다 : 소성수축, 건조수축. 소성수축은 거푸집에 굳지 않은 콘크리트를 거치시켜놓은 후 몇 시간이 지나지 않아서 일어난다. 슬래브와 같이 노출된 표면들은 넓은 표면적 때문에 건조한 공기에 쉽게 노출된다. 그런 경우, 콘크리트 요소의 하부 층에 존재하던 블리딩 수가 생성되는 것보다 수분은 콘크리트 표면으로부터 더 빨리 증발된다. 한편, 건조수축은 콘크리트가 최종적으로 굳어진 후나, 시멘트 반죽과 잘 혼합되어 화학적인 수화과정이 모두 끝이 난후에 일어난다.

수축변형은 역과정이 존재하지 않는다. 만약 단위 콘크리트가 완전히 수축되어진 후 물로 포화되었다면, 그 콘크리트는 절대 자기 원래의 부피로 돌아가지 않는다.

■ 건조수축 크기에 영향을 주는 몇 가지 요소 :

① 높은 골재량의 콘크리트는 건조수축이 잘 일어나지 않는다.

② 물/시멘트 비. 물/시멘트 비가 높으면 높을수록, 수축변형에 더 큰 영향을 준다.

③ 수축변형의 속도와 크기는 콘크리트 입자의 부피 증가에 따라 감소한다.

④ 보통의 상대습도는 수축변형의 크기에 대단히 큰 영향을 준다.

⑤ 보강된 콘크리트는 일반적인 콘크리트보다 덜 수축·변형된다.

⑥ 혼화제의 다양한 형식에 따라 그 효과가 달리 나타난다.

⑦ 급경화 시멘트는 다른 형태의 시멘트보다 다소 더 많은 수축변형을 나타낸다.

(3) 릴랙세이션

PS강연선에 인장력을 가하면 재하순간에는 탄성변형을 하나, 그 후 PS강연선의 전장을 변화 없이 일정한 길이로 유지하게 하면 처음에 가한 인장력은 시간의 경과와 함께 감소한다. 이 현상을 릴랙세이션이라 한다. 또 인장응력을 일정하게 유지시켰을 때 시간의 경과와 함께 변형이 증가하는 현상을 크리프라고 한다.

일반적으로 PS강연선의 릴랙세이션과 크리프는 그 발생기구가 같기 때문에 어느 한 쪽을 알면 다음은 이로부터 추정할 수가 있다. PS강연선의 도입 프리스트레스는 시간의 경과에 따라 감소되어 가는 것이므로 그 손실을 크리프로 취급하기 보다는 릴랙세이션으로 취급하는 것이 타당하다.

PS강연선의 릴랙세이션량은 강재의 종류, 재하초기 인장응력에 따라 다르다. 따라서 시험에 의하여 정해야 하나 PSC부재의 설계에 앞서 일일이 시험하기도 어려우므로 강재 생산자 측의 시험결과에 의하거나 그렇지 않을 때는 다른 시험으로 추정하는 수밖에 없다.

보통은 10%정도의 감소량을 고려하면 충분하며, 사용 PS강연선의 허용인장응력의 1~5%의 감소율을 고려한다. PS강연선을 소정의 인장력보다 10~15%정도 더 큰 인장력으로 프리스트레싱 하였다가 수 분 후에 다시 소정의 인장력으로 풀어주는 작업을 하면 릴랙세이션이 적어지므로 이때는 2% 정도만 고려하면 된다.

프리스트레싱 작업은 소정의 인장력보다 큰 인장력으로 긴장하여 정착시켰다가 다시 풀어서 재 긴장하게 되므로 공사비가 많이 들고 작업 사정에 따라서는 시공

상의 난점이 많다. 따라서 특수한 경우 이외에는 쓸 수 없다. 콘크리트의 크리프에 비하여 PS강연선의 릴랙세이션이나 크리프에 의한 프리스트레스의 감소는 매우 적기 때문에 이론적으로 엄밀한 값을 낼 필요는 없다. 또한 초기 프리스트레스가 실제 극한강도보다 아주 적은 때(60% 이내)는 릴랙세이션은 무시해도 좋다.

응력이 고려되는 텐던들은 시간이 경과함에 따라 일정한 신장을 하여 프리스트레싱 힘의 손실이 발생한다. 프리스트레스의 감소량은 프리스트레싱 힘이 지속되는 기간뿐만 아니라 긴장재의 항복강도에 대한 초기 프리스트레스의 비율 f_{pi}/f_{py}에도 의존한다. ACI 318-89 코드는 다음과 같은 프리스트레싱 텐던에서의 인장응력을 제안하고 있다.

- 강연선의 긴장력에 의한 응력, $f_{pj}=0.94f_{py}$를 사용한다. 그러나 $0.80f_{pu}$의 값과 긴장재와 정착단의 제조자에 의해 추천되어지는 최대값보다 크지 않다.
- 프리스트레스 전달직후의 긴장재의 인장응력, $f_{pi}=0.82f_{py}$이다. 그러나 $0.74f_{pu}$보다 크지 않다.
- 포스트텐셔닝 긴장재에서, 정착단과 연결부에서의 강연선 정착 직후의 긴장응력 f_{pj}는 $0.70f_{pu}$를 넘지 않는다.

f_{py}의 값의 범위는 다음과 같다.

프리스트레싱 봉 : $f_{py}=0.80f_{pu}$

강연선에 관련된 응력 : $f_{py}=0.85f_{pu}$

저 릴랙세이션 텐던 : $f_{py}=0.90f_{pu}$

만약 f_{pR}이 릴랙세이션 후에 긴장재에 남아있는 프리스트레싱 응력이라면, 다음의 표현은 감소된 긴장재의 응력 f_{pR}을 정의한다.

$$\frac{f_{p_R}}{f_{pi}}=1-\left(\frac{\log t_2-\log t_1}{10}\right)\left(\frac{f_{pi}}{f_{py}}-0.55\right) \qquad 3.2.114$$

여기에서, 시간에 대한 $\log t$는 10으로 나누고, f_{pi}/f_{py}는 0.55를 초과하는 값, 즉

프리스트레싱 후 손실까지의 시간 $t = t_2 - t_1$이다. 최근에는 저 릴랙세이션 강재(low-relaxation steel)가 일반적으로 사용되고 있으며 이러한 강재에 의한 인장력의 감소는 매우 적다. 또한 저 릴랙세이션 강재에 대한 식의 표현은, log에 대한 식 부분을 10대신에 45로 나누어준다. 식 3.2.114를 그림 3.2.24에 표시하였다.

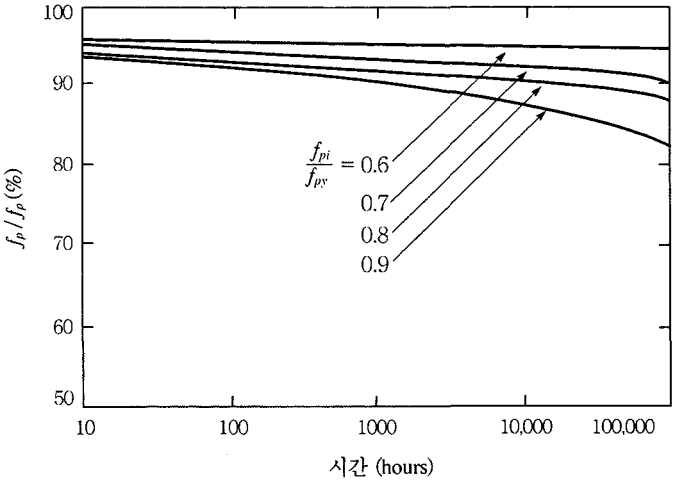
■ 저 릴랙세이션에서의 공법별 공식

• 포스트텐션 부재

$$\triangle f_{pre} = f_{pi}\frac{\log_{10} t}{45}\left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55\right) \qquad 3.2.115$$

• 프리텐션 부재

$$\triangle f_{pre} = f_{pi}\left(\frac{\log t_n - \log t_r}{45}\right)\left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55\right) \qquad 3.2.116$$



<그림 3.2.24. 응력제거 강연선의 응력-릴랙세이션의 관계>

$(\log t_2 - \log t_1)$의 근사값은 식 3.2.114에서 만들어 낼 수 있다. 따라서 정밀도에 있어서 큰 손실이 없는 한, $\log t = \log(t_2 - t_1)$이다. 이런 경우, 응력-릴랙세이션 손실은 다음과 같이 된다.

$$\triangle f_{pre} = f_{pi}'\frac{\log t}{10}\left(\frac{f_{pi}'}{f_{py}} - 0.55\right) \qquad 3.2.117$$

여기서, f_{pi}'는 콘크리트요소에 구속된 철근에서의 응력이다.

만약 시공 단계별 손실의 해석이 필요하다면, 어떤 부분적인 단계에서의 손실 증가는 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$\triangle f_{pre} = f'_{pi}\left(\frac{\log t_2 - \log t_1}{10}\right)\left(\frac{f_{pi}'}{f_{py}} - 0.55\right) \qquad 3.2.118$$

여기서, t_1은 시간적인 간격이 시작되는 시간이고, t_2는 긴장할 때부터 손실이 고려되어지는 시간까지의 간격이다.

다. 프리스트레스의 즉시 손실

(1) 탄성수축

프리스트레싱 힘이 작용되었을 때 콘크리트는 압축되어 그 만큼 부재의 길이가 수축한다. 이것을 콘크리트 탄성수축 또는 탄성변형이라고 한다. 인접한 콘크리트에 부착되어진 긴장재들은 콘크리트와 동시에 수축함에 따라, 가지고 있는 프리스트레싱 힘의 일부분을 잃는다. 콘크리트의 탄성 수축은 프리텐션 방식의 경우와 포스트텐션 방식의 경우가 서로 다르다.

(가) 프리텐션 방식

프리텐션 공법에 있어서 인장단에 정착한 PS강연선을 풀어놓으면 PS강연선과 콘크리트는 완전히 부착되어있으므로 PS강연선과 콘크리트는 일체가 되어 탄성변형을 하게 되는데 이때에 콘크리트에는 압축응력이 작용하고 PS강연선은 길이가 단축되므로 주어진 인장응력은 감소하게 된다.

이때의 콘크리트 탄성변형은 축 방향 압축응력에 의한 것과 PS강연선의 편심배치로 인한 휨에 의한 변형이 있다.

그림 3.2.25에 나타낸 것과 같이, 프리텐션 요소에서 압축력은 보의 길이방향의 수축 결과로서 긴장재에 의해 보에 부과된다. 콘크리트의 단위 수축은 $\epsilon_{el} = \triangle_{el}/L$ 이다. 따라서

$$\epsilon_{el} = \frac{f_{cs}}{E_c} = \frac{P_i}{A_c E_c} \qquad 3.2.119$$

프리스트레스 긴장재는 수축의 크기가 같기 때문에,

$$\triangle f_{pel} = E_s \epsilon_{el} = \frac{E_s P_i}{A_c E_c} = \frac{n P_i}{A_c} = n f_{cs} \qquad 3.2.120$$

여기서, f_{cs} : 프리스트레스 도입 직후 PS강재 도심위치에서의 콘크리트 압축응력

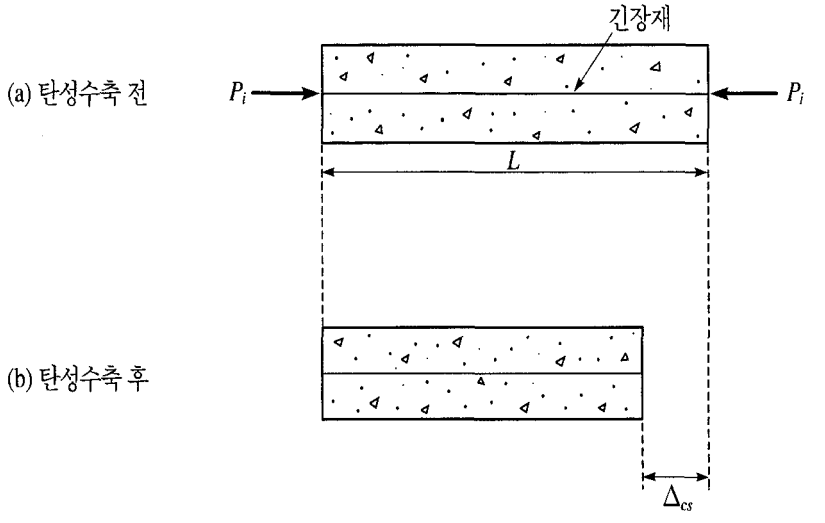
$\triangle f_{pel}$: 콘크리트 탄성수축에 의한 PS강재의 인장응력 감소량

E_c : 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수

E_s : PS강재의 탄성계수

초기 프리스트레스로 인한 긴장재 도심에서의 콘크리트 응력은

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_c} \qquad 3.2.121$$



<그림 3.2.25. 탄성수축>

그리고 그림 3.2.25에서의 긴장재가 보의 중앙에서 편심 e를 가지고 자중에 의한 모멘트 M_D를 고려한다. 긴장하는 강연선 위치에서 중앙단면의 콘크리트 응력은

$$f_{cs} = -\left(\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i}{I_c} e_p^2\right) + \frac{M_D}{I_c} e_p \qquad 3.2.122$$

여기서, p_i : 프리스트레스 도입 직후 PS강재에 작용하는 인장력(긴장재 초기 인장력)

e_p : 강재의 편심거리

M_d : 부재 자중에 의한 휨모멘트

여기서, P_i는 프리스트레스의 전달 후이므로 더 작은 값이 된다. 전달직후의 프리스트레싱 힘이 초기 긴장 시의 프리스트레스 힘 P_j보다 작기 때문에 감소된 P_j의 값은 P_i가 된다. 그러나 P_i의 감소된 값을 정확하게 결정하기는 어렵고, 단지 약간의 비율로 감소하기 때문에 3.2.119~3.2.122 식에서 전달이전의 P_i(초기값)를 사용하는 것이 가능하고, 감소량을 고려한다면 10% 정도로 줄일 수 있다.

식 3.2.119에서 콘크리트 단면적 A_c대신에 환산 단면적 A_e를 사용해보자.

$$A_e = A_c + n A_p \qquad 3.2.123$$

$$\epsilon_c = \frac{P_i}{A_c E_c + n \cdot A_p E_c} \qquad 3.2.124$$

$n = \frac{E_p}{E_c}$ 이므로, 3.2.125

$$\epsilon_c = \frac{P_i}{A_c E_c + A_p E_p} \qquad 3.2.126$$

$$\triangle f_{pel} = E_p \cdot \epsilon_c = \frac{E_p \cdot P_i}{A_c E_c + A_p E_p} \qquad 3.2.127$$

$$= \frac{n P_i}{A_c + n A_p} = \frac{n \cdot P_i}{A_e}$$

일반적으로 프리텐션 방식에 사용되는 PS강연선은 가는 강선 또는 연선을 분산 배치한다. 프리스트레스의 감소량 계산은 PS강연선군의 도심 또는 몇 무리로 나눈 각 무리의 도심에 프리스트레스가 집중 작용하는 것으로 가정하여 계산하다.

(나) 포스트텐션 방식

포스트 텐션 공법에서는 경화한 콘크리트의 PS강연선을 긴장하므로 1개의 PS강연선을 긴장하거나 또는 수개의 PS강연선이 배치된 경우라도 전 강선을 동시에 긴장하게 되면 콘크리트의 탄성 수축이 일어난 후의 인장력이 측정되므로 프리스트레스의 감소량은 생각할 필요가 없다.

그러나 수개의 PS강연선을 차례로 긴장하게 되는 경우에는 콘크리트의 탄성수축도 순차적으로 커져서 최초에 긴장한 프리스트레스는 다음에 긴장하는 프리스트레스에 의한 콘크리트의 탄성 수축 때문에 감소량이 점차 증가하게 된다. 최후에 긴장된 강선의 프리스트레스는 감소하지 않는다. 이것은 최후의 강선의 인장력이 측정될 때는 콘크리트의 탄성 수축이 끝났기 때문이다.

이처럼, 포스트 텐션 보에서 탄성수축 손실은 0에서부터 다양하게 변한다. 즉 만약 모든 긴장재들이 동시에 긴장된다면 그 값은 0, 만약 한 번에 두 개의 긴장재가 긴장되는 것처럼 몇 가지 순차적인 하중단계들이 사용되어진다면 프리텐션의 경우에서 계산되어진 값의 반이 된다.

$$\triangle f_{pel} = \frac{1}{2} n f_{cs} \times \frac{N-1}{N} \qquad 3.2.128$$

여기서, f_{cs}는 프리스트레싱의 의한 긴장재 도심위치의 콘크리트의 압축응력이고 N은 긴장재의 긴장 횟수를 나타낸다.

또는,

$$\triangle f_{pel} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n} (\triangle f_{pel})_j \qquad 3.2.129$$

여기서, j는 긴장 작업의 수를 나타낸다. 처음으로 인장된 긴장재는 최대 손실이 발생하나, 마지막으로 인장된 긴장재는 탄성수축으로 인한 어떤 손실도 발생시키지 않는다.

(2) 정착장치 활동

포스트텐션 부재에서 발생하는 정착단 손실은 긴장력이 정착단으로 전달되었을 때 쐐기의 정착으로 인하여 일어난다. 그 손실들은 프리스트레싱 힘이 주조판으로 전달되었을 때 예상되는 보정 때문에 프리텐션된 부재의 프리스트레싱 주조판에서 발생하기도 한다. 이 손실에 대한 교정은 과다한 응력으로 일시적 긴장하면서 쉽게 실행시킬 수 있다. 일반적으로 정착단 손실의 크기는 두 부분의 쐐기에 대해 6.35mm에서 9.35mm까지이다. 각 시스템이 특별한 보정의 필요성을 갖기 때문에 과도한 응력의 크기는 정착단 시스템에서 사용된 것에 의존하는 것이 필요하다. 그리고, 제조자들은 정착단 보정으로 인해 예상되어지는 미끄러짐에 대한 데이터를

제공해야한다. 만약 $\triangle_A$가 미끄러짐의 크기이고 L은 긴장재의 길이, 그리고 E_{ps}는 프리스트레싱 강연선의 계수라고 한다면 정착단 슬립으로 인한 프리스트레스 손실은

$$\Delta f_{pan} = \frac{\Delta_A}{L} E_{ps} \text{(일단정착)}$$
$$\Delta f_{pan} = 2\frac{\Delta_A}{L} E_{ps} \text{(양단정착)} \qquad 3.2.130$$

(3) PS강재와 쉬스 사이의 마찰

PS강연선의 인장력을 감소시키는 원인이 되는 마찰의 종류를 분류하면 다음과 같다.

① PS강연선의 휨에 의한 마찰(긴장재의 곡률마찰에 의한 손실)

② PS강연선 길이에 의한 마찰(긴장재의 파상마찰에 의한 손실)

③ 곡률 파상의 영향을 동시에 받는 긴장재의 마찰손실

PS강연선의 휨에 의한 인장 응력의 감소는 접촉 마찰과 쉬스의 파상의 영향, 그리고 PS강연선의 곡률 변화 등에 관계가 있고, 접촉 재료의 마찰계수는 PS강연선과 콘크리트 사이의 접촉 압력에 관계되며 접촉 압력은 PS강연선의 인장응력과 각도 변위에 관계가 있다.

또한 마찰계수는 접촉면의 평활 정도, 윤활제를 썼을 때는 그 성질과 사용량, 접촉 길이에 관계된다.

이상의 마찰 이외에 1개의 쉬스 내에 여러 개의 PS강연선이 배치되어 휘어져 있을 때 차례로 1개씩 PS강연선을 긴장하면 나중에 긴장되는 PS강연선은 큰 마찰을 받게 된다. 그러나 곡선 내측의 강선을 먼저, 외측의 장선을 그 다음으로, 차례로 긴장하면 이 영향을 피할 수 있지만 S자형으로 곡선 배치된 경우는 이 영향을 피할 수가 없다.

이와 같이 마찰에 의한 프리스트레스의 감소의 요인은 매우 복잡하며 사정에 합치되는 정확한 계산은 어려우나 일반적으로 사용되는 일반조건에 대한 쉬스의 파상계수(Wobble effect) k와 마찰계수 μ는 표 3.2.30, 표 3.2.31와 같으며 AASHTO와 PCI 설계시방서에서는 표 3.2.32, 표 3.2.33과 같이 정하고 있다.

<표 3.2.30. 여러 가지 공법에 대한 마찰계수 μ와 파상계수 k>

	Freyssinet 공법		Magnel 공법		Lee Mc Call 공법	
	μ	k/m	μ	k/m	μ	k/m
강봉 또는 강관을 빼내어 구멍을 만든 경우	0.56	0	0.30	0.0033	0.55	0.0017
보강되지 않은 고무관을 빼내어 구멍을 만든 경우	0.55	0.0066	0.30	0.0017	0.55	0.0033
보강된 고무관을 사용한 경우	0.55	0.0017	0.30	0.0017	0.55	0.0017
철판제 쉬스를 사용한 경우	0.35	0.0033	0.30	0.0017	0.30	0.0017

<표 3.2.31. 여러 가지 접촉면에 대한 PS강연선의 마찰계수 μ >

PS 강연선의 종류	접촉면의 상태	μ
인장강선 ϕ 5mm	곱게 마무리한 콘크리트	0.29~0.31
	거칠게 마무리한 콘크리트	0.35~0.44
	새 철 판	0.16~0.22
ϕ 2mm의 2개 연선	곱게 마무리한 콘크리트	0.38~0.40
	거칠게 마무리한 콘크리트	0.40~0.46
	새 철 판	0.19~0.22
ϕ 2.5mm의 7개 연선	철 판	0.20~0.25
	파라핀($2kg/cm^2$로 가압)	0.10
	파라핀($50kg/cm^2$로 가압)	0.02~0.025

<표 3.2.32. PCI 설계시방서의 k와 μ >

강연선 종류	쉬스의 종류	실험치		설계치	
		k/m	μ	k/m	μ
PS 강선	금속 쉬스	0.00170~0.0100	0.15~0.35	0.0067	0.30
PS 강봉	금속 쉬스	0.00033~0.0017	0.08~0.30	0.0010	0.20
PS 연선	금속 쉬스	0.00170~0.0067	0.15~0.30	0.0050	0.25

<표 3.2.33. AASHTO 설계시방서의 k와 μ>

강연선 종류	도관의 종류	k/m	μ
PS 강선	금속 쉬스	0.0067	0.30
	도금한 금속 쉬스	0.0050	0.25
	도유 혹은 아스팔트 피복	0.0067	0.30
	콘크리트와 직접접촉	0.0050	0.45
PS 강봉	금속 쉬스	0.0010	0.20
	도금한 금속 쉬스	0.0067	0.15
	콘크리트와 직접접촉	0.0017	0.40
PS 연선	금속 쉬스	0.0050	0.25
	도금한 금속 쉬스	0.0033	0.20
	콘크리트와 직접접촉	0.0050	0.50

포스트텐션 부재에서의 프리스트레스 마찰손실은 PS강연선과 쉬스 사이의 마찰로 인하여 발생한다. 이 손실의 크기는 곡률 효과라고 불리는 긴장재 형상이며, 텐던 선형에서의 국부적인 탈선을 파상효과(wobble effect)라고 한다. 마찰 손실 계수의 값은 종종 준비가 된 긴장재의 다양한 형상과 쉬스의 선형으로 제작도를 작성하는 동안에 정확하게 구해진다. 이때 곡률 효과는 미리 정해지는 반면, 파상효과는 긴장재와 쉬스가 완벽하게 정착될 수 없음으로 인한, 우연적이고 피할 수 없는 비선형성의 결과로 발생하게 된다.

만약 긴장이 한쪽에서만 이루어진다면 최대 마찰 응력 손실은 부재의 꽤 먼 곳에서 발생된다는 것에 유념해야 한다. 그러므로 마찰 손실은 부재 경간을 따라 변하며, 특정위치에서 정밀한 계산이 필요하다면 그 위치에서의 마찰손실에 대해서 고려할 수도 있다.

<표 3.2.34. k와 μ의 값(콘크리트, 도로교 및 철도교 설계기준)>

	긴장재의 종류			k (/m)	μ(/radian)
콘크리트·도로교	부착시킨 긴장재		강선	0.0033~0.0050	0.15~0.25
			강봉	0.0003~0.0020	0.08~0.30
			고강도 스트랜드	0.0015~0.0066	0.15~0.25
	부착시키지 않은 긴장재	수지방수 피복	강선	0.0033~0.0066	0.05~0.15
			고강도 스트랜드	0.0033~0.0066	0.05~0.15
		그리스 도포	강선	0.0010~0.0066	0.05~0.15
			고강도 스트랜드	0.0010~0.0066	0.05~0.15
긴장재의 종류			덕트의 종류	k (/m)	μ(/radian)
철도교	PS강선 및 PS강연선		금속쉬스	0.0066	0.30
			아연도금 금속쉬스	0.0050	0.25
			그리스 또는 아스팔트로 코팅하고 또 피복한 것	0.0066	0.30
			아연도금된 강성덕트	0.0007	0.25
	PS강봉		금속쉬스	0.0010	0.20
			아연도금 금속쉬스	0.0007	0.15

라. ACI Committee 209 권장

(1) 시간에 따른 압축강도의 신장

콘크리트는 시간에 따라 복잡한 물리적 그리고 화학적 변화를 지닌다. ACI 209R-92는 임의 시간 t(in days)에서 콘크리트의 압축강도 예상에 대한 경험식을 다음과 같이 제안 한다.

$$f_c(t)=\frac{t}{a+bt}f_c' \qquad 3.2.131$$

여기서 $a=0.05\sim9.25$ 그리고 $b=0.67\sim0.98$는 양생과 시멘트 형식에 의존하는 일정상수이다. 표 3.2.35는 보통 중량, 그리고 모든 경량 콘크리트(습윤, 증기 양생을 하고 시멘트 형식은 Type I와 Type III이다)에 대한 a와 b의 범위를 나타낸 것이다.

<표 3.2.35. ACI 모델 코드에서의 일정상수 a와 b>

양생방법	시멘트 형식	a	b
습윤	I	4.0	0.85
	III	2.3	0.92
증기	I	1.0	0.95
	III	0.7	0.98

이때 f_c'은 MPa 단위로 28일 압축강도이며, $f_c(t)$는 재령 t에서의 압축강도이다. 그리고 t는 콘크리트의 재령이다.

(2) 시간에 따른 탄성계수의 변화

콘크리트의 단위중량(kg/m^3) w와 압축강도 $f_c(t)$에 대한, 강도 $0.4f_c'$에서의 할선 탄성계수(E_c)는 다음과 같이 산출된다.

$$E_c = 0.043w^{1.5}\sqrt{f_c'} \qquad 3.2.132$$

단위중량 w의 값은 $2320 \sim 2500kg/m^3$의 범위에 있다.

(3) 크리프 변형률

일정한 응력을 받는 중 임의의 시간에서의 크리프 변형률은 다음에 따르는 식에 의해 계산된다.

$$\varepsilon^c(t) = C(t,t_0)\varepsilon(t) \qquad 3.2.133$$

$\varepsilon(t)$는 초기 즉시 변형률이고, t는 콘크리트의 재령이며, t_0는 하중 재하 시간이다. 크리프 계수 $C(t,t_0)$는 다음에 의하여 주어진다.

$$C(t,t_0) = \frac{(t-t_0)^{0.6}}{10+(t-t_0)^{0.6}} C_u \qquad 3.2.134$$

여기서 $C(u)$는 범위가 $1.30 \sim 4.15$인 극한 크리프 계수이다. 특별한 조건이 없는 경우엔, 평균적인 값으로 $C(u) = 2.35K_rK_HK_hK_SK_{FA}K_{AC}$가 제안된다.

표준이 아닌 조건에 대해서, 크리프 보정계수가 아래에 주어진다.

① 하중 재하 시간 보정 계수 K_r

$$K_\tau = \begin{cases} 1.25(t_0)^{-0.118} \text{습윤양생 콘크리트}(t_0 \geq 7\text{일}) \\ 1.13(t_0)^{-0.094} \text{증기양생 콘크리트}(t_0 \geq 3\text{일}) \end{cases} \quad 3.2.135$$

② 상대 습도 보정계수 K_H

$$K_H = 1.27 - 0.0067H \quad 3.2.136$$

$H > 40$인 경우에 대해서(여기서 H는 상대습도,%), 40% 또는 표준 조건보다 더 적으면 $H = 40\%$를 사용한다.

③ 크기 보정계수 K_h

$$K_h = \begin{cases} 1.14 - 0.00092h \text{ 하중 재하후 첫해} \\ 1.10 - 0.00067h \text{ 극한상태인 경우} \end{cases} \quad 3.2.137$$

여기서 h는 $150mm < h \leq 300 \approx 380mm$의 범위로 고려되는 부재의 평균 두께를 의미한다.

④ 슬럼프 보정계수 K_S

$$K_S = 0.89 + 0.00161s \quad 3.2.138$$

여기서 s는 슬럼프이다(단위는 mm).

⑤ 잔골재율 보정계수 K_{FA}

$$K_{FA} = 0.88 + 0.0024\psi \quad 3.2.139$$

여기서 ψ는 %로 표현되는 총 골재량에 대한 잔골재량의 비율이다.

⑥ 공기량 보정계수 K_{AC}

$$K_{AC} = 0.46 + 0.09\alpha \geq 1.0 \quad 3.2.140$$

여기서 α는 공기량을 의미한다(단위는 %).

(4) 수축 변형률

수축 변형률은 다음의 조건과 그에 따르는 식으로부터 구할 수 있다.

· 7일 양생 콘크리트

$$\varepsilon^s(t,t^s) = \frac{(t-t^s)}{35+(t-t^s)}\varepsilon^{su} \quad 3.2.141$$

· 1-3일 양생 콘크리트

$$\varepsilon^s(t,t^s)=\frac{(t-t^s)}{55+(t-t^s)}\varepsilon^{su} \qquad 3.2.142$$

여기서

$\varepsilon^s(t,t^s)$는 재령 t에서의 수축 변형률.

ε^{su}는 실험으로부터 결정된 극한 수축 변형률.

(범위 $415\times10^{-6}\sim1070\times10^{-6}$).

t^s는 초기 습윤 양생의 지속기간.

국부적인 골재와 조건에 대한 특별한 수축 데이터가 없다면, ε^{su}에 대한 평균값이 제시된다:

$$\varepsilon^{su}=780\times10^{-6}K_{DS}K_HK_hK_SK_{FA}K_{CC}K_{AC} \qquad 3.2.143$$

수축 보정계수 $K_{DS}, K_H, K_h, K_S, K_{FA}, K_{CC}, K_{AC}$에 대한 값은 아래에 주어진다.

a. 초기 습윤 양생에 대해, 특이 수축 또는 초기 습윤 양생 보정값, K_{DS}

7일 재령으로 습윤 양생된 콘크리트의 수축에 대해서, 수축보정계수는 표 3.2.36에 제시하였다.

<표 3.2.36. ACI 모델 코드에서의 수축 보정계수>

습윤 양생기간(days)	
1	1.20
3	1.10
7	1.00
14	0.93
28	0.86
90	0.75

증기 양생된 콘크리트에 대해 K_{DS}는 1.0이다.

b. 상대습도 보정계수 K_H

$$K_H = \begin{cases} 1.40 - 0.01H, & 40 \le H \le 80 \\ 3.00 - 0.03H, & 80 < H \le 100 \end{cases} \quad 3.2.144$$

여기서 H는 %로 나타내지는 상대습도이다.

c. 크기 보정계수 K_h

$$K_h = \begin{cases} 1.23 - 0.00015h & \text{건조되는첫해} \\ 1.17 - 0.00114h & \text{극한건조상태인경우} \end{cases} \quad 3.2.145$$

여기서 h는 $150mm < h \le 300 \approx 380mm$의 범위로 고려되는 부재의 평균 두께를 의미한다.

d. 슬럼프 보정계수 K_S

$$K_S = 0.89 + 0.00161s \quad 3.2.146$$

여기서 s는 슬럼프이다(단위는 mm).

e. 잔골재율 보정계수 K_{FA}

$$K_{FA} = \begin{cases} 0.30 + 0.014\psi, & \psi \le 50\% \\ 0.90 + 0.002\psi, & \psi > 50\% \end{cases} \quad 3.2.147$$

여기서 ψ는 %로 표현되는 총 골재량에 대한 잔골재량의 비율이다.

f. 시멘트 함량 보정계수 K_{CC}

$$K_{CC} = 0.75 + 0.00061c \quad 3.2.148$$

여기서 c는 단위가 kg/m^3인 시멘트 함량이다.

g. 공기량 보정계수 K_{AC}

$$K_{AC} = 0.95 + 0.008\alpha \quad 3.2.149$$

여기서 α는 공기량을 의미한다(단위는 %).

마. CEB-FIP 코드에서의 크리프 & 건조수축

(1) 정의

일정한 응력 $\sigma_c(t_0)$와 함께 시간 t_0에서 단위 축방향 하중을 받는 콘크리트의 시간 t에서의 총 변형률 $\varepsilon_c(t)$는 다음에 따르는 형태로 표현할 수 있다.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) \quad 3.2.150$$

$$= \varepsilon_{c\sigma}(t) + \varepsilon_{cn}(t) \qquad 3.2.151$$

여기서

$\varepsilon_{ci}(t_0)$는 하중 재하 시 초기 변형률이다.

$\varepsilon_{cc}(t)$는 시간이 $t > t_0$일 때 크리프 변형률이다.

$\varepsilon_{cs}(t)$는 건조수축 변형률이다.

$\varepsilon_{cT}(t)$는 온도 변형률이다.

$\varepsilon_{c\sigma}(t)$는 응력에 의존적인 변형률이다: $\varepsilon_{c\sigma}(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t)$

$\varepsilon_{cn}(t)$는 응력에 비의존적인 변형률이다: $\varepsilon_{cn}(t) = \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t)$

(2) 적용 가능한 범위

아래에 주어지는 크리프와 건조수축에 대한 예견 모델은 콘크리트 단면에서의 거동을 예측한다.

특별한 조항이 있지 않는 한, 그 모델은 하중 재하 시간 t_0에서 $|\sigma_c| < 0.4 f_{cm}(t_0)$인 압축응력을 받고 5℃에서 30℃까지 측정된 온도에서 상대습도 40에 까지 노출된 보통의 구조용 콘크리트$(12MPa < f_{ck} \leq 80MPa)$에 유효하다.

비록 다음에 따르는 관계가 압축을 받는 콘크리트 크리프의 예상에 관한 것이라 할지라도, 인장을 받는 콘크리트에 까지 그 범위를 확장시킬 수도 있다.

(3) 크리프

(가) 기본 가정과 관련식

응력의 범위가 $|\sigma_c| < 0.4 f_{cm}(t_0)$이면, 크리프는 응력에 대해서 선형으로 가정된다. 시간 t_0에 대해서 재하된 일정한 응력에 대해서 이는 다음을 이끌어 낸다.

$$\varepsilon_{cc}(t,t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \phi(t,t_0) \qquad 3.2.152$$

여기서, $\phi(t,t_0)$는 크리프 계수이고, E_{ci}는 28일 재령 시 탄성계수이다.

응력에 의존하는 변형률 $\varepsilon_{c\sigma}(t,t_0)$는 다음과 같이 표현된다.

$$\varepsilon_{c\sigma}(t,t_0)=\sigma_c(t_0)\left[\frac{1}{E_c(t_0)}+\frac{\phi(t,t_0)}{E_{ci}}\right]=\sigma_c(t_0)J(t,t_0) \qquad 3.2.153$$

여기서, $J(t,t_0)$는 단위 응력 당 총 응력 의존 변형률을 나타내는 크리프 함수 또는 크리프 컴플라이언스이다. $E_c(t_0)$는 하중 시간 t_0에서의 탄성계수이다. 그러므로 $1/E_c(t_0)$는 하중 재하시 단위응력 당 초기 변형률을 나타낸다.

다양한 응력과 변형률에 대해서, 중첩법의 원리가 유효하게 가정된다.

위에서 주어진 가정들과 정의들을 기본으로, 콘크리트에 대한 구성 방정식은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\varepsilon_c(t)=\sigma_c(t_0)J(t,t_0)+\int_{t_0}^{t}J(t,\tau)\frac{\partial\sigma_c(\tau)}{\partial\tau}+\varepsilon_{cn}(t) \qquad 3.2.154$$

(나) 크리프 계수

다음에서 크리프 계수는,

$$\Phi(t,t_0)=\Phi_0\beta_c(t-t_0) \qquad 3.2.155$$

여기서 ϕ_0는 공칭 크리프 계수(식 3.2.156).

β_c는 하중 재하 후, 시간에 따른 크리프 상승을 설명하는 계수이다.

t는 모멘트 고려 시, 콘크리트의 재령이다.

t_0는 하중 재하 시, 콘크리트의 재령이다.

공칭 크리프 계수는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\phi_0=\phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(t_0) \qquad 3.2.156$$

여기서 $$\phi_{RH}=1+\frac{1-RH/RH_0}{0.46(h/h_0)^{1/3}} \qquad 3.2.157$$

$$\beta(f_{cm})=\frac{5.3}{(f_{cm}/f_{cmo})^{0.5}} \qquad 3.2.158$$

$$\beta(t_0)=\frac{1}{0.1+(t_0/t_1)^{0.2}} \qquad 3.2.159$$

이때 $$h=2A_c/u \qquad 3.2.160$$

f_{cm}: 28일 재령에서 콘크리트의 압축 강도(MPa).

$f_{cmo} = 10MPa$

RH: 상대습도(%). $RH_0 = 100\%$

h : 부재의 공칭 크기,

A_c: 단면적,

u: 대기와 접촉한 부재의 둘레.

$h_0 = 100mm,\ t_1 = 1\,day$

시간에 따른 크리프의 상승은 다음과 같이 주어진다.

$$\beta_c(t-t_0) = \left[\frac{(t-t_0)/t_1}{\beta_H + (t-t_0)/t_1}\right]^{0.3} \qquad 3.2.161$$

이때 $$\beta_H = 150\left\{1 + \left(1.2\frac{RH}{RH_0}\right)^{18}\right\}\frac{h}{h_0} + 250 \le 1500 \qquad 3.2.162$$

여기서 $t_1 = 1\,day$

$RH_0 = 100\%$

$h_0 = 100mm$

(다) 시멘트 형식과 양생 온도의 영향

콘크리트의 크리프 계수에 시멘트 형식의 영향은 식 3.2.64에 의해 하중 시간 t_0를 수정함으로써 설명되어질 수 있다.

$$t_0 = t_{0,T}\left[\frac{9}{2 + (t_{0,T}/t_{1,T})^{1.2}} + 1\right]^{\alpha} \ge 0.5\,days \qquad 3.2.163$$

여기서 $t_{0,T}$는 하중 시의 콘크리트 재령.

$t_{1,T} = 1\,day$

α : 시멘트 형식에 의존하는 힘.

$\alpha = -1$; 천천히 경화하는 시멘트 SL인 경우

$\alpha = 0$; 보통 또는 빨리 경화하는 시멘트 N 또는 R인 경우

$\alpha = 1$; 빠른 경화하는 고강도 시멘트 RS인 경우

(라) 고응력의 경우

응력 수준이 $0.4f_{cm}(t_0) < |\sigma_c| < 0.6f_{cm}(t_0)$인 경우에 대해서, 크리프의 비선형성은 식 3.2.65를 사용함으로써 설명된다.

$$\phi_{0,k} = \phi_0 \exp\left[\alpha_\sigma(k_\sigma - 0.4)\right] \quad for \;\; 0.4 < k_\sigma \leq 0.6 \qquad 3.23164a$$

$$\phi_{0,k} = \phi_0 \qquad for \;\; k_\sigma \leq 0.4 \qquad 3.2.164b$$

여기서 $\phi_{0,k}$: 식 3.2.155안에 ϕ_0를 대체시킨 비선형 공칭 크리프 계수.

$k_\sigma = |\sigma_c| / f_{cm}(t_0)$ 응력 변형률 비.

$\alpha_\sigma = 1.5$

(4) 건조수축

총 건조수축 또는 팽창 변형률 $\varepsilon_{cs}(t,t_s)$는 다음으로부터 계산된다.

$$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = \varepsilon_{cso}\beta_s(t - t_s) \qquad 3.2.165$$

여기서, ε_{cso}: 공칭 건조수축 계수.

β_s: 시간에 따른 건조수축의 발달을 나타내는 계수.

t: 콘크리트 재령(day).

t_s: 수축과 팽창이 시작되는 콘크리트의 재령(day).

공칭 건조수축 계수는 다음과 같다.

$$\varepsilon_{cso} = \varepsilon_s(f_{cm})\beta_{RH} \qquad 3.2.166$$

이때 $$\varepsilon_s(f_{cm}) = \left[160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm}/f_{cmo})\right] \times 10^{-6} \qquad 3.2.167$$

여기서 f_{cm}: 재령 28일에서 콘크리트의 평균 압축강도.

$f_{cmo} = 10MPa$

β_{sc}: 시멘트 형식 계수;

$\beta_{Sc} = 4$; 천천히 경화하는 시멘트 SL

$\beta_{Sc} = 5$; 보통 경화 또는 급속히 경화하는 시멘트 N, R

$\beta_{Sc} = 8$; 급속히 경화하는 고강도 시멘트 RS

$\beta_{RH} = -1.55\beta_{sRH}$; $40\% \leq RH < 99\%$ 인 경우 3.2.168a

$$\beta_{RH} = +0.25 \quad ; RH \geq 99\% \text{ 인 경우} \qquad 3.2.168b$$

여기서 $\beta_{sRH} = 1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3$ 3.2.169

이때 RH: 대기의 상대습도(%).

$RH_0 = 100\%$

시간에 따른 건조수축의 발달은 다음과 같이 주어진다.

$$\beta_s(t-t_s) = \left[\frac{(t-t_s)/t_1}{350(h/h_0)^2 + (t-t_s)/t_1}\right]^{0.5} \qquad 3.2.170$$

여기서 h는 식 3.2.61에서 정의된다.

$t_1 = 1\,day$

$h_0 = 100mm$

바. 콘크리트 구조설계기준(2007)에서의 건조수축 & 크리프

(1) 일반사항

(가) 적용범위

이 기준에 따라 콘크리트 구조 부재를 설계할 때 사용하는 재료의 품질과 시험은 이 장의 규정 및 콘크리트표준시방서에 따라야 한다.

(나) 기호

A_c : 부재의 단면적, mm^2
E_c : 콘크리트의 탄성계수, MPa
E_{ci} : 재령 28일에서 콘크리트의 초기 접선탄성계수, MPa
$E_{ci}(t')$: 재령 t'일에서의 콘크리트의 초기 접선탄성계수, MPa
E_s : 철근의 탄성계수, MPa
$f_c(t')$: 재령 t'일에서 콘크리트의 압축응력, MPa
f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa
f_{cr} : 콘크리트의 배합강도, MPa
f_{cu} : 재령 28일에서 콘크리트의 평균압축강도, MPa
$f_{cu}(t)$: 재령 t일에서 콘크리트의 평균압축강도, MPa

h : 개념 부재치수, $mm = 2A_c/u$
RH : 외기의 상대습도, 퍼센트
s : 표준편차, MPa
t : 콘크리트의 재령, 일(day)
t' : 하중이 가해질 때의 재령, 일(day)
t_s : 콘크리트가 외기중에 노출되었을 때의 재령, 일(day)
t'_T : 온도의 20℃가 아닌 T℃에서 양생할 경우 등가재령, 일(day)
T : 외기 또는 양생온도, ℃
u : 단면적 A_c의 둘레 중에서 수분이 외기로 확산되는 둘레길이, mm
$\beta(f_{cu})$: 콘크리트 강도가 크리프에 미치는 영향함수, 식 3.2.175 참조
$\beta(t')$: 지속하중이 가해지는 시간 t'가 크리프에 미치는 영향함수
$\beta_c(t-t')$: 재하기간에 따라 크리프에 미치는 영향함수, 식 3.2.177 참조
$\beta_{cc}(t)$: 콘크리트 강도 발현에 대한 재령에 따른 보정계수
β_H : 외기의 상대습도와 부재의 두께에 따른 계수
$\beta_{H,T}$: 온도변화에 따라 보정된 β_H, 식 3.2.184 참조
β_{RH} : 외기습도에 따른 크리프와 건조수축에 미치는 영향계수, 식 3.2.162 참조
$\beta_s(t-t_s)$: 건조기간에 따른 건조수축 변형률 함수, 식 3.2.163 참조
β_{sc} : 시멘트 종류에 따른 건조수축에 미치는 영향계수
$\varepsilon_{cc}(t,t')$: 재령 t'일에서 $f_c(t')$의 응력이 가해졌을 때 시간 t일에서의 탄성변형률과 크리프를 포함한 전체 변형률
$\varepsilon_{sh}(t,t_s)$: 재령 t_s에서 외기 노출된 콘크리트의 재령 t에서의 전체 건조수축 변형률
ε_{sho} : 개념 건조수축계수, 식 3.2.160 참조
$\varphi(t,t')$: 콘크리트의 크리프계수
φ_o : 콘크리트의 개념 크리프계수, 식 3.2.173 참조
$\varphi_{o,k}$: 작용응력의 크기에 따라 보정된 φ_o, 식 3.2.181 참조
φ_{RH} : 외기의 상대습도와 부재 두께가 크리프에 미치는 영향계수
$\varphi_{RH,T}$: 온도변화에 따라 보정된 φ_{RH}, 식 3.2.183 참조

(2) 콘크리트의 크리프와 건조수축에 관한 규정

(가) 콘크리트 크리프

콘크리트의 크리프는 다음의 규정에 따라 예측할 수 있다.

① 시간 t'에서 작용응력 $f_c(t')$에 의한 콘크리트의 순간 변형 및 크리프 변형을 함께 고려한 전체 변형률 $\varepsilon_{cc}(t,t')$는 콘크리트의 압축강도 또는 설계기준 압축강도, 부재의 크기, 평균 상대습도, 재하할 때의 재령, 재하기간, 시멘트 종류, 양생온도, 온도변화, 작용응력의 크기 등에 따라 식 3.2.172를 사용하여

구할 수 있다.

$$\varepsilon_{cc}(t,t') = f_c(t')\left[\frac{1}{E_{ci}(t')} + \frac{\varphi(t,t')}{E_{ci}}\right] \quad 3.2.171$$

여기서, E_{ci}는 식 3.2.157에 의해 구하고, $E_{ci}(t')$는 0식 3.2.158에 의해서 구하여야 한다.

② 식 3.2.72에서 크리프계수 $\varphi(t,t)$는 양생온도가 20℃이고, 하중이 작용하는 동안의 기온도 20℃인 경우를 기준으로 한 것으로서 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\varphi(t,t') = \varphi_o \beta_c(t-t') \quad 3.2.172$$

여기서,

$$\varphi_o = \varphi_{RH}\beta(f_{cu})\beta(t') \quad 3.2.173$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-0.01RH}{0.10^3\sqrt{h}} \quad 3.2.174$$

$$\beta(f_{cu}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cu}}} \quad 3.2.175$$

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1+(t')^{0.2}} \quad 3.2.176$$

$$\beta_c(t-t') = \left[\frac{(t-t')}{\beta_H+(t-t')}\right]^{0.3} \quad 3.2.177$$

$$\beta_H = 1.5\left[1+(0.012RH)^{18}\right]h + 250 \le 1{,}500(\text{일}) \quad 3.2.178$$

이다. f_{cu}는 식 3.2.185를 따른다.

③ 작용응력의 크기, 온도 및 시멘트의 종류에 따라 식 3.2.73의 크리프계수는 다음과 같이 보정하여야 한다.

ⅰ. 양생온도 및 시멘트 종류에 따른 보정계수

양생 동안 온도의 변화가 있거나 20℃가 아닌 대기에 노출되어 있는 경우, 재하할 때의 콘크리트 재령 t'는 온도와 시멘트 종류를 고려하여 다음과 같이 보정하여야 한다.

$$t' = t_T' \left[\frac{9}{2+(t'_T)^{1.2}} + 1 \right]^{\alpha} \geq 0.5(\text{일}) \qquad 3.2.179$$

$$t'_T = \sum_{i=1}^{n} \Delta t_i \exp\left(-\frac{4{,}000}{273 + T(\Delta t_i)} + 13.65 \right) \qquad 3.2.180$$

$$\alpha = \begin{cases} -1 & : 2\text{종 시멘트} \\ 0 & : 1\text{종, } 5\text{종 시멘트} \\ 1 & : 3\text{종 시멘트} \end{cases}$$

여기서, $T(\Delta t_i)$는 Δt_i일 동안 지속된 온도(℃), Δt_i는 일정한 온도가 지속된 기간(일)이고, n은 일정한 온도를 유지한 단계의 수이다.

ii. 작용응력의 크기에 따른 보정계수

작용응력 $f_c(t')$가 $0.4f_{cu}(t') < |f_c(t')| < 0.6f_{cu}(t')$인 경우 식 3.2.74의 φ_o를 식 3.2.82와 같이 보정하여 크리프의 비선형을 고려한다.

$$\varphi_{o,k} = \varphi_o \exp\left[1.5\left(\frac{|f_c(t')|}{f_{cu}(t')} - 0.4 \right) \right] \qquad 3.2.181$$

여기서, $f_{cu}(t')$는 식 3.2.186과 식 3.2.187 에 의해 구할 수 있다.

iii. 온도변화에 따른 보정계수

지속하중이 작용하는 동안 온도가 5℃에서 80℃까지 변화할 때 크리프 계수는 식 3.2.174의 φ_{RH}를 식 3.2.183으로, 그리고 식 3.2.178의 β_H를 식 3.2.184로 보정하여 식 3.2.182에 의해 구하여야 한다.

$$\varphi(t,t') = \beta_c(t-t')\varphi_o + 0.0004(T-20)^2 \qquad 3.2.182$$

$$\varphi_{RH,T} = \varphi_T + (\varphi_{RH} - 1.0)\varphi_T^{1.2} \qquad 3.2.183$$

여기서, $\varphi_T = \exp[0.015(T-20)]$

$$\varphi_{H,T} = \exp\left[\frac{1,500}{273+T} - 5.12\right]\beta_H \qquad 3.2.184$$

iv. 28일 평균압축강도 f_{cu}는 식 3.2.185로 구하며, 시간에 따른 콘크리트의 강도 발현 $f_{cu}(t)$는 식 3.2.186과 같이 구할 수 있다.

$$f_{cu} = f_{ck} + 8 \qquad 3.2.185$$

$$f_{cu}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cu} \qquad 3.2.186$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left[\beta_{sc}\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right] \qquad 3.2.187$$

$$\beta = \begin{cases} 0.35 & : 1종\ 시멘트\ 습윤\ 양생 \\ 0.15 & : 1종\ 시멘트\ 증기\ 양생 \\ 0.25 & : 3종\ 시멘트\ 습윤\ 양생 \\ 0.12 & : 3종\ 시멘트\ 증기\ 양생 \\ 0.40 & : 2종\ 시멘트 \end{cases}$$

여기서, $\beta_{cc}(t)$는 시간에 따른 강도발현속도이고, β_{sc}는 시멘트 종류에 따른 상수이다.

v. 크리프 변형을 계산할 때 콘크리트의 초기 접선탄성계수는 다음과 같이 구해야 한다.

$$E_{ci} = 10,0000\sqrt[3]{f_{cu}} \qquad 3.2.188$$

한편, 초기 접선탄성계수 $E_{ci}(t)$의 시간에 따른 변화는 다음과 같이 구해야 하며 $\beta_{cc}(t)$는 식 3.2.187 과 같다.

$$E_{ci}(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)}\, E_{ci} \qquad 3.2.189$$

vi. 크리프에 대한 실험은 KS F 2453에 따라야 한다.

(나) 콘크리트의 건조수축

콘크리트의 건조수축 변형률은 대기의 평균상대습도, 부재의 크기 등을 고려하여 다음 식 3.2.190에 따라 구할 수 있다.

$$\varepsilon_{sh}(t,t_s)=\varepsilon_{sho}\beta_s(t-t_s) \qquad 3.2.190$$

여기서, ε_{sho}와 $\beta_s(t-t_s)$는 다음 식 3.2.191에서 식 3.2.194까지에 의해 계산하여야 한다.

$$\varepsilon_{sho}=\varepsilon_s(f_{cu})\beta_{SH} \qquad 3.2.191$$

$$\varepsilon_s(f_{cu})=[160+10\beta_{sc}(9-f_{cu}/10)]\times 10^{-6} \qquad 3.2.192$$

$$\beta_{RH}\begin{cases} -1.55[1-(RH100)^3] & (40\% \le RH < 99\%) \\ 0.25 & (RH \ge 99\%) \end{cases} \qquad 3.2.194$$

$$\beta_s(t-t_s)=\sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035h^2+(t-t_s)}} \qquad 3.2.195$$

β_{sc}
- 4 : 2종 시멘트
- 5 : 1종, 5종 시멘트
- 8 : 3종 시멘트

외기의 온도가 20℃가 아닌 경우 β_{RH} 및 $\beta_s(t-t_s)$는 다음 식 3.2.195와 식 3.2.196에 의해 보정하여야 한다.

$$\beta_{RH,T}=\left[1+\left(\frac{8}{103-RH}\right)\left(\frac{T-20}{40}\right)\right]\beta_{RH} \qquad 3.2.195$$

$$\beta_s(t-t_s)=\sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035h^2\exp[-0.06(T-20)]+(t-t_s)}} \qquad 3.2.196$$

4. PSC 교량의 시공중 해석이론

가. 세그멘탈 교량 시공

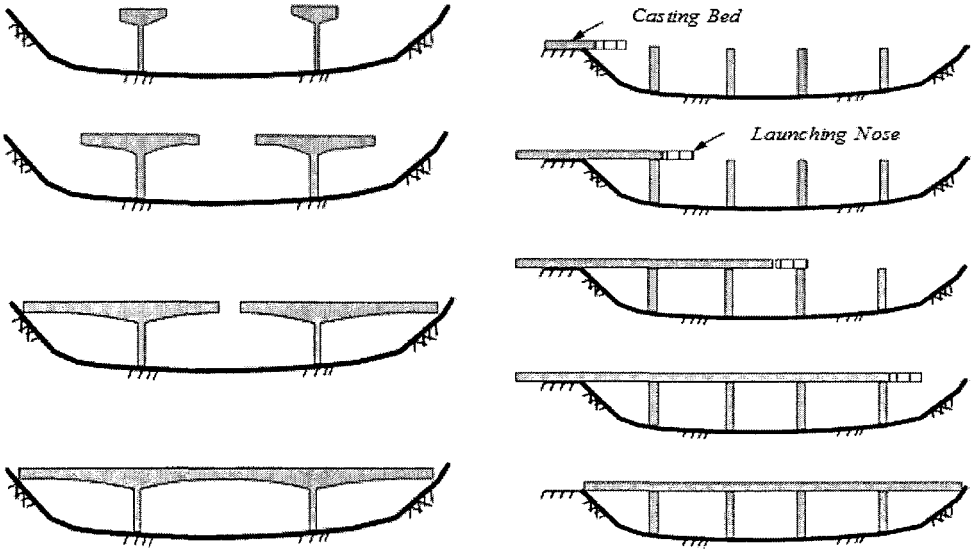
최근 경제의 지속적 성장을 위한 사회간접시설 확충으로 각종 고속도로의 건설 등 대규모의 건설공사가 활발하게 진행되고 있으며 이와 같은 대규모 건설의 상당 부분이 교량으로 구성되어 있다. 이러한 교량들의 가설은 주변 악조건을 극복하여야 함은 물론, 기존 교통량에 대한 영향을 최소화하여야 하며, 이에 따라 과거에 사용해 오던 시공방법들을 탈피한 여러 가지 특수 가설 공법이 개발, 발전되고 있다.

대부분의 이러한 교량들은 세그멘탈 시공을 따르고 있다. 세그멘탈 PSC 박스거더교량은 단일 박스단면으로 가설 시나 공용간 비틀림 모멘트에 대한 강성이 크고, 단면의 구조적 효율성이 뛰어나 중·장대 교량에 적합하다. 또한 경제성과 미관이 우수하여 거더 형식의 콘크리트 교량 중 가장 많이 채택·건설되고 있다.

가장 초기의 세그멘탈 공법을 이용한 다리는 각 교각에서 대칭성을 보전하면서 세그먼트를 연속적으로 시공하고, 다리형(거더)을 완성해 가는 캔틸레버공법(FCM 공법)을 사용한 것이다. 그 후 다른 시공법의 개발에 수반한 세그멘탈 공법의 적용 범위가 더욱 확대 되어 현재에는 압출공법(연속압출공법 또는 IML공법), 거푸집이동식공법(MSS공법), 동바리 공법(FSM공법) 등도 사용되고 있다.

일반적으로 세그멘탈 공법은 시공방법과 구조형식에 밀접한 관계가 있어 현장치기 콘크리트, 프리캐스트의 어느 것의 경우도 여러 가지 공법을 가진 캔틸레버공법과 동일시하는 일이 많다. 프리캐스트 캔틸레버공법(그림 3.2.26-a)은 현장치기 콘크리트 캔틸레버공법에 대신 되는 것으로 1962년 프랑스에서 그 기원을 볼 수 있다. 이 공법의 이점은 종래부터 사용된 가설설비의 간략화이며, 프리캐스트 기술 개선이다. 프리캐스트 또는 현장제작 박스거더 세그먼트들은 교각, 그리고 이미 프리스트레싱 된 부분 구조물에 캔틸레버링 된다. 모든 세그먼트들이 설치된 후, 캔틸레버 거더의 단부는 교대(abutment)나 또 다른 구조물의 형식으로 연속된다. 이 때의 접속부분은 연속적이거나 뚜렷이 구분 된다. 또한 이때 추가적인 연속 텐던이 시공되기도 한다.

압출공법(그림 3.2.26-b)은 직선 또는 단일 곡선 교량으로만 시공이 가능해 제한이 있다. 거더의 세그먼트들은 구조물 양 단부의 제작장(casting bed)에 시공된다. 그런 뒤, 스팬으로 압출된다. 각 세그먼트는 이전의 스팬과 함께 단일처리 되고, 그 결과 연속적으로 시공이 가능해 진다. 임시적인 축 프리스트레싱과 교각 그리고 압출 노즈는 이 시공기법의 경제성을 증진시키기 위해 자주 사용되는 방법이다.



(a) 켄틸레버 시공 (b) 압출공법(ILM)

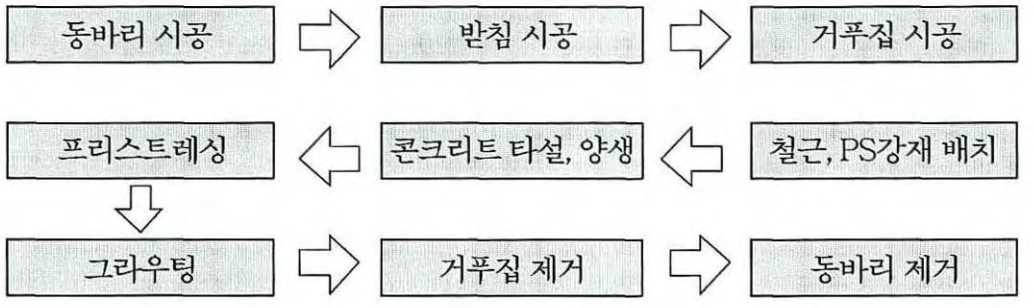
<그림 3.2.26. 세그멘탈 교량 시공법>

(1) 시공방법

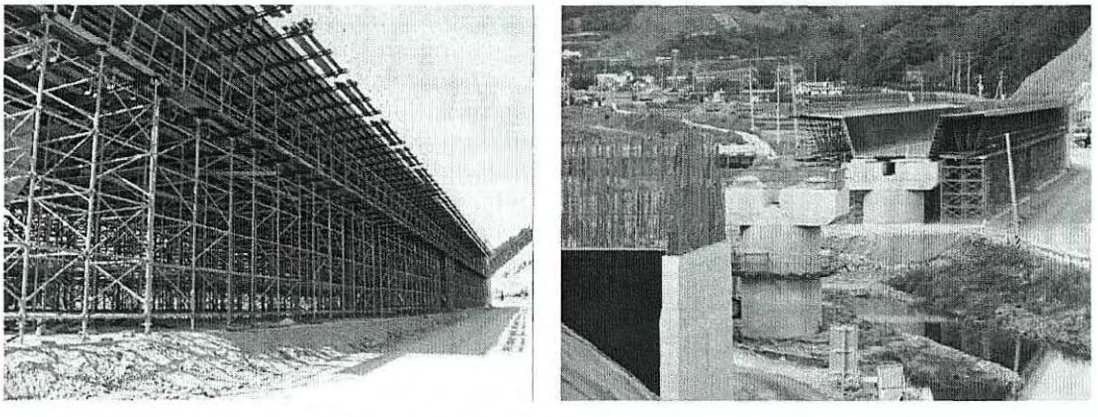
(가) 동바리 공법(FSM : Full Staging Method)

프리스트레스트 콘크리트 가설 공법 중 가장 일반적인 공법으로, 콘크리트를 타설하는 경간 전체에 동바리를 설치하여 타설된 콘크리트가 소정의 강도에 도달할 때까지 콘크리트의 자중, 거푸집 등의 중량을 동바리가 지지토록 하는 방식이다. 최근에는 ILM, MSS, FCM 등의 공법에 비하여 사용이 줄었으나 저렴한 공사비, 비교적 간편한 가설 방법, 제한되지 않은 경간의 변화 및 폭 등의 이유로 PSC 박스 거더교중 소교량을 가설할 경우에는 이용되고 있다.

가설 공사는 다음 그림 3.2.27와 같은 단계로 이루어지며, 콘크리트 타설 시, 동바리에 변형과 침하가 있으면 콘크리트에 악영향을 끼치므로 주의하여야 하고, 프리스트레싱에 의해 생기는 콘크리트의 탄성변형을 구속하지 않는 구조로 하여야 한다.



<그림 3.2.27. 가설 공사 단계>



<그림 3.2.28. 동바리 공법에 의한 시공>

동바리 공법의 가설 방식은 전체 지지식, 지주 지지식, 거더 지지식 3가지가 있는데 이는 지형, 가설 높이, 기초지반 상태 등의 입지 조건과 각 부재의 형태 및 갯수, 가설 구조물 이용 상태 등의 구조 조건으로 결정한다.

- 전체 지지식

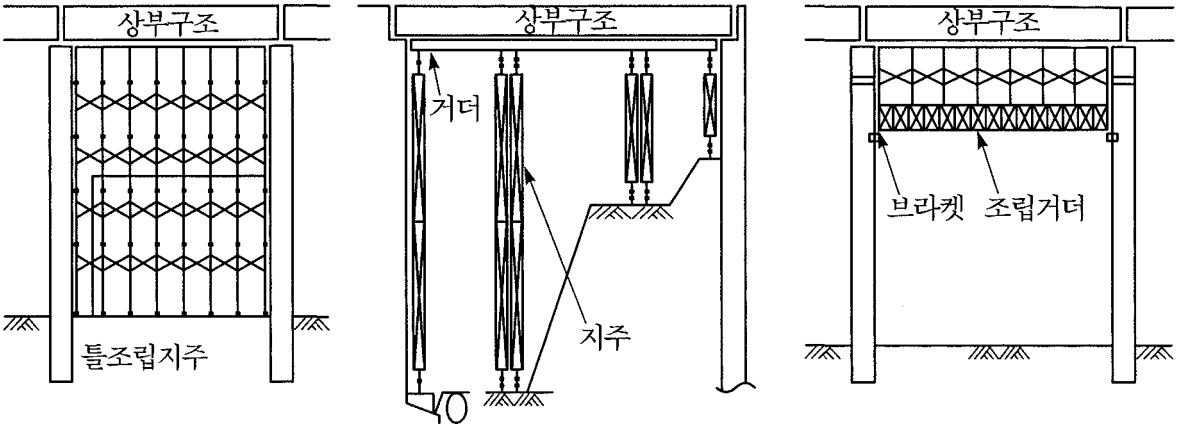
동바리를 사용하여 콘크리트, 거푸집, 작업대 등의 상부 하중을 지지하는 방식으로 지면이 평탄하고 교량 하부 공간을 이용하지 않아도 될 경우에 사용한다.

- 지주 지지식

상부 하중을 상부 구조 바로 밑에 설치된 거더에서 받아 지주로 전달하여 지지하는 방식으로 교량 하부 공간을 이용해야 할 경우, 지반에서 상부 구조까지의 높이가 높은 경우, 지반의 높이가 다른 경우에 유리하나 지주가 전체 하중을 지지하게 되므로 기초가 견고해야만 가능한 방식이다.

- 거더 지지식

상부 하중을 경간 사이에 설치된 조립 거더에서 받아 교각에 설치된 브라켓을 통해 하부로 전달하는 방식으로 지반 상태가 불량하여 경간 사이에 지주를 설치하기가 곤란하거나 입체 교차 지점 등을 위해 교량의 하부공간을 이용하여야 하는 경우 사용한다.

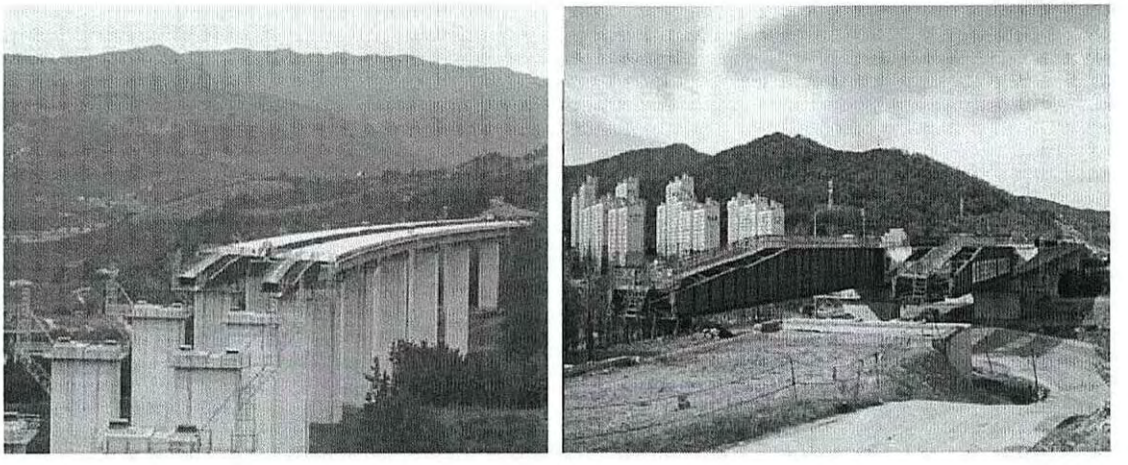


(a)전체지지식 (b)지주지지식 (c)거더지지식

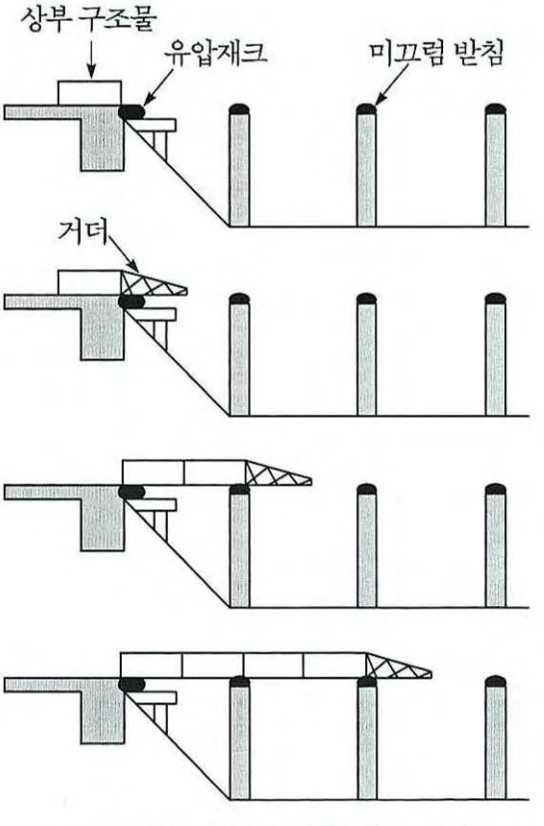
<그림 3.2.29. 가설 방식에 따른 분류>

(나) 압출 공법(ILM : Incremental Launching Method)

교대 후방에 설치한 주형 제작장에서 교량의 상부 구조물을 1 세그먼트(Segment)씩 제작하여 포스트 텐션 방법에 의해 프리스트레스를 도입시킨 후 유압재크와 미끄럼 받침을 이용해 교량의 교축방향으로 송출하여 가설하는 공법이다. 압출부재의 최선단에는 거더가 설치되어 캔틸레버 모멘트를 감소시키는 역할을 하고 교량 가설이 완료된 시점에서 사용하중에 대응할 수 있는 프리스트레스력이 주어진다. 거푸집의 반복 사용, 기상 조건에 대한 영향이 없는 등의 프리캐스트 부재의 장점과 PSC 보의 약점부인 이음부가 필요 없는 현장 타설 콘크리트의 장점이 조합되어 있어 아주 경제적이고 편리하다. 주로 계곡과 같이 지형이 험난하여 동바리 공사가 어려운 곳에 사용하며 직선 구간과 일정한 곡률 반경을 가진 구간에서만 사용 가능하다. 교장이 짧으면 유압재크, 제작장의 가설비 등 초기 비용이 상대적으로 크므로 길이 150m, 최저 3경간 이상의 교량에 적당하며 경간마다 길이가 크게 다른 경우에는 적합하지 않다.



<그림 3.2.30. 압출공법에 의한 시공>



<그림 3.2.31. 압출공법의 시공 순서>

압출공법은 압출방식에 따라 집중압출방식과 분산압출방식으로 나눌 수 있다.

- 집중압출방식

교대나 교각 한 곳에 압출력을 작용시키는 압출장치를 설치하고 교각 위에는 상부 구조가 미끄러질 수 있도록 미끄럼 받침을 설치하여 압출하는 방식이다. 기계 고장이 적고 관리가 용이하지만 압출 시 비교적 큰 수평 반력이 하부에 전달되기 때문에 주의하여야 하고 각 교각마다 미끄럼 받침 교체 작업을 위한 인원이 필요하다.

- 분산압출방식

각 교대나 교각 마다 압출장치를 설치해 압출력이 분산 작용 하도록 하여 상부 구조를 들어 올려 압출하는 방식이다. 압출 시 하부에 전달되는 수평 반력이 비교적 작고 제어가 가능하지만 각 교대나 교각마다 압출장치를 설치해야 하므로 교각 주두부가 커지게 된다.

(다) 이동식 지보공법(MSS : Moveable Scaffolding Method)

장지간 교량의 상부구조를 시공 할 시 교량 단면이 3경간 이상 동일한 경우 매 경간마다 지보공과 거푸집을 설치하는 것은 시간과 경제적인 측면에서 비효율적이고 많은 인력이 필요하므로 이를 보완하기 위해 이동식 지보공법을 사용할 필요가 있다. 이동식 지보공법은 이동 가능한 지보공에 거푸집을 부착하여 한 지간씩 콘크리트를 타설하고 프리스트레스를 도입하는 시공 공법을 일컫는다. 콘크리트는 단경간 거더의 경우에는 1경간 마다 타설하며 연속 거더의 경우에는 다음 경간의 모멘트가 0이 되는 점까지 타설한다.

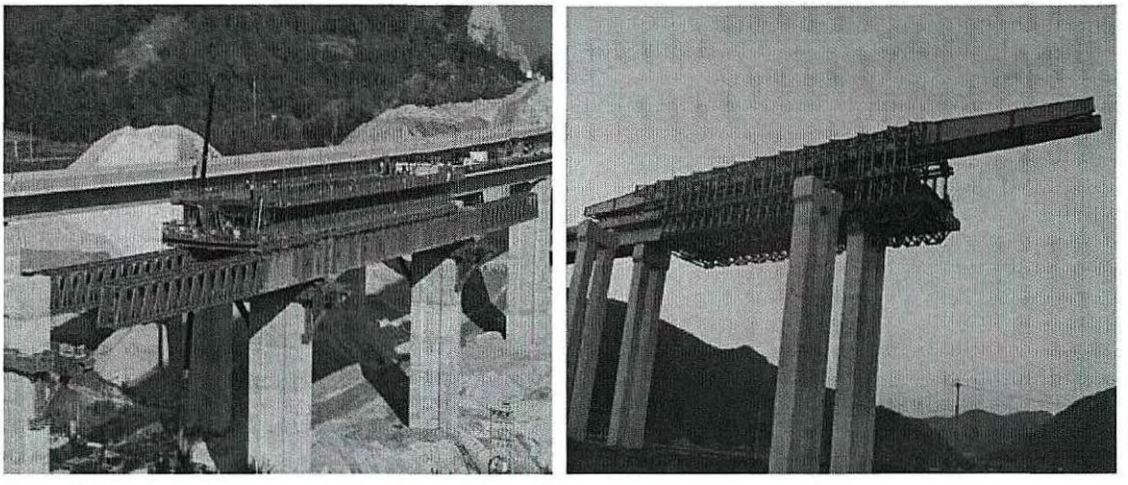
이동식 지보공법의 특징은 다음과 같다.

① 지보공과 거푸집의 반복사용으로 공사비의 절감이 가능하다.

② 경간마다 반복된 작업이 이루어지므로 시공 관리가 용이 하고 공기 단축이 가능하며 소수의 인원으로도 시공이 가능하다.

③ 이동식 지보공의 제작비와 장비가 고가이므로 장대교 일수록 경제적이다.

④ 지붕을 설치하면 일기에 영향을 받지 않고 시공이 가능하다.



<그림 3.2.32. 이동식 지보공법에 의한 시공>

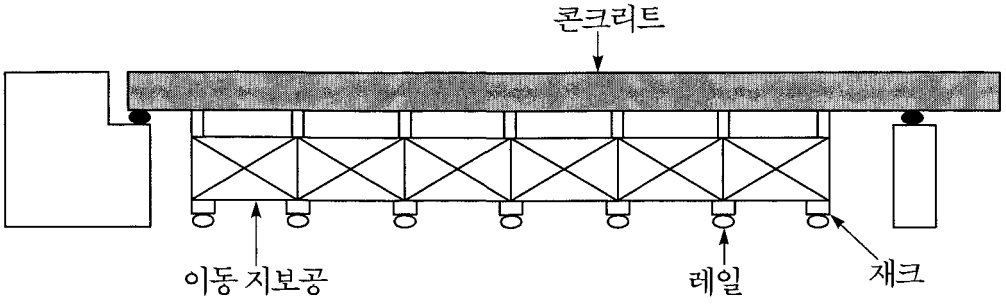
이동식 지보공법에는 지주를 이용하여 경간을 이동하는 공법과 지주 없이 이동할 수 있는 강제 이동 지보공법이 있다.

- 지주 이용 공법

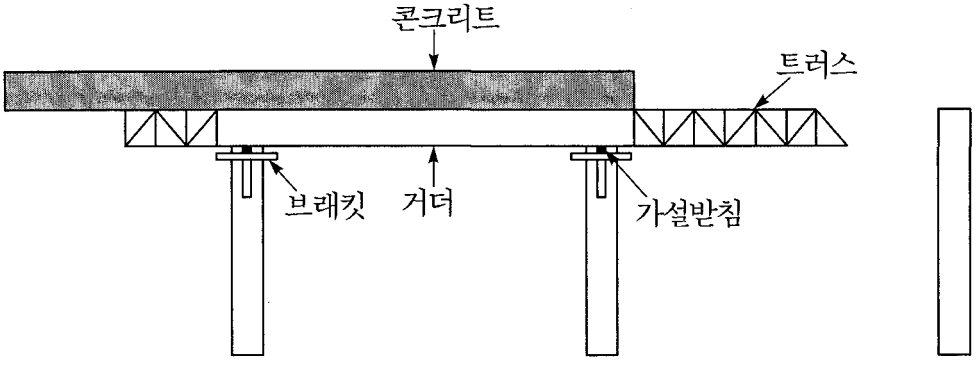
거푸집이 부착된 지보공을 지상에 설치하고 레일과 같은 이동장치를 이용해서 이동하며 콘크리트를 타설하는 방법으로 교량 하부 공간을 이용할 필요가 없고, 지표면이 평탄하고 내력이 있으며, 다리 높이가 높지 않은 경우에만 가능하다.

- 강제 이동 지보공법

거푸집이 부착된 거더와 가설 받침으로 이동하여 분할 시공을 하는 공법으로 지보공 앞뒤로 트러스를 부착하고 경우에 따라선 트러스 선단에 크레인을 설치하기도 한다. 거더는 동바리, 콘크리트의 무게를 지지하고, 가설 받침은 교각에 부착되어 지보공의 무게와 동바리, 콘크리트의 무게를 지지하므로 특히 유의하여야 한다. 표면이 평탄하지 않은 곳이나 하천, 도로, 계곡 등에서도 이용 가능하다.



(a) 지주 이용 공법



(b) 강제 이동 지보공법

<그림 3.2.33. 이동식 지보공법의 종류>

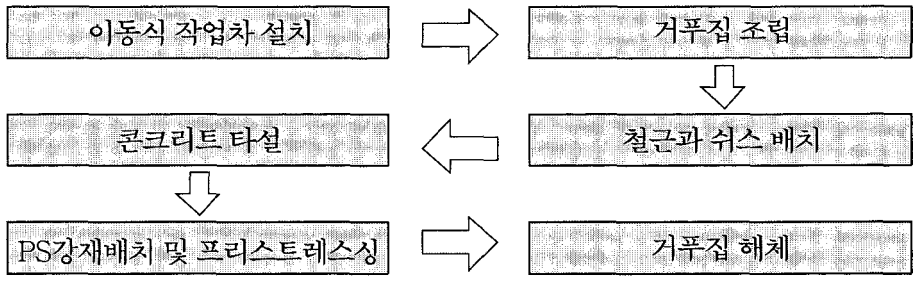
(라) 캔틸레버 공법(FCM : Free Cantilever Method)

시공시 교량 하부에서 교량 상부 구조를 지지토록 하는 지보공을 사용하지 않고 이동식 작업차(Form Traveller)를 이용하여 교각에서부터 양측으로 서로 균형을 잡으면서 한 세그먼트(Segment)씩 연속적으로 가설하는 공법이다. 한 세그먼트(Segment)의 크기는 이동식 작업차의 용량에 따라 다르지만 보통 3~5m 정도로 하고 주두부에서 캔틸레버에 의해 과대한 부모멘트가 생기므로 상부 플랜지에 PC 강재를 배치하여 프리스트레싱을 한다. 각 세그먼트의 결합을 안정하게 위해선 세그먼트와 교각을 강 결합으로 하던지 지주를 시공한다.

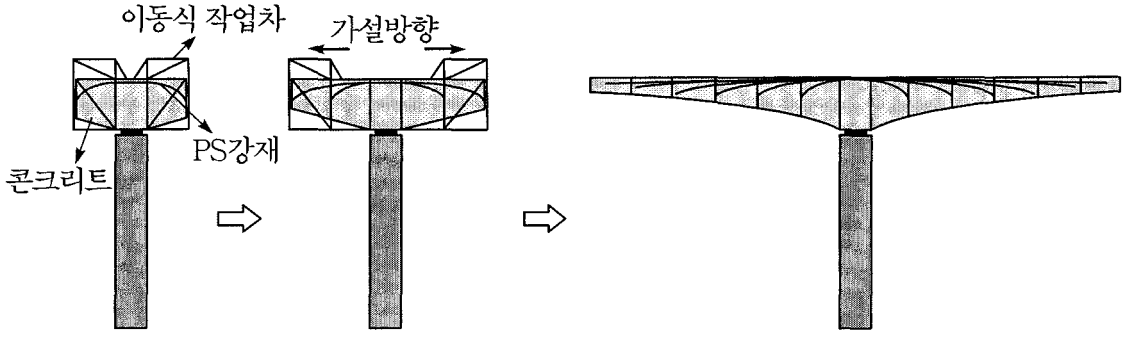
캔틸레버 공법은 시공 방법에 따라 현장타설 캔틸레버 공법과 프리캐스트 캔틸레버 공법으로 나뉜다.

- 현장타설 캔틸레버 공법

이 공법은 이동식 작업차를 사용하여 현장에서 거푸집 조립, 콘크리트 타설, 프리스트레스 도입 등이 이루어지는 것으로 공사 단계는 그림 3.2.34과 같다.



(a)



(b)

<그림 3.2.34. 현장타설 캔틸레버 공법의 공사 단계>

현장에서 콘크리트를 분할하여 타설 하기 때문에 상부구조의 단면 변화가 가능하고 시공 단계 마다 오차의 수정이 가능하여 정밀도가 높다. 반복 공정이 이루어지므로 공기 단축이 가능하고 소수의 인력으로 시공이 가능하다. 지보공이 없으므로 계곡, 하천, 해상, 교통 집중 구역에서의 시공이 가능하고 작업이 이동식 작업차 내에서 이루어지므로 일기에 영향을 받지 않는다. 하지만 분할 시공으로 인해 생기는 각 세그먼트 간의 계획고 차이를 제거 시키는데 주의를 기울어야 한다. 콘크리트의 하중에 의한 처짐, 콘크리트의 크리프와 건조 수축에 의한 처짐, 프리스트레스에 의한 처짐, 이동식 작업차와 같은 여러 가지 장비의 하중에 의한 처짐, 세그먼트 연결부의 시공에 의한 처짐 등의 원인으로 타설된 콘크리트가 처지기 때문에 거푸집을 약간 높여서 시공해 계획고에 일치토록 한다.

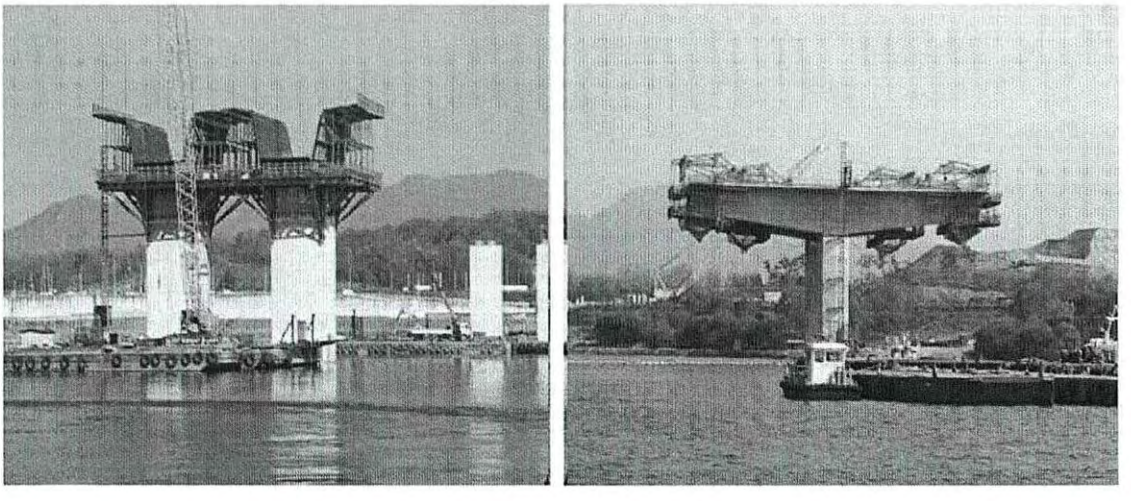
- 프리캐스트 캔틸레버 공법

이 공법은 세그먼트를 공장에서 제작한 뒤 바지선으로 시공 지점까지 옮겨 캔틸레버 공법으로 시공하는 것으로 그 능력이 향상되어 많은 장대교 시공에 사용되

고 있다.

세그먼트를 현장에서 타설하는 것이 아니라 공장에서 제작하므로 콘크리트의 품질관리가 용이하고 가설 시 콘크리트는 이미 상당한 강도에 도달한 상태이므로 가설 후 발생하는 크리프와 건조수축에 의한 변형의 발생이 적어 프리스트레스의 손실이 적어진다. 복잡한 형상의 구조물도 비교적 쉽게 시공할 수 있고 하부 공사와 병행해서 실시할 수 있어 현장 타설 캔틸레버 공법보다 공기를 단축시킬 수 있다. 하지만 세그먼트를 운반해야 하기 때문에 많은 비용과 대형 장비가 필요하고 시공 관리와 오차 수정이 용이하지 않다.

가설 방법으로는 크레인에 의한 방법과 가설 트러스에 의한 방법이 있다. 경간 길이가 짧은 경우에는 크레인에 의한 방법을, 경간이 긴 경우에는 가설 트러스에 의한 방법을 주로 사용한다.



<그림 3.2.35. 캔틸레버 공법에 의한 시공>

위의 가설 공법들을 특징별로 요약하면 다음과 같다.

<표 3.2.37. 가설공법별 특징>

구분	동바리 공법(FSM)	압출 공법(ILM)	이동식 지보공법(MSS)	캔틸레버 공법(FCM)
공사 내용	높이가 20m 이상이고 동바리를 500개 이상 필요로 할 때는 비경제적임	가설 시 부모멘트가 발생되므로 이를 위한 프리스트레싱이 필요	수심이 깊은 곳에서도 동바리가 필요 없으며 지면에 접한 곳에서는	주두부에서 캔틸레버에 의해 과대한 부모멘트가 생기므로 추가

			이동식 지보공 가능	프리스트레싱이 필요함
가설공사	가설공사비는 저렴하며 일괄가설공법과 분할가설공법으로 분류. 경간의 변화 및 선형이나 폭원에 대한 제한이 없으며 PSC박스거더교중 소교량에 적합한 형식.	가설공사비는 저렴한 편이며 일반적으로 1/2~1/3 지간장의 철재 거푸집을 교대 뒤 조립장에서 제작하여 사용된다. 추진코와 추진장비, 전용 가설받침이 필요하다.	한 지간장의 이동 거푸집과 그 양측의 추진코 및 교각에 붙은 가설받침이 필요하다. 이동식 지보(MSS) 제작비가 고가이므로 연장이 길수록 유리하다.	가설공사비가 타 가설공법에 비해 비교적 고가이다. 일반적으로 F/T가 2개 이상 필요하며 힌지식의 경우는 지점부에 임시 가설 고정 장치가 필요하다.
최적 지간장	20~60m	30~60m	40~70m	80~200m
최적 교장	100~500m 소교량에 적합	200~600m 최대 1160m	길수록 경제적	길수록 경제적
상부 시공 속도	경간당 2~3주 소요	경간당 2~3주 소요	경간당 2~3주 소요	한 세그먼트당 1주일가량 소요
특징	전 구간 지보공 설치 시공으로 확실한 시공이 가능하고 종방향 박스단면을 변단면으로 처리가 가능하다.	제작장에서 한 분절씩 제작한 후 압출잭을 이용하여 추진. 추진시 캔틸레버 모멘트를 줄이기 위해 강재노즈를 사용. 계곡, 철도 등 지보공사가 어려운 곳에 사용되며 직선구간 및 일정 곡률반경을 가진 구간에서만 사용 가능.	거푸집 자체를 이용하면서 한 지간씩 콘크리트를 타설하고 프리스트레스를 도입. 전단력을 고려하여 지간의 1/5 지점 정도에서 시공이음을 설치. 주로 교각 위에 브라켓을 설치하여 그 위를 이동하는 방법이 쓰임.	교각위(주두부)로부터 F/T를 사용하여 한 세그먼트씩 콘크리트를 타설한 후 프리스트레스를 도입. 동바리공법이 불가능하거나, 수심이 깊거나 깊은 계곡, 선박 통행로 등에 적용.

나. 시간의존 모멘트의 재분배

가설중의 세그멘탈 교량은 시공이 진행되어 감에 따라 단계별로 점증하는 세그먼트의 자중, 각 단계별로 이동하는 가설차(Form Traveller)하중, 시공 과정 중 발생할 수 있는 가설장비 하중(컴프레서, 펌프, 강선 등), PS강선에 의한 긴장력, 크

리프와 건조수축에 의한 변형, 세그먼트 및 교각에 작용하는 풍하중, 온도 변형 등이 복합적으로 작용된다. 뿐만 아니라 인접 경간과의 연결 및 가설 수조물의 조립 및 해체로 인해 경계조건이 변하고 정정구조에서 부정정구조로 변화하는 등 구조계가 바뀐다. 또한 가설방법의 특성상 세그먼트를 순차적으로 시공함으로써 거더에 의해 발생하는 모멘트는 점증하게 된다. 게다가 세그먼트별로 콘크리트의 재령차로 인한 크리프 및 건조수축에 의한 응력의 재분배도 크게 발생한다.

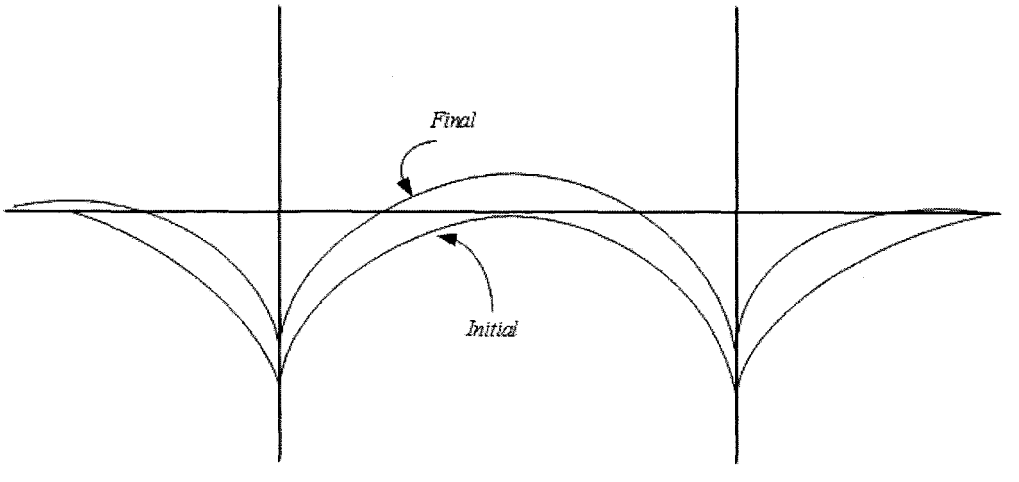
세그멘탈 교량에서 모멘트 재분배는 구조물에서의 응력분배로부터 발생되는 크리프 변형이 완성 구조물의 경계조건에 의해 구속됨에 따라 생겨난다. 이는 구조물의 전단력과 모멘트도를 전체적으로 바꾸게 하는 경계 구속력을 발생시킨다. 프리스트레싱의 경우, 내력의 최종 분배는 추가적인 프리스트레싱 손실과 관련 응력의 손실 재분배에 의해 더 많은 영향을 받는다.



(a) 초기의 구조계(cantilever)



(b) 종국의 구조계(continuous)

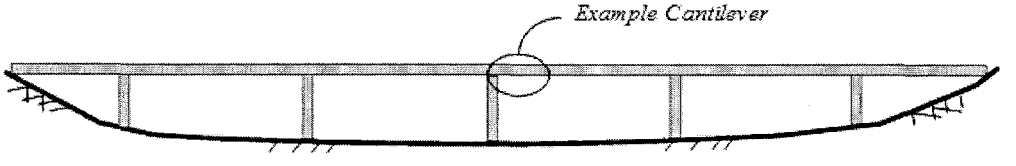


(c) 내부 모멘트의 변화

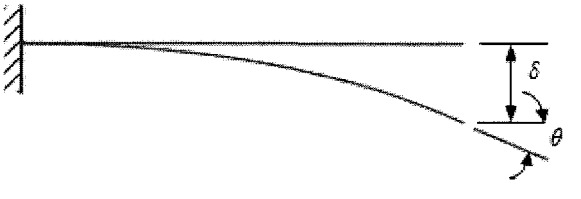
<그림 3.2.36. 모멘트 재분배>

크리프에 의한 시간의존 모멘트 재분배의 기본 메커니즘을 다경간 캔틸레버 교량의 내부 스팬을 고려해 설명해 보면 다음과 같다. 스팬 단부의 경계조건은 고정이며, 무한개의 측경간으로 가정한다. 이 스팬은 한 쌍의 캔틸레버로 시공되고, 중앙경간의 마감재에 의해 연속 된다. 사하중 하에서, 캔틸레버 모서리의 탄성 변위와 회전은 δ와 θ이다(그림 3.2.37-b). 만약 중앙경간의 접속부분이 잠기지 않는다면, δ와 θ는 크리프에 의해 시간에 따라 증가할 것이다(그림 3.2.37-c). 중앙경간 접속부분이 잠김에 의해 회전 $\theta(t)$는 접속부분에서 두 캔틸레버의 회전 적합성 요구에 의해 구속된다. 그러면 구속 모멘트 $M(t)$가 발생된다(그림 3.2.37-d). 이 구속 모멘트는 스팬 내에서 내력의 시간 의존 배치나 재분배를 발생케 한다(그림 3.2.37-e).

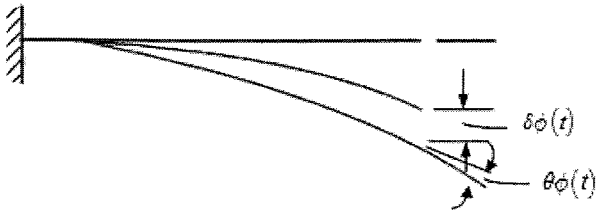
대부분의 캔틸레버 교량에 대해서, 모멘트 재분배는 지점 부분의 부 사하중 모멘트의 감소와 중앙경간 접속부분의 정 사하중 모멘트의 증가를 가져온다. 정모멘트의 정확한 해석은 교량 설계에서 가장 중요하다. 왜냐하면, 보통 모멘트 분배에 의해 부모멘트가 결정되기 때문이다.



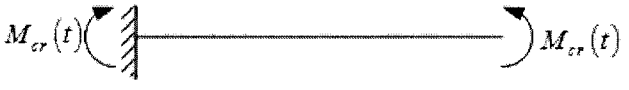
(a) 다경간 켄틸레버 시공 교량



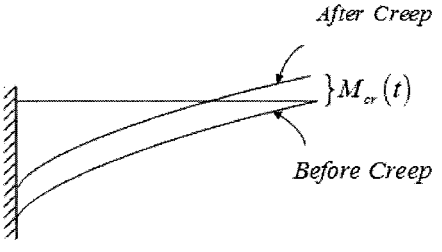
(b) 탄성 변위



(c) 비구속 크리프 변위



(d) 저항 모멘트



(e) 모멘트 재분배

<그림 3.2.37. 크리프 변형의 구속>

다. 시공단계 해석

(1) 개요

FCM공법은 교각에서 지간의 중앙방향으로 캔틸레버를 가설하는 공법으로 하상작업이나 규모가 큰 동바리 설치공사가 필요 없는 공법이다. 또한 교량 형하공간 활용 및 기존 하천과 도로를 저촉하지 않고 개방감을 최대한 확보할 수 있는 장점이 있다. FCM 공법은 시공단계별로 구조계가 변화게 되므로 각 시공단계별 구조해석의 과정이 필요하며 본 장에서는 PSC 전용 준적합 쉘요소를 범용구조해석프로그램인 XFINAS 시스템의 프리/포스트 프로세서을 이용하여 3경간 연속 PSC BOX 교량의 시공단계 해석을 수행하기로 한다.

시공공정에 따라 순차적으로 시공되는 구조물의 해석에 있어 실제 시공과정을

해석적으로 모사하기 위해서는 구조물의 실제 시공중에 발생하는 여러 공정중에서 구조적으로 의미가 있는 공정을 가능한 정확히 해석적으로 구현하여 그 공정이 구조물의 거동에 미치는 영향을 파악할 수 있어야 한다. 또한 각 공적의 순서와 실시되는 시간을 고려해야 하고 동시에 진행되는 여러 공정도 고려해야 하며, 더불어 시공중에도 시간의 경과에 따라 발생하는 콘크리트의 크리프, 건조수축, 강도의 증가와 게이블 및 PC 강재의 이완 등 시간의존성 변형들이 구조계에 미치는 영향도 고려해야 한다.

본 연구에서는 구조계에 영향을 미치는 각 공정을 모사하기 위해 뼈대요소(Frame Element)와 쉘요소(Shell Element)를 이용하여 비교·분석 하였다. 순차적으로 시공되는 요소의 설치 및 제거, PS 강재의 긴장, 하중과 경계조건의 변화를 고려한다. 또한 이동식 작업차를 포함한 가설장비(이동보요소 : Traveller Elemet)를 이상화 하여 이동보요소의 설치, 이동, 및 제거를 고려한다.

실제 공정에서는 각 공정마다 일정한 시간이 소요되나 각 공정이 순간적으로 수행된다고 가정하고 각 공정마다 시간구간을 영으로 한 해석(순간해석 : Instantaneous Analysis)을 수행하여 공정에 의한 영향을 고려한 후 다음 공정까지의 시간구간을 적당한 수의 시간단계로 나누어 시간의존적 해석(시간단계해석 : Time Step Analysis)을 수행함으로써 시간의존적 변형은 물론 구조계의 변화와 외부하중 및 지지조건의 변화를 모두 고려하였다.

(2) 시공단계 표현

PSC 교량의 시공중의 각 단계를 모사하기 위해 본 연구에서는 구조적으로 의미가 있는 각 공정을 별도의 시공명령어로 표현하였다. 각 시공명령어를 개별적으로 사용하거나 또는 조합하여 사용함으로써 시공의 진행에 따른 구조계의 변화를 모사할 수 있으며 각 시공명령어의 의미는 다음과 같다.

(가) SET : 해석에 영향을 미치는 변수들을 정의한다. 주요변수로는 수렴조건, 온도, 현재의 시점, 최대 반복계산 수 등이 있다.

(나) RESTRAINTS : 각 절점의 구속조건을 정의한다. 구속조건은 0,1,2로 세 가지가 있으며 0은 자유도가 구속되지 않은 상태를 나타내고, 1은 해당 자유도의 총 변위가 현재의 값으로 구속된 것을 나타내며, 2는 현재상태에서꼬지 발생한 변위에 관계없이 총 변위가 0으로 구속된 것을 나타낸다.

(다) BUILD : 새로운 뼈대요소의 설치를 정의하며, 각 뼈대요소에 대해 기존에 정의된 콘크리트와 보강철근 화이버를 일부 또는 전부를 선택적으로 설치한다. 또한 선택된 콘크리트 화이버에 대한 재료성질 및 타설된 날짜를 정한다. 뼈대요소의 자중은 기존에 정의된 뼈대요소 내의 콘크리트 화이버 중에서 설치된 콘크리트 화이버에 대해서만 프로그램 내에서 자동으로 계산아여 외부절점하중에 추가된다.

(라) REMOVE : 뼈대요소를 현재의 구조계로부터 제거한다. 제거된 뼈대요소의 자중은 뼈대요소가 제거될 때 동시에 제거되고, 제거된 뼈대요소의 콘크리트와 보강철근 화이버의 변형률과 응력 등은 0으로 초기화한다.

(마) ADDFIBER : 기존에 설치된 뼈대요소에 콘크리트와 보강철근 화이버를 추가로 설치한다. 추가로 설치되는 콘크리트 화이버의 재료성질과 타설된 날짜를 정의하며, 타설된 날짜가 현재의 시간과 같을 경우에는 추가된 콘크리트 화이버는 강성을 갖지 못하기 때문에 자중으로만 작용하고, 추가된 콘크리트 화이버의 자중은 프로그램 내에서 자동으로 계산되어 외부절점하중에 추가된다.

(바) DELFIBER : 기존에 설치된 뼈대요소에서 콘크리트와 보강철근 화이버의 일부를 선택하여 제거한다. 제거된 콘크리트 화이버의 자중은 프로그램 내에서 자동으로 계산되어 외부절점하중에서 제거된다. 제거된 콘크리트와 보강철근 화이버의 변형률과 응력 및 탄성계수는 0으로 초기화한다.

(사) CABLEIN : 케이블의 설치와 긴장 및 재긴장을 정의한다. 케이블의 긴장시 정착구의 활동에 의한 손실을 고려하며, 자중도 계산하여 외부하중에 추가된다.

(아) CABLEOUT : 케이블을 현재의 구조계로부터 제거한다. 케이블이 제거되면 케이블의 자중도 동시에 제거된다.

(자) LINK : 연결요의 설치를 정의한다. 연결요소의 축방향 강성과 비틀림 강선 및 휨 강성을 적절히 조정함으로써 뼈대요소 간의 다양한 연결과 뼈대요소와 지점간의 연결상태를 모사할 수 있다.

(차) RELEASE : 연결요소의 비틀림 강성과 휨강성을 제거하여 힌지연결이 되게 한다. 또한 연결 상태를 변화하거나 연결요소를 제거할 수도 있다.

(타) MOVE : 이동보요소의 설치와 이동 및 제거를 정의한다. 이동보요소는 해석의 진행에 따라 임의의 위치로 이동될 수 있으며, 새로운 위치로 이동되면 이전의 위치에 대한 강성도 행렬과 자중은 제거되고, 새로운 위치에 대한 강성도

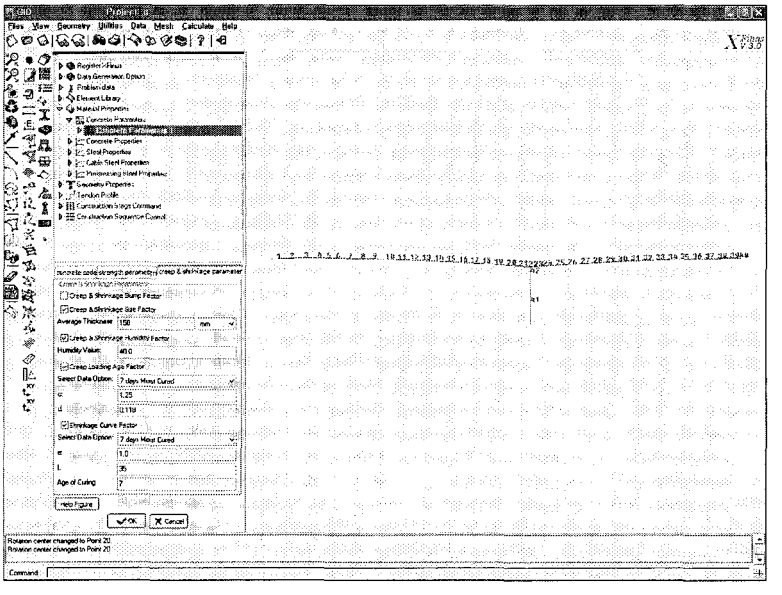
행렬과 자중이 계산된다.

(카) STRESS : PS 강재의 긴장과 재긴장 및 제거를 정의한다. 프리텐션방식과 포스트텐션방식을 선택할 수 있으며, 긴장방식에 따라 인장력의 손실을 계산한다.

(파) EXTENDONIN : 외부강선의 설치와 긴장 및 재긴장을 정의한다. 외부 강선의 긴장시 정착구의 활동과 편향부에서 마찰에 의한 인장력 손실을 고려하며, 자중도 계산하여 외부하중에 추가된다.

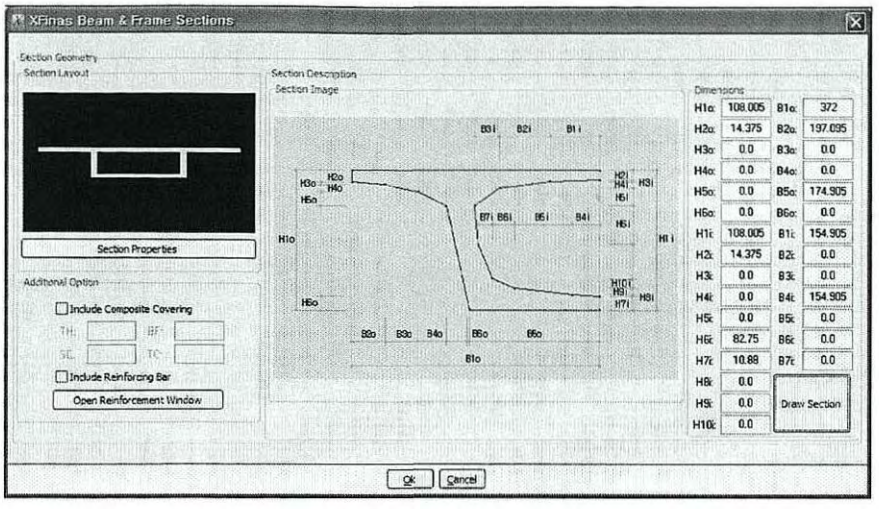
(하) EXTENDONOUT : 외부강선을 현재의 구조계로부터 제거한다. 외부강선이 제거되면 강선의 자중도 동시에 제거된다.

(3) 재료정의



<그림 3.2.38. 재료 정의(콘크리트)>

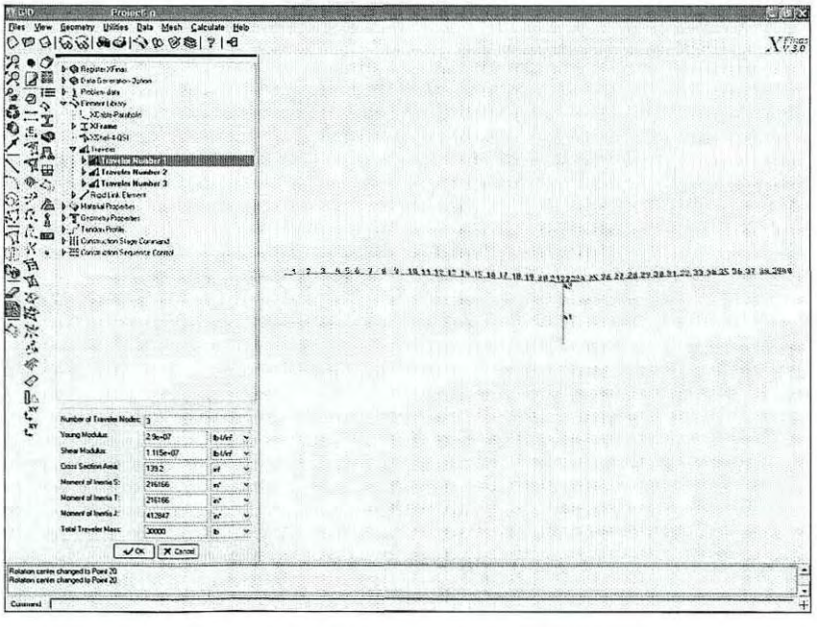
(4) 단면정의



<그림 3.2.39. 단면 정의>

(5) 이동가설차

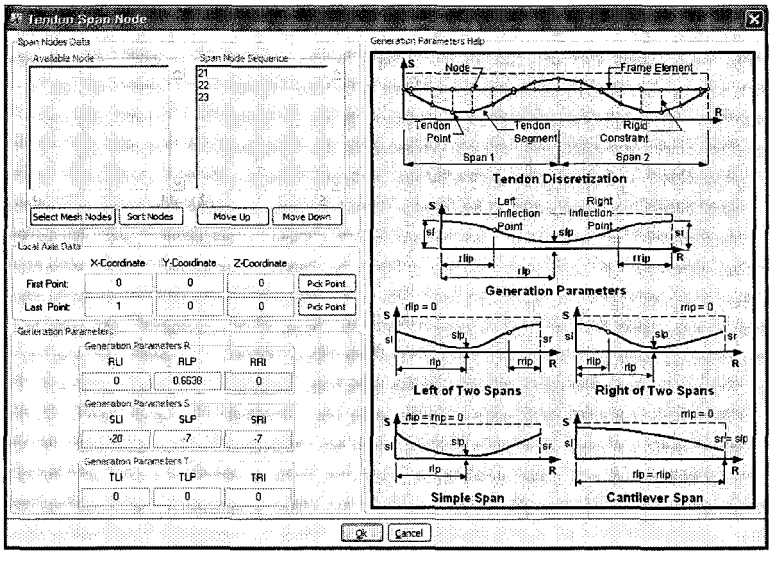
이동식 작업차나 가설트러스 등의 가설장비를 이상화하기 위해 3차원 이동보요소를 사용하였다. 이동보요소는 시공 중의 각 단계에서 공간상의 임의의 위치에 설치되거나 이동 및 제거될 수 있으며 재료는 선형탄성체로 가정하였다. 또한 시간의 존적 변형은 고려하지 않았다.



<그림 3.2.40. 이동가설차 정의>

(6) PS 강재의 긴장

PS 강재의 긴장 방법으로는 프리텐션방식과 포스트텐션 방식이 있다. 본 연구에서는 포스트텐션 방식을 고려하여 해석을 수행하였다. PS 강재의 초기 인장력은 긴장단계에서 PS 강재와 쉬스관 사이의 마찰손실과 긴장단에서 정착구의 활동에 의한 손실을 고려하여 결정하고, 뼈대요소 내에 설치된 PS 강재는 개별적으로 긴장을 할 수도 있고 동시에 여러 개를 긴장할 수도 있도록 하였다. 포스트 텐션 방식은 긴장단계에서 PS 강재와 뼈대요소가 부착되지 않은 것으로 보고 인장력이 도입되고 난 다음 완전히 부착된 것으로 가정하였다.



<그림 3.2.41. 텐던 정의>

(7) 하중과 경계조건의 변화

교량의 시공과정에서 임시로 부재를 구속하거나 풀 수 있으며 가설장비의 설치와 제거, 초장 및 마감 등으로 인한 하중의 경계조건이 계속적으로 변화하므로 시공단계를 고려한 해석에서는 임의의 해석단계에서 하중과 경계 조건의 변화를 정확히 고려할 수 있어야 한다. 본 논문에서는 시공 중의 하중 변화를 고려하기 위해 외부하중으로서 절점 하중과 절점변위하중 및 뼈대요소에 분포하는 등분포하중과 온도변화에 의한 온도하중도 고려하였다. 절점의 경계조건은 시공단계에 따라 구속하거나 풀 수 있으며, 현재의 시공단계에서 발생한 절점변위를 그대로 유지한 채

구속하거나 절점변위를 0으로 하여 구속 할 수 있도록 하였다.

(8) 시공순서 정의

① Update Node Config.

Traveler가 이동할 위치를 미리 지정해 준다.

② Move & Remove Traveler

시공단계에서 시공할 요소를 가설한 Traveler를 설치하거나 이동한다

③ Install & Remove Truss

거더 또는 교각의 트러스요소를 설치하거나 제거한다.

④ Install & Restress & Remove Cable

케이블 요소를 긴장, 재긴장 또는 제거한다.

⑤ Install & Remove Frame

거더 또는 교각의 뼈대요소를 설치하거나 제거한다.

⑥ Jacking Tendon

각각의 텐던의 시공 순서에 따라 긴장작업을 수행한다.

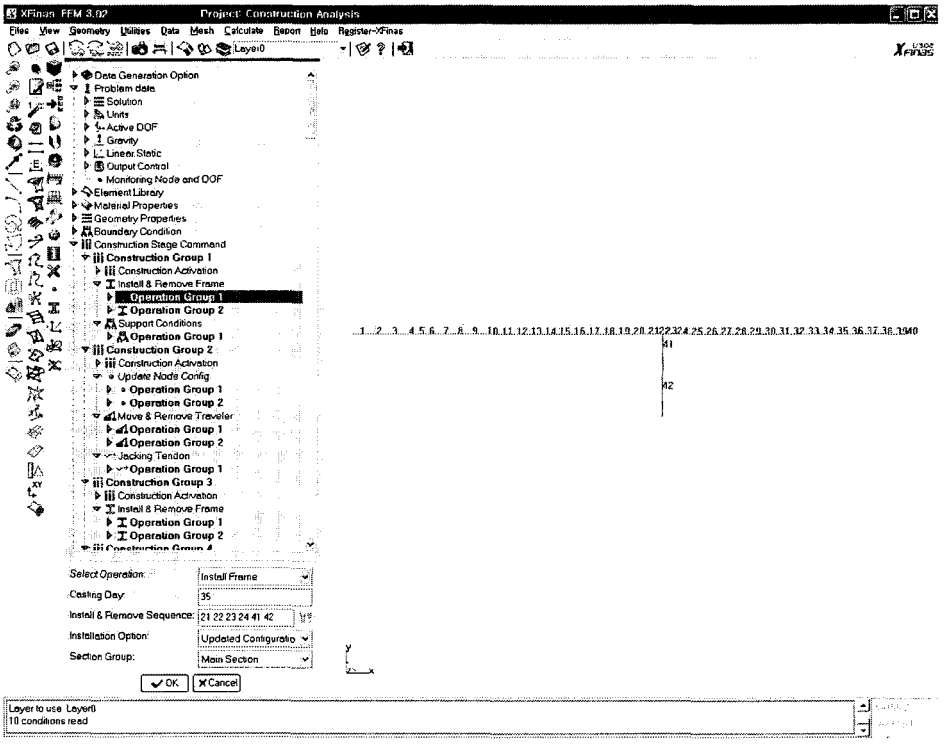
⑦ Install & Remove Link

⑧ Support Conditions

각각의 시공순서에 따라 변하는 지지조건을 명령한다.

⑨ Construction Load

시공순서에 따른 하중을 명령한다.



<그림 3.2.42. 시공단계 해석 모델링>

5. 뼈대요소(Frame Element)를 이용한 시공중 해석 방법

가. 개요

다음의 교량 모델은 3경간 캔틸레버 박스교량의 예로 [Ketchum, M.A., 1986. Redistribution of Stresses in Segmentally Erected Prestressed Concrete Bridges, Report No. UCB/SESM-86-07. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California.]에 있는 예제를 사용하였다.

이 교량은 캔틸레버 공법으로 시공되며, 세그먼트는 현장에서 타설된다. 사하중, 시공하중, 프리스트레싱을 받는 교량의 구조적 거동은 시공단계와 시공 후 27년의 사용 기간을 통해 영향을 받는다고 가정하였다.

시간의존 분석에 대한 모델은 43개의 절점과 42개의 뼈대요소와 30개의 프리스트레싱 텐던을 포함하는 구조물로 전제 구조물의 절반만 모델링 하였다. 각각의 절점은 박스 거더의 중심축을 따라 세그먼트 접합부에 위치해 있으며, 추가적인 절점들은 정확한 프리스트레싱 모델링을 위해 교대와 교각에서 현장가설 거더 부분에

사용하였다. 절점 번호는 강성 행렬 최소폭과 상관없이 절점과 요소 생성이 쉽게 매기어 져있다. Sequence 명령은 평형방정식 해석에서 강성 행렬 저장용량과 수치적 잡업을 최소화하기 위해 절점 내부 자유도의 번호를 지정하는데 사용된다.

중앙 경간의 절점 41은 구조물의 대칭이 되는 절반 모델에 대해 X, Y방향 변위와 Z 방향 회전에 대해 구속하였다. 교각의 아랫부분인 절점 43은 바닥 기초로, 모든 방향 변위에 대하여 구속하였다. 절점 2에서 5까지는 교대에 설치될 거대에 대한 거푸집 공사를 위해 Y방향 변위에 대해 구속한다. 이 구속은 부분 텐던 긴장과 세그먼트 설치가 끝난 후에 해제되었다.

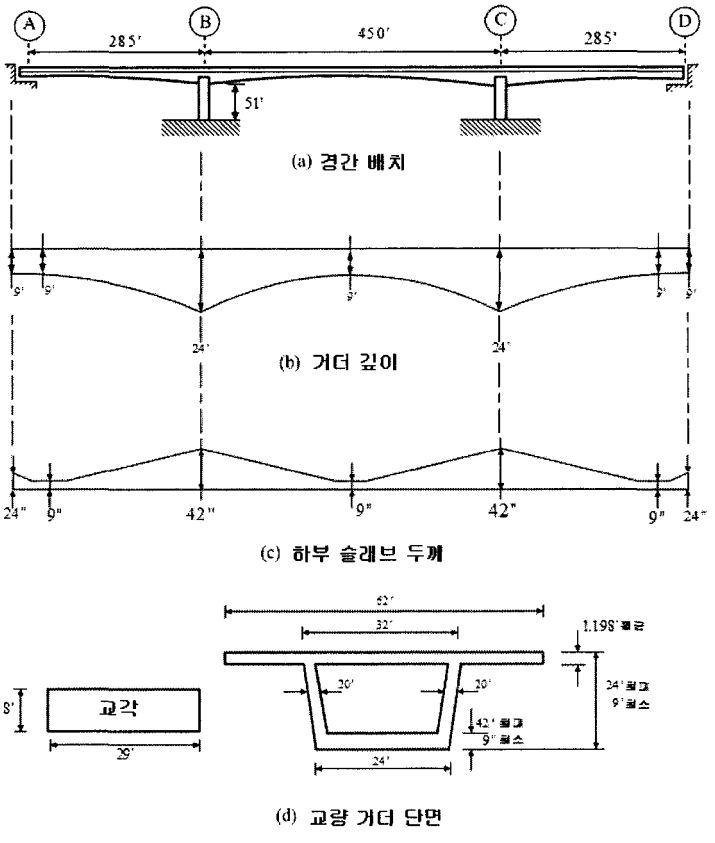
이 장에서는 뼈대요소를 사용하였으며, 단위는 SI단위로 변화하여 해석하였다. 특히 변단면보(Tapered Beam)의 데이터를 쉽게 입력할 수 있는 XFINAS의 요소를 활용하였다.

거더의 0.02%, 교각의 0.1%의 면적률을 기초로 하여 모든 요소에 균일하게 분포된 연강 철근이 포함되어 있으며, 콘크리트 세그먼트의 시공을 위한 이동 거푸집 공사는 두 보 요소를 각각 실제 이동 기중기로 모델링해서 나타내었다. 각각의 세그먼트 시공을 위해, 이동 기중기는 새 콘크리트 세그먼트를 지지하도록 이동하였다.

나. 교량제원 및 일반 단면

(1) 교량 제원

교량 제원은 그림 3.2.43에 상세히 나타내었다. 이 교량은 3경간을 가지며, 중앙 경간은 137.16m, 양쪽 경간은 86.868m의 길이를 가진다. 거더는 하나의 셀로 이루어지며, 캔틸레버의 슬래브는 폭이 넓은 헌치 박스를 사용한다. 거더의 높이는 경간의 중앙에서 교각까지 7.3152m부터 2.7432m로 변한다. x를 교각으로부터의 거리, d를 x위치에서의 거더 높이라고 하면 임의의 점에서 거더의 높이는 $d(x)=\{0.03456(68.58-68.58x)^{1.7}+2.7432\}$로 나타낼 수 있다. 바닥 슬래브의 폭은 중앙 경간에서 교각까지 8.8392m부터 7.3152m까지 변한다. 나머지 횡단면의 치수는 교량의 모든 길이에서 일정한 값을 갖는다.

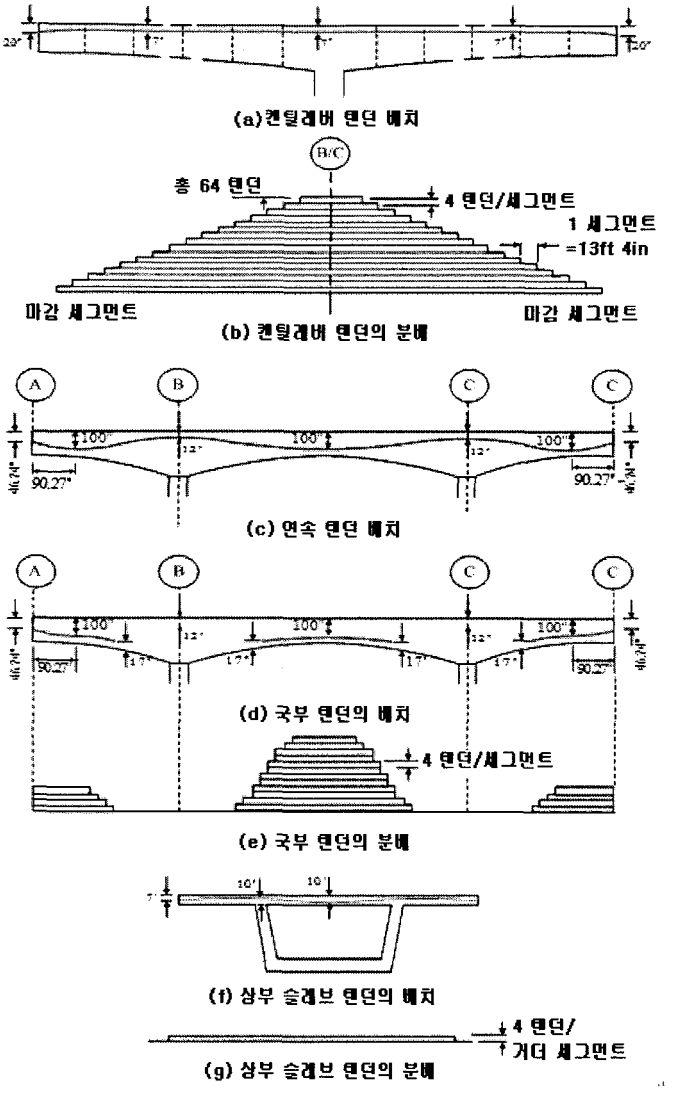


<그림 3.2.43. 3경간 FCM 교량>

(2) 텐던 정의

네 개의 프리스트레싱 텐던은 단부 또는 시공되는 각 거더에 고정되어 있으며 그림 3.2.44-a에 나타난 것처럼 총 텐던의 개수는 64개이다. 각각의 캔틸레버 텐던은 양 끝단에서 긴장된다. 그림 3.2.44-c에 보이는 것과 같이 8개의 '연속된' 프리스트레싱 텐던은 교량의 시공이 끝난 후 긴장된다. 중앙 경간의 연속 텐턴은 교각의 커플러 앵커리지 양 끝에서 긴장되고, 접합부에서 긴장되는 측경간 연속텐던과 연결된다. 또한 중앙경간의 24개의 '국부' 텐던과 양쪽 경간의 8개의 '국부'텐던은 그림 3.2.44-d에 나타낸 것처럼 교량이 연속적으로 시공된 후에 긴장된다. 각 거더의 위쪽 슬래브에는 그림 3.2.44-f처럼 4개의 '횡방향' 텐던이 양 끝에서 긴장된다.

모든 텐던은 21개로 구성되며, 스트랜드의 직경은 0.0127m이다.



<그림 3.2.44. Tendon 배치>

다. 사용재료 물성치

시간의존해석에서 재료의 물성치는 다음의 자료를 따른다.

콘크리트의 극한강도 $f_c'(28)$는 $34.4737MPa$를 사용하고, 극한 크리프 계수 $C(\infty)$는 3.0, 극한 건조수축 변형률 $\varepsilon(\infty)$는 0.0008, 단위중량 W는 $2482.86kg/m^3$을 다. 또한 콘크리트 코드는 ACI Committee 209R-92을 따른다.

연강(Mild Steel)의 탄성계수는 2.0×10^5MPa이며, 프리스트레싱된 강재의 탄성계수는 1.93×10^5MPa, 항복강도 f_{py}는 $1861.6MPa$이다.

자세한 사항은 아래의 각각의 항목에서 그림과 표로 나타내었다.

(1) 콘크리트

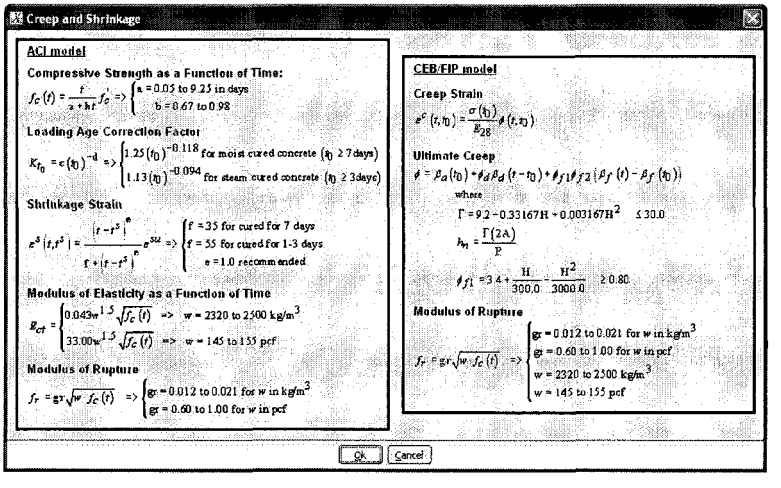
(가) 콘크리트 재료 특성

<표 3.2.38. 콘크리트 물성치>

구분	단위	물성치	구분	단위	물성치
탄성계수, E	N/m²	3.06169e+10	포아송비, ν		0.2
단위중량, W	kg/m³	2482.86	선팽창계수, α		0.0
압축강도, f_c	N/m²	3.44738e+07	인장강도, f_t	N/m²	1.72369e+06

(나) 콘크리트 코드

- 적용시방기준 : ACI-Code
- 콘크리트 극한강도(ultimate strength) $f_c'(28)$: $34.4737MPa$
- 극한건조수축변형률 (Ultimate Shrinkage Strain) $\varepsilon(\infty)$: 0.0008
- 극한크리프계수 (Ultimate Creep Strain) $C(\infty)$: 3.0



<그림 3.2.45. 크리프 & 건조수축 변수 (ACI & CEB-FIP code)>

(다) 콘크리트 시간의존 변수 - 크리프 & 건조수축

- 크리프와 건조수축의 슬럼프 계수

Slump Value : 0.06858m

- 크리프와 건조수축의 크기(Size Factor)

Average Thickness : 0.15m

· 크리프와 건조수축의 습도(Humidity Factor)

Humidity Value : 40.0

· Creep Loading Age Factor(7days Moist Cured)

c : 1.25, d : 0.118

· Shrinkage Curve Factor(7days Moist Cured)

e : 1.0, f : 35, Age of Curing : 7

· Strength Parameters

a : 4.0, b : 0.85

(2) 프리스트레싱 강재

Prestressing Steel의 물성치는 다음과 같다.

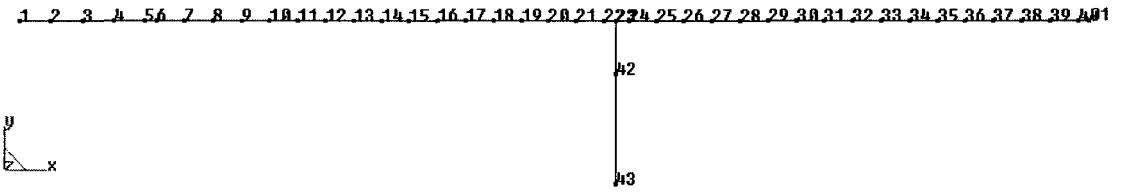
<표 3.2.39. 프리스트레싱 강재의 물성치>

구분	단위	물성치	구분	단위	물성치
탄성계수, E	N/㎡	1.93e+11	선팽창계수, α		0.0
단위중량, W	kg/㎥	7850	릴랙세이션계수, R		10
항복강도, f_{py}	N/㎡	1.8616e+09	곡률마찰계수, μ		0.25
			파상마찰계수, κ	/m	0.001312

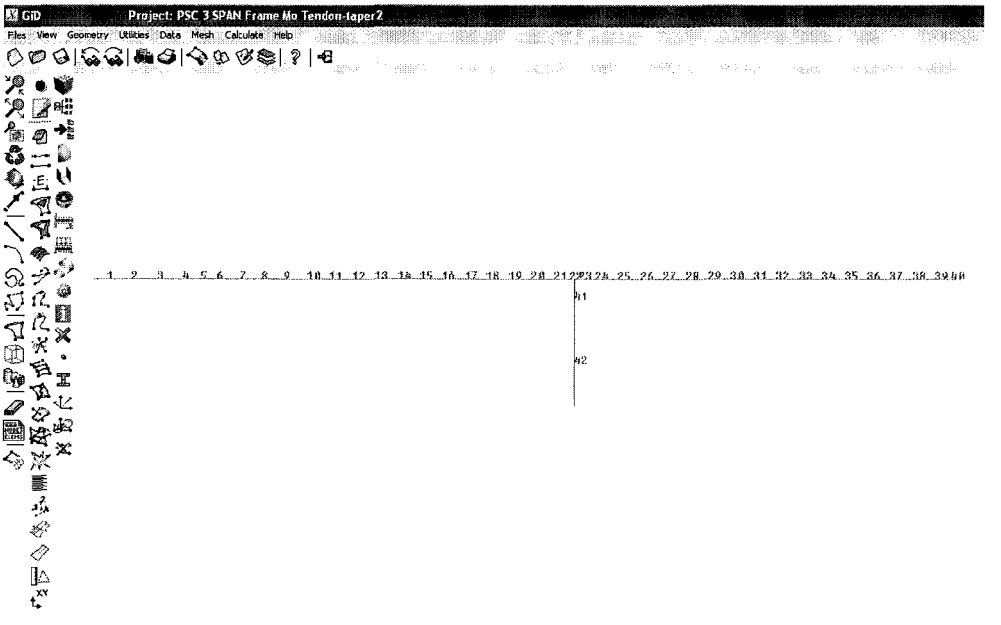
라. 구조 모델링

(1) 프레임 해석 모델

대칭성을 고려하여 교량의 절반만 모델링 하여 해석하였으며 절점 좌표는 아래에 표로 나타내었다. 이 모델은 43개의 절점과 42개의 요소, 그리고 30개의 프리스트레싱 텐던으로 이루어져 있다. 절점은 박스 거더와 교각의 중심축을 따르는 세그먼트 조인트에 위치한다. 추가적인 절점은 효과적인 텐던 배치를 위해 교대 근처에 생성하였다.



<그림 3.2.46. Geometry를 이용한 박스와 교각 모델링>



<그림 3.2.47. Bridge geometry after meshing>

교대에 있는 절점 1은 롤러 지점이고 수직 방향으로 구속된다. 중앙경간에 있는 절점 40의 구속 조건은 대칭을 나타내기 위해 수직의 이동이 수월하도록 하였다. 교각 하부에서 고정된 절점 26은 기반암의 기초를 나타내고 있다. 절점 2에서 5는 교대에 세워진 거더 세그먼트를 지지하는 거푸집을 나타내기 위해 임시적으로 수직에 대해 구속된다. 이 임시적인 구속은 마무리 세그먼트가 시공되고 국부 텐던이 긴장된 후에 해제된다.

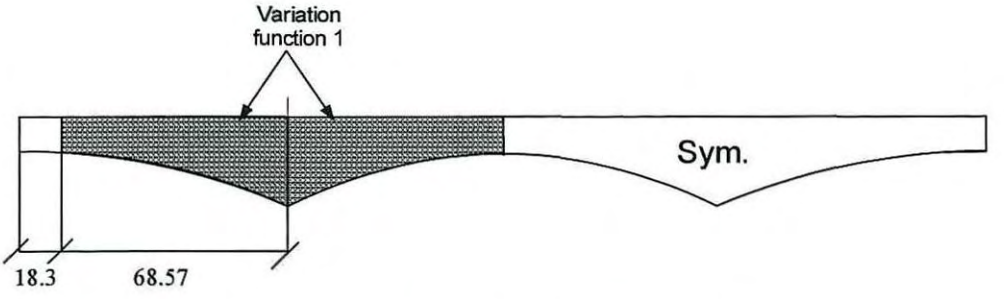
<표 3.2.40. 구조계의 절점좌표>

NODE	X-COORDINATE	Y-COORDINATE	Z-COORDINATE
1	0.00	0.00	0.00
2	4.57	0.00	0.00
3	9.14	0.00	0.00
4	13.72	0.00	0.00
5	18.29	0.00	0.00
6	20.02	0.00	0.00
7	24.08	0.00	0.00
8	28.14	0.00	0.00
9	32.21	0.00	0.00
10	36.27	0.00	0.00
11	40.34	0.00	0.00
12	44.40	0.00	0.00
13	48.46	0.00	0.00
14	52.53	0.00	0.00
15	56.59	0.00	0.00
16	60.66	0.00	0.00
17	64.72	0.00	0.00
18	68.78	0.00	0.00
19	72.85	0.00	0.00
20	76.91	0.00	0.00
21	80.98	0.00	0.00
22	85.04	0.00	0.00
23	86.87	0.00	0.00
24	86.87	-7.32	0.00
25	88.70	0.00	0.00
26	86.87	-22.86	0.00
27	92.76	0.00	0.00
28	96.83	0.00	0.00
29	100.89	0.00	0.00
30	104.95	0.00	0.00
31	109.02	0.00	0.00
32	113.08	0.00	0.00
33	117.14	0.00	0.00
34	121.21	0.00	0.00
35	125.27	0.00	0.00
36	129.34	0.00	0.00
37	133.40	0.00	0.00
38	137.47	0.00	0.00
39	141.53	0.00	0.00
40	145.59	0.00	0.00
41	149.66	0.00	0.00
42	153.72	0.00	0.00
43	155.45	0.00	0.00

(2) 단면 요소 모델

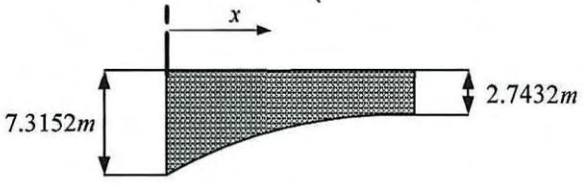
(가) Taper section 정의

앞에서 정의한 단면을 이용하여 Taper section을 정의하였으며, Taper Section의 변이함수는 다음의 그림과 같다.

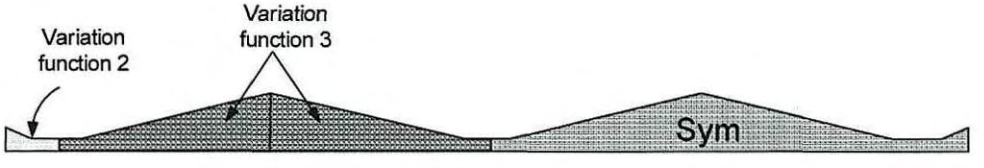


<그림 3.2.48. 거더 높이에 따른 변이함수 형상>

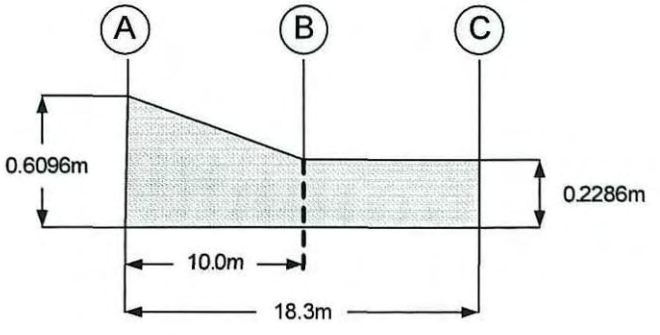
$$Normalize\ depth = \left\{0.003456 \times (68.58 - 68.58x)^{1.7} + 0.375\right\} / 7.3152$$



<그림 3.2.49. 변이함수1의 단면 두께>



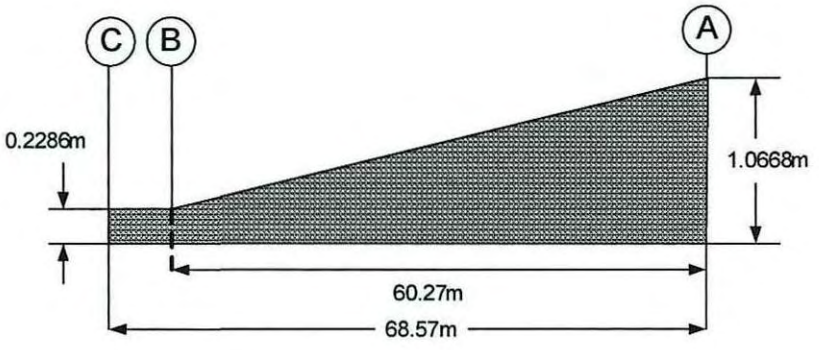
<그림 3.2.50. 바닥슬래브 두께에 관한 변이함수 형상>



<그림 3.2.51. 변이함수2의 단면 두께>

<표 3.2.41. 변이함수2 대한 표준 거리(Normalize Distance)와 함수 값>

Point	Length(m)	Thickness(m)	Normalize Distance	Function Value
A	0.0	0.6096	0.0/18.3=0.0	0.6096/0.6096=1.0
B	10.0	0.2286	10.0/18.3=0.5464	0.2286/0.6096=0.375
C	18.3	0.2286	18.3/18.3=1.0	0.2286/0.6096=0.375



<그림 3.2.52. 변이함수3의 단면 두께>

<표 3.2.42. 변이함수3 대한 표준 거리(Normalize Distance)와 함수 값>

Point	Length(m)	Thickness(m)	Normalize Distance	Function Value
A	0.0	0.2286	0.0/86.57=0.0	1.0668/1.0668=1.0
B	8.3	0.2286	60.27/68.57=0.879	0.2268/1.0668=0.21428
C	68.57	1.0668	68.57/68.57=1.0	0.2286/1.0668=0.21428

(3) 이동가설차 요소 모델 - Traveler

이동식 작업차나 가설트러스 등의 가설장비를 이상화하기 위해 이동보요소를 사용하여 시공중 하중의 변화를 계산할 수 있도록 하였다.

이 뼈대요소 모델에서는 FCM공법의 가설장비인 Form Traveler(F/T)를 3가지 종류로 정의하였다. Traveler 1,2는 캔틸레버 가설에 Traveler 3은 Key-Seg 가설 시 사용한다.

다음은 F/T의 물성치를 표로 나타내었다.

<표 3.2.43. Form Traveler의 제원>

구 분	단위	Traveler 1	Traveler 2	Traveler 3
Young Modulus	N/m^2	1.99e+11	1.99e+11	1.99e+11
Shear Modulus	N/m^2	7.69e+10	7.69e+10	7.69e+10
Cross Section Area	m^2	0.4490	0.4490	0.4490
Moment of Inertia I_s	m^4	0.1035	0.1035	0.1035
Moment of Inertia I_t	m^4	0.4498	0.4498	0.4498
Moment of Inertia I_j	m^4	0.5534	0.5534	0.5534
Rotation Angle	rad	0.0	0.0	0.0
Total Traveler Mass	kg	68038.9	68038.9	4535.92

(4) 프리스트레싱 텐던 요소 모델

각각의 거더는 현장에서 타설된 세그먼트로 캔틸레버된다고 가정하였다. 각각의 캔틸레버 세그먼트는 '캔틸레버' 텐던을 가진 이전의 세그먼트와 포스트 텐션된다. 캔틸레버가 완성되면 텐던은 접합부에서 거더로, 중앙 경간에서 캔틸레버 거더로 연속적으로 설치하였다. 교대와 가까워지고, 중앙경간이 완성되면 '연속된' 텐던과 '국부'텐던을 긴장한다. 모든 위쪽 슬래브는 횡방향 텐던에 의해 포스트텐션되었다.

1부터 16까지의 캔틸레버 텐던은 양 끝단에서 1.1319e+07N으로 긴장하였으며, 연속 텐던 17, 18은 한쪽 끝에서만 2.2638e+07N으로 긴장하였다. 텐던 19에서 22는 양 끝단에서 5.6597e+06N으로, 텐던 23, 24, 29, 30은 왼쪽 끝에서 5.6597e+06N으로, 텐던 25, 26, 27, 28은 왼쪽 끝에서 1.1319e+07N으로 긴장하였다.

<표 3.2.44. Tendons Span node and local axis>

Tendon no.	Tendon span1			Tendon span2		
	Span Node	Local X-axis		Span Node	Local X-axis	
		Begin	End		Begin	End
1	21 to 23	80.9752	86.8680	23 25 27	86.8680	92.7608
2	20 to 23	76.9112	86.8680	23 25 27 28	86.8680	96.8248
3	19 to 23	72.8472	86.8680	23 25 27 to 29	86.8680	100.8890
4	18 to 23	68.7832	86.8680	23 25 27 to 30	86.8680	104.9530
5	17 to 23	34.7192	86.8680	23 25 27 to 31	86.8680	109.0170
6	16 to 23	60.6552	86.8680	23 25 27 to 32	86.8680	113.0810
7	15 to 23	56.5912	86.8680	23 25 27 to 33	86.8680	117.1450
8	14 to 23	52.5272	86.8680	23 25 27 to 34	86.8680	121.2090
9	13 to 23	48.4632	86.8680	23 25 27 to 35	86.8680	125.2730
10	12 to 23	44.3992	86.8680	23 25 27 to 36	86.8680	129.3370
11	11 to 23	40.3352	86.8680	23 25 27 to 37	86.8680	133.4010
12	10 to 23	36.2712	86.8680	23 25 27 to 38	86.8680	137.4650
13	9 to 23	32.2072	86.8680	23 25 27 to 39	86.8680	141.5290
14	8 to 23	28.1432	86.8680	23 25 27 to 40	86.8680	145.5930
15	7 to 23	24.0792	86.8680	23 25 27 to 41	86.8680	149.6570
16	6 to 23	20.0152	86.8680	23 25 27 to 42	86.8680	153.7210
17	1 to 18	0.0000	68.7832	18 to 23	86.8680	86.8680
18	23 25 27 to 30	86.8680	104.9530	30 to 43	86.8680	155.4480
19	1 to 9	0.0000	32.2072	-	-	-
20	1 to 10	0.0000	36.2712	-	-	-
21	1 to 11	0.0000	40.3352	-	-	-
22	1 to 12	0.0000	44.3992	-	-	-
23	32 to 43	113.0810	155.4480	-	-	-
24	33 to 43	117.1450	155.4480	-	-	-
25	34 to 43	121.2090	155.4480	-	-	-
26	35 to 43	125.2730	155.4480	-	-	-
27	36 to 43	129.3370	155.4480	-	-	-
28	37 to 43	133.4010	155.4480	-	-	-
29	38 to 43	137.4650	155.4480	-	-	-
30	39 to 43	141.5290	155.4480	-	-	-

<표 3.2.45. Tendons Geometry parameter data>

Tendon no.	Area (m2)	Tendon span1									
		X					Y				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
17	0.0166	0	27.513	68.783	77.825	86.868	-1.187	-2.54	-0.305	-0.305	-0.305
18	0.0166	0	9.0425	18.085	61.425	68.580	-0.305	-0.305	-0.305	-2.54	-2.54
19	0.0041	0	28.149	32.207	-	-	-1.187	-2.493	-2.625	-	-
20	0.0041	0	28.146	36.271	-	-	-1.187	-2.493	-2.729	-	-
21	0.0041	0	28.154	40.335	-	-	-1.187	-2.493	-2.861	-	-
22	0.0041	0	28.149	44.400	-	-	-1.187	-2.493	-3.023	-	-
23	0.0041	0	38.130	42.367	-	-	-3.902	-2.54	-2.54	-	-
24	0.0041	0	34.473	38.303	-	-	-3.647	-2.54	-2.54	-	-
25	0.0083	0	30.815	34.239	-	-	-3.414	-2.54	-2.54	-	-
26	0.0083	0	27.158	30.175	-	-	-3.205	-2.54	-2.54	-	-
27	0.0083	0	23.500	26.111	-	-	-3.020	-2.54	-2.54	-	-
28	0.0083	0	19.842	22.047	-	-	-2.681	-2.54	-2.54	-	-
29	0.0041	0	16.185	17.983	-	-	-2.729	-2.54	-2.54	-	-
30	0.0041	0	12.527	13.919	-	-	-2.625	-2.54	-2.54	-	-

<표 3.2.46. Tendon point coordinate>

Tendon no.	Area (m^2)	Tendon span1									
		X					Y				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	0.0083	0	3.912	5.893	7.874	11.786	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
2	0.0083	0	3.912	9.957	16.002	19.914	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
3	0.0083	0	3.912	14.021	24.13	28.042	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
4	0.0083	0	3.912	18.085	32.258	36.17	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
5	0.0083	0	3.912	22.149	40.386	44.298	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
6	0.0083	0	3.912	26.213	48.515	52.426	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
7	0.0083	0	3.912	30.277	56.642	60.554	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
8	0.0083	0	3.912	34.341	64.771	68.682	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
9	0.0083	0	3.914	38.405	72.897	76.81	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
10	0.0083	0	3.912	42.469	72.027	84.938	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
11	0.0083	0	3.914	46.533	89.153	93.066	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
12	0.0083	0	3.911	50.597	97.536	101.19	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
13	0.0083	0	3.914	54.661	105.41	109.32	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
14	0.0083	0	3.911	58.725	113.54	117.45	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
15	0.0083	0	3.912	62.789	121.67	125.58	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
16	0.0083	0	5.082	86.868	149.81	153.72	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508

<표 3.2.47. Jacking Tendon>

Construc-tion Group	Jacking Tendon						
	Operation Group 1						
	Tendon No.	Operation	Tensioning type	Forces A (N)	Forces B (N)	Anchorgae slipA (m)	Anchorage slipB (m)
1							
2	1	Install	Post-Tension	1.1319E+07	1.1319E+07	0.00635	0.00635
3							
4	2	Install	Post-Tension	1.1319E+07	1.1319E+07	0.00635	0.00635
5							
6	3	Install	Post-Tension	1.1319E+07	1.1319E+07	0.00635	0.00635
7							
8	4	Install	Post-Tension	1.1319E+07	1.1319E+07	0.00635	0.00635
9							
10	5	Install	Post-Tension	1.1319E+07	1.1319E+07	0.00635	0.00635
11							
12	6	Install	Post-Tension	1.1319E+07	1.1319E+07	0.00635	0.00635
13							
14	7	Install	Post-Tension	1.1319E+07	1.1319E+07	0.00635	0.00635
15							
16	8	Install	Post-Tension	1.1319E+07	1.1319E+07	0.00635	0.00635
17							
18	9	Install	Post-Tension	1.1319E+07	1.1319E+07	0.00635	0.00635
19							
20	10	Install	Post-Tension	1.1319E+07	1.1319E+07	0.00635	0.00635
21							
22	11	Install	Post-Tension	1.1319E+07	1.1319E+07	0.00635	0.00635
23							
24	12	Install	Post-Tension	1.1319E+07	1.1319E+07	0.00635	0.00635
25							
26	13	Install	Post-Tension	1.1319E+07	1.1319E+07	0.00635	0.00635
27							
28	14	Install	Post-Tension	1.1319E+07	1.1319E+07	0.00635	0.00635
29							
30	15	Install	Post-Tension	1.1319E+07	1.1319E+07	0.00635	0.00635
31							
32	16	Install	Post-Tension	1.1319E+07	1.1319E+07	0.00635	0.00635
33							
34			**See table 22 For Construction group 34				
35							
36			**See table 23 For Construction group 36				
37			**See table 23 For Construction group 37				

<표 3.2.48. Jacking Tendon for Construction group 34>

Operation Group	Jacking Tendon						
	Tendon No.	Operation	Tensioning type	Forces A (N)	Forces B (N)	Anchorgae slipA (m)	Anchorage slipB (m)
1	19	Install	Post-Tension	5.6597E+06	5.6597E+06	0.00635	0.00635
2	20	Install	Post-Tension	5.6597E+06	5.6597E+06	0.00635	0.00635
3	21	Install	Post-Tension	5.6597E+06	5.6597E+06	0.00635	0.00635
4	22	Install	Post-Tension	5.6597E+06	5.6597E+06	0.00635	0.00635

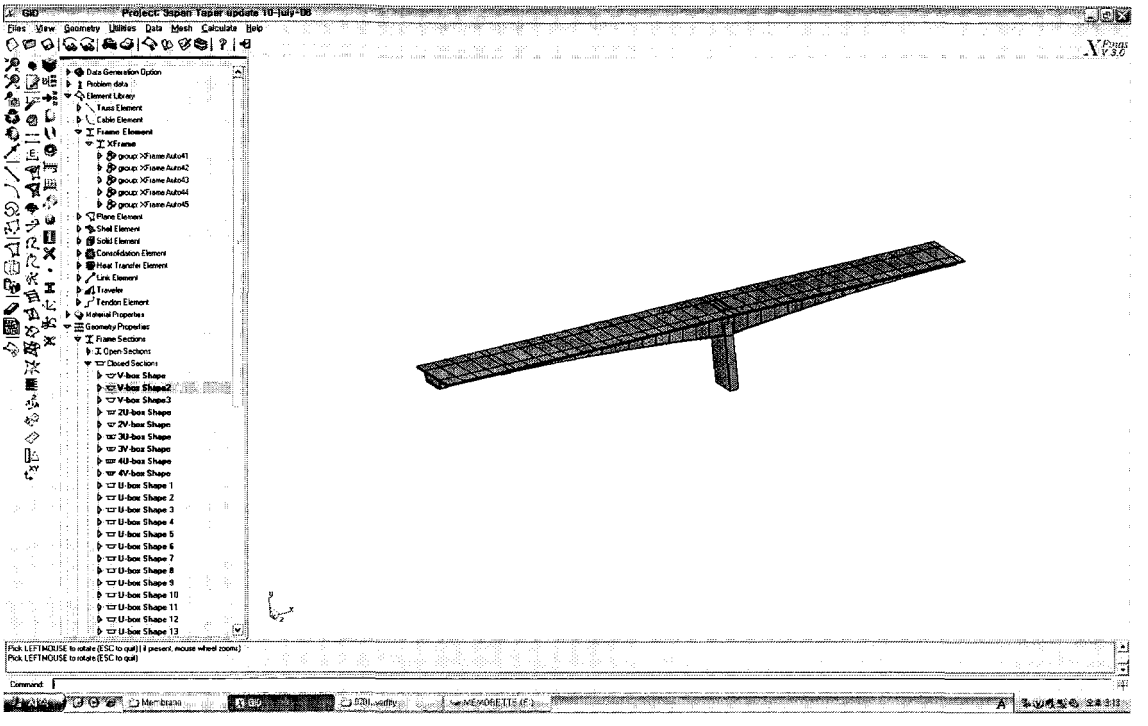
<표 3.2.49. Jacking Tendon for Construction group 36>

Operation Group	Jacking Tendon						
	Tendon No.	Operation	Tensioning type	Forces A (N)	Forces B (N)	Anchorgae slipA (m)	Anchorage slipB (m)
1	23	Install	Post-Tension	5.6597E+06	-	0.00635	-
2	24	Install	Post-Tension	5.6597E+06	-	0.00635	-
3	25	Install	Post-Tension	1.1319E+07	-	0.00635	-
4	26	Install	Post-Tension	1.1319E+07	-	0.00635	-
5	27	Install	Post-Tension	1.1319E+07	-	0.00635	-
6	28	Install	Post-Tension	1.1319E+07	-	0.00635	-
7	29	Install	Post-Tension	5.6597E+06	-	0.00635	-
8	30	Install	Post-Tension	5.6597E+06	-	0.00635	-

<표 3.2.50. Jacking Tendon for Construction group 37>

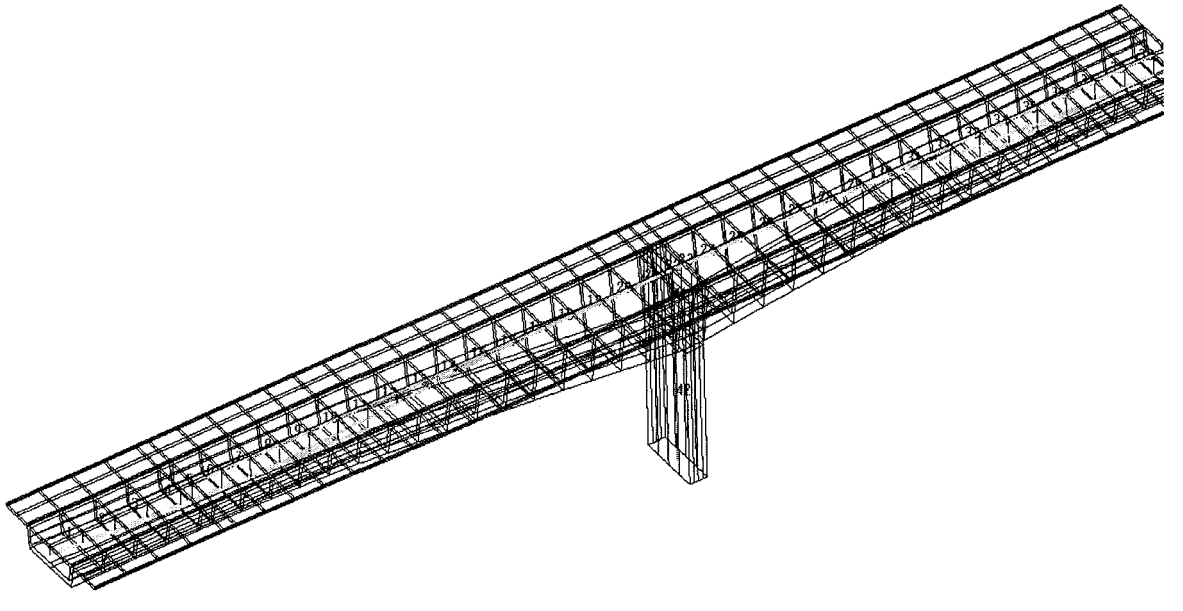
Operation Group	Jacking Tendon						
	Tendon No.	Operation	Tensioning type	Forces A (N)	Forces B (N)	Anchorgae slipA (m)	Anchorage slipB (m)
1	17	Install	Post-Tension	2.2638E+07	-	0.00635	-
2	18	Install	Post-Tension	2.2638E+07	-	0.00635	-

(1) Image Rendering



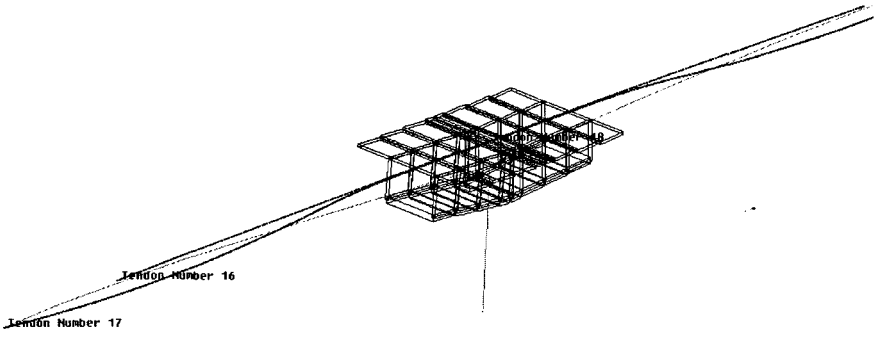
<그림 3.2.53. 프레임 모델의 렌더링>

(2) Image Rendering with Tendons



<그림 3.2.54. 프레임 모델의 텐던 렌더링>

(3) Legend of prestressing tendons



<그림 3.2.55. 프리스트레싱 텐던>

마. 시공단계 해석

(1) 시공단계 계획

시공 계획은 다음과 같다.

- Day 0-63: 교각과 세그먼트 21에서 24까지 시공한다. 그리고 횡텐던 51에서 54를 긴장한다.
- Day 63-168: 켄틸레버 거더 세그먼트 6에서 39까지 시공하고, 각 세그먼트 간격 사이에서 7일 단위로 켄틸레버 텐던 1에서 16까지와 횡방향 텐던 36에서 50, 그리고 55에서 69까지 긴장한다.
- Day 100: 거더 세그먼트 1에서 4를 시공한다. 그리고 횡방향 텐던 31에서 34까지를 긴장한다.
- Day 168: 거더 세그먼트 5로서 측경간 시공을 마무리한다. 그리고 횡방향 텐던 35를 긴장한다.
- Day 175: 측경간에 있는 국부 텐던 19에서 22까지를 긴장한다.
- Day 182: 마감 세그먼트 40으로서 중앙경간 시공을 마무리한다. 그리고 횡방향 텐던 70을 긴장한다.
- Day 189: 중앙경간에 있는 국부 텐던 23에서 30을 긴장하고, 크레인을 제거한다.
- Day 196: 연속 텐던 17과 18을 긴장하고, 추가 사하중을 재하 시킨다.

세그먼트 시공 단계 간격은 7일로 가정한다. 다음에 따르는 단계가 각 시간간격 시에 이뤄진다.

① 다음 세그먼트 위치로 크레인의 이동

② 세그먼트 시공

③ 3일 대기

④ 새로 시공된 세그먼트에 정착된 캔틸레버 텐던과 횡방향 텐던의 긴장

⑤ 4일 대기

(2) 하중과 시공단계

거더는 현장 시공법으로 교각으로부터 캔틸레버 형태로 시공된다. 각 캔틸레버 세그먼트는 먼저 시공된 세그먼트에 캔틸레버 텐던으로 포스트 텐션된다. 캔틸레버 시공이 완료되면, 교대 근처에서 연속적이 되게 조립되고 중앙 경간의 캔틸레버 거더를 연결시킨다. 교대와 중앙경간을 연결시켜 전체 교량의 형상을 띄게 되면, 연속 텐던과 국부 텐던을 프리스트레싱 한다.

교량에 재하 되는 하중은 콘크리트 단위 무게($W=2482.86kg/m^3$)인 구조적 고정하중과 추가되는 고정하중 $36484.8N/m$이다. 추가 사하중은 모든 시공이 종료된 뒤 재하 되며, 27년간 지속된다.

바. 해석결과

다양한 시간의존해석의 결과는 아래에 자세히 설명되어 있다. 여기서는 교량 설계의 타당성 검토와 교량의 거동을 이해하는데 중점을 두었다.

(1) 처짐(Displacement)

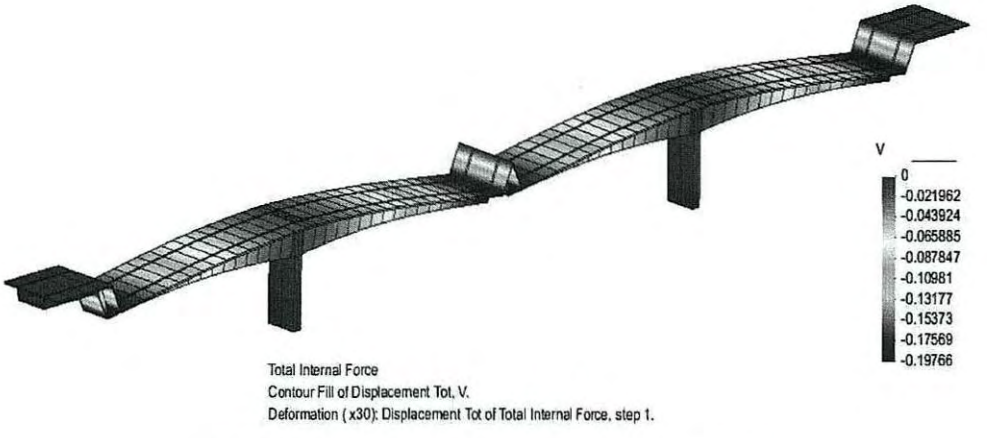
다양한 해석 시간에 따른 수직방향의 처짐은 그림 3.2.46, 3.2.47, 3.2.48과 같다. 이 해석 시간은 ① 캔틸레버 부분의 시공이 끝났을 때로, 교각 완성, 연속텐던 또는 추가적인 하중만 가해진 상태 ② 시공단계가 완성되었을 때로, 시공단계가 완전히 끝난 상태 ③ 시공 후 27년의 사용기간이 지난 상태로 나누어 비교하였다.

이 거더는 캔틸레버 부분에 캠버를 적용하지 않았으므로 교량이 완성 된 후의 수직 처짐은 캔틸레버가 끝나는 지점과 교대가 만나는 곳에서 불연속적으로 나타

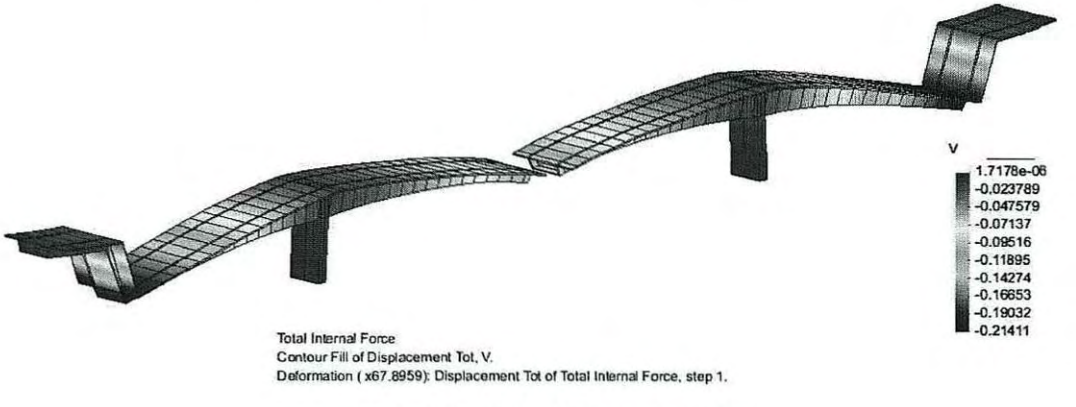
난다. 이러한 처짐은 일반적으로 교량의 시공단계에서 캠버를 적용함으로써 불연속적인 부분을 없앨 수 있다.

캔틸레버를 시공하는 동안의 처짐은 교각을 중심으로 대략 대칭적으로 나타나며, 약간의 차이는 캔틸레버 텐던의 비대칭적인 마찰손실 때문에 나타난다. 또한 그래프에서 알 수 있듯이 시공이 완료된 후의 처짐은 더 이상 대칭을 이루지 않으며 중앙 경간의 처짐은 양 끝 경간의 처짐보다 작게 나타난다. 시공이 완료되고 27년이 지났을 때에는 중앙 경간에서 처짐 더욱더 발생하는 것을 알 수 있다.

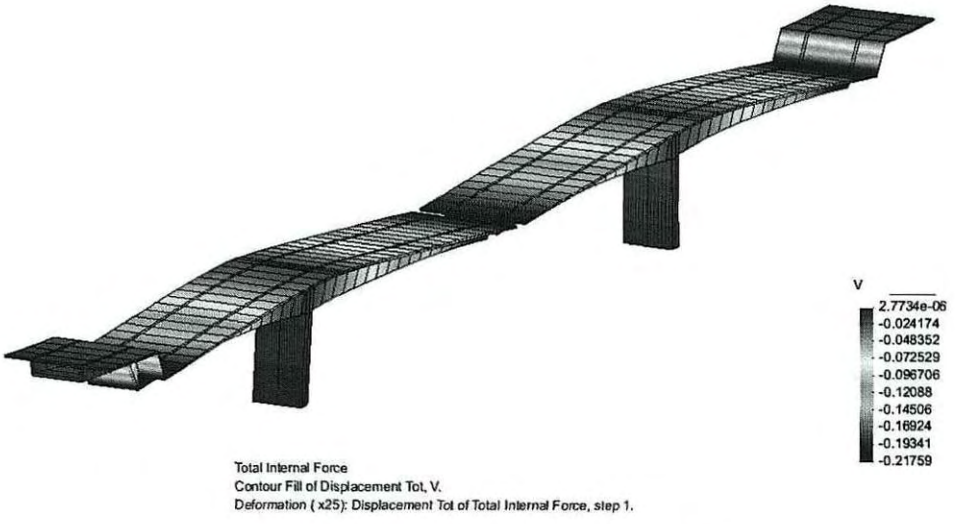
강성의 정식화는 전단 변형에 의한 영향은 무시하였으며, 만약 전단변형의 영향을 고려한다면 처짐은 전단 변형의 영향을 무시한 경우보다 약간 작게 나타날 것이다. 이러한 전단 변형의 무시는 실제 구조물에 많은 영향을 주지는 않으며, 이때 계산된 처짐은 실제 구조물의 최소값으로 해석한다.



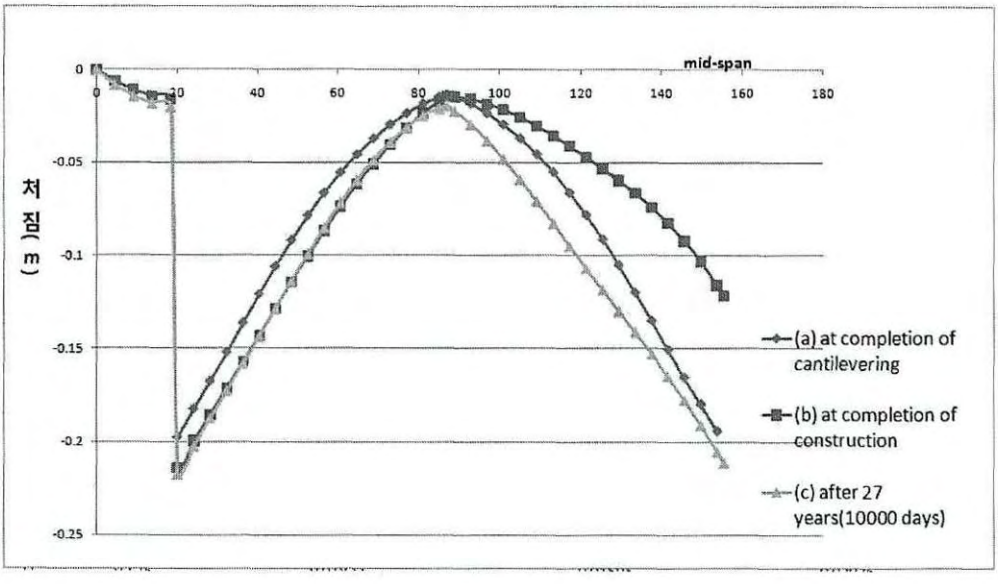
<그림 3.2.56. 캔틸레버 시공이 끝난 후의 처짐>



<그림 3.2.57. 시공 완료 후의 처짐>



<그림 3.2.58. 뼈대요소의 27년 후 총 처짐>



<그림 3.2.59. 해석 시간에 따른 뼈대요소의 처짐 결과>

(2) 모멘트

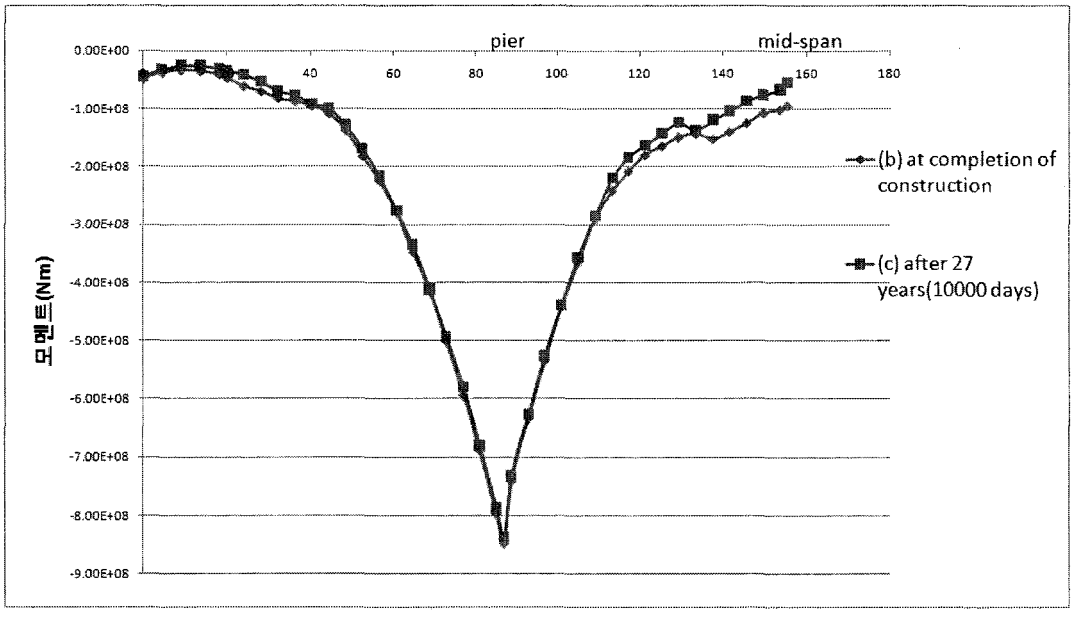
휨모멘트의 결과는 다음의 그림 3.2.50에 나타난 것과 같다. 해석 시간은 ① 시공단계가 끝난 시점으로, 교량이 완성되었을 때 ② 시공 후 27년의 사용기간이 지난 상태로 나누어 비교하였다.

콘크리트와 강재(Mild Steel)로 구성된 단면에 의해 저항되는 모멘트는 그림 3.2.50에 나타난 것과 같다. 이러한 모멘트는 거더의 응력을 단면적으로 나눈 값을

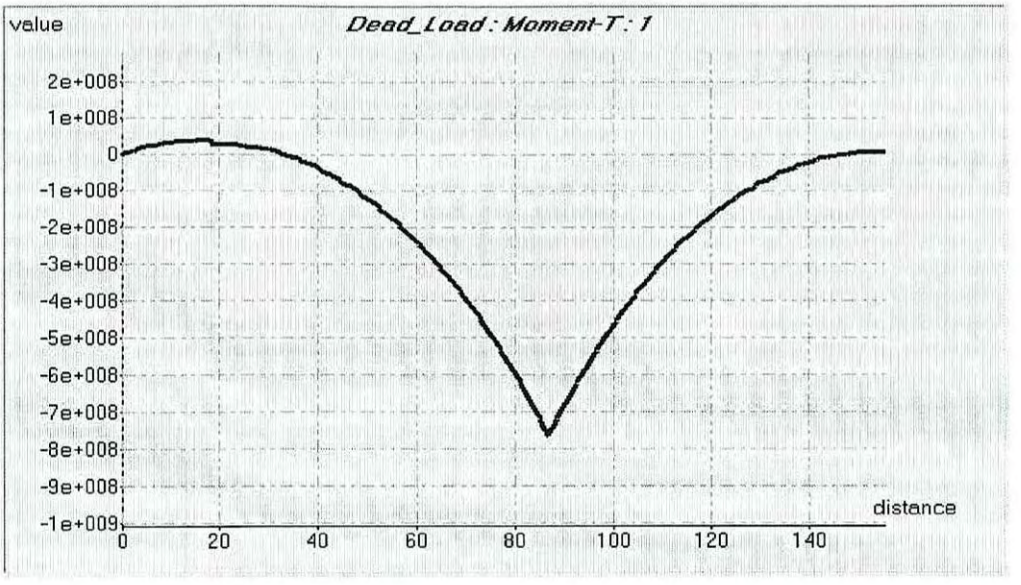
적분하여 얻을 수 있으며, 프리스트레싱의 영향을 포함한다. 이 모멘트는 설계 모멘트로 각각의 단면적은 강도와 사용성을 고려하여 검토되어야 한다.

정적인 상태의 모멘트는 총 사하중이 적용된 것과 같으며, 계산된 모멘트는 그림 3.2.51과 같다. 이 모멘트는 뼈대요소에서 계산된 모멘트로부터 '첫번째' 프리스트레싱 모멘트를 빼고 계산한 결과이며, 프리스트레싱의 복잡한 요소와 텐던의 응력 손실을 무시한 사하중에서의 값을 나타낸다. 또한 '두번째' 프리스트레싱 모멘트가 사하중에 더해지면, 교량을 시공하는 동안의 정적 시스템의 변화는 모멘트 재분배의 양을 표현하는데 도움을 준다.

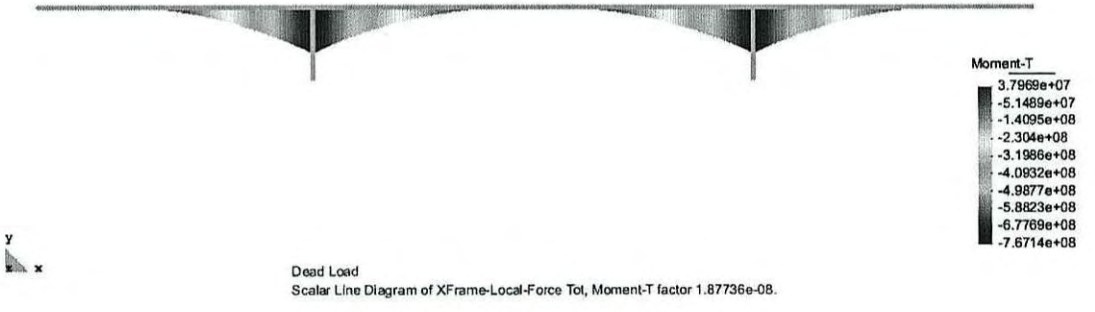
콘크리트와 강재로 구성된 단면에 의해 저항되는 모멘트는 프리스트레싱 힘의 손 실에 의해 재분배된다. 사하중 모멘트의 재분배에 의한 부모멘트의 감소 보다 프리스트레싱 힘의 손실에 의한 부모멘트의 증가가 더욱 크기 때문에 교각 부분의 모멘트는 부모멘트를 갖는다.



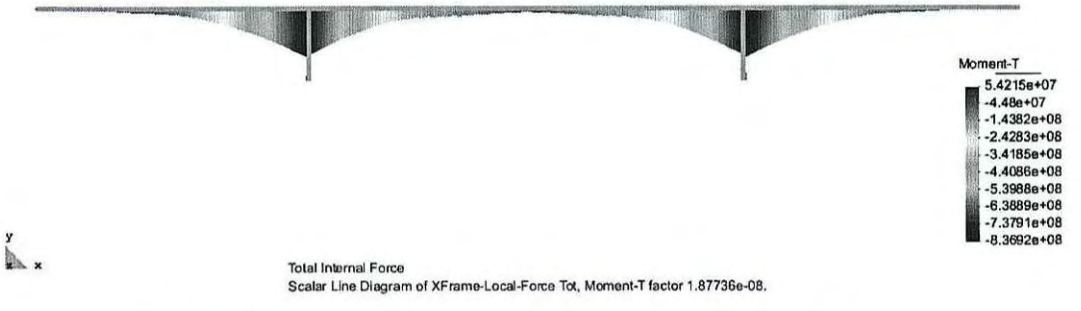
<그림 3.2.60. 해석 시간에 따른 휨 모멘트>



<그림 3.2.61. 사하중 하에서의 휨모멘트>



<그림 3.2.62. 고정하중에서의 모멘트>



<그림 3.2.63. 27년 후 모든 하중(Total Load)에서의 모멘트>

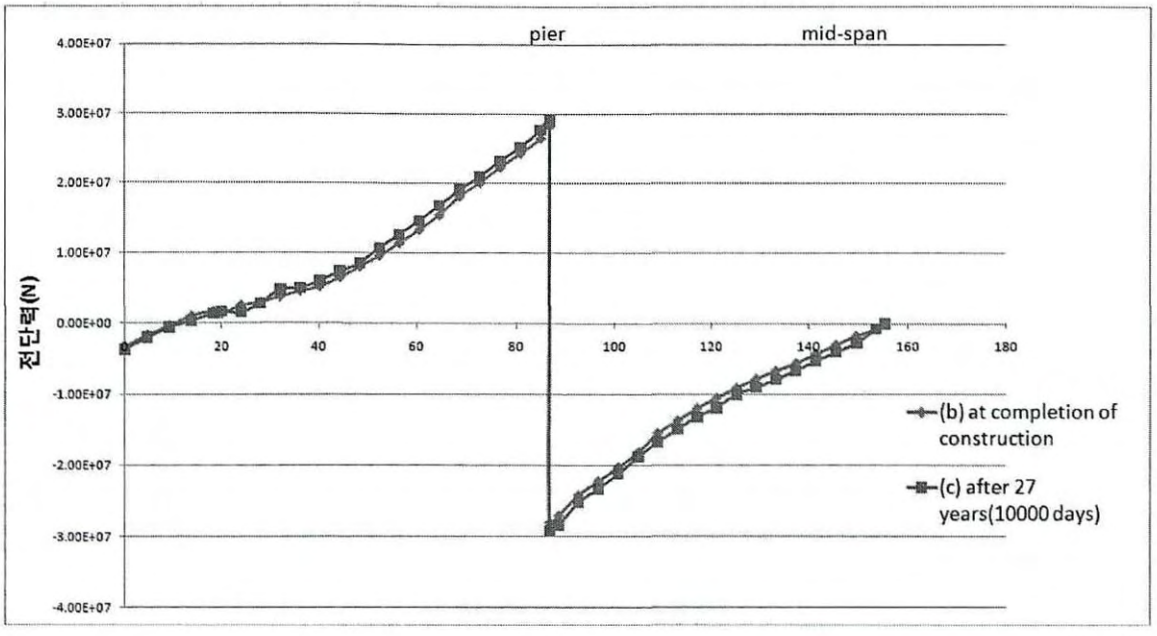
(3) 전단력

다양한 해석 시간에 따른 전단력의 결과는 다음의 그림 3.5.64와 같다. 해석 시간은 ① 시공단계가 끝난 시점으로, 교량이 완성되었을 때 ② 시공 후 27년의 사용기간이 지난 상태로 나누어 비교하였다.

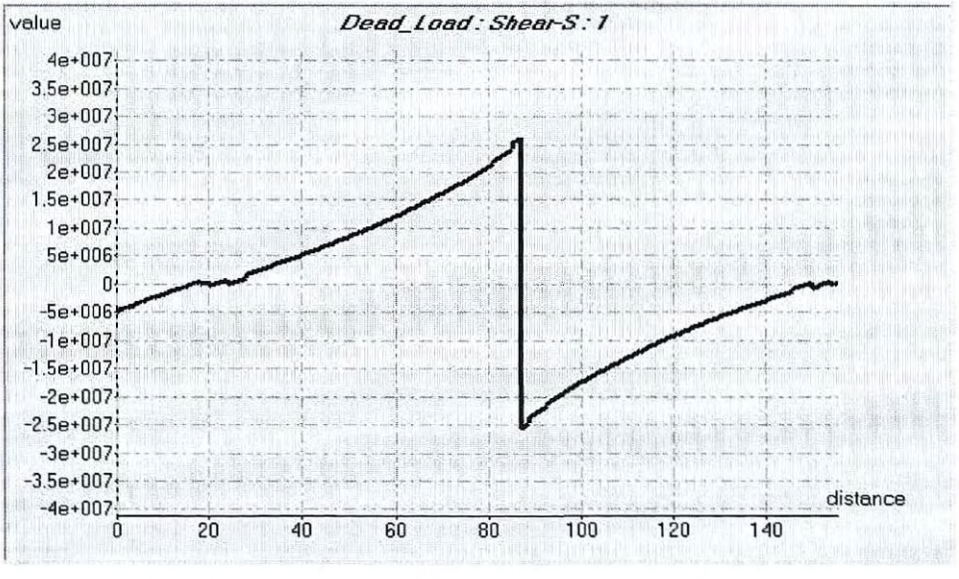
콘크리트와 강재로 구성된 단면에 의해 저항되는 전단력은 그림 3.2.64와 같다. 이 전단력은 계산된 양 단의 모멘트의 평균값으로부터 구할 수 있다. 즉, 전단력 V는 $(M_1+M_2)/L$로부터 구한다. 여기서 M_1과 M_2는 요소의 양끝 모멘트이며, L은 요소의 길이이다. 이러한 전단력은 단면의 횡방향 전단력에 의해 저항하며 헌치 거더의 가로의 응력의 수직 성분에 의해 저항된다. 또한 이러한 전단력은 설계 전단력이며 단면은 강도와 사용성에 따라 설계된다.

총 사하중과 반작용에 의해 계산되어진 정적인 전단력은 그림 3.2.65와 같다. 이 전단력은 뼈대요소에서 계산된 전단력으로부터 '첫번째' 프리스트레싱 전단력을 빼고 계산한 결과이며, 프리스트레싱의 복잡한 요소와 텐던의 응력 손실을 무시한 사하중에서의 값을 나타낸다. 또한 '두번째' 프리스트레싱 전단력이 사하중에 더해지면, 교량을 시공하는 동안의 정적 시스템의 변화는 전단력 재분배의 양을 표현하는데 도움을 준다.

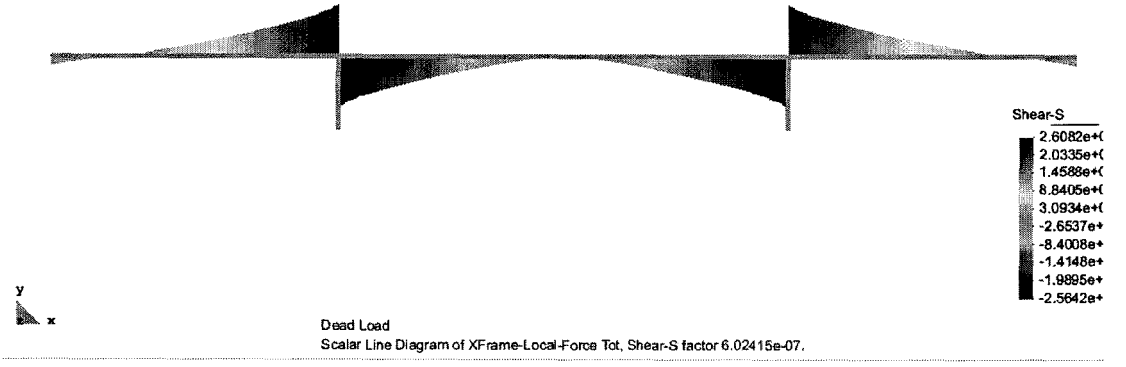
이 교량에서는 매우 적은 양의 전단력 재분배가 발생한다. 콘크리트와 강재로 구성된 단면에 의해 저항되는 전단력은 변화하지만, 이 변화는 프리스트레싱 텐던의 손실에 의한 것이며, 이것은 뼈대요소의 축에서 횡방향으로 작은 힘을 가진다. 그림 3.2.64에서와 같이 설계 전단력에서 매우 작은 증가는 전단저항에 의해 부분적으로 상쇄될 것이다. 이 전단저항의 증가는 휨모멘트에서 부모멘트를 가지는 교각의 지지점에 의해 발생한다. 휨모멘트에 의한 전단 저항은 헌치 박스 거더 교량에서 나타나는 현상으로 잘 알려져 있다.



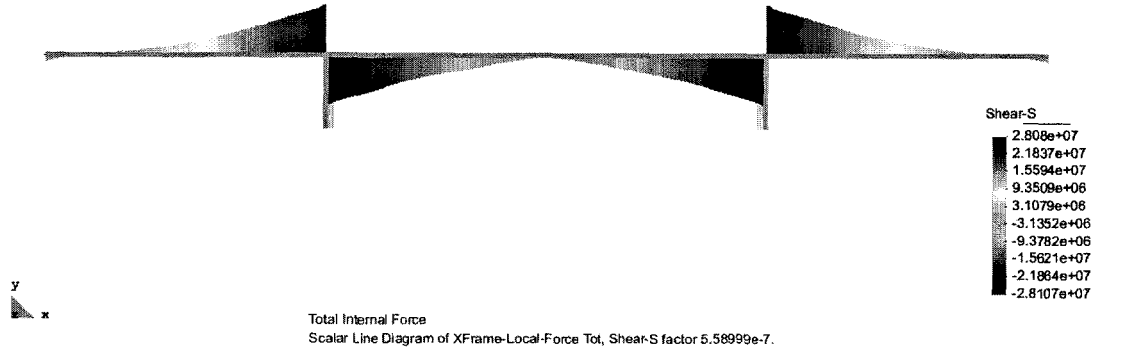
<그림 3.2.64. 해석 시간에 따른 전단력>



<그림 3.2.65. 사하중 하에서의 전단력>



<그림 3.2.66. 사하중에서의 전단력>



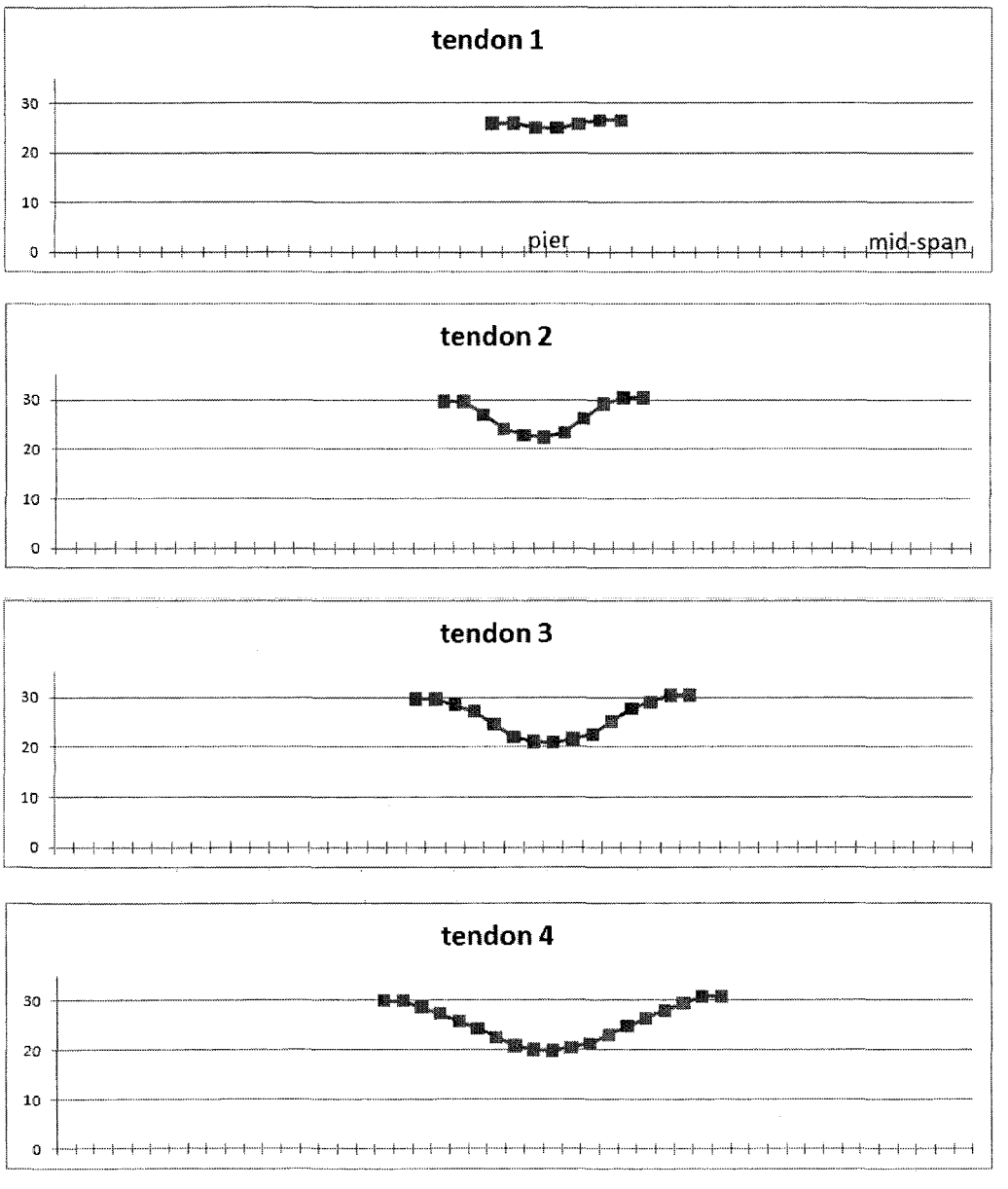
<그림 3.2.67. 27년 후 모든 하중(Total Load)에서의 전단력>

(4) 프리스트레싱 텐던의 힘 손실률

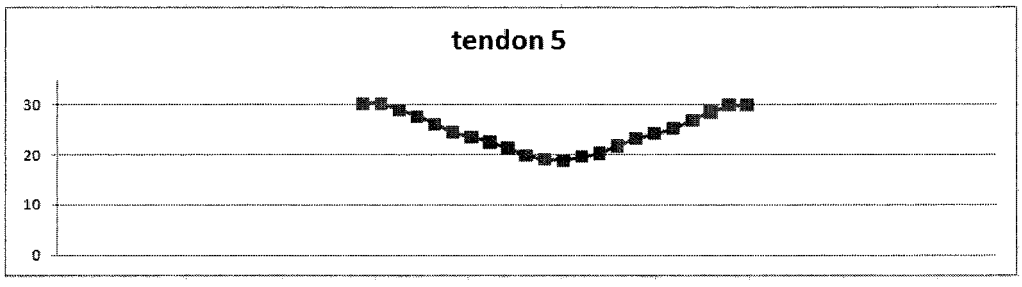
27년 후 각각의 텐던에서의 힘 손실률은 그림 3.2.68과 같다. 여기서 힘 손실률은 긴장 시간에 따른 초기 힘에서 27년 후의 힘을 뺀 후, 초기 값으로 나눠서 구하였다.

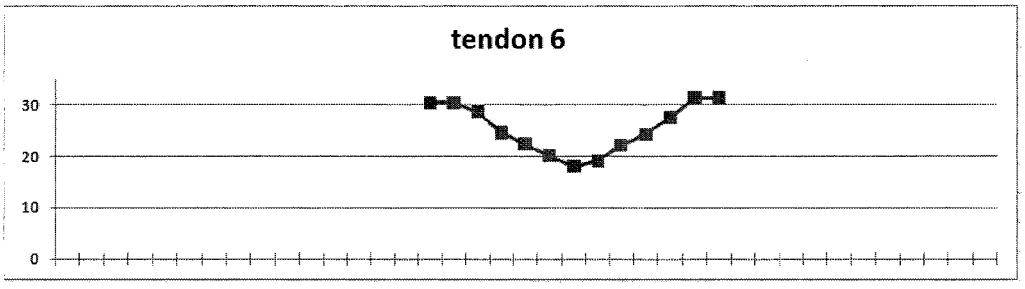
캔틸레버 텐던(tendon 1 ~ tendon 16)은 길이에 따라 다양한 힘 손실이 발행하며, 가장 큰 손실은 중앙에서보다 양 끝에서 더 많이 발생하는 것을 알 수 있다. 다양한 손실을 나타내는 이유는 텐던이 긴장될 때 텐던의 길이에 따른 콘크리트의 타설 시간이 다르고, 추가적인 거더 세그먼트가 건설됨으로써 박스 거더 상부의 인장 변형이 증가하기 때문이다. 또한 세그멘탈 교량의 건설 절차의 따라 캔틸레버를 시공할 때마다 교각 쪽에 부모멘트가 증가하기 때문이다.

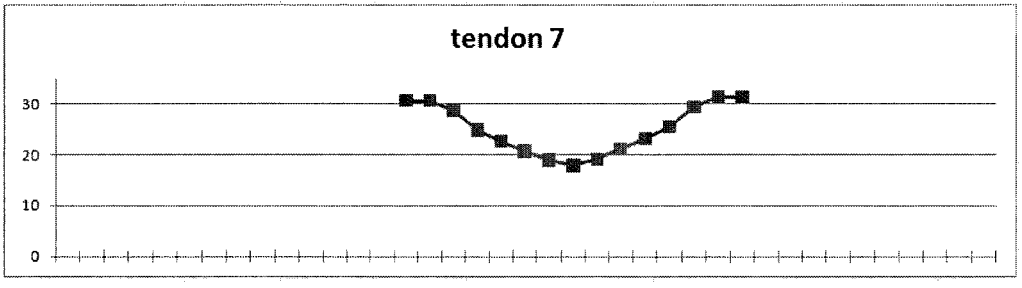
연속 텐던(tendon 17 ~ tendon 18)과 국부 텐던(tendon 19 ~ tendon 30)은 캔틸레버 텐던보다 약간 적은 손실이 발생한다. 연속 텐던과 국부 텐던의 프리스트레싱 힘 손실은 캔틸레버 텐던과 마찬가지로 긴장 시간에 따른 콘크리트 타설 시간에 가장 큰 영향을 받는다. 어떠한 경우든지 오차를 분석하는데 있어 텐던의 길이는 상관없으며, 일정한 텐던의 힘 또는 텐던의 길이의 따른 프리스트레싱 힘 손실이 더 중요한 영향을 준다.

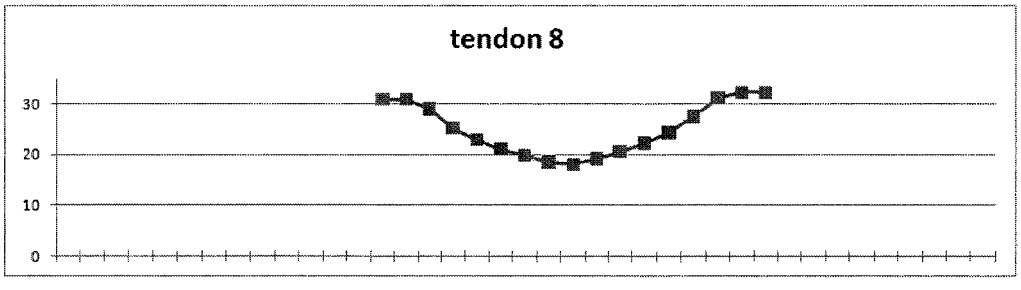


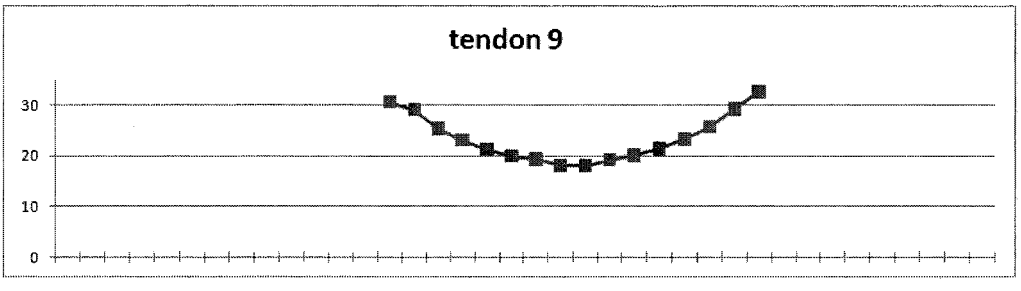
<그림 3.2.68. 각 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률>



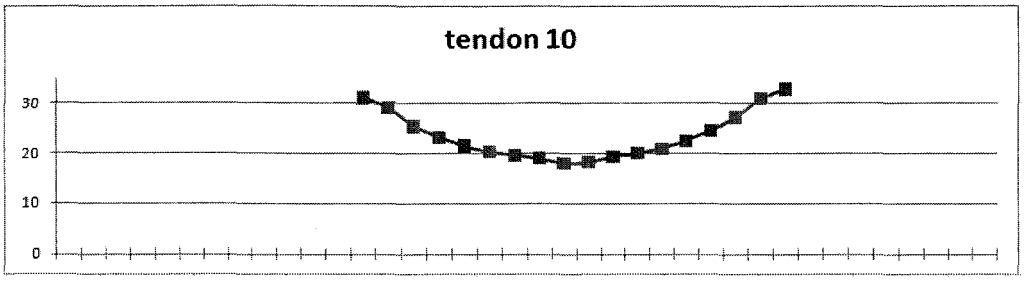


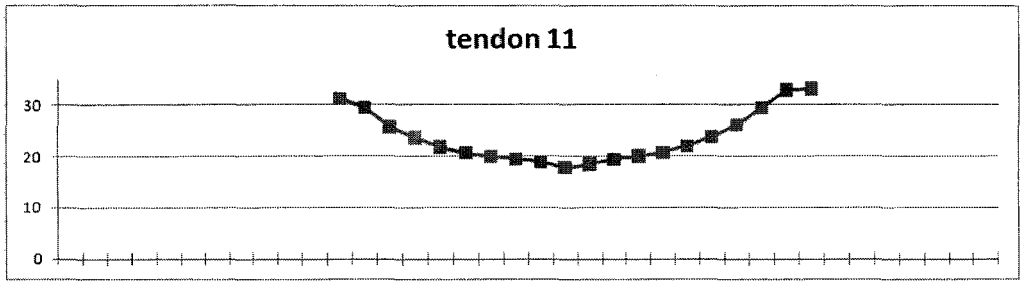


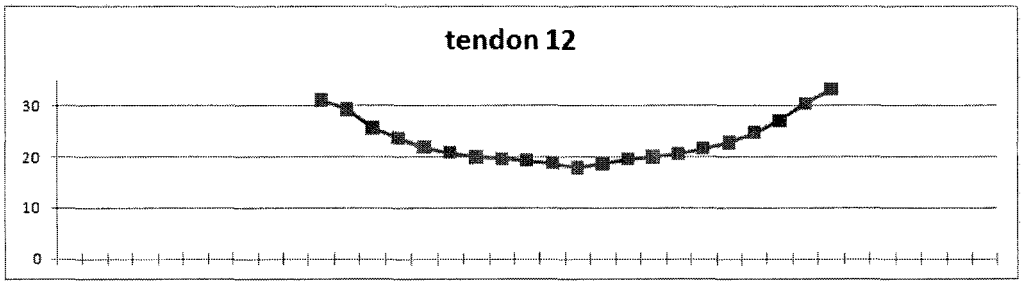


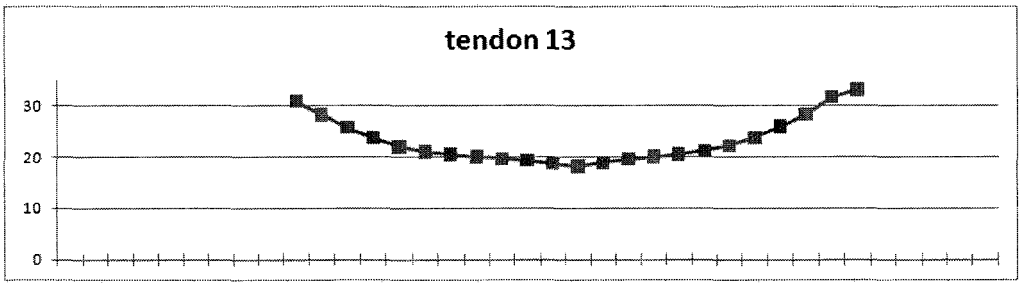


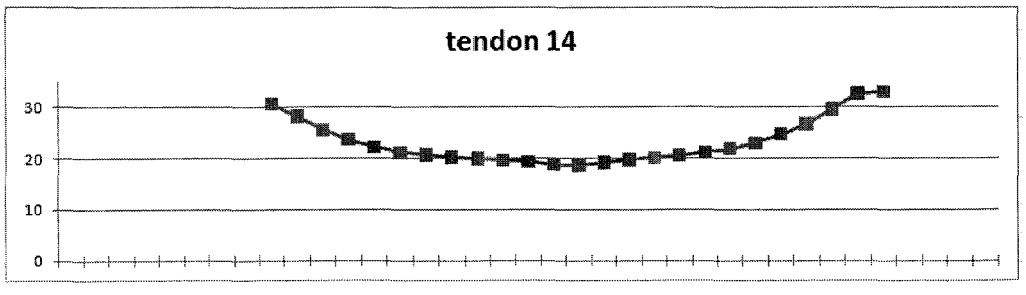
<그림 3.2.68. 각 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률 - 계속>



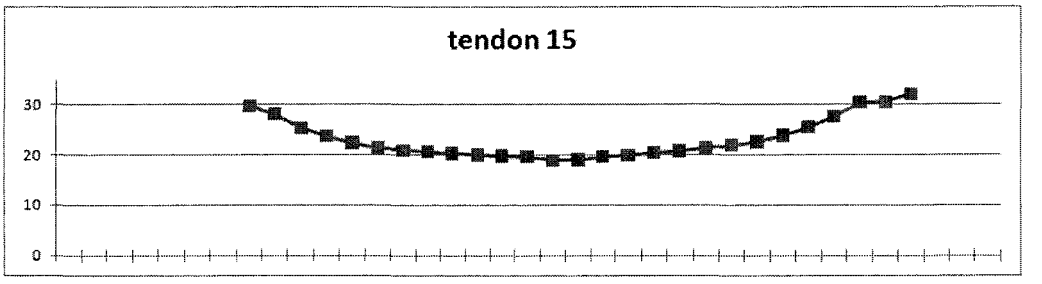


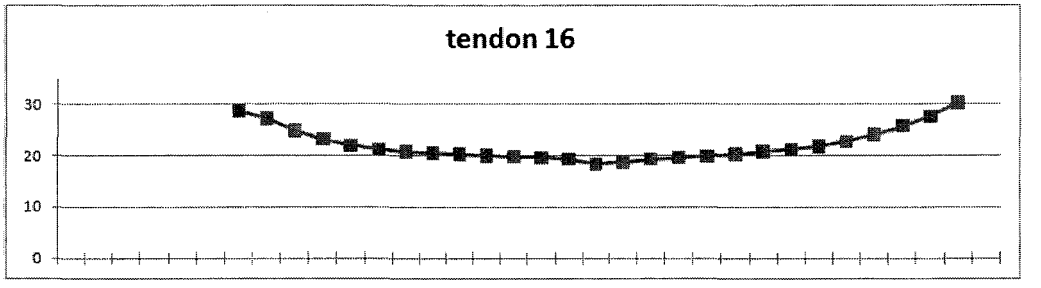


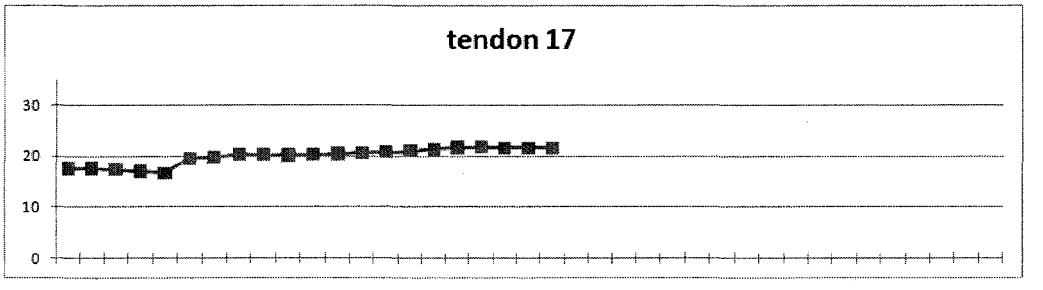


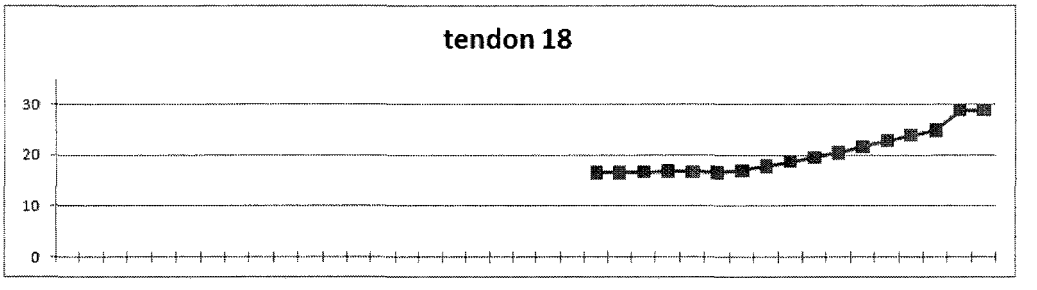


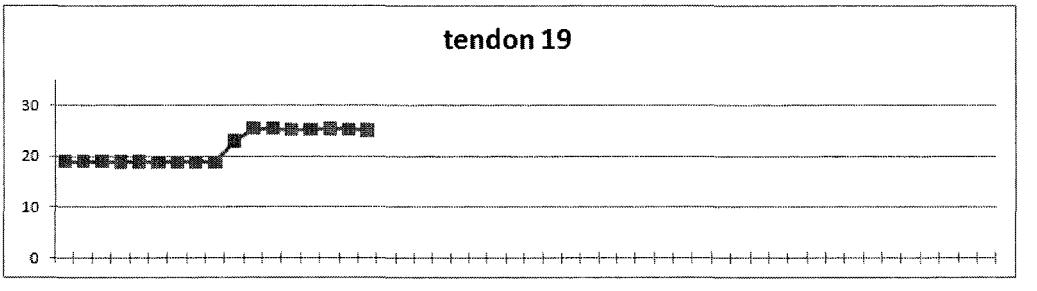
<그림 3.2.68. 각 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률 - 계속>



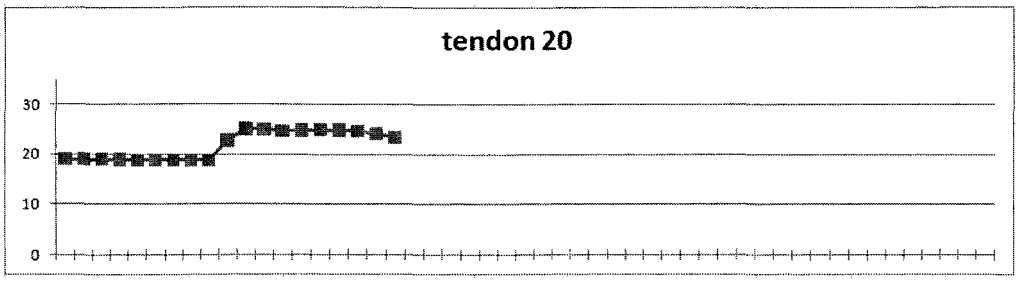


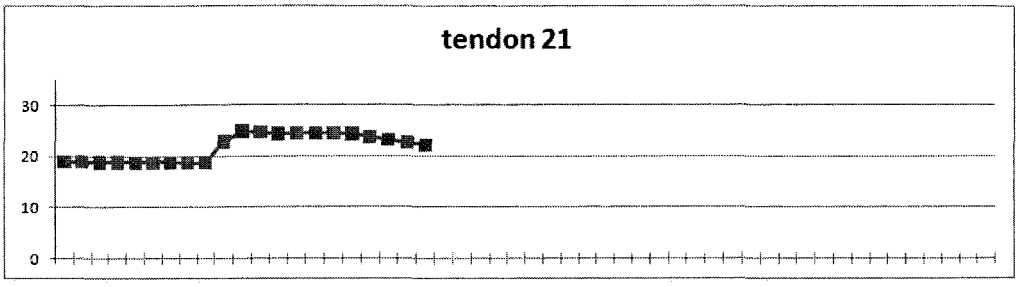


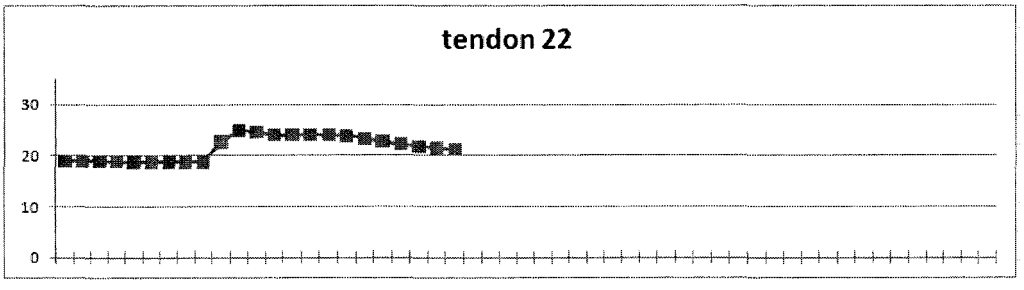


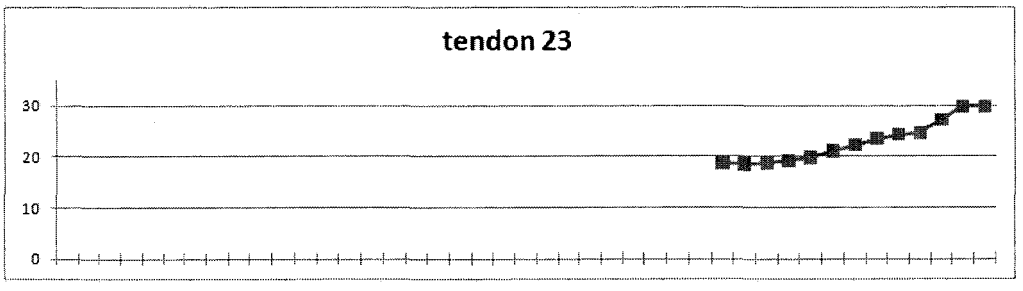


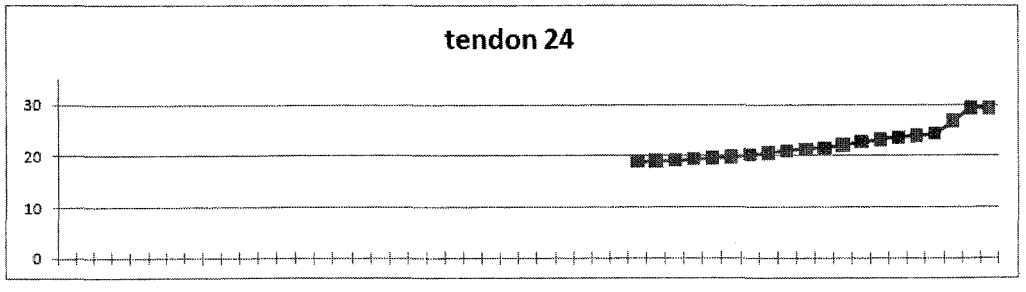
<그림 3.2.68. 각 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률 - 계속>



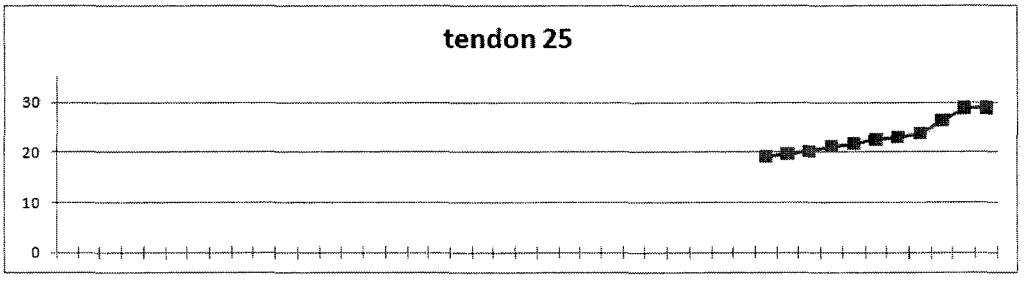


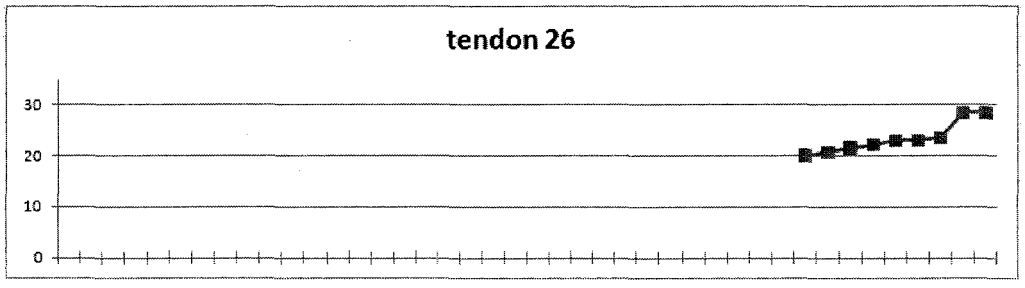


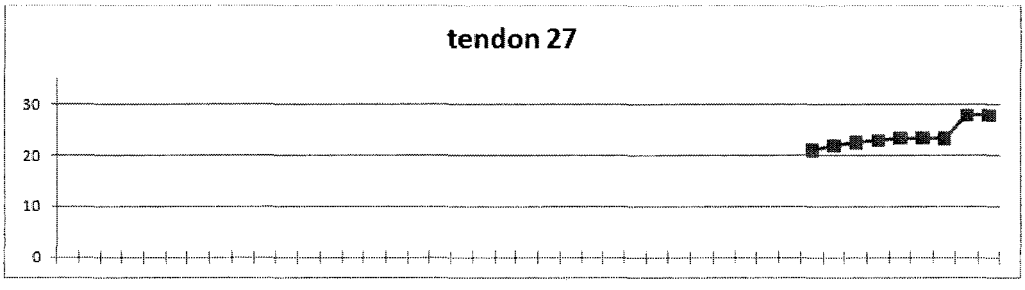


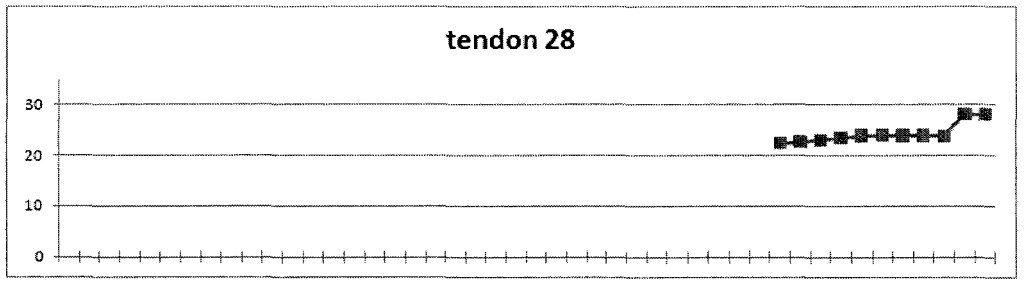


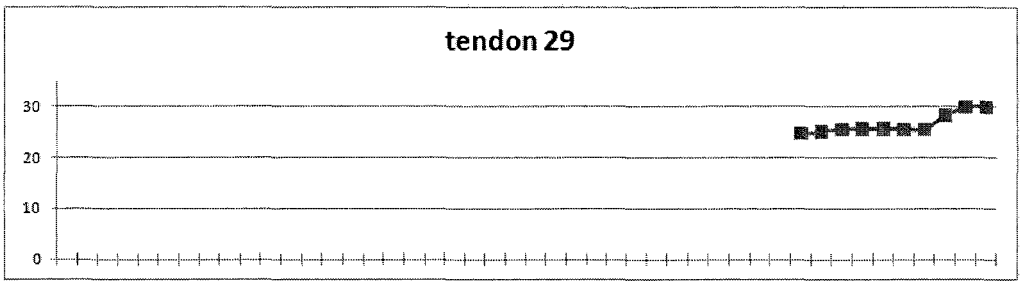
<그림 3.2.68. 각 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률 - 계속>



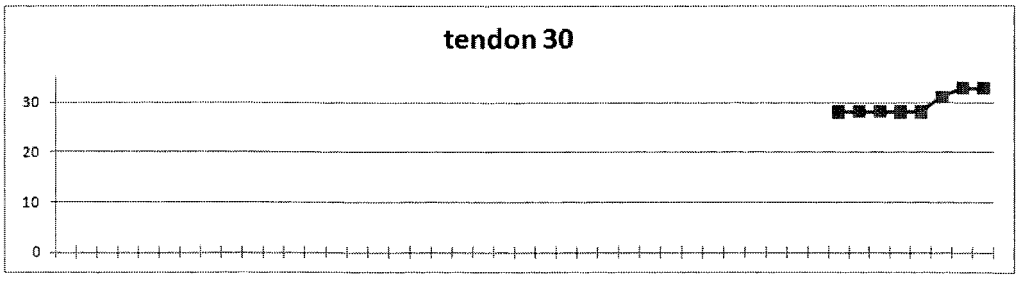








<그림 3.2.68. 각 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률 - 계속>



<그림 3.2.58. 각 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률 - 계속>

6. 쉘 요소(Shell Element)를 이용한 시공중 해석 방법

가. 개요

다음의 교량 모델은 3경간 캔틸레버 박스교량의 예로 [Ketchum, M.A., 1986. Redistribution of Stresses in Segmentally Erected Prestressed Concrete Bridges, Report No. UCB/SESM-86-07. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California.]에 있는 예제를 사용하였다. 이 장에서는 쉘 요소를 사용하였으며, 단위는 SI단위로 변화하여 해석하였다.

이 교량은 캔틸레버 공법으로 시공되며, 세그먼트는 현장에서 타설된다. 사하중, 시공하중, 프리스트레싱을 받는 교량의 구조적 거동은 시공단계와 시공 후 27년의 사용 기간을 통해 영향을 받는다고 가정하였다.

거더의 0.02%, 교각의 0.1%의 면적률을 기초로 하여 모든 요소에 균일하게 분포된 연강 철근이 포함되어 있으며, 콘크리트 세그먼트의 시공을 위한 이동 거푸집 공사는 두 보 요소를 각각 실제 이동 기중기로 모델링해서 나타내었다. 각각의 세그먼트 시공을 위해, 이동 기중기는 새 콘크리트 세그먼트를 지지하도록 각각의 요소마다 이동하였다.

나. 구조 모델링

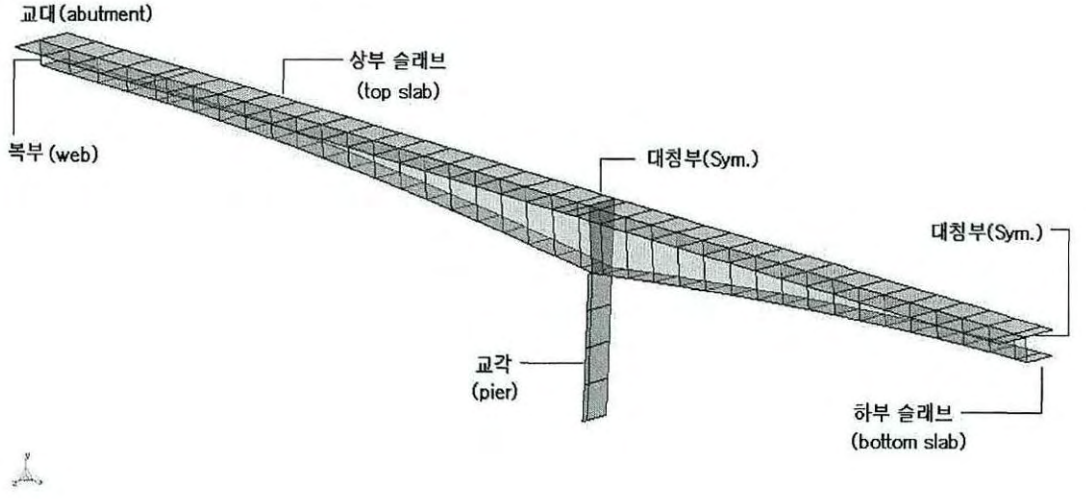
(1) 쉘 해석 모델

그림 3.2.59에서와 같이, 대칭성 때문에 교량의 1/4이 모델링되었다. 절점 번호는 그림 3.2.60에 나타내었고, 요소 번호와 세그먼트 번호는 그림 3.2.61에 일부만

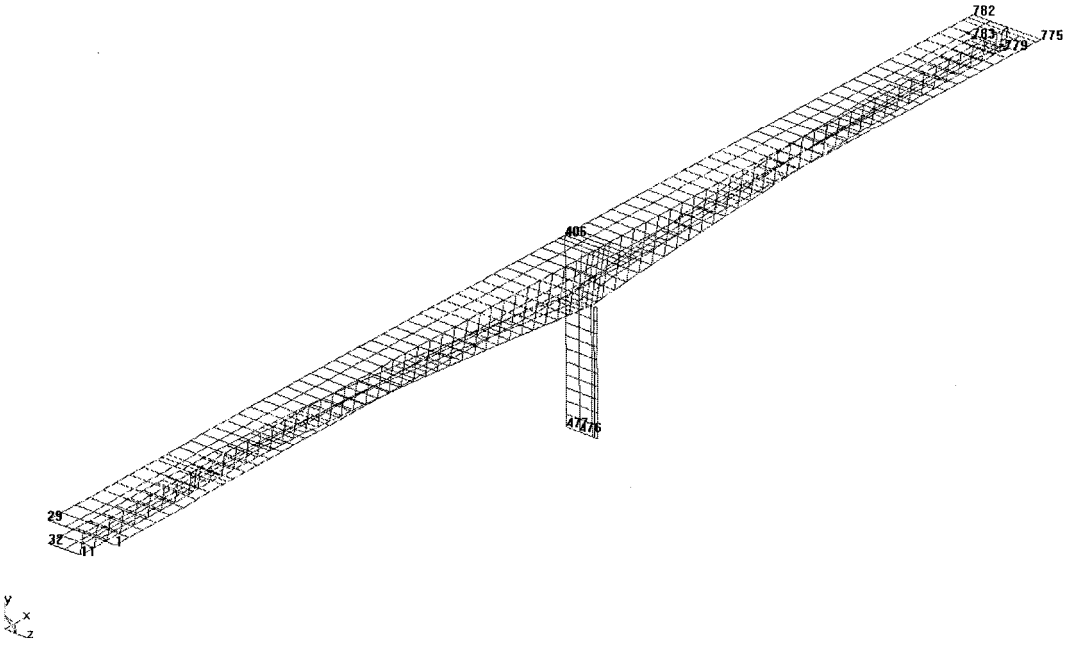
나타내었다. 모델은 783개의 절점, 681개의 쉘 요소 그리고 67개의 프리스트레싱 텐던을 갖는다. 절점은 박스 거더와 교각의 세그먼트 조인트에 위치된다. 추가적인 절점은 효과적인 텐던 배치를 위해 교대 근처에 생성시켰다. 그리고 요소 크기는 대략적으로 같게 모델링하였다. 교각의 높이는 10개의 절점으로 나눈다. 교대에 있는 하부 슬래브는 롤러 지점이고 수직으로 구속된다. 기반암의 기초를 나타내는 교각의 하부 절점 은 고정된다. 거더 세그먼트 1에서 4의 나머지 절점들은 거푸집을 지지하는 것을 나타내기 위해 수직 변위에 대해서 임시적으로 구속된다.

각 거더 세그먼트는 8개의 쉘 요소로 모델링 된다. 즉 상부 슬래브에 네 개, 복부와 하부 슬래브에 각 두 개씩이다. 길이에 따라 변하는 두께를 갖는 하부 슬래브에 대해서, 일정한 두께가 각 쉘 요소 내에 가정되었다. 두께는 요소 중심에서 취한다.

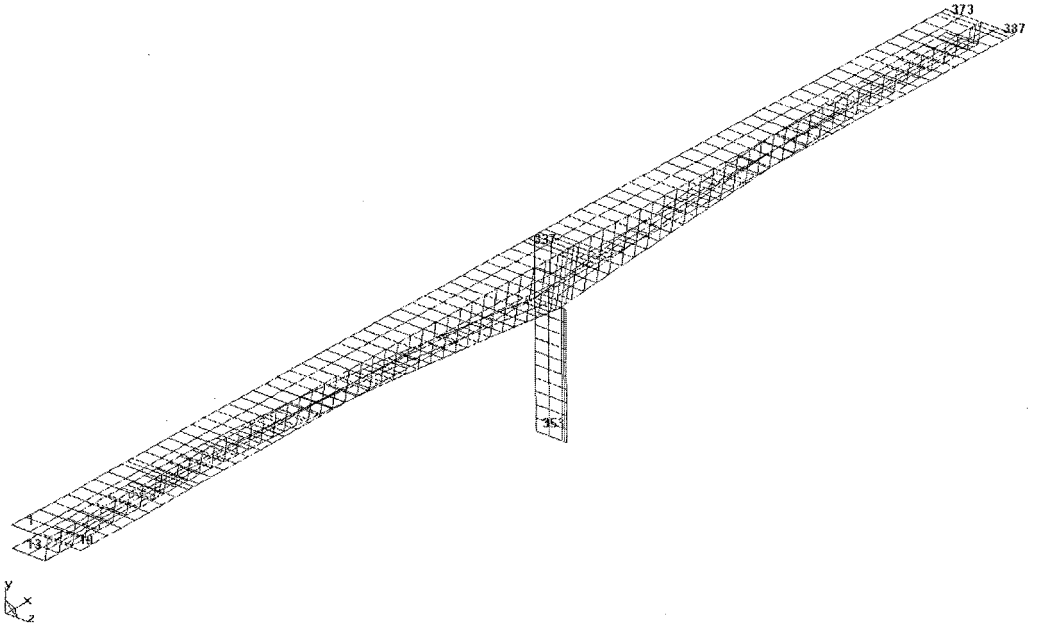
이 밖의 사용재료 물성치는 뼈대요소와 같다.



<그림 3.2.69. 쉘 요소를 이용한 1/4 교량 모델>



<그림 3.2.70. 쉘 모델 절점 번호>



<그림 3.2.71. 쉘 모델 요소 번호>

<표 3.2.51. 상부 슬래브 중심의 절점좌표>

NODE	X-COORDINATE	Y-COORDINATE	Z-COORDINATE
2	0.00	0.00	0.00
3	4.572	0.00	0.00
4	9.144	0.00	0.00
5	13.716	0.00	0.00
6	18.288	0.00	0.00
7	20.0152	0.00	0.00
8	24.0792	0.00	0.00
9	28.1432	0.00	0.00
10	32.2072	0.00	0.00
11	36.2712	0.00	0.00
12	40.3352	0.00	0.00
13	44.3992	0.00	0.00
14	48.4632	0.00	0.00
15	52.5272	0.00	0.00
16	56.5912	0.00	0.00
17	60.6552	0.00	0.00
18	64.7192	0.00	0.00
19	68.7832	0.00	0.00
20	72.8472	0.00	0.00
21	76.9112	0.00	0.00
22	80.9752	0.00	0.00
23	85.0392	0.00	0.00
24	86.868	0.00	0.00
118	155.448	0.00	0.00
119	153.7208	0.00	0.00
120	149.6568	0.00	0.00
121	145.5928	0.00	0.00
122	141.5288	0.00	0.00
123	137.4648	0.00	0.00
124	133.4008	0.00	0.00
125	129.3368	0.00	0.00
126	125.2728	0.00	0.00
127	121.2088	0.00	0.00
128	117.1448	0.00	0.00
129	113.0808	0.00	0.00
130	109.0168	0.00	0.00
131	104.9528	0.00	0.00
132	100.8888	0.00	0.00
133	96.8248	0.00	0.00
134	92.7608	0.00	0.00
135	88.6968	0.00	0.00

<표 3.2.52. 하부 슬래브 중심의 절점좌표 >

NODE	X-COORDINATE	Y-COORDINATE	Z-COORDINATE
48	0.00	-2.7432	4.4196
49	4.572	-2.7432	4.4196
50	9.144	-2.7432	4.4196
51	13.716	-2.7432	4.4196
52	18.288	-2.7432	4.4196
53	20.0152	-2.7432	4.41708
54	24.0792	-2.81178	4.40944
55	28.1432	-2.91338	4.39166
56	32.2072	-3.048	4.3688
57	36.2712	-3.2131	4.34086
58	40.3352	-3.40614	4.30784
59	44.3992	-3.62966	4.27228
60	48.4632	-3.87604	4.23164
61	52.5272	-4.14782	4.18592
62	56.5912	-4.44246	4.13766
63	60.6552	-4.75996	4.08432
64	64.7192	-5.10032	4.0259
65	68.7832	-5.461	3.968748
66	72.8472	-53842	3.90398
67	76.9112	-6.24332	3.8354
68	80.9752	-6.6675	3.76428
69	85.0392	-7.10946	3.69062
71	86.868	-7.31552	3.6576
154	155.448	-2.7432	4.4196
155	153.7208	-2.7432	4.41706
156	149.6568	-2.81178	4.40944
157	145.5928	-2.91338	4.39166
158	141.5288	-3.048	4.3688
159	137.4648	-3.2131	4.34086
160	133.4008	-3.40614	4.30784
161	129.3368	-3.62966	4.27228
162	125.2728	-3.87604	4.23164
163	121.2088	-4.14782	4.18592
164	117.1448	-4.44246	4.13766
165	113.0808	-4.75996	4.08432
166	109.0168	-5.10032	4.0259
167	104.9528	-5.461	3.96748
168	100.8888	-5.842	3.90398
169	96.8248	-6.24568	3.8354
170	92.7608	-6.6675	3.76428
171	88.6968	-7.10946	3.69062

<표 3.2.53. 교각의 절점좌표>

NODE	X-COORDINATE	Y-COORDINATE	Z-COORDINATE
1	86.868	-22.86	0
24	86.868	0	0
47	86.868	-7.3152	0
70	86.868	-22.86	3.6576
71	86.868	-7.3152	3.6576
94	86.868	0	4.8768
208	86.868	-22.86	4.4196
209	86.868	-7.3152	4.4196

(2) 이동가설차 요소 모델 - Traveler

이동식 작업차나 가설트러스 등의 가설장비를 이상화하기 위해 이동보요소를 사용하여 시공중 하중의 변화를 계산할 수 있도록 하였다.

이 쉘 요소 모델에서는 FCM공법의 가설장비인 Form Traveler(F/T)를 3가지 종류로 정의하였다. 이 3개의 Traveler는 단면의 쉘 요소마다 적용되며, Traveler 1부터 18까지는 캔틸레버 가설에 Traveler 19부터 27까지는 Key-Seg 가설 시 사용한다.

다음은 F/T의 물성치를 표로 나타내었다.

<표 3.2.54. Form Traveler의 제원>

구 분	단위	Traveler 1-9	Traveler 10-18	Traveler 19-27
Young Modulus	N/m^2	1.99e+11	1.99e+11	1.99e+11
Shear Modulus	N/m^2	7.69e+10	7.69e+10	7.69e+10
Cross Section Area	m^2	0.4490	0.4490	0.4490
Moment of Inertia I_s	m^4	0.1035	0.1035	0.1035
Moment of Inertia I_t	m^4	0.4498	0.4498	0.4498
Moment of Inertia I_j	m^4	0.5534	0.5534	0.5534
Rotation Angle	rad	0.0	0.0	0.0
Total Traveler Mass	kg	68038.9	68038.9	4535.92

(3) 프리스트레싱 텐던 요소 모델

각각의 거더는 현장에서 타설된 세그먼트로 캔틸레버된다고 가정하였다. 각각의 캔틸레버 세그먼트는 '캔틸레버' 텐던을 가진 이전의 세그먼트와 포스트 텐션

된다. 캔틸레버가 완성되면 텐던은 접합부에서 거더로, 중앙 경간에서 캔틸레버 거더로 연속적으로 설치하였다. 교대와 가까워지고, 중앙경간이 완성되면 '연속된' 텐던과 '국부'텐던을 긴장한다. 모든 위쪽 슬래브는 횡방향 텐던에 의해 포스트텐션 되었다.

1부터 16까지의 캔틸레버 텐던은 양 끝단에서 1.1319e+07N으로 긴장하였으며, 연속 텐던 17, 18은 한쪽 끝에서만 2.2638e+07N으로 긴장하였다. 텐던 19에서 22는 양 끝단에서 5.6597e+06N으로, 텐던 23, 24, 29, 30은 왼쪽 끝에서 5.6597e+06N으로, 텐던 25, 26, 27, 28은 왼쪽 끝에서 1.1319e+07N으로 긴장하였다. 횡방향 텐던 1부터 37은 왼쪽 끝에서 88842.663N으로 긴장하였다.

<표 3.2.55. 각 텐던의 로컬 축>

Tendon no.	Cantilever Tendon			Tendon no.	Continuity Tendon		
	Span Node	Local X-axis			Span Node	Local X-axis	
		Begin	End			Begin	End
1	363 to 489	80.9752	92.7608	19	20 to 151	0.000	32.207
2	345 to 507	76.9112	96.8248	20	20 to 169	0.000	36.27
3	327 to 525	72.8472	100.8890	21	20 to 187	0.000	40.34
4	309 to 543	68.7832	104.9530	22	20 to 203	0.000	44.39
5	291 to 561	34.7192	109.0170				
6	273 to 579	60.6552	113.0810				
7	255 to 597	56.5912	117.1450				
8	237 to 615	52.5272	121.2090				
9	219 to 633	48.4632	125.2730				
10	201 to 351	44.3992	129.3370				
11	183 to 669	40.3352	133.4010				
12	165 to 687	36.2712	137.4650				
13	147 to 705	32.2072	141.5290				
14	129 to 723	28.1432	145.5930				
15	111 to 741	24.0792	149.6570				
16	88 to 759	20.0152	153.7210				
Tendon no.	Continuity Tendon			Tendon no.	Local Tendon Mid		
	Span Node	Local X-axis			Span Node	Local X-axis	
		Begin	End			Begin	End
17	7 to 399	0.00	86.87	23	585 to 783	113.08	155.45
18	399 to 778	86.87	155.45	24	603 to 783	117.14	155.45
				25	621 to 783	121.20	155.45
				26	639 to 783	125.27	155.45
				27	657 to 783	129.34	155.45
				28	675 to 783	133.40	155.45
				29	693 to 783	137.46	155.45
				30	711 to 783	141.52	155.45

<표 3.2.56. 횡방향(슬래브) 텐던의 로컬 축>

Tendon no.	Slab Tendon				
	Span Node	Local X-axis		Local Z-axis	
		Begin	End	Begin	End
1	30 to 3	22.89	22.86	9.45	0.00
2	15 to 43	68.58	68.58	9.45	0.00
3	57 to 40	114.3	114.3	9.45	0.00
4	73 to 62	160.02	160.0.	9.45	0.00
5	98 to 107	220.472	220.472	9.45	0.00
6	125 to 118	261.112	261.112	9.45	0.00
7	143 to 136	301.752	301.752	9.45	0.00
8	161 to 154	342.392	342.392	9.45	0.00
9	179 to 172	383.032	383.032	9.45	0.00
10	197 to 190	423.672	423.672	9.45	0.00
11	215 to 208	464.312	464.312	9.45	0.00
12	233 to 226	504.952	504.952	9.45	0.00
13	251 to 244	545.592	545.592	9.45	0.00
14	269 to 262	586.232	586.232	9.45	0.00
15	287 to 260	626.872	626.872	9.45	0.00
16	305 to 298	667.512	667.512	9.45	0.00
17	323 to 316	708.152	708.152	9.45	0.00
18	340 to 334	748.792	748.792	9.45	0.00
19	358 to 352	789.432	789.432	9.45	0.00
20	376 to 370	830.072	830.072	9.45	0.00
21	464 to 478	907.288	907.288	9.45	0.00
22	502 to 496	947.928	947.928	9.45	0.00
23	520 to 514	988.568	988.568	9.45	0.00
24	539 to 532	1029.208	1023.208	9.45	0.00
25	557 to 550	1069.848	1069.848	9.45	0.00
26	575 to 568	1110.488	1110.488	9.45	0.00
27	593 to 586	1151.128	1151.128	9.45	0.00
28	611 to 604	1191.768	1191.768	9.45	0.00
29	629 to 622	1232.408	1232.408	9.45	0.00
30	647 to 640	1273.048	11273.048	9.45	0.00
31	665 to 658	1313.688	1313.688	9.45	0.00
32	683 to 676	1354.328	1354.328	9.45	0.00
33	701 to 694	1394.968	1394.968	9.45	0.00
34	719 to 712	1435.608	1435.608	9.45	0.00
35	737 to 730	1476.248	1476.248	9.45	0.00
36	755 to 748	1516.888	1516.888	9.45	0.00
37	782 to 775	1554.48	1554.48	9.45	0.00

<표 3.2.57. Tendons Geometry parameter data>

Tendon no.	Area (m^2)	Continuity Tendon & Local Tendon									
		X					Y				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
17	0.00829	0	27.513	68.783	77.825	86.868	-1.187	-2.54	-0.305	-0.305	-0.305
18	0.00829	0	9.0425	18.085	61.425	68.580	-0.305	-0.305	-0.305	-2.54	-2.54
19	0.00207	0	28.149	32.207	-	-	-1.187	-2.493	-2.625	-	-
20	0.00207	0	28.146	36.271	-	-	-1.187	-2.493	-2.729	-	-
21	0.00207	0	28.154	40.335	-	-	-1.187	-2.493	-2.861	-	-
22	0.00207	0	28.149	44.400	-	-	-1.187	-2.493	-3.023	-	-
23	0.00207	0	38.130	42.367	-	-	-3.902	-2.54	-2.54	-	-
24	0.00207	0	34.473	38.303	-	-	-3.647	-2.54	-2.54	-	-
25	0.00415	0	30.815	34.239	-	-	-3.414	-2.54	-2.54	-	-
26	0.00415	0	27.158	30.175	-	-	-3.205	-2.54	-2.54	-	-
27	0.00415	0	23.500	26.111	-	-	-3.020	-2.54	-2.54	-	-
28	0.00415	0	19.842	22.047	-	-	-2.681	-2.54	-2.54	-	-
29	0.00207	0	16.185	17.983	-	-	-2.729	-2.54	-2.54	-	-
30	0.00207	0	12.527	13.919	-	-	-2.625	-2.54	-2.54	-	-

<표 3.2.58. Tendon point coordinate>

Tendon no.	Area (m^2)	Tendon span1									
		X					Y				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	0.004146	0	3.912	5.893	7.874	11.786	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
2	0.004146	0	3.912	9.957	16.002	19.914	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
3	0.004146	0	3.912	14.021	24.13	28.042	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
4	0.004146	0	3.912	18.085	32.258	36.17	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
5	0.004146	0	3.912	22.149	40.386	44.298	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
6	0.004146	0	3.912	26.213	48.515	52.426	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
7	0.004146	0	3.912	30.277	56.642	60.554	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
8	0.004146	0	3.912	34.341	64.771	68.682	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
9	0.004146	0	3.914	38.405	72.897	76.81	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
10	0.004146	0	3.912	42.469	72.027	84.938	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
11	0.004146	0	3.914	46.533	89.153	93.066	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
12	0.004146	0	3.911	50.597	97.536	101.19	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
13	0.004146	0	3.914	54.661	105.41	109.32	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
14	0.004146	0	3.911	58.725	113.54	117.45	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
15	0.004146	0	3.912	62.789	121.67	125.58	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
16	0.004146	0	5.082	86.868	149.81	153.72	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508

다. 해석결과

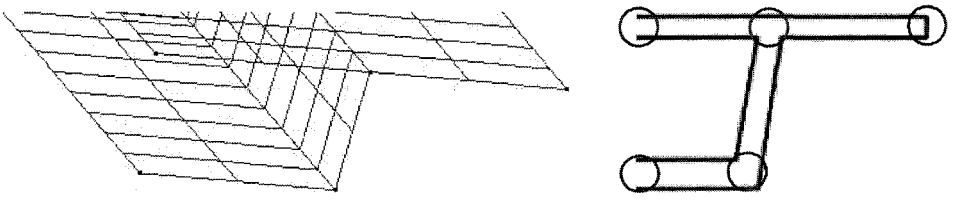
(1) 처짐(Displacement)

다양한 해석 시간에 따른 수직방향의 처짐은 그림 3.2.73, 3.2.74, 3.2.75와 같다. 이 해석 시간은 ① 캔틸레버 부분의 시공이 끝났을 때로, 교각 완성, 연속텐던 또는 추가적인 하중만 가해진 상태 ② 시공단계가 완성되었을 때로 시공단계가 완전히 끝난 상태 ③ 시공 후 27년의 사용기간이 지난 상태로 나누어 비교하였다.

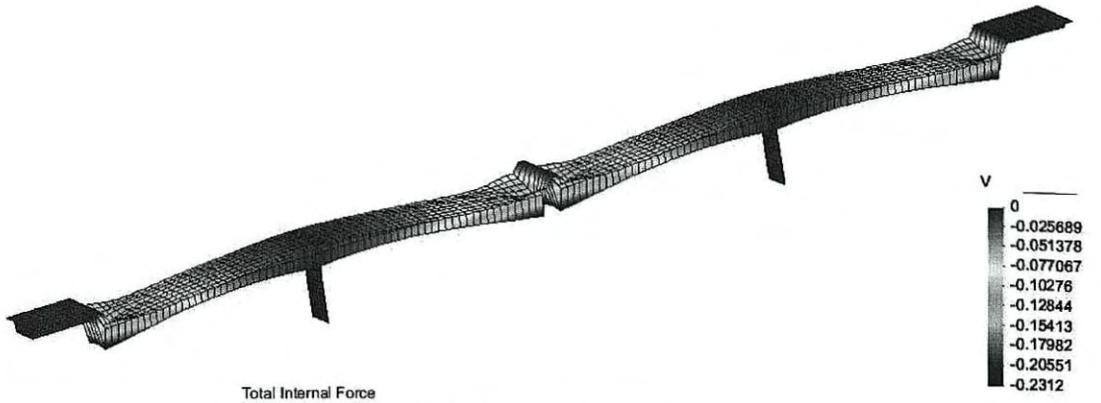
프레임 요소와 마찬가지로 거터의 캔틸레버 부분에 캠버를 적용하지 않았으므로 교량이 완성 되 후의 수직 처짐은 캔틸레버가 끝나는 지점과 교대가 만나는 곳에서 불연속적으로 나타난다.

캔틸레버를 시공하는 동안에는 교각에서부터 캔틸레버로 시공되는 과정이 같으므로 수직 처짐은 교각을 중심으로 대칭적으로 나타나며, 이때 발생하는 차이는 텐던의 비대칭적인 마찰손실에 의해 생긴다. 또한 그래프에서 알 수 있듯이 시공이 완료된 후의 처짐은 더 이상 대칭을 이루지 않으며 중앙 경간의 처짐이 양 끝 경간의 처짐보다 작게 나타나는 것을 알 수 있다. 시공이 완료되고 27년이 지나면 중앙 경간의 처짐이 더욱 발생하여 교대와 캔틸레버가 만나는 부분의 처짐과 비슷해지는 것을 확인 할 수 있다.

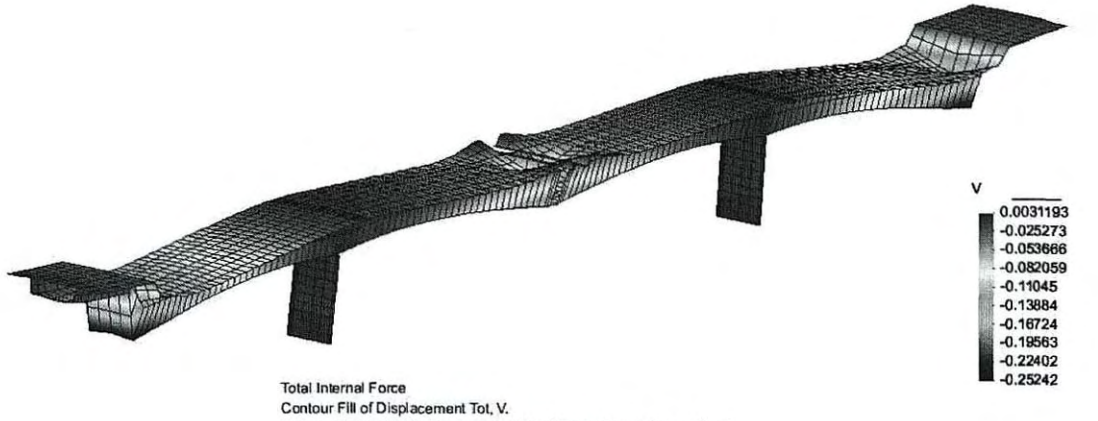
그림 3.2.72에서와 같이 쉘 요소는 단면을 쉘로 모델링 하여 각각의 부분에서의 처짐값이 전부 다르게 나타난다. 이는 프레임 요소에서 해석하지 못하는 비틀림을 해석하므로써 거더 단면의 변형을 모두 해석할 수 있기 때문이다. 따라서 그림 3.2.76의 (a)와 (b)에 나타난 결과와 같이 해석하는 지점이 어디냐에 따라 처짐값의 차이가 발생하는 것을 알 수 있다.



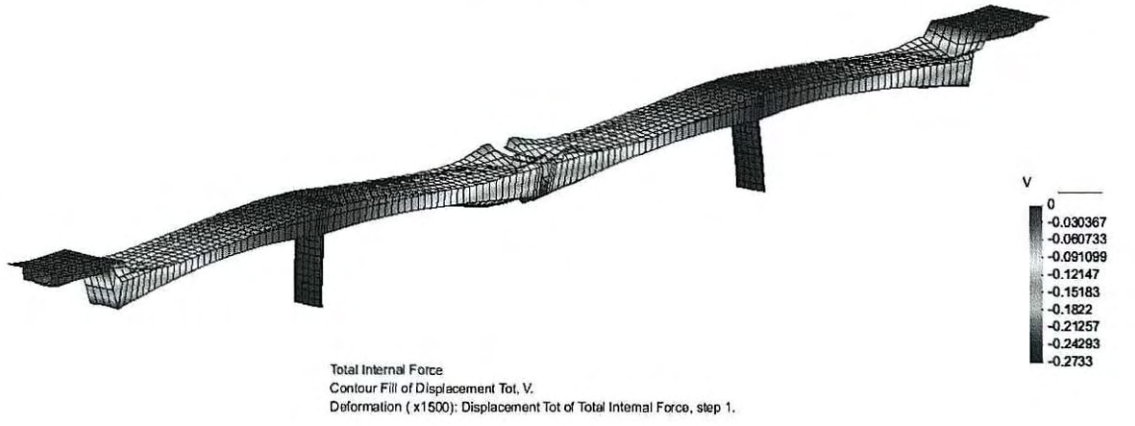
<그림 3.2.72. 쉘 모델의 처짐 계산을 위한 5개의 위치>



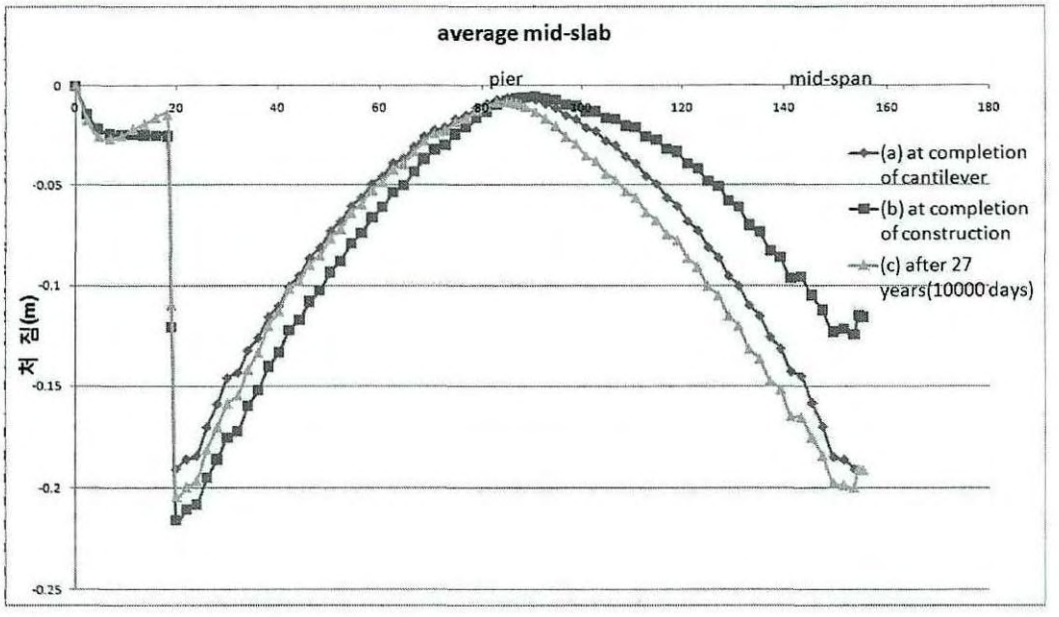
<그림 3.2.73. 캔틸레버 완료 후의 처짐>



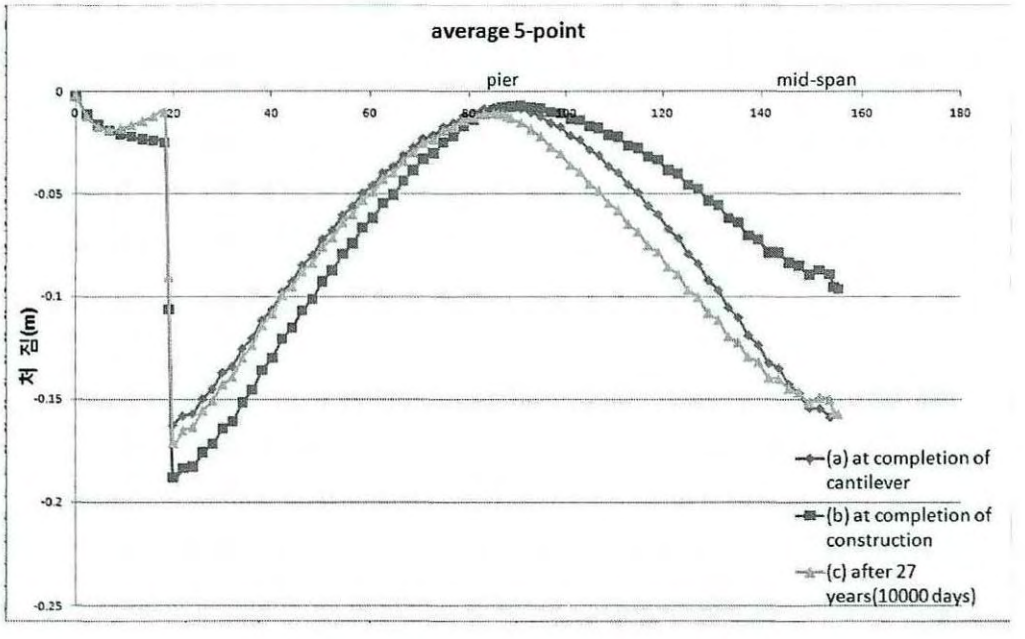
<그림 3.2.74. 시공 완료 후의 처짐>



<그림 3.2.75. 쉘 요소의 27년 후 총 처짐>



(a) 쉘 요소의 슬래브 중앙에서의 평균 처짐



(b) 쉘 요소의 슬래브 5-point에서의 평균 처짐

<그림 3.2.76. 해석 시간에 따른 쉘 요소의 처짐 결과>

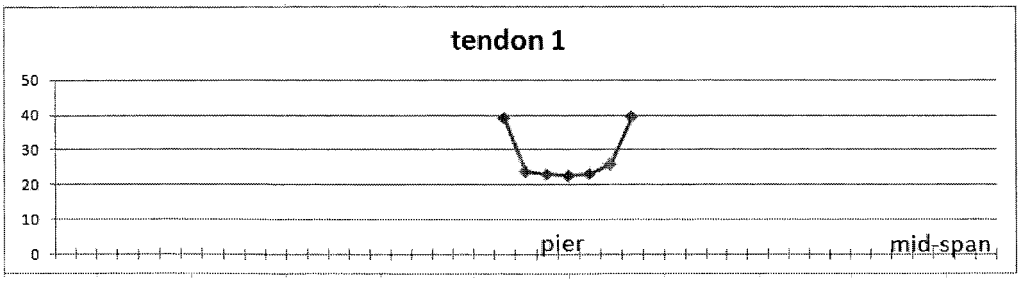
(2) 프리스트레싱 텐던의 힘 손실률

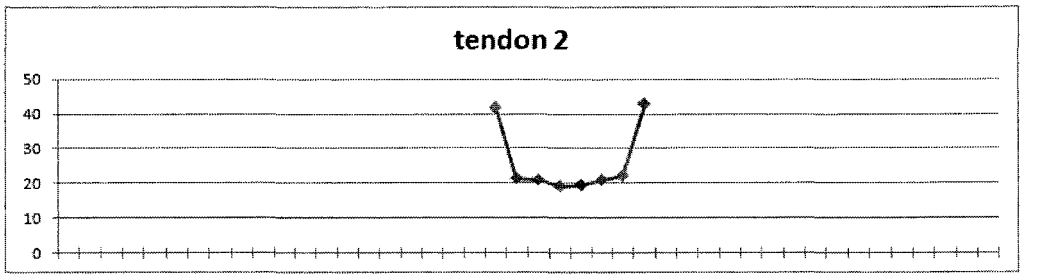
27년 후 각각의 텐던에서의 힘 손실률은 그림 3.2.77과 그림 3.2.78에 나타내었다. 여기서 힘 손실률은 시공이 완료되고 27년이 지난 후의 프리스트레싱 힘 손실에 대한 값을 나타내었다.

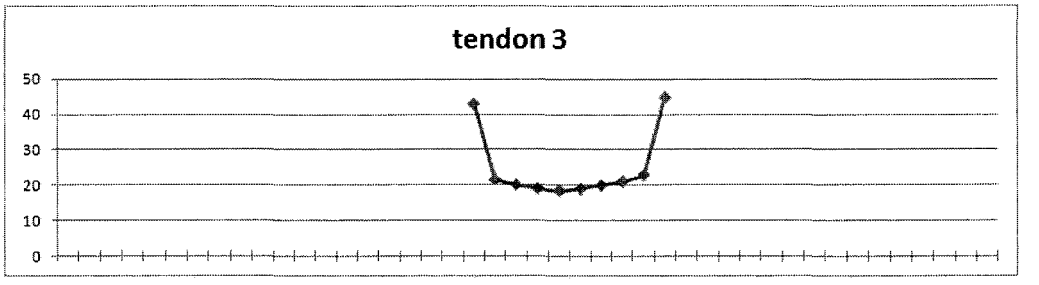
캔틸레버 텐던(tendon 1 ~ tendon 16)은 길이에 따라 다양한 힘 손실이 발생하며, 가장 큰 손실은 중앙에서보다 양 끝에서 더 많이 발생하는 것을 알 수 있다. 이는 텐던이 긴장될 때 텐던의 길이에 따른 콘크리트의 타설 시간이 다르기 때문이며 추가적인 거더 세그먼트가 건설됨으로써 박스 거더 상부의 인장 변형이 증가하기 때문이다. 또한 세그멘탈 교량의 건설 절차의 따라 캔틸레버를 시공할 때마다 교각 쪽에 부모멘트가 증가하기 때문이다.

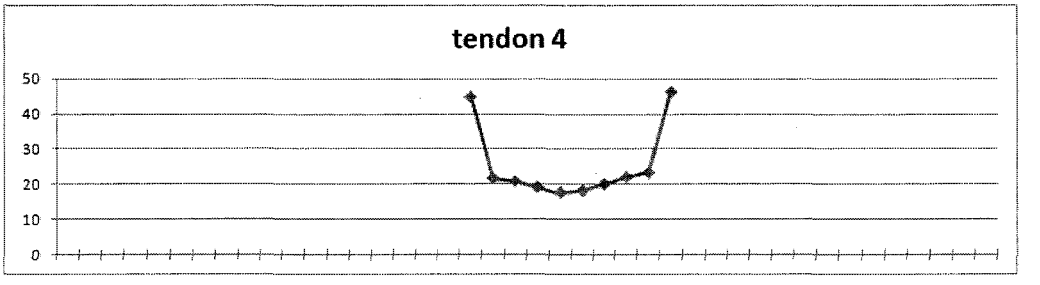
연속 텐던(tendon 17 ~ tendon 18)과 국부 텐던(tendon 19 ~ tendon 30)은 캔틸레버 텐던보다 약간 적은 손실이 발생한다. 연속 텐던과 국부 텐던의 프리스트레싱 힘 손실은 캔틸레버 텐던과 마찬가지로 긴장 시간에 따른 콘크리트 타설 시간에 가장 큰 영향을 받는다. 어떠한 경우든지 오차를 분석하는데 있어 텐던의 길이는 상관없으며, 일정한 텐던의 힘 또는 텐던의 길이의 따른 프리스트레싱 힘 손실이 더 중요한 영향을 준다. 또한 연속 텐던과 국부 텐던의 경우 손실률의 그래프가 프레임과는 달리 안정적이지 않은 것을 알 수 있는데, 이는 텐던이 위치한 곳에서 비틀림에 의해 단면의 변형이 심하게 나타나는 경우 텐던의 프리스트레싱 힘 손실이 커지기 때문이다.

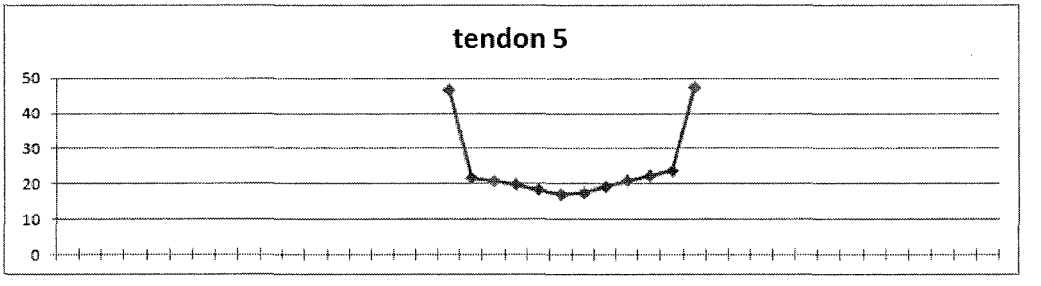
횡방향 텐던(Slab tendon 1~37) 또한 길이에 따라 다양한 힘 손실을 보이며, 대체적으로 중앙 쪽에서보다 슬래브 끝 쪽에서 더욱 많은 손실이 발생하는 것을 알 수 있다. 이는 캔틸레버 텐던의 경우와 같이 슬래브의 긴장위치에서 마찰에 의한 정착손실이 발생하기 때문이다.

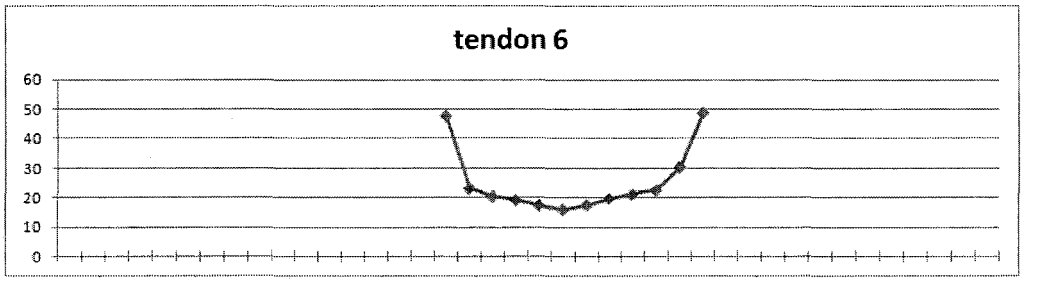




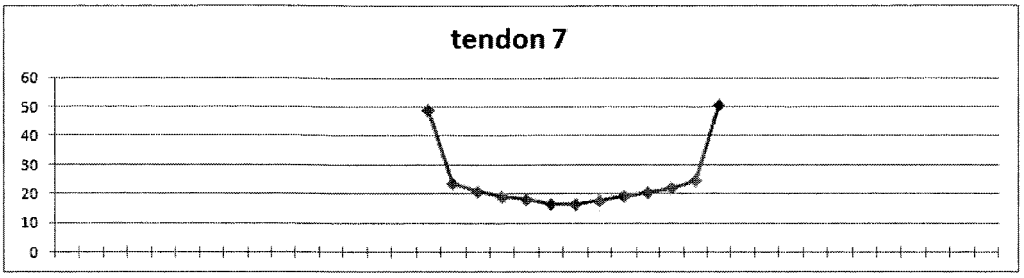


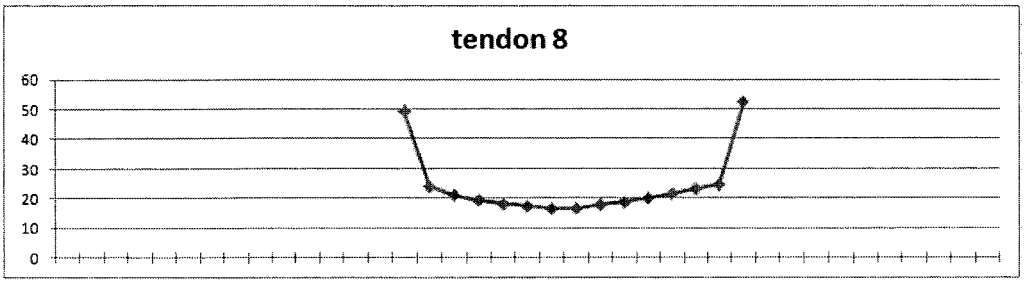


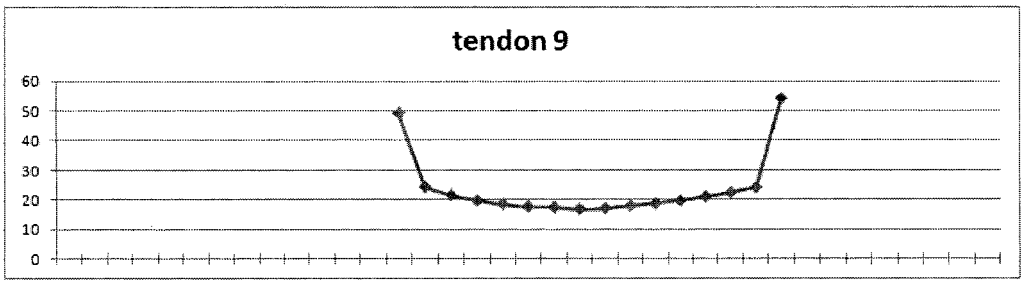


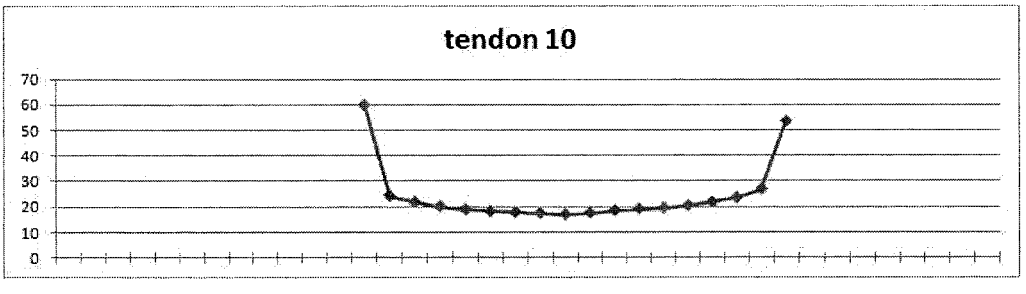


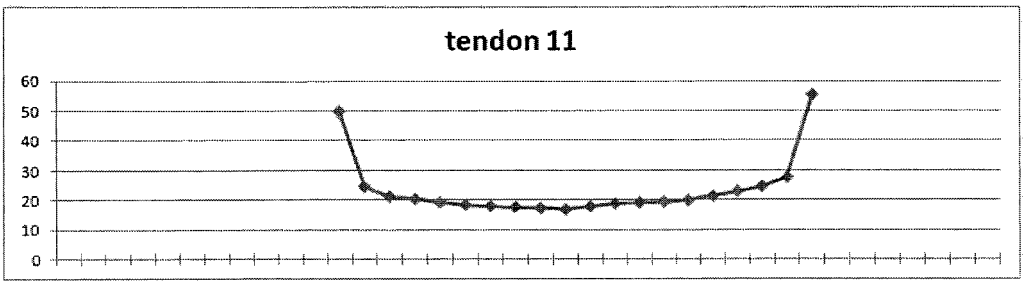
<그림 3.2.77. 각 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률>



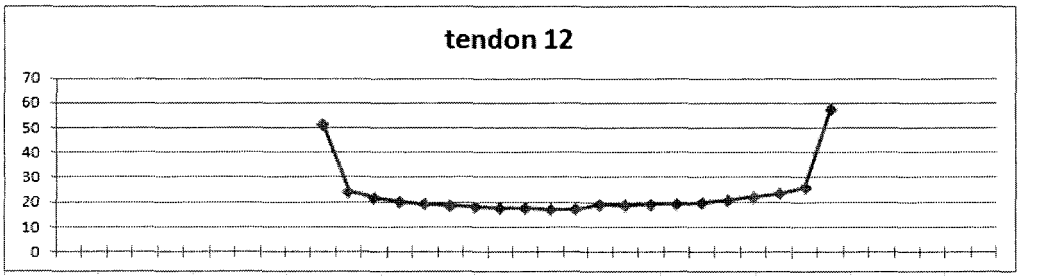


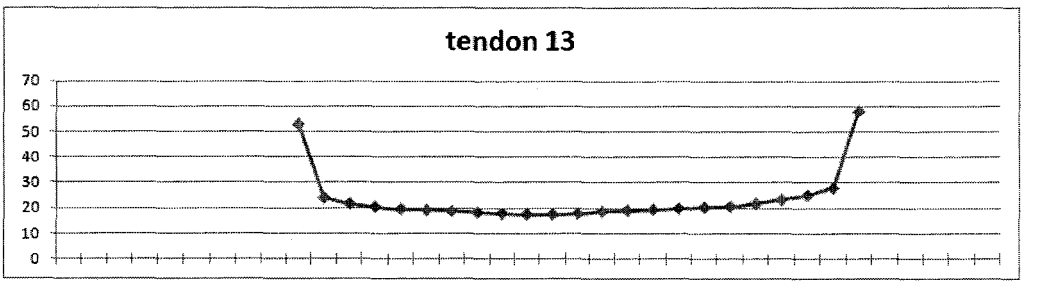


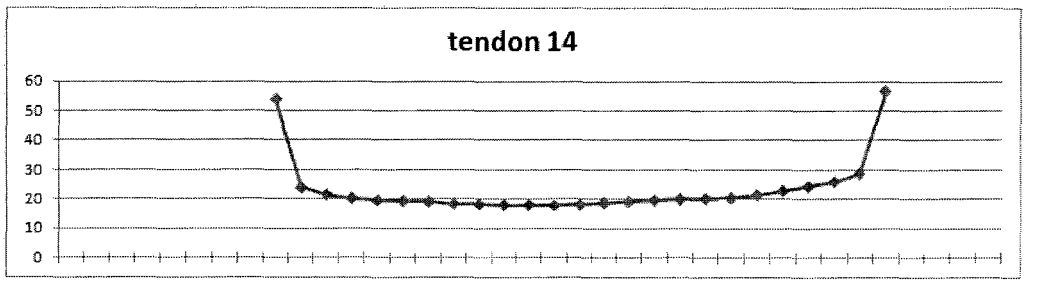


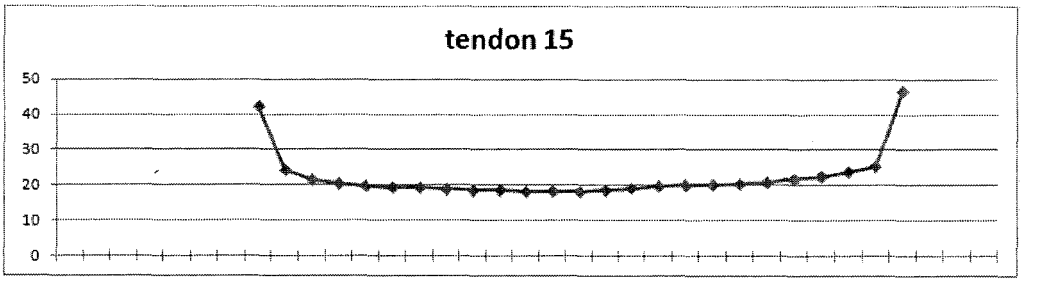


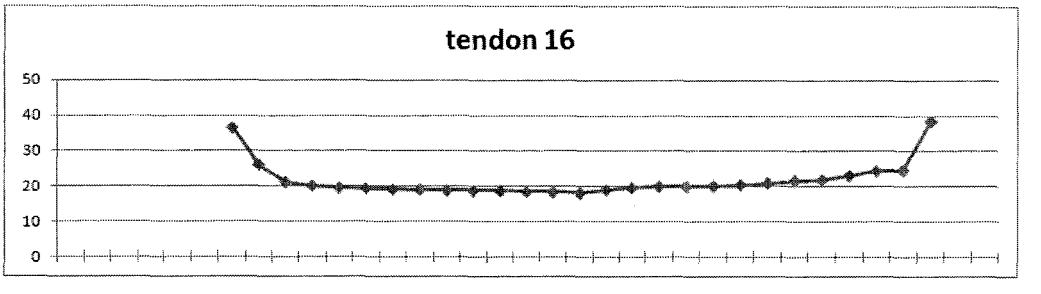
<그림 3.2.77. 각 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률 - 계속>



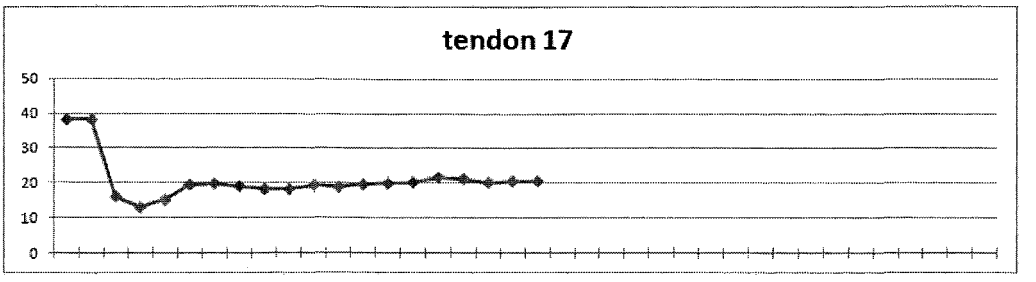


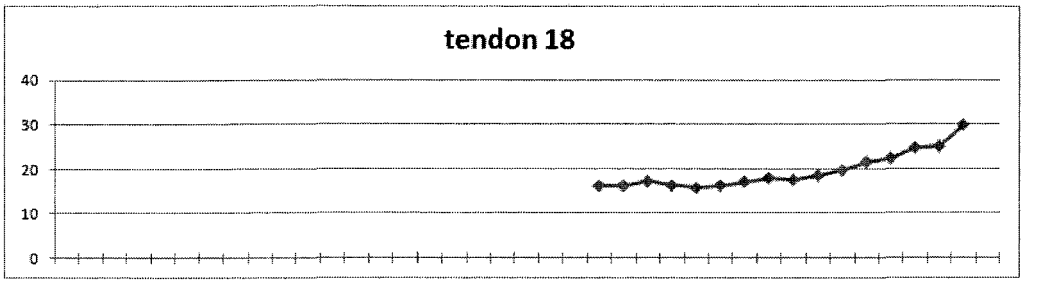


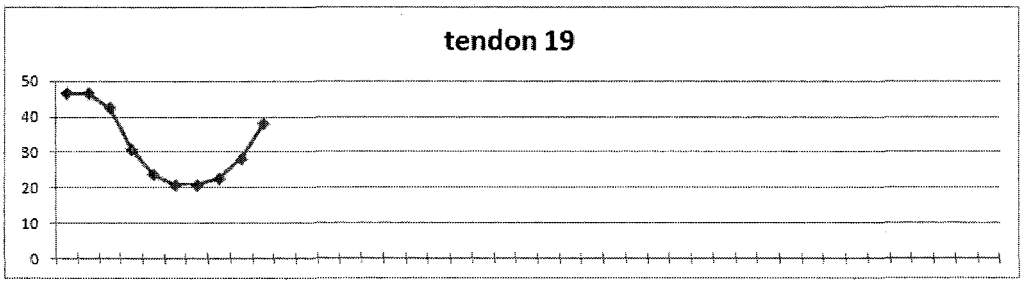


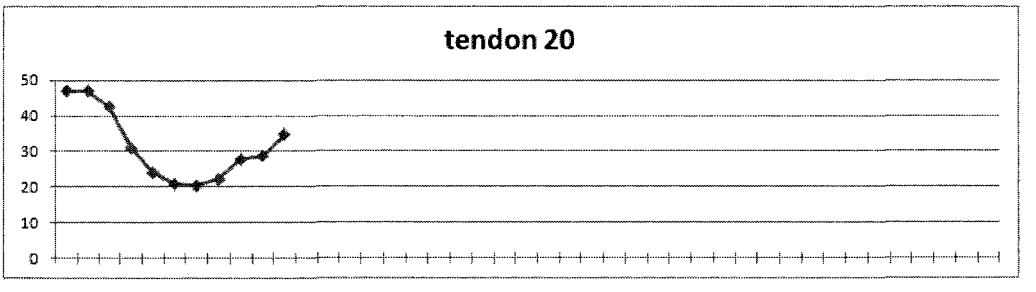


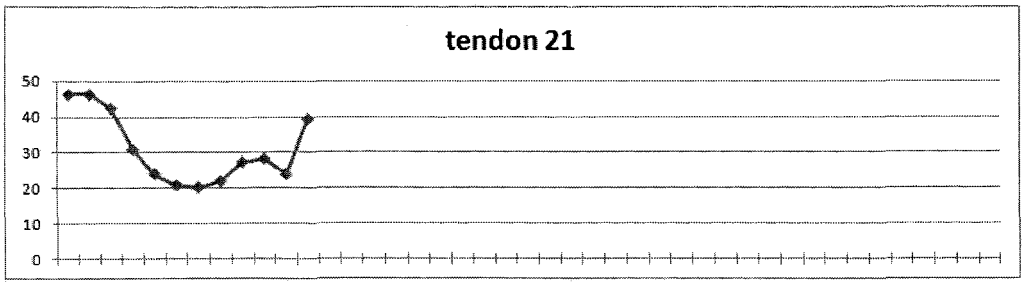
<그림 3.2.77. 각 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률 - 계속>



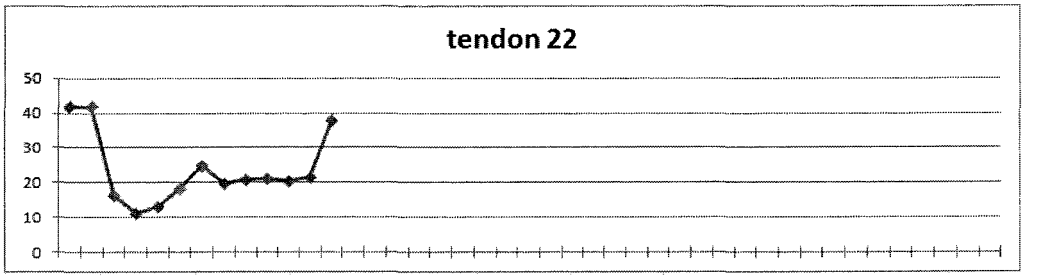


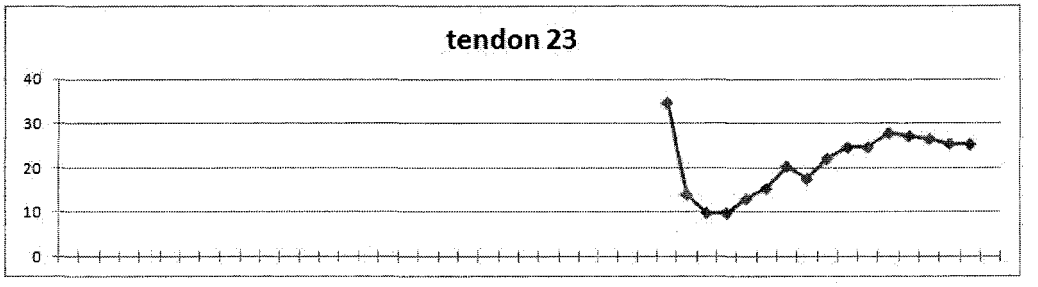


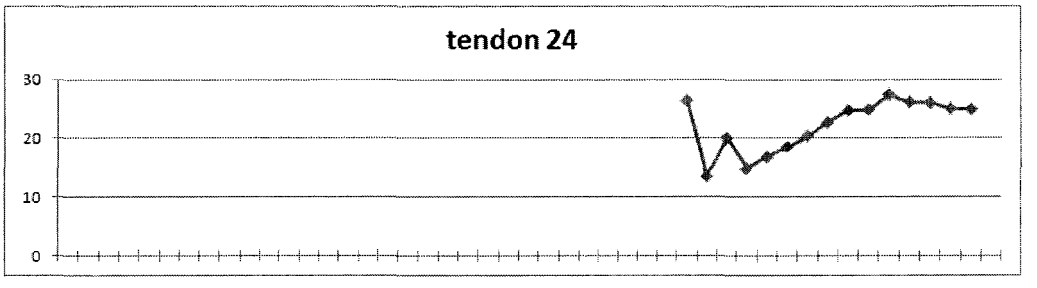


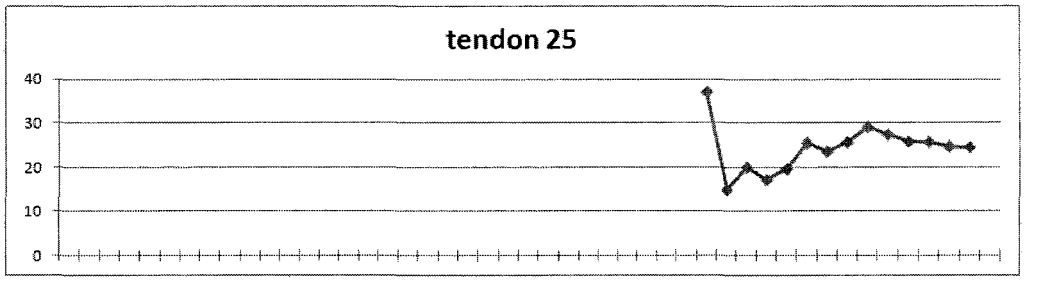


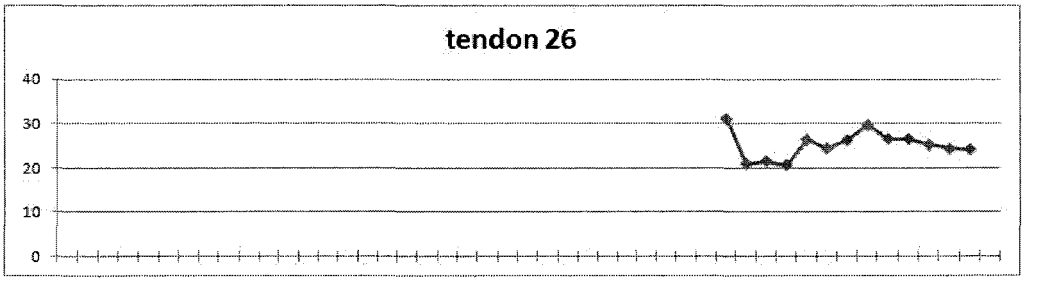
<그림 3.2.77. 각 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률 - 계속>



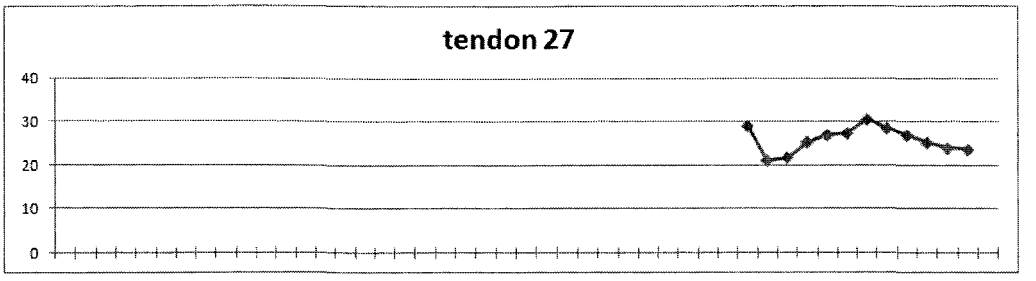


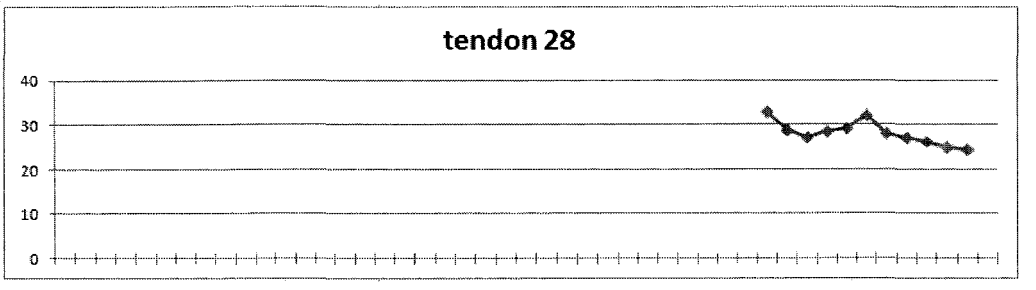


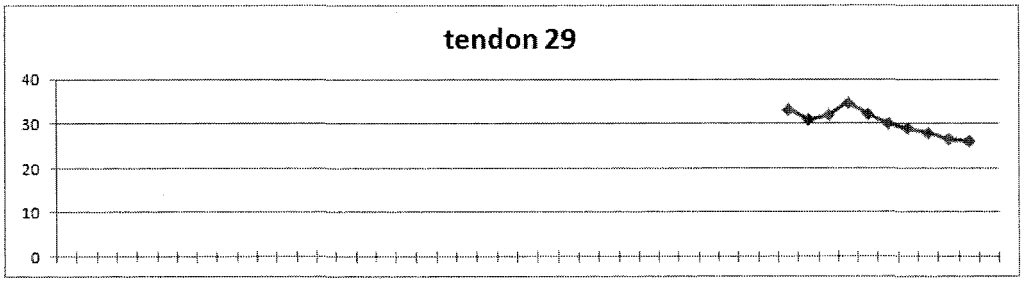


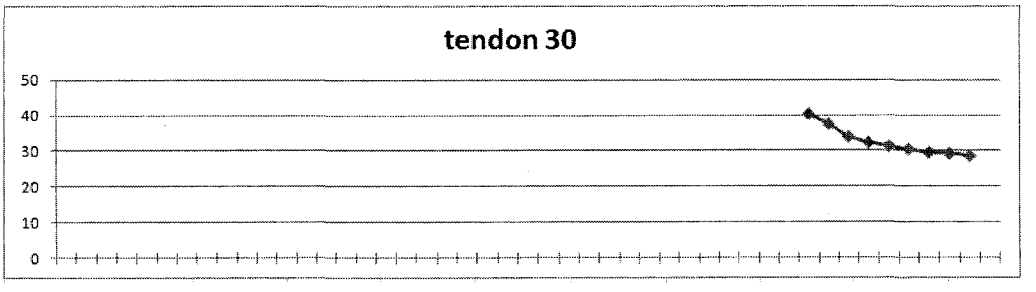


<그림 3.2.77. 각 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률 - 계속>

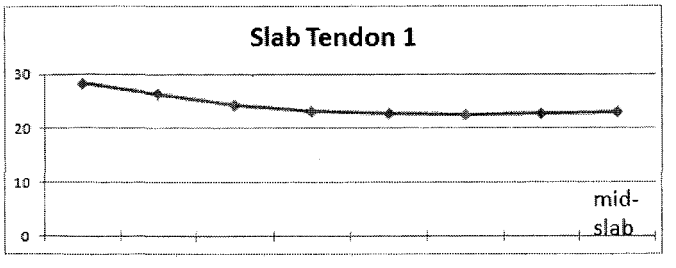








<그림 3.2.77. 각 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률 - 계속>



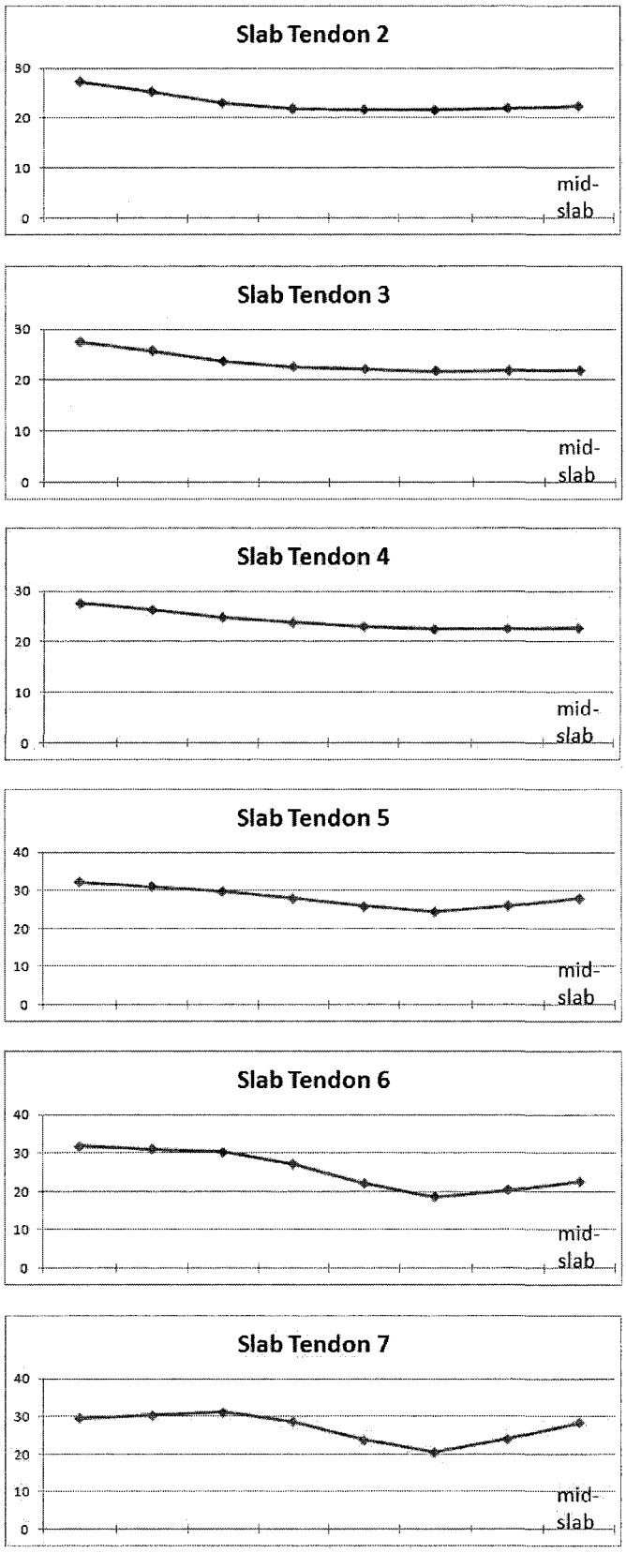


그림 3.2.78. 쉘 요소 모델에서의 횡방향(슬래브) 텐던 손실률

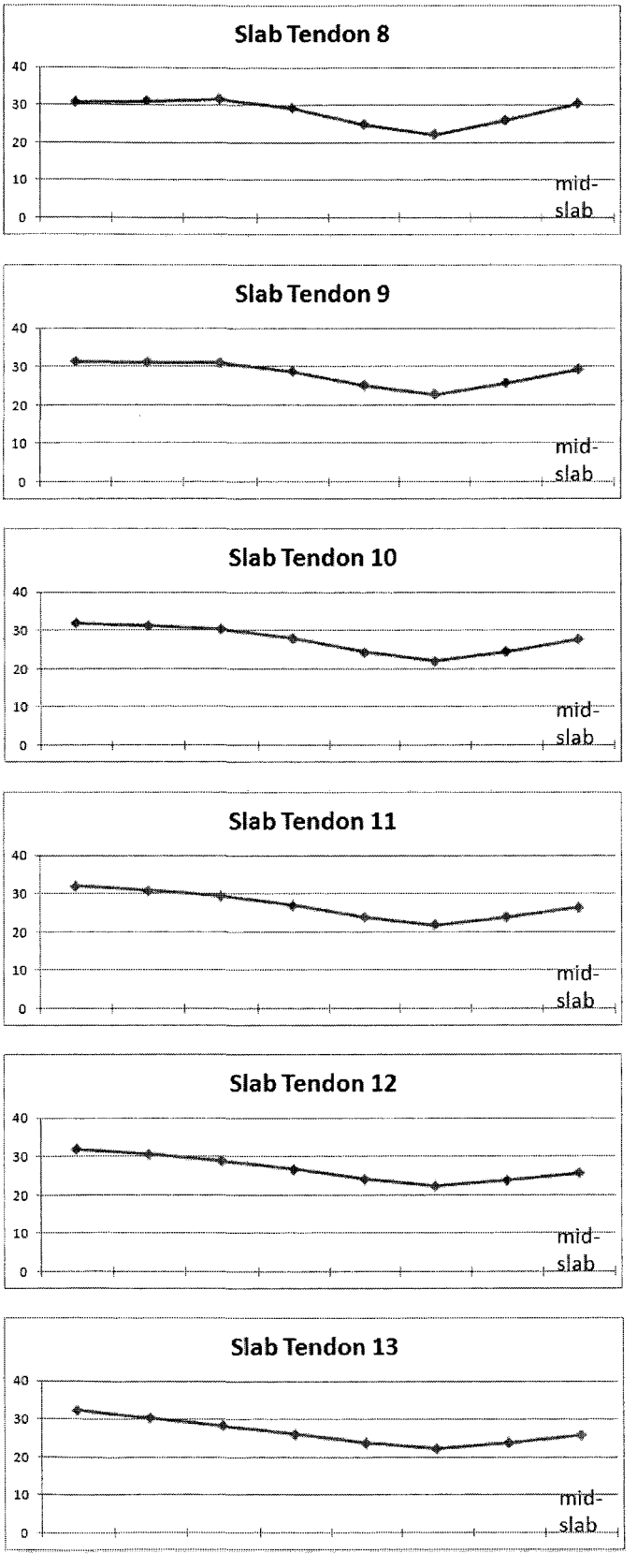
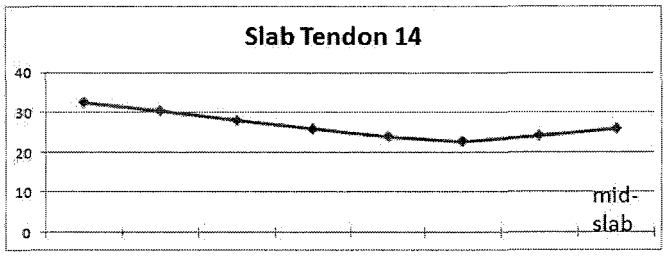
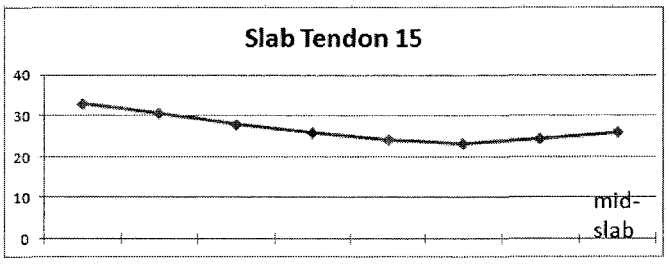
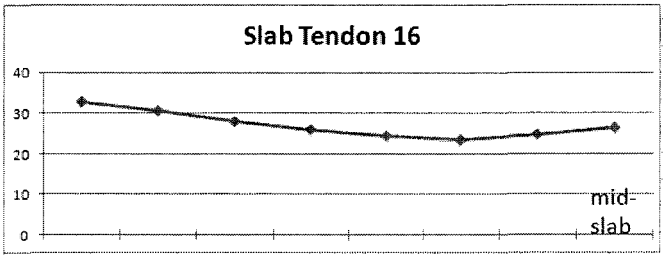
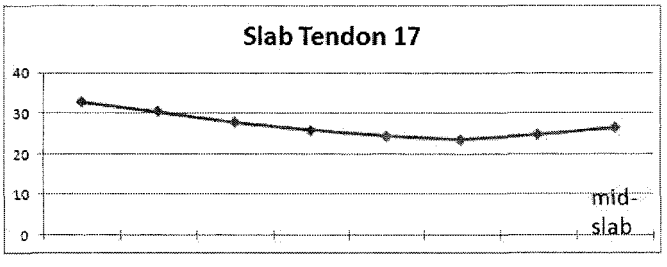


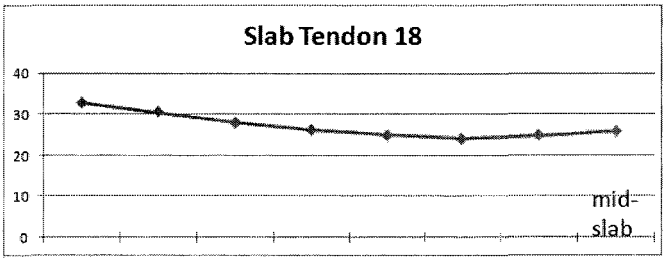
그림 3.2.78. 쉘 요소 모델에서의 횡방향(슬래브) 텐던 손실률 - 계속











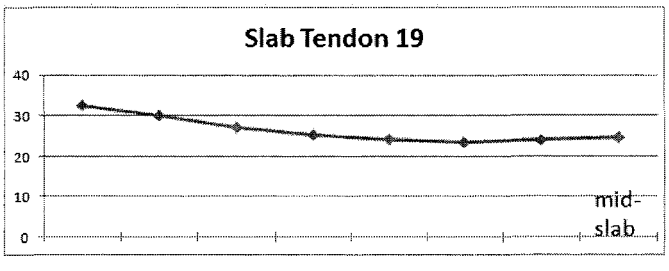
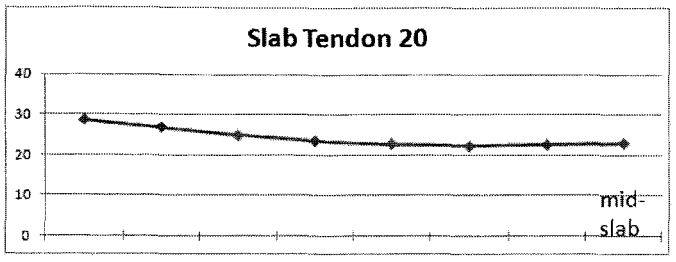
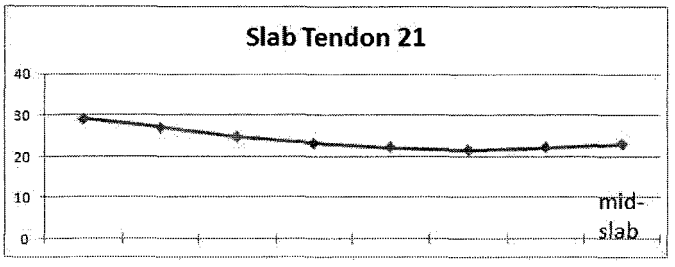
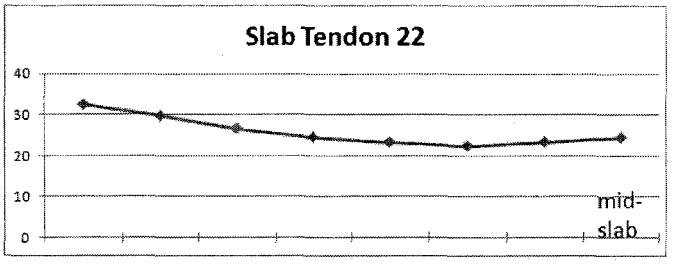
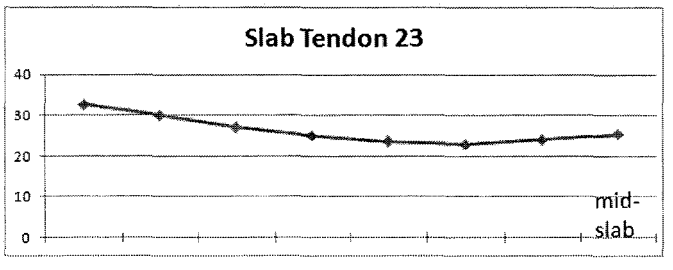


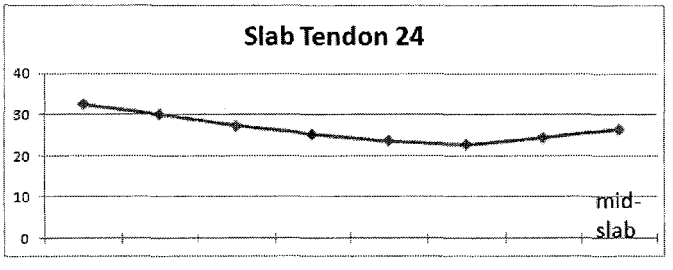
그림 3.2.78. 쉘 요소 모델에서의 횡방향(슬래브) 텐던 손실률 - 계속











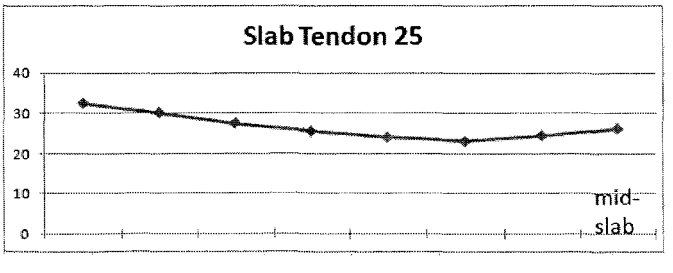


그림 3.2.78. 쉘 요소 모델에서의 횡방향(슬래브) 텐던 손실률 - 계속

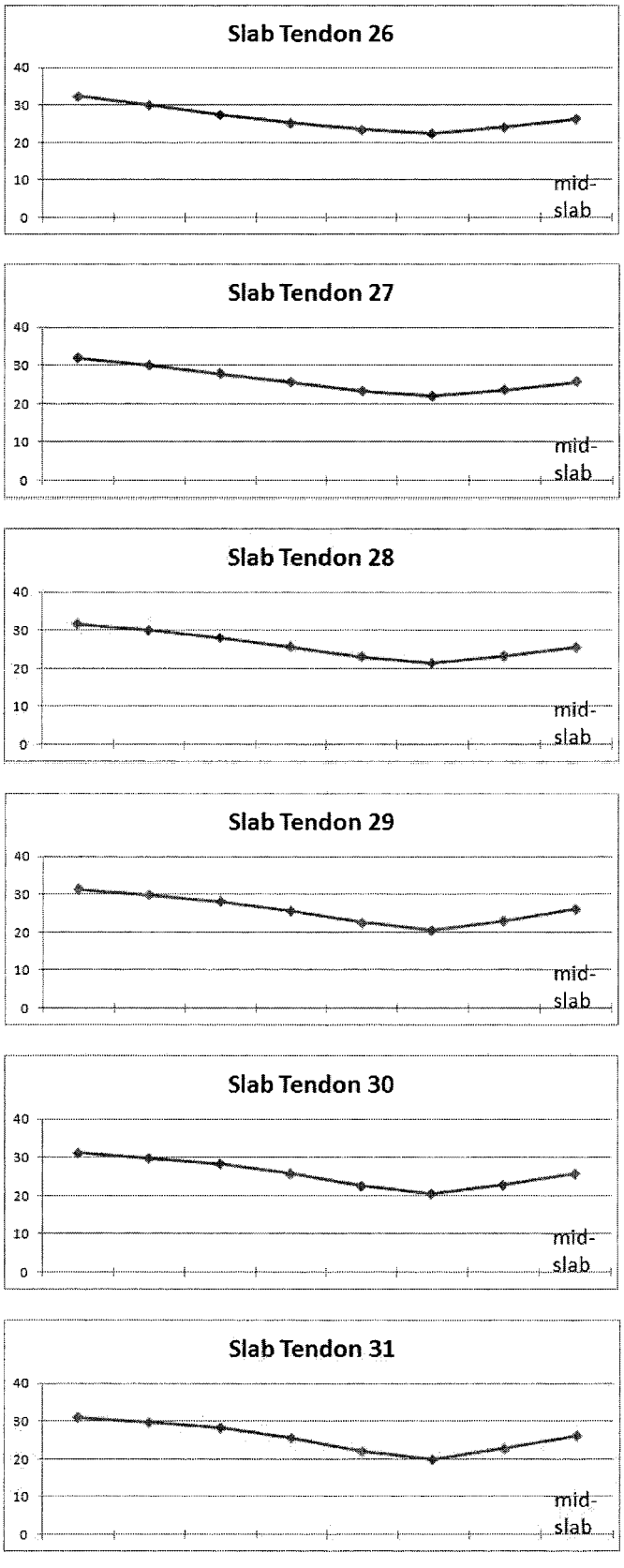


그림 3.2.78. 쉘 요소 모델에서의 횡방향(슬래브) 텐던 손실률 - 계속

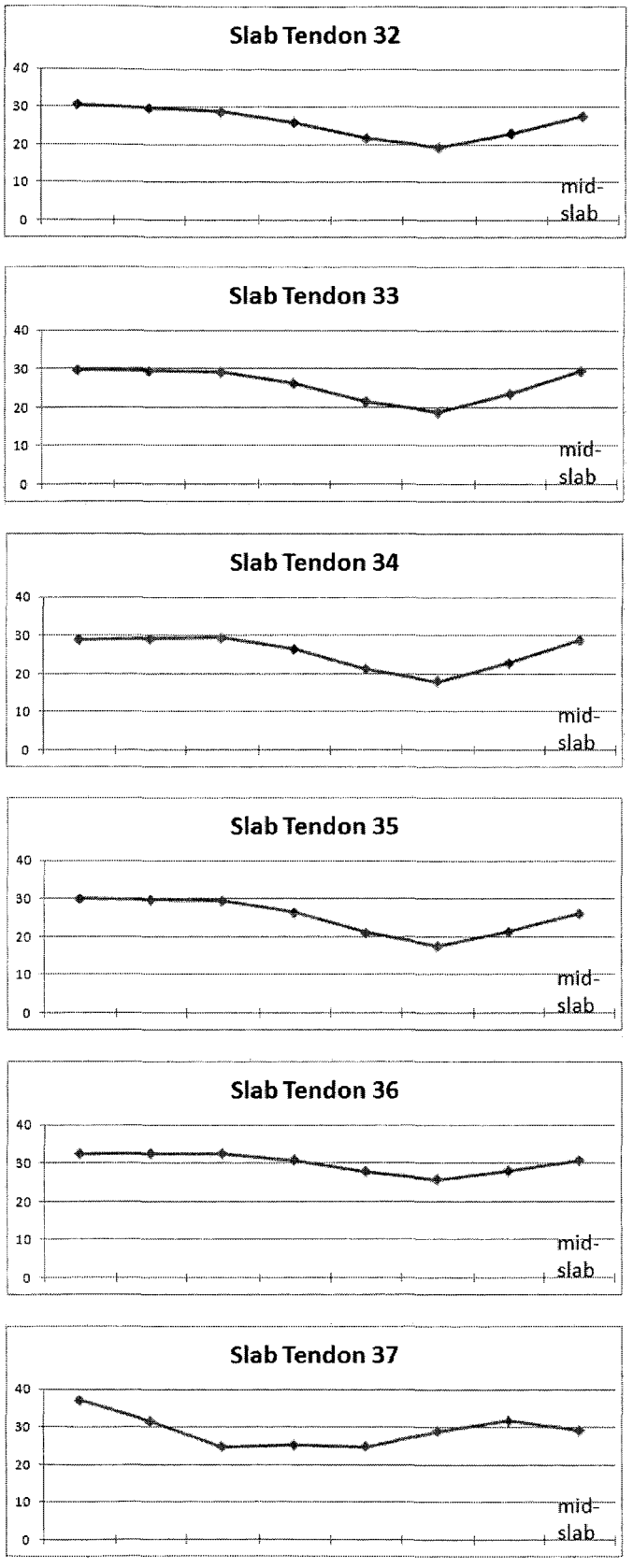
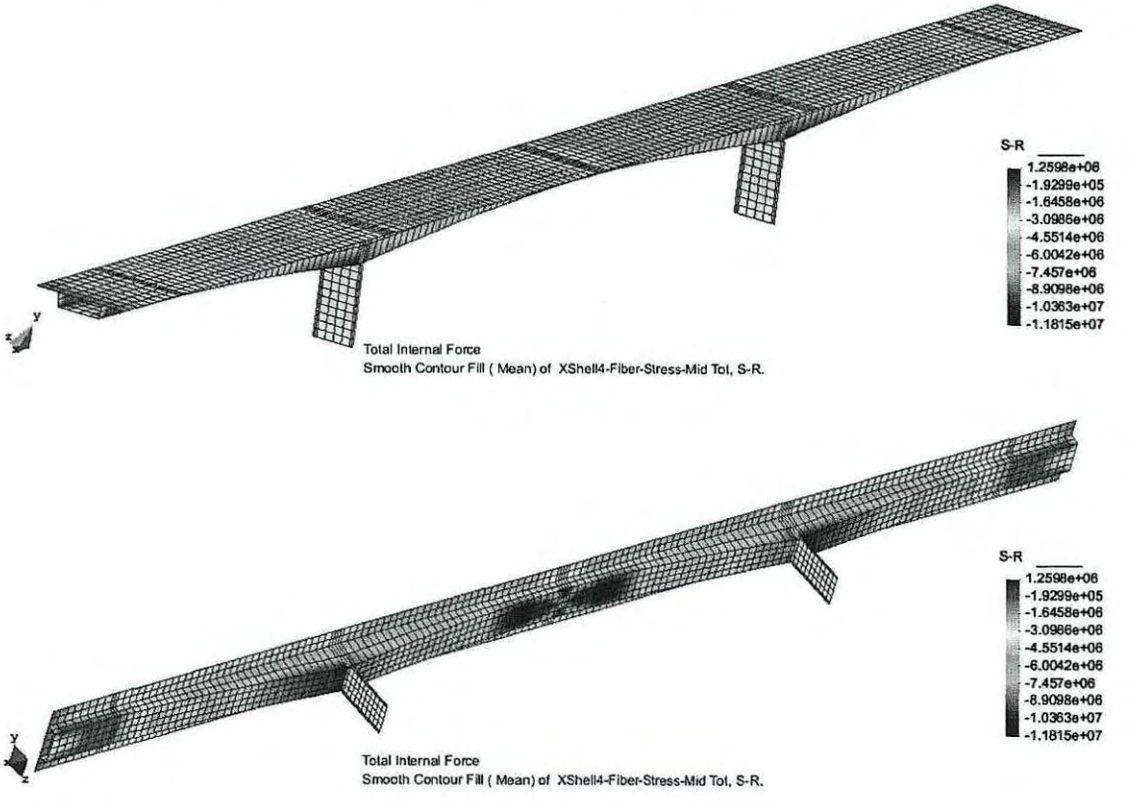


그림 3.2.78. 쉘 요소 모델에서의 횡방향(슬래브) 텐던 손실률 - 계속

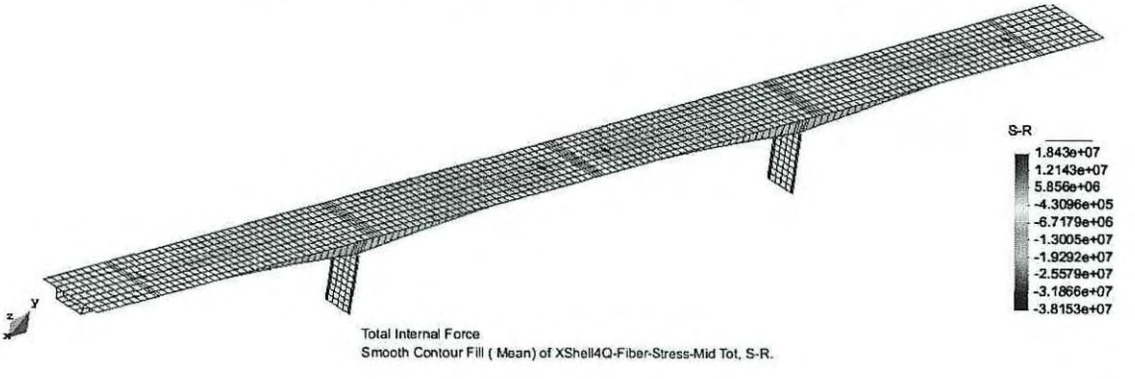
(3) 응력(Stress)

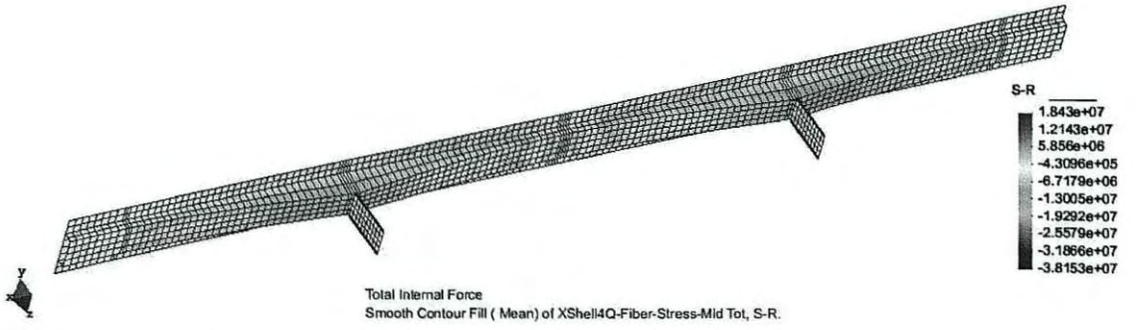
다양한 해석 시간에 따른 응력은 그림 3.2.79~3.2.82와 같다. 여기서 해석 시간은 ① 시공단계가 완성되었을 때로 시공단계가 완전히 끝난 상태 ② 시공 후 27년의 사용기간이 지난 상태로 나누어 비교하였다.

쉘 모델은 프레임 모델과 달리 각 요소에서의 전단 응력이 단일한 값을 나타내지 않는 것을 알 수 있다. 단면이 많은 요소로 분할되어 있기 때문에 프레임 요소에서 해석할 수 없는 임의의 단면에서의 국부적인 응력분포를 알 수 있다.

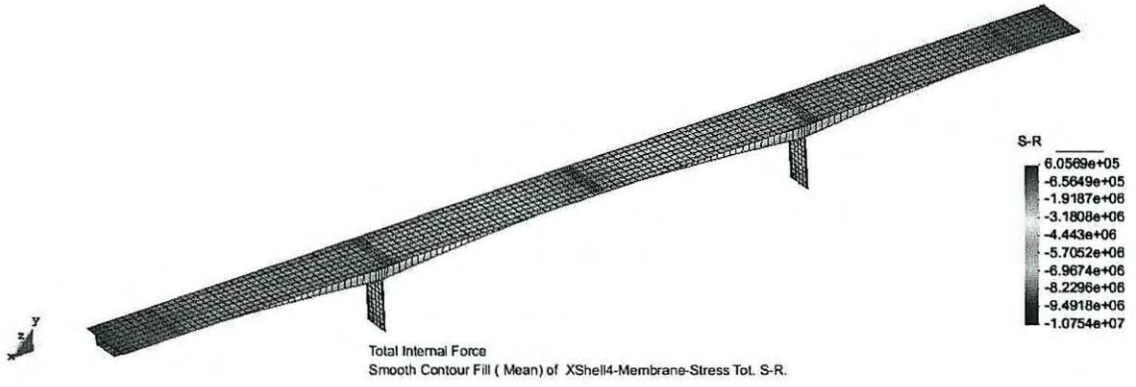


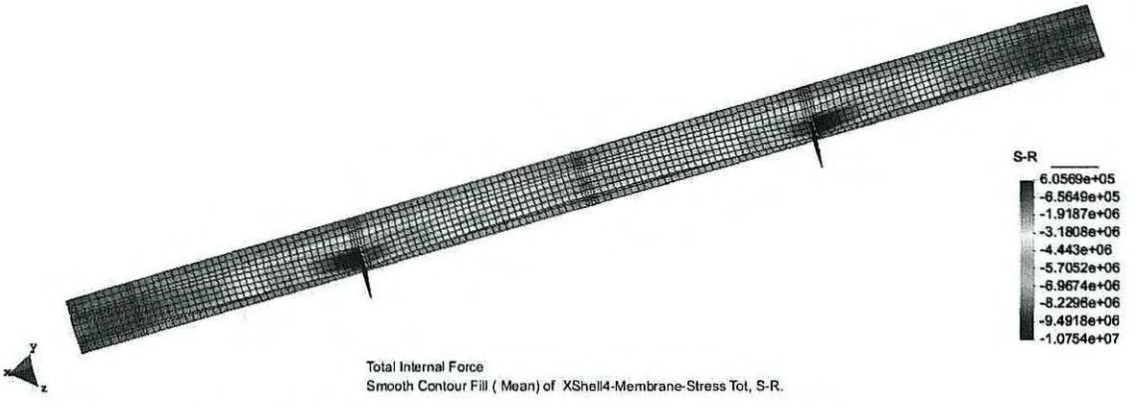
<그림 3.2.79. 쉘 모델의 시공 완료 후 화이버 응력값>



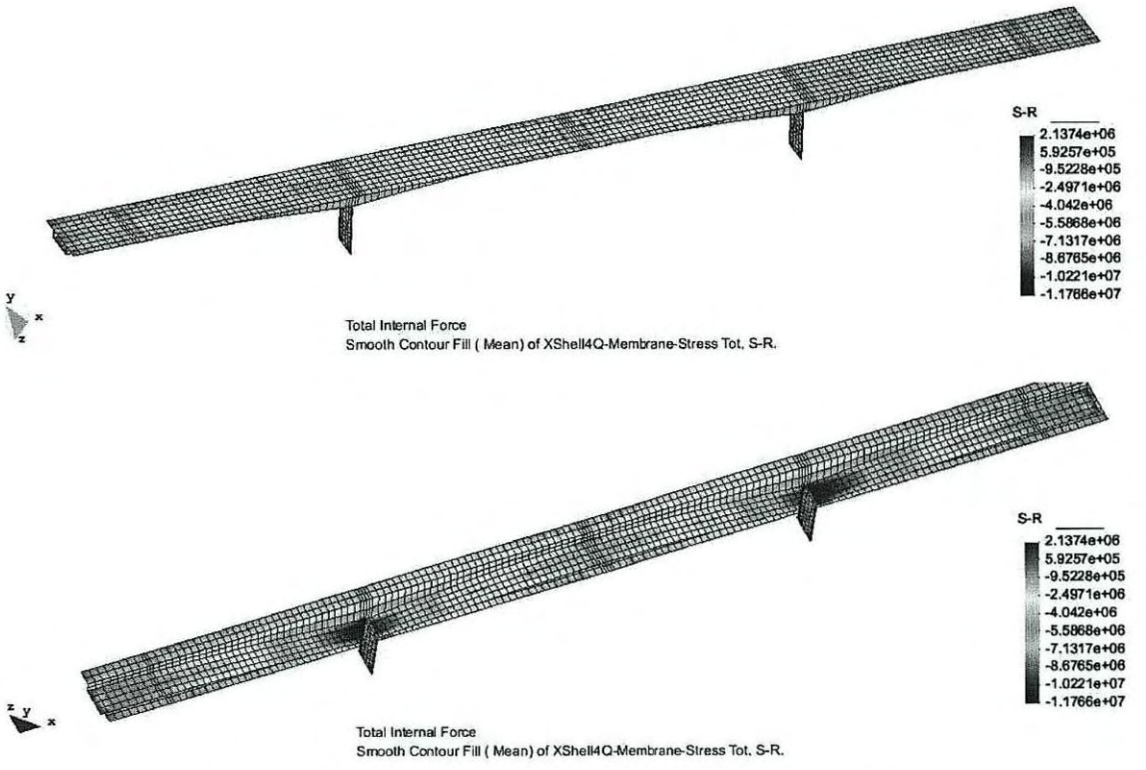


<그림 3.2.80. 쉘 모델의 시공 27년 후 화이버 응력값>





<그림 3.2.81. 쉘 모델의 시공 완료 후 Membrane 응력값>



<그림 3.2.82. 쉘 모델의 시공 27년 후 Membrane 응력값>

7. 프레임 요소와 쉘 요소의 결과 비교

가. 처짐(Displacement)

해석 시간에 따른 프레임 요소와 쉘 요소의 처짐은 그림 3.2.83, 3.2.84, 3.2.85에 나타내었다.

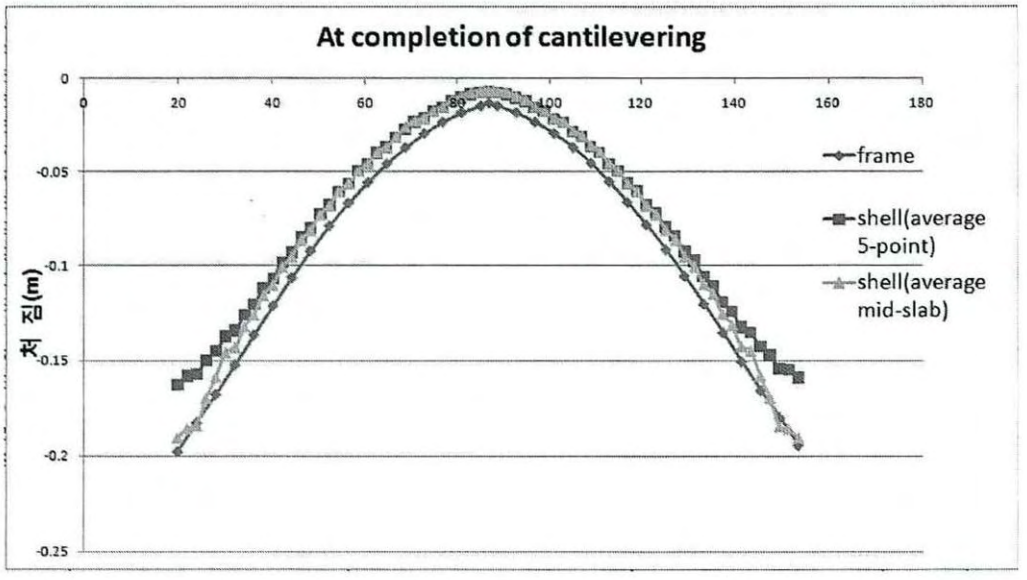
캔틸레버 시공이 끝나 시점의 중앙 경간에서의 변위는 프레임에서 0.1943m, 쉘에서 0.19035m, 0.158906m이며, 교량이 완성된 시점의 중앙 경간에서의 변위는 프레임에서 0.1218m, 쉘에서 0.114915m, 0.095438m이다. 시공이 완료되고 27년의 사용기간이 지난후의 변위는 프레임에서 0.2113m, 쉘에서 0.19015m, 0.156228m이다.

이 결과로부터 쉘 요소를 사용하여 해석을 한 결과가 프레임 요소를 사용하여 해석한 결과보다 처짐이 적게 발생하는 것을 알 수 있다. 쉘 요소는 프레임 요소와 달리 횡방향으로 텐던을 배치 할 수 있어 횡방향 텐던에 의해 처짐이 적게 발생하게 된다. 또한 프레임 요소는 단면을 하나의 위치에서 해석을 하기 때문에 단면을 여러 개의 쉘로 분할하여 여러 위치에서 처짐값을 해석한 쉘 요소보다 크게 나타난다.

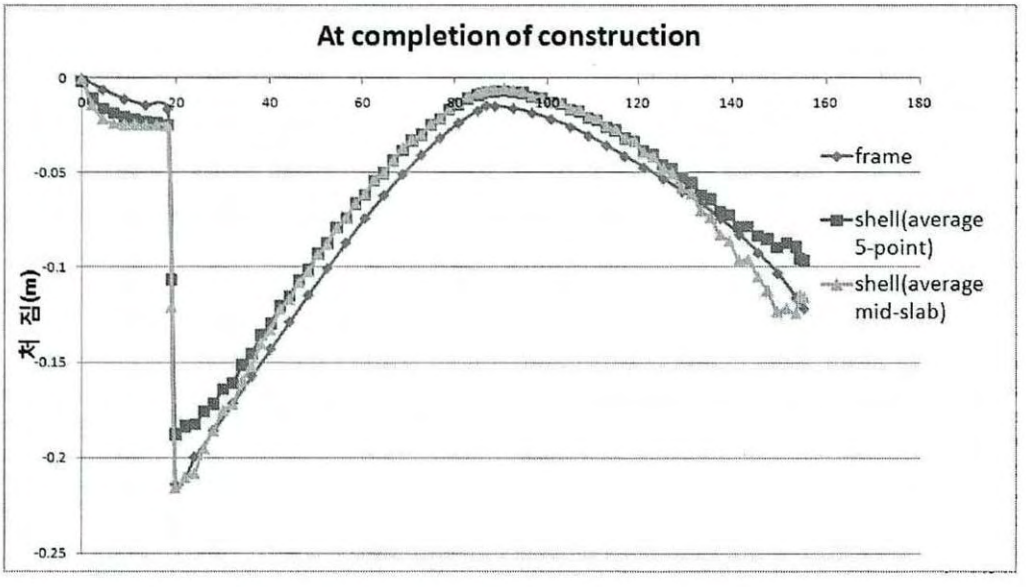
해석시간에 따른 처짐은 다음의 표 3.2.59에 나타내었다.

<표 3.2.59. 해석시간에 따른 중앙 경간에서의 프레임 요소와 쉘 요소의 처짐값 비교>

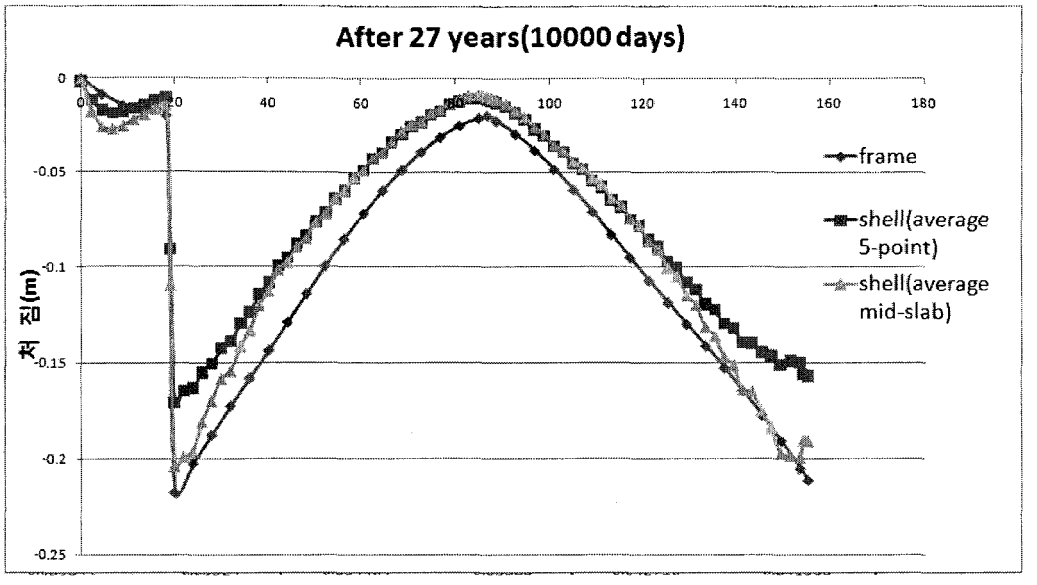
		프레임 요소 (Frame Element)	쉘요소 (Shell Element)	
			Average 5-point	Average mid-slab
처짐 (Disp.)	캔틸레버 완료 후	0.1943m	0.158906m	0.19035m
	시공 완료 후	0.1218m	0.095438m	0.114915m
	27년 후	0.2113m	0.156228m	0.19015m



<그림 3.2.83. 캔틸레버 시공이 완료된 시점의 처짐 >



<그림 3.2.84. 시공단계가 완료된 시점의 처짐>

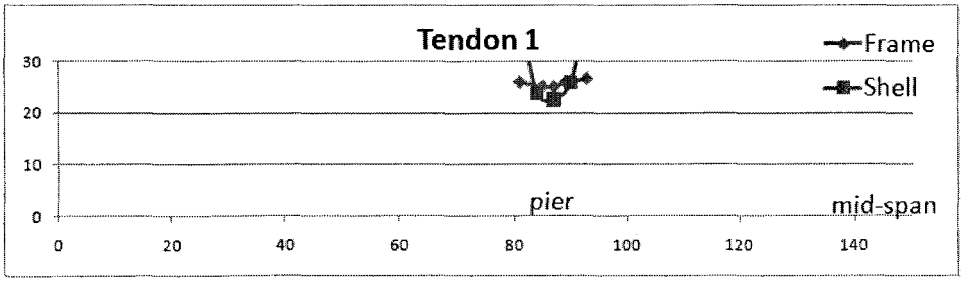


<그림 3.2.85. 시공 후 27년의 사용기간 후 처짐>

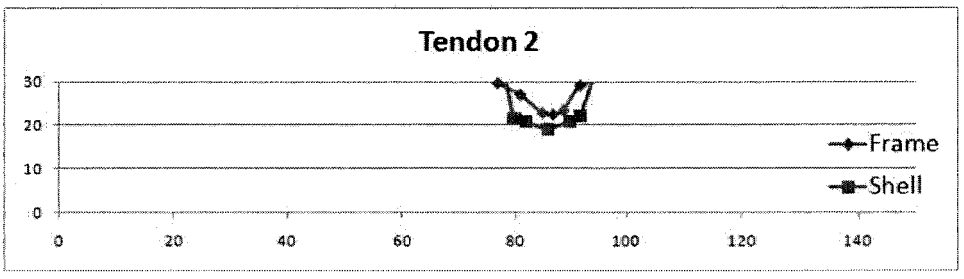
나. 프리스트레싱 힘 손실

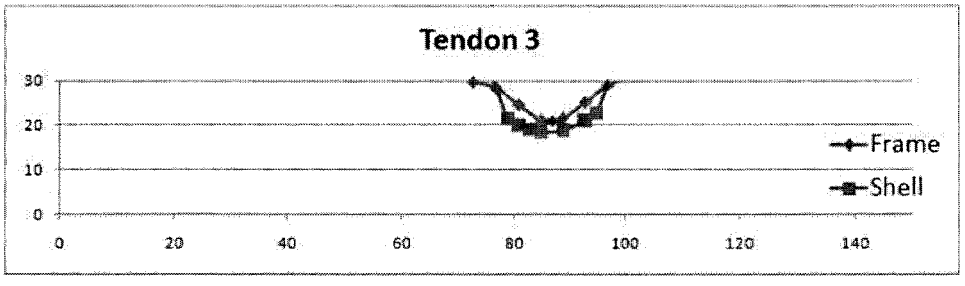
프레임 요소와 쉘 요소를 사용하여 해석한 경우의 각 텐던에서의 손실률을 비교하여 그림 3.2.76과 그림 3.2.77에 나타내었다. 각 텐던의 손실률은 캔틸레버 텐던의 경우, 캔틸레버쪽 보다 교각 쪽의 손실이 더욱 적다.

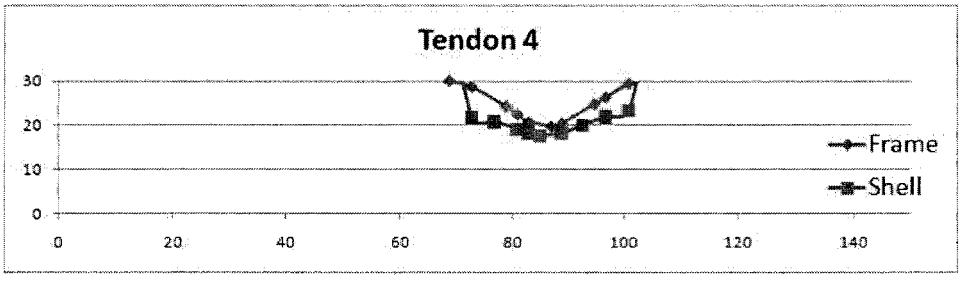
프레임 모델과 쉘 모델 모두 캔틸레버 텐던의 프리스트레스 손실은 20~30% 사이에서 나타나며, 연속 텐던의 경우 15~25% 사이에서 발생하였다. 쉘 요소를 사용한 경우보다 프레임요소를 사용한 경우가 손실이 더 많이 발생하였다.

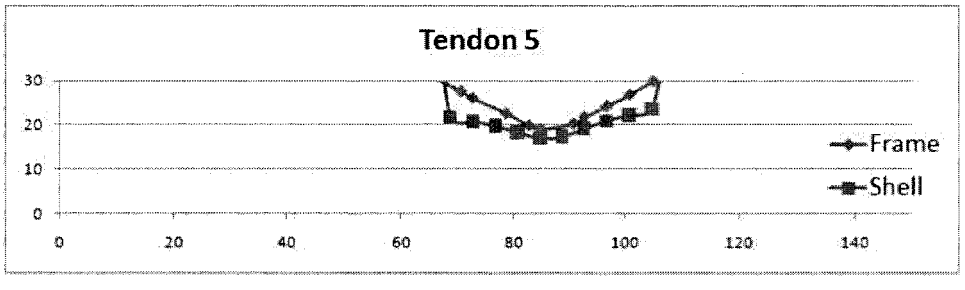


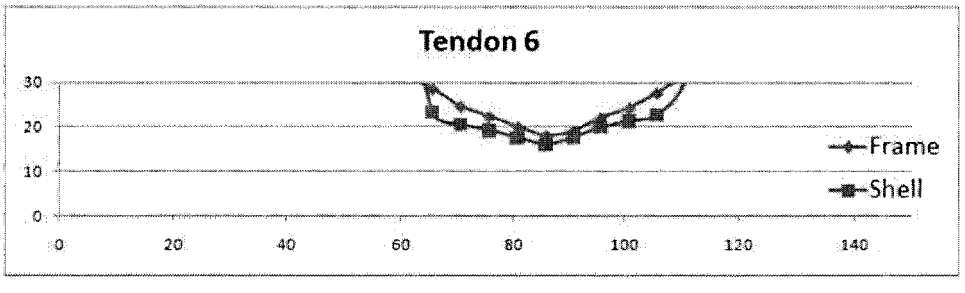
<그림 3.2.86. 캔틸레버 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률>



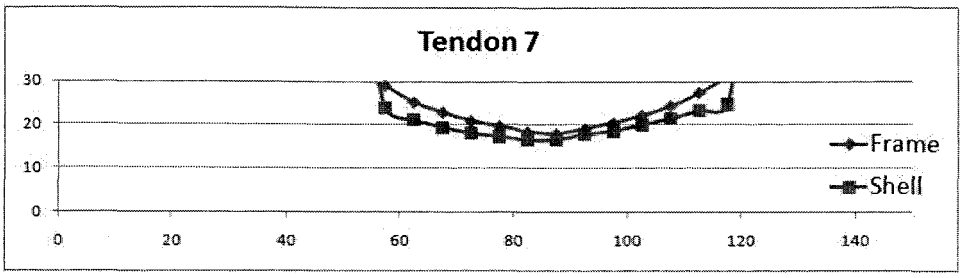


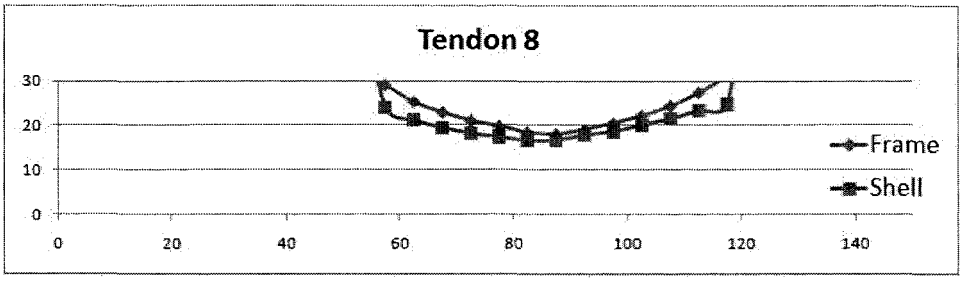


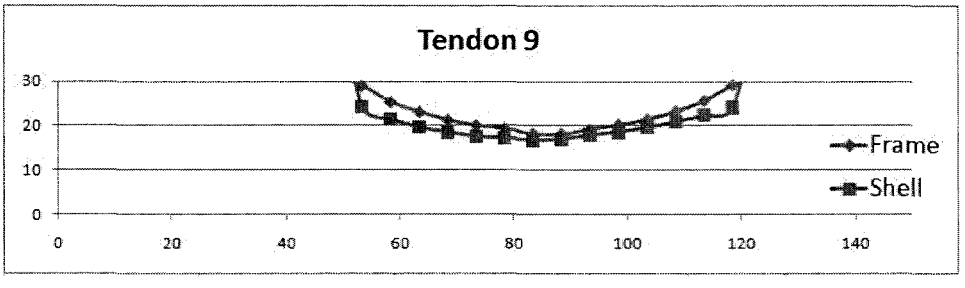


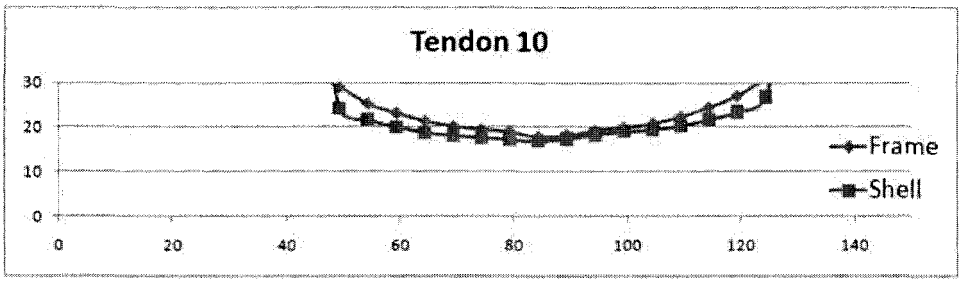


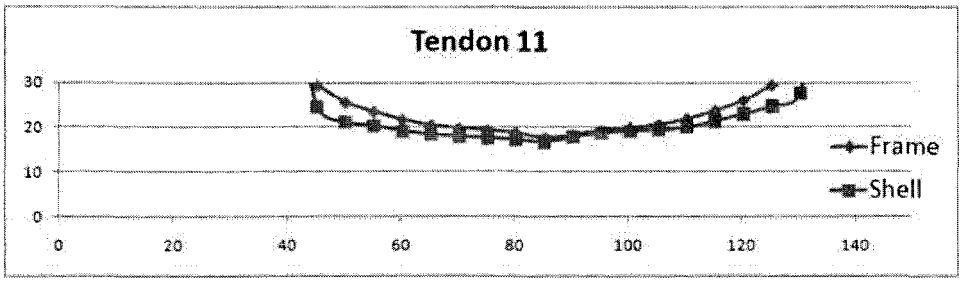
<그림 3.2.86. 캔틸레버 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률 - 계속>



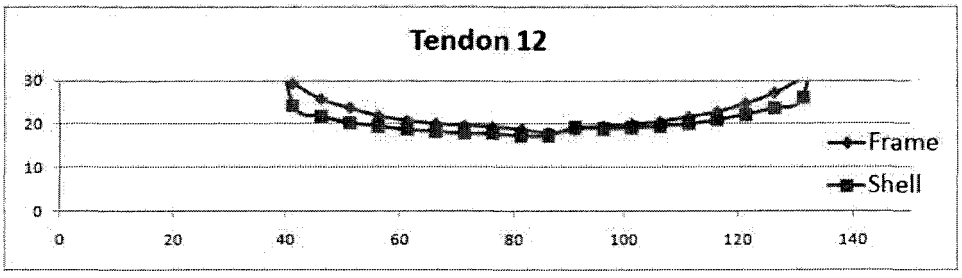


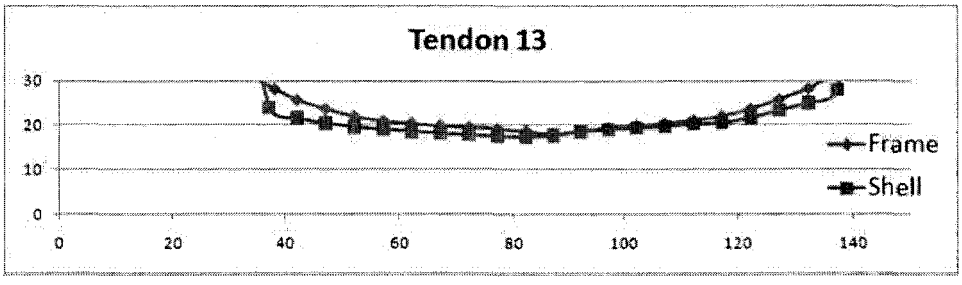


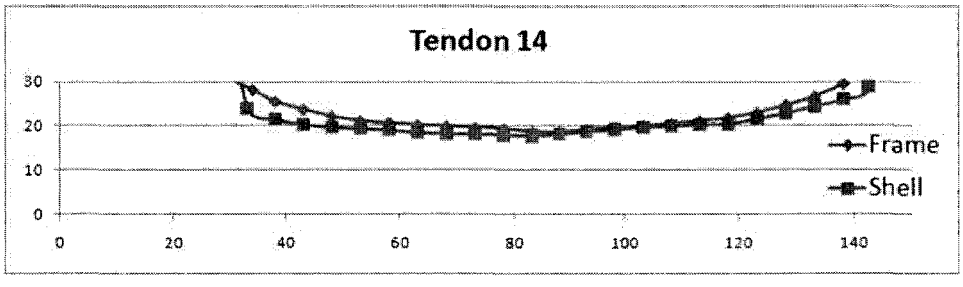


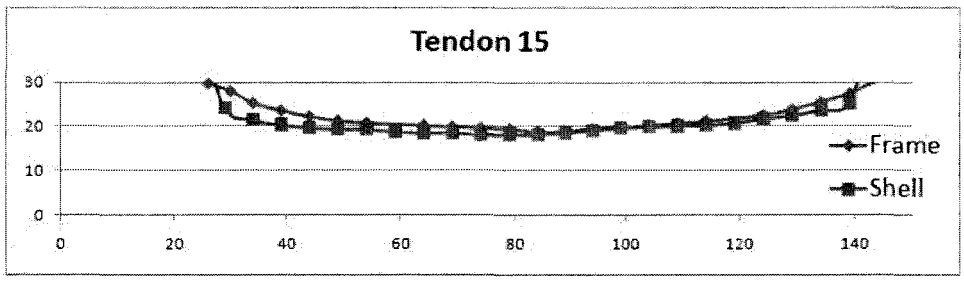


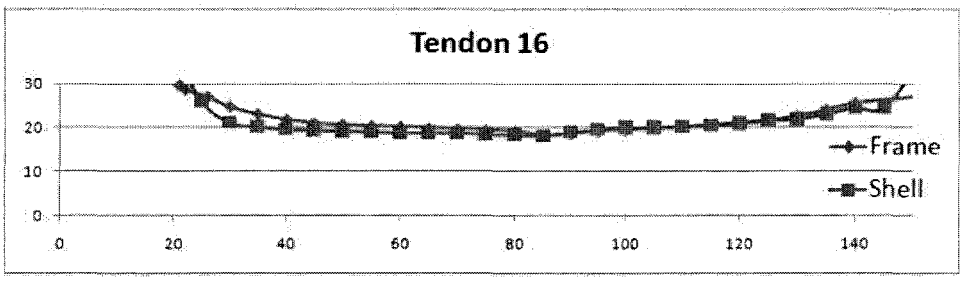
<그림 3.2.86. 캔틸레버 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률 - 계속>



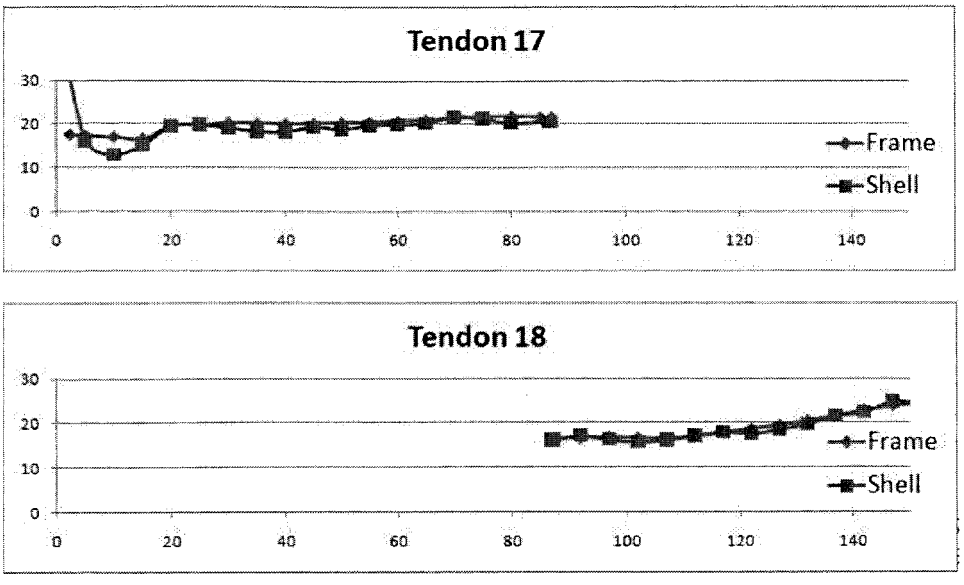








<그림 3.2.86. 캔틸레버 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률 - 계속>



<그림 3.2.87. 연속 텐던의 프리스트레싱 힘 손실률>

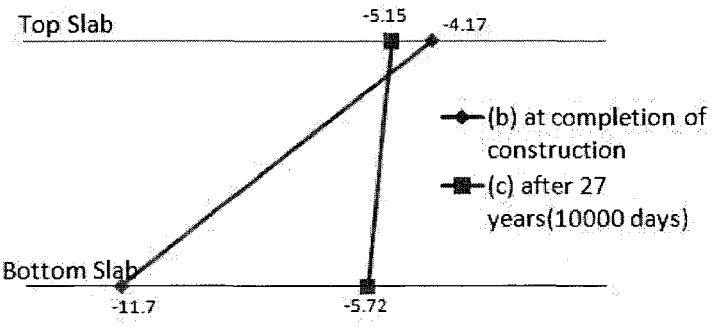
다. 응력(Stress)

다양한 해석 시간에 따른 각 단면에서의 응력은 그림 3.2.88~3.2.93과 같다. 여기서 해석 시간은 ① 시공단계가 완성되었을 때로 시공단계가 완전히 끝난 상태 ② 시공 후 27년의 사용기간이 지난 상태로 나누어 비교하였으며, 단면은 주 경간의 중심과 교각 위 단면의 상부 슬래브와 하부 슬래브의 응력값을 비교하였다.

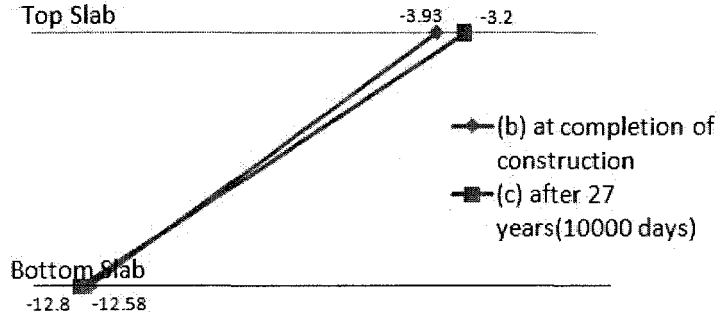
주 경간의 중심에서 응력의 재분배는 모멘트도에서 나타난 것과 같이 모멘트 역전을 반영한다. 이 약한 단면에서 외관상으로 발생하는 모멘트의 작은 변화는 응력의 변화에 중요하게 작용한다. 또한 프리스트레싱 힘 손실에 의해 발생하는 축 방향 힘의 재분배는 그림 3.2.88와 그림 3.2.90과 같이 나타난다.

교각에 의해 지지되는 단면에서의 응력 재분배는 프리스트레싱 힘 손실에 의해 발생하는 부 모멘트의 증가를 반영한다. 따라서 깊은 단면에서의 모멘트의 변화는 응력의 변화를 야기한다. 또한 프리스트레싱 힘 손실에 의해 발생하는 축 방향 힘의 재분배는 그림 3.2.89과 그림 3.2.91과 같이 나타난다.

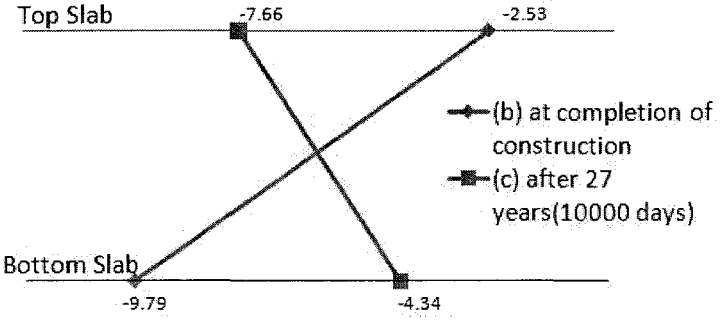
프레임과 쉘 모델의 해석시간에 따른 단면의 응력 비교는 그림 3.2.92와 그림 3.2.93에 나타내었다.



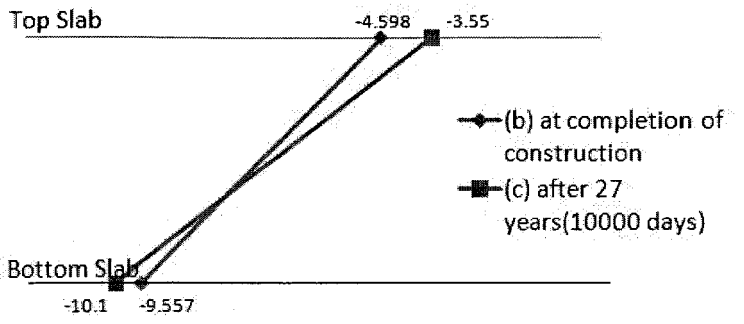
<그림 3.2.88. 프레임 단면; 주 경간의 중심의 응력>



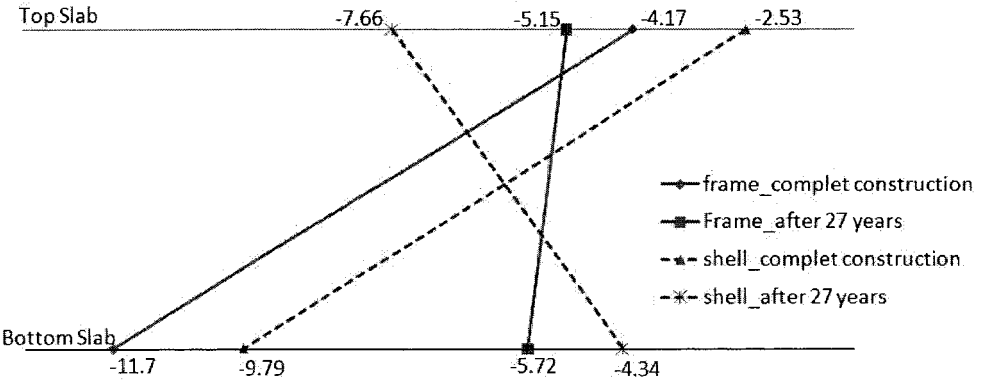
<그림 3.2.89. 프레임 단면; 교각 위 단면의 응력>



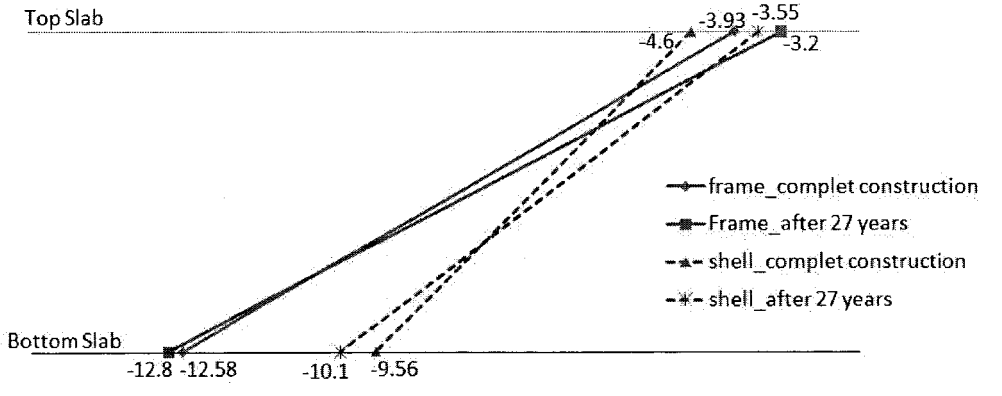
<그림 3.2.90. 쉘 단면; 주 경간의 중심의 응력>



<그림 3.2.91. 쉘 단면; 교각 위 단면의 응력>



<그림 3.2.92. 중앙경간에서 프레임과 쉘 요소의 응력>

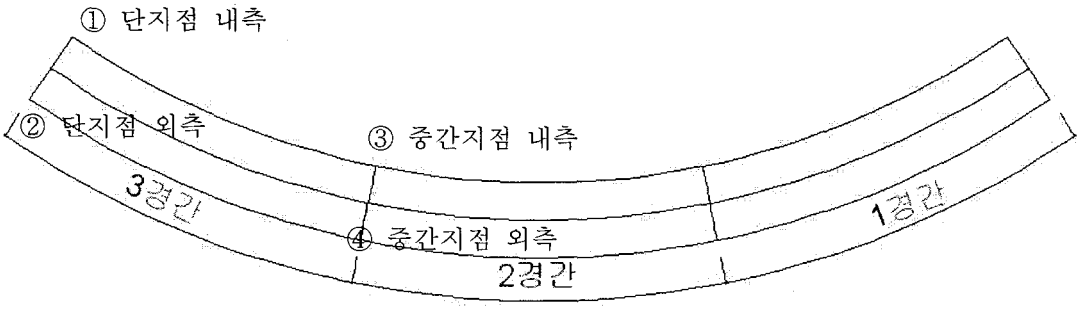


<그림 3.2.93. 교각 위 단면에서 프레임과 쉘 요소의 응력>

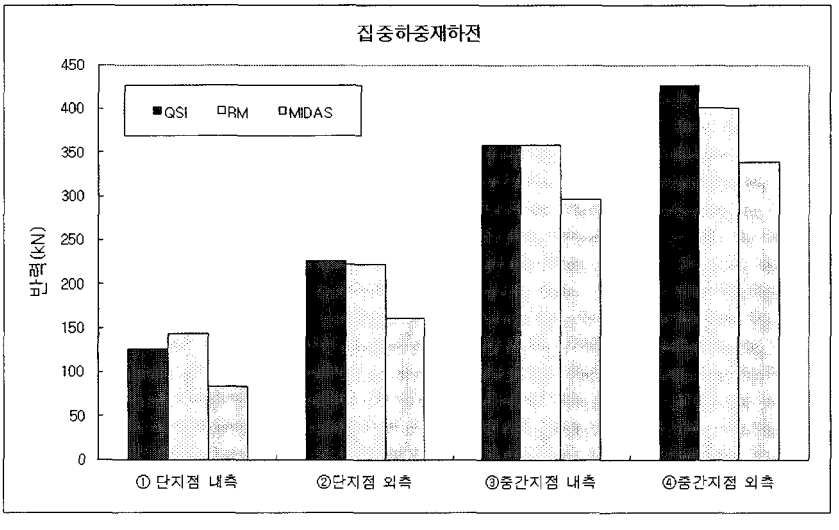
8. 기존 해석기법(프레임요소)과 비교

다음 절에서 설명할 곡선교 실험모델를 이용하여 본 연구에서 개발된 3차원 준적합 쉘요소(QSI)를 이용한 해석치와 기존의 설계에서 이용되는 사용하고 있는 소프트웨어 RM 및 MIDAS의 해석결과를 비교 하였다.

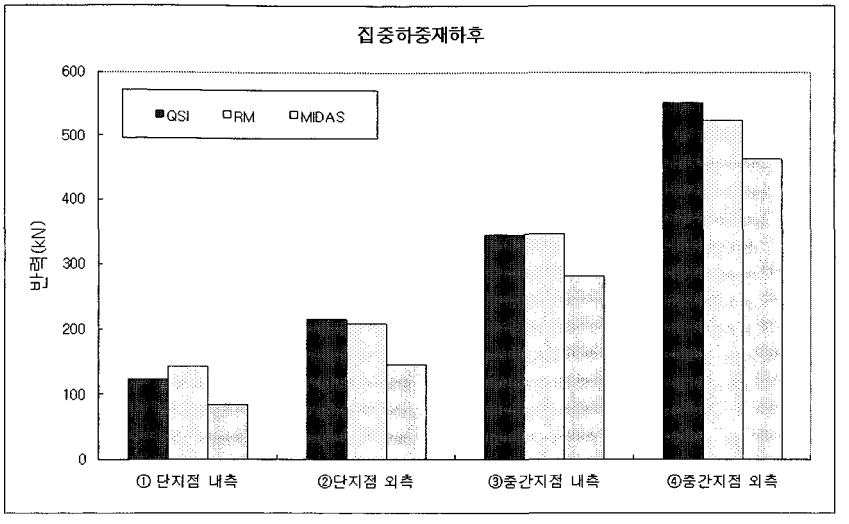
가. 반력



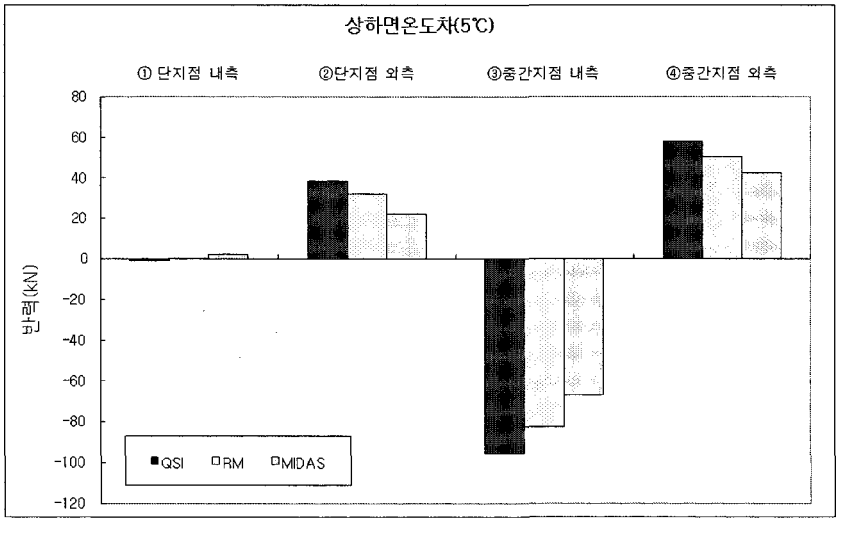
<그림 3.2.94. 반력 검토 지점>



<그림 3.2.95. 집중하중 재하전 반력>



<그림 3.2.96. 집중하중재하후 반력>



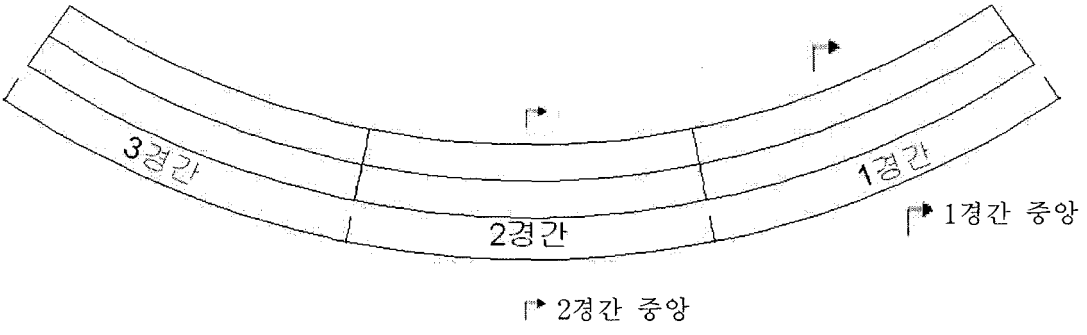
<그림 3.2.97. 상하면 온도차에 의한 반력>

PSC전용 3차원 준적합 쉘요소(QSI), RM, MIDAS의 해석 결과, 반력의 크기의 변화는 각 지점에서 비슷한 경향을 나타내었다. 집중 하중 재하 후, 단부지점 내측에서 반력의 크기 변화는 거의 없었으며, 단부지점 외측과 중간지점 내측의 경우 반력의 크기가 감소하는 경향을 나타내었다. 그에 반해 중간지점 외측의 경우는 반력의 크기는 증가하였다.

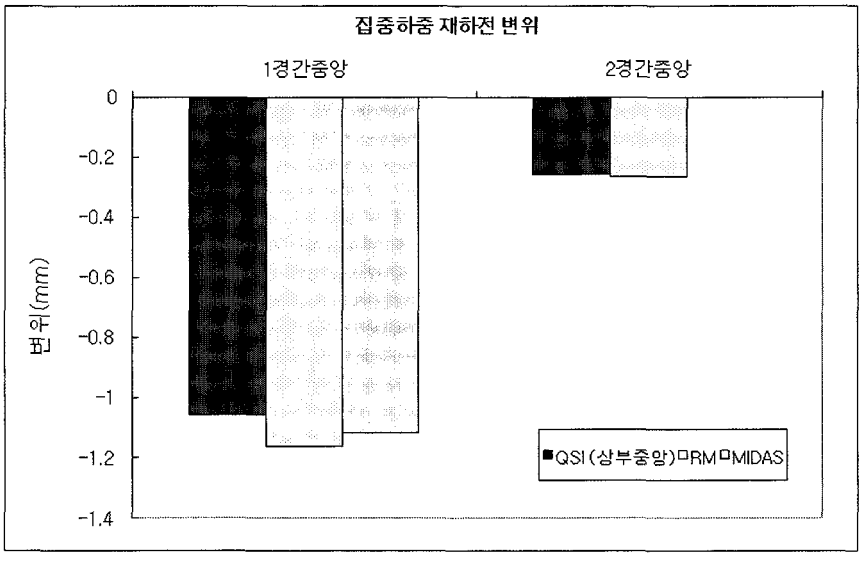
상하면에 5℃의 온도차를 준 경우도 준적합 쉘요소(QSI), RM, MIDAS의 해석 결과는 비슷한 경향을 나타내었으며, 단지점 내·외측과 중간지점 외측은 정반력

을, 중간지점 내측은 부반력의 값을 나타내었다.

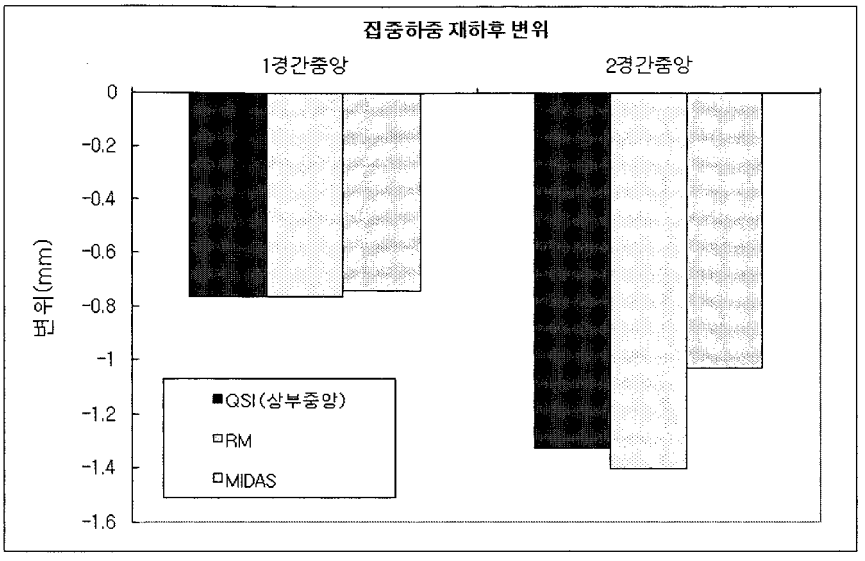
나. 변위



<그림 3.2.98. 변위 검토 지점>



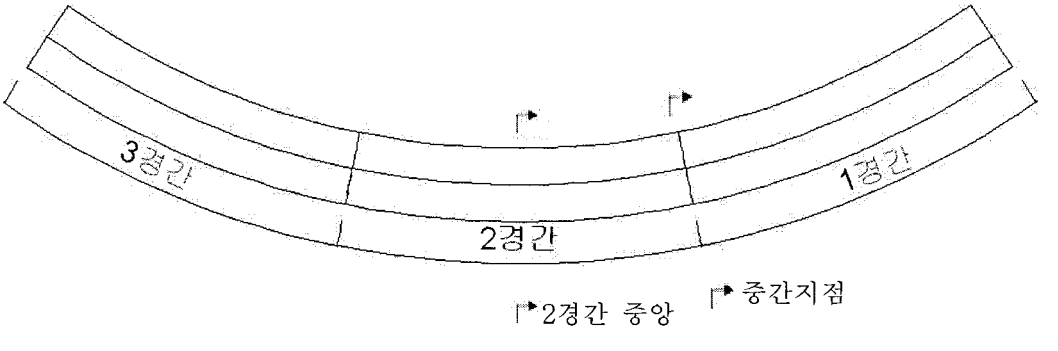
<그림 3.2.99. 집중하중 재하 전 변위>



<그림 3.2.100. 집중하중 재하 후 변위>

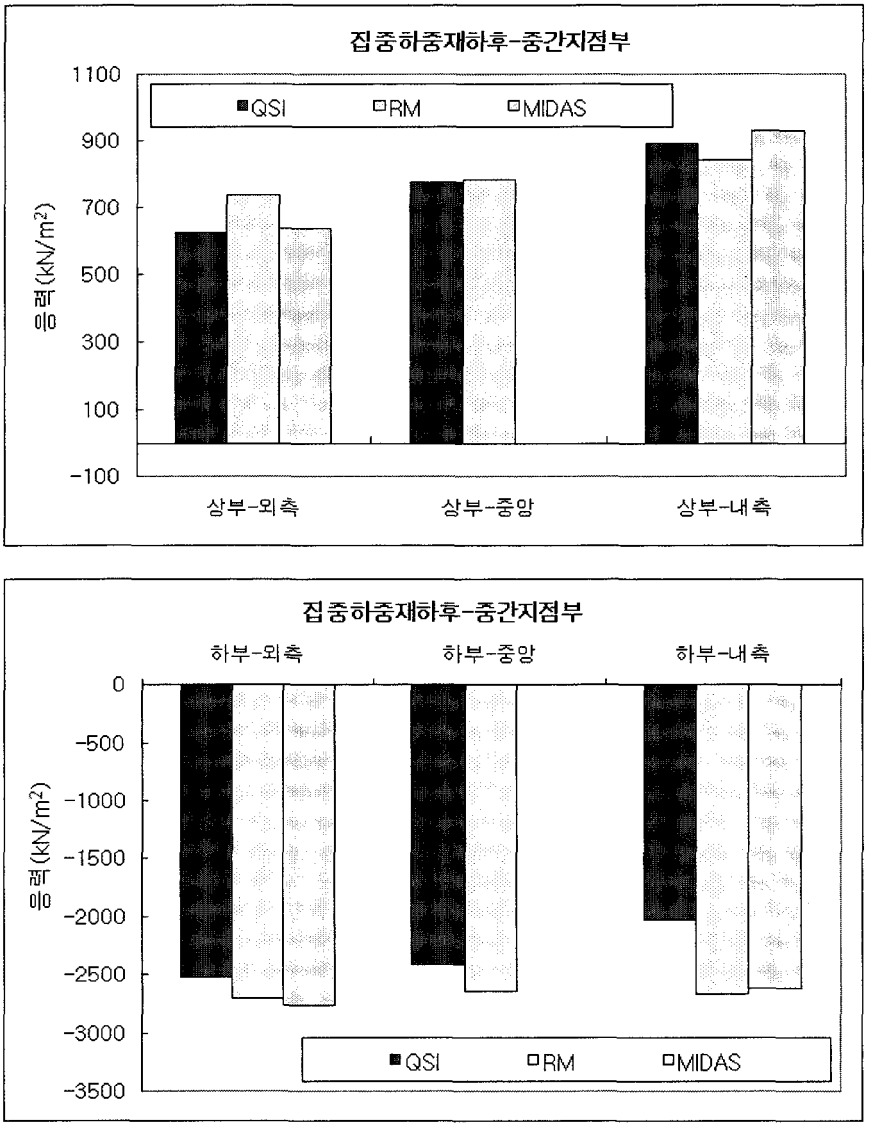
연속교의 특성상 2경간 중앙에 하중이 제하 된 경우에는 1경간 중앙부에 상향 변위가 예상되어진다. 실제로 3차원 준적합 쉘요소(QSI), RM, MIDAS를 이용한 해석 결과 역시 1경간 중앙의 경우, 집중 하중 재하 후 발생하는 상향 변위에 의해 변위의 크기가 감소하였으며, 지속적인 계측에 의해 상향 변위 이후 구조체의 자중에 의한 시간 의존적 변형으로 인해 하향 처짐이 발생하나, 집중하중 재하 후 발생하는 상향 변위가 더 크기 때문에 변위의 크기는 감소하였다. 2경간 중앙의 경우는 재하 하중이 직접적으로 작용하는 단면이므로 내·외측 모두 하향 처짐이 발생하였다.

다. 응력



<그림 3.2.101. 응력 검토 지점>

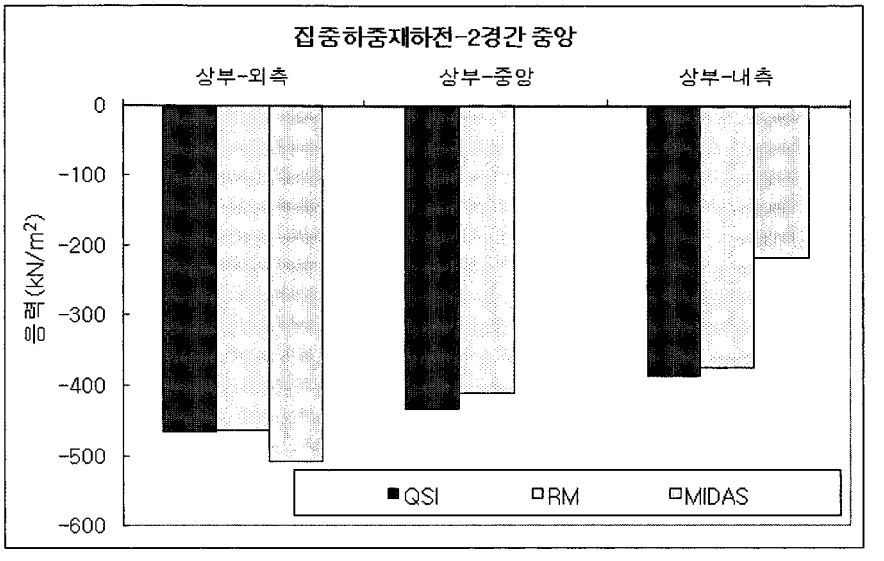
(1) 중간지점부



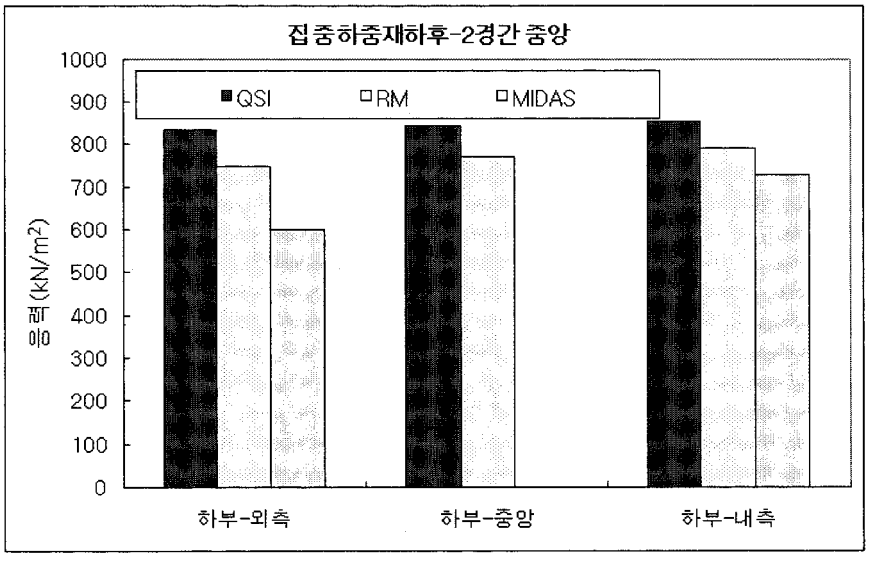
<그림 3.2.102. 집중하중 재하 후 중간지점부에서의 응력>

집중하중 재하 후, 중간지점부의 응력의 크기는 상부에서 3차원 준적합 쉘요소(QSI), RM, MIDAS의 경우 모두 외측에서 내측으로 갈수록 인장 응력이 더 크게 나타났으며, 하부 응력의 변화는 상부에서와 달리 압축응력 쪽에서 외측보다 내측에서 더 작은 응력을 나타내었다.

(2) 2경간 중앙



<그림 3.2.103. 집중하중재하전 2경간 중앙에서의 응력>



<그림 3.2.104. 집중하중재하후 2경간 중앙에서의 응력>

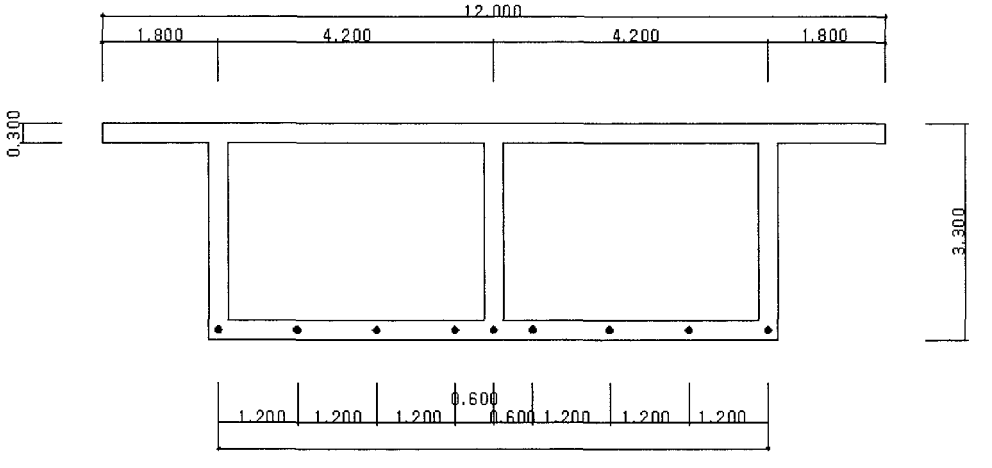
집중하중 재하전, 3차원 준적합 쉘요소(QSI), RM, MIDAS의 경우 2경간 중앙의 상부 응력의 변화는 외측에서보다 내측에서 응력이 압축방향으로 감소하였다. 그러나 집중하중을 재하한 후의 하부에서 응력의 변화는 상부에서는 외측에서 내측으로 갈수록 응력의 크기가 인장방향으로 증가하였다.

프레임요소와 쉘 요소는 기본적인 이론의 가정이 다르므로 해석 결과가 같을 수는 없으나 해석 결과가 프레임요소와 비슷한 경향을 보이며 3차원 준적합 쉘 요소 해석에 의한 결과는 모든 국부 응력을 실제 응력과 비슷하게 나타내는 것이므로 정확한 결과를 나타내고 있다.

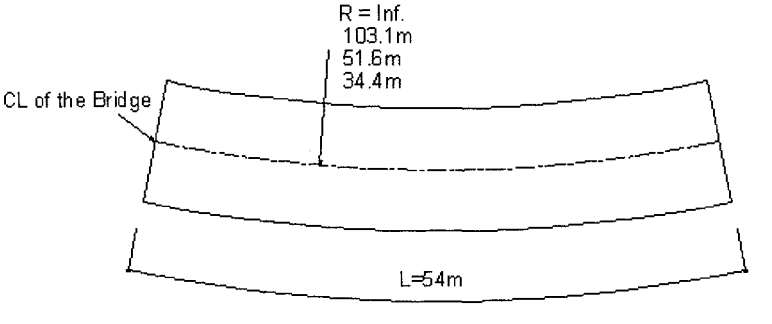
9. 기존 소프트웨어(Shell 요소)와의 비교

본 연구에서 개발된 3차원 해석 소프트웨어와 기존의 소프트웨어의(범용구조해석 프로그램 ANSYS 7.0, ANSYS 2002) 3D Shell 요소를 이용하여 비교 연구를 수행하였다. 해석모델은 단경간 2Cell PSC BOX 교량이며, ASCE Journal of Bridge Engineering에 수록된 "Enhancement of Flexural Design of Horizontally Curved Prestressed Bridges"(Ali R. Khaloo and M. Kafimosavi, 2007) 논문의 예제와 그 결과를 이용하였다.

가. 해석모델



<그림 3.2.105. 해석대상교량의 표준횡단면도>



<그림 3.2.106. 해석대상교량의 평면도>

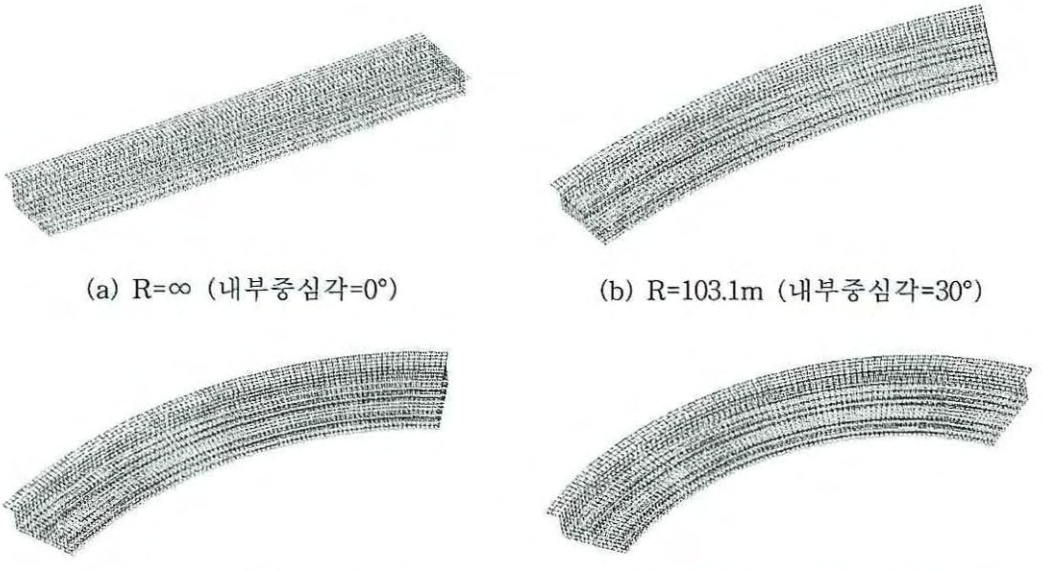
수치해석에 적용한 교량제원 및 하중은 다음과 같다.

(가) 긴장력 : 500kN × 9(EA) (각각의 텐던의 500kN의 긴장력 적용)

(나) 고정하중 : 상부플랜지에 등분포 하중 25kN/㎡ 적용

(다) 교량연장(L) : 54m,

(라) 곡률반경(R) : ∞, 103.1m, 51.6m, 34.4m



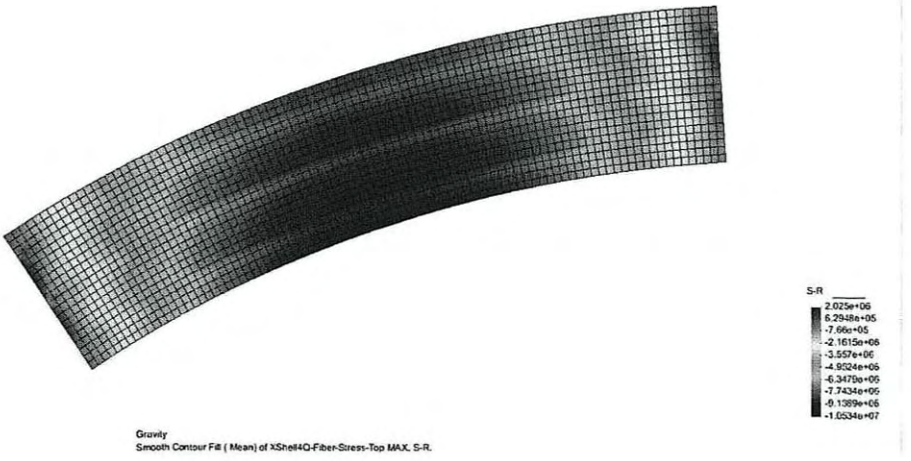
(a) R=∞ (내부중심각=0°)　(b) R=103.1m (내부중심각=30°)

(c) R=61.6m (내부중심각=60°)　(d) R=34.4m (내부중심각=90°)

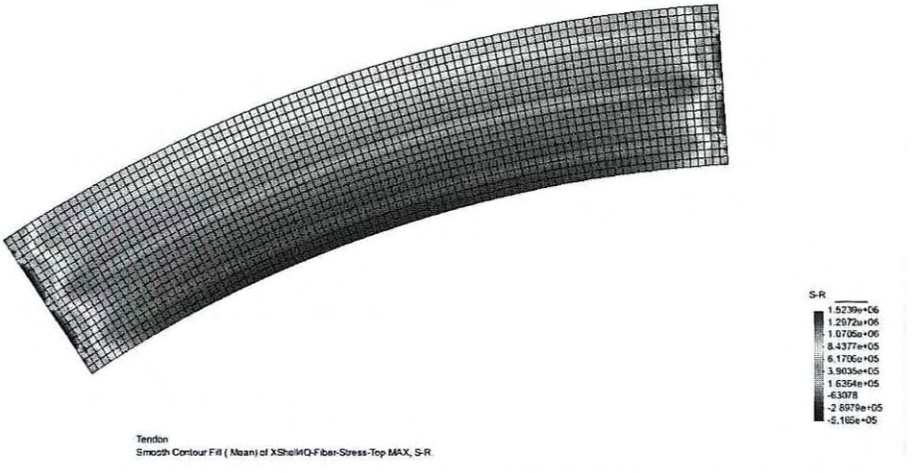
<그림 3.2.107. 준적합 쉘요소와 텐던요소를 이용한 모델링>

나. 해석결과

지간 중앙부의 상·하부 슬래브의 내외측 응력을 본 연구에서 개발된 준적합쉘요소(QSI)와 ANSYS(참고논문)의 수치해석결과를 비교하였다.



<그림 3.2.108. 자중에의한 상부슬래브 응력 (QSI, 내부중심각=30>



<그림 3.2.109. Prestressing에의한 상부슬래브 응력 (QSI, 내부중심각=30>

1) 고정하중에 의한 응력(MPa)

<표 3.2.60. 고정하중에 의한 응력(MPa)>

곡률반경 (내부중심각)	QSI(개발된 해석프로그램)				ANSYS			
	상부슬래브		하부슬래브		상부슬래브		하부슬래브	
	외측	내측	외측	내측	외측	내측	외측	내측
∞ (0°)	-8.32	-8.32	9.93	9.93	-8.36	-8.36	9.85	9.85
103.1m (30°)	-8.44	-10.54	10.09	12.21	-8.46	-10.24	10.14	11.77
51.6m (60°)	-8.34	-13.31	10.91	15.50	-8.56	-12.50	10.99	14.78
34.4m (90°)	-8.79	-15.82	11.17	17.68	-9.28	-16.5	11.4	18.02

<표 3.2.61. Prestressing에 의한 응력(MPa)>

곡률반경 (내부중심각)	QSI(개발된 해석프로그램)				ANSYS			
	상부슬래브		하부슬래브		상부슬래브		하부슬래브	
	외측	내측	외측	내측	외측	내측	외측	내측
∞ (0°)	1.17	1.17	-11.78	-11.78	1.17	1.17	-11.76	-11.76
103.1m (30°)	0.81	1.49	-11.25	-12.15	0.81	1.54	-11.32	-12.20
51.6m (60°)	0.49	1.89	-10.88	-13.29	0.48	1.94	-10.96	-12.70
34.4m (90°)	0.17	2.40	-10.30	-13.11	0.17	2.36	-10.54	-13.25

<표 3.2.62. 고정하중 + Prestressing에 의한 응력(MPa)>

곡률반경 (내부중심각)	QSI(개발된 해석프로그램)				ANSYS			
	상부슬래브		하부슬래브		상부슬래브		하부슬래브	
	외측	내측	외측	내측	외측	내측	외측	내측
∞ (0°)	-7.15	-7.15	-1.85	-1.85	-7.20	-7.20	-1.91	-1.91
103.1m (30°)	-7.63	-9.05	-1.16	-0.06	-7.65	-8.69	-1.18	-0.44
51.6m (60°)	-7.86	-11.42	0.03	2.21	-8.01	-10.5	0.03	2.08
34.4m (90°)	-8.63	-13.42	0.88	4.56	-9.11	-14.14	0.86	4.77

개발된 해석프로그램과 ANSYS의 고정하중, Prestressing에 의한 해석결과 모두 상·하부, 내·외측의 응력이 거의 일치하는 것으로 나타났으며, 기존 소프트웨어와의 해석결과와의 비교를 통해 개발된 요소를 검증할 수 있었다.

제 3 절 PSC 곡선교의 정적재하실험

1. 실험목적

교량의 역학적 거동을 해석할 수 있는 방법은 크게 이론적인 방법과 실험적인 방법이 있다.

이론적인 방법은 교량 구조계를 역학 공식 또는 경험식으로 이상화하고 구조해석단계를 거쳐 작용하중에 의한 교량의 거동을 해석하는 방법이다. 그러나 이론적인 방법으로 교량의 역학적 거동을 해석하는 경우에는 많은 가정을 하여야 하기 때문에, 가정이 성립하지 않는다면 실제 교량의 거동은 이론적 거동과 상이하게 나타날 수 있다. 교량을 구성하는 재료의 성질 및 부재의 거동이 시간의 경과에 따라 변할 수 있으며, 교량의 시공품질 등 현재의 교량상태를 정확하게 반영하기 힘들다는 단점이 있다.

실험적인 방법은 구조의 재료적 및 역학적 성질을 가정할 필요가 없고 교량의 현재 상태를 여과 없이 거동에 반영한다. 그러나 실험적 방법은 적용상에 시간이 많이 소요되고 특정교량의 해석결과를 일반화시킬 수 없다는 단점이 있다.

본 과제에서는 대상 곡선교의 거동파악이 주요한 항목이기에 실험과 해석을 병행하여 진행하게 되었다.

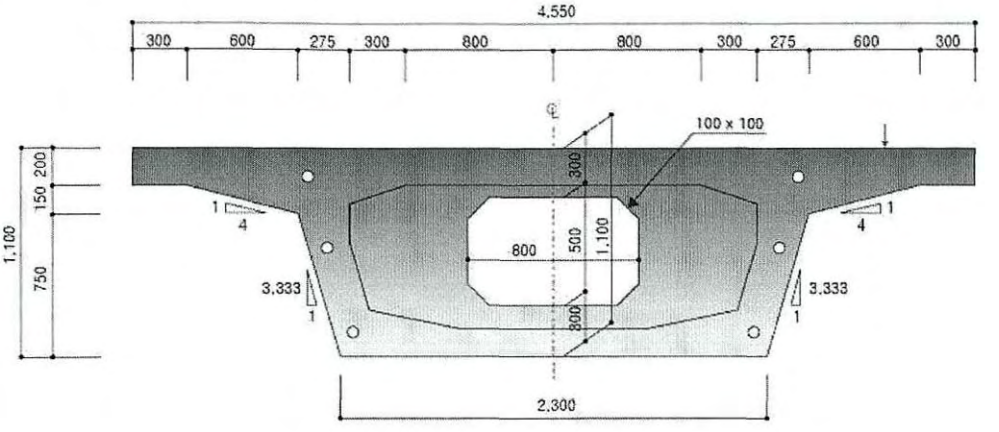
가. 실험 대상의 선정

위에서 언급한 본 과제의 목적을 달성을 위하여, 다음과 같은 실험체를 선정하였다. 1·2차 구조물의 크기 및 재하 하중 등의 외형적 특성은 동일하며, 내·외측 텐던의 긴장력 차이만이 있다.

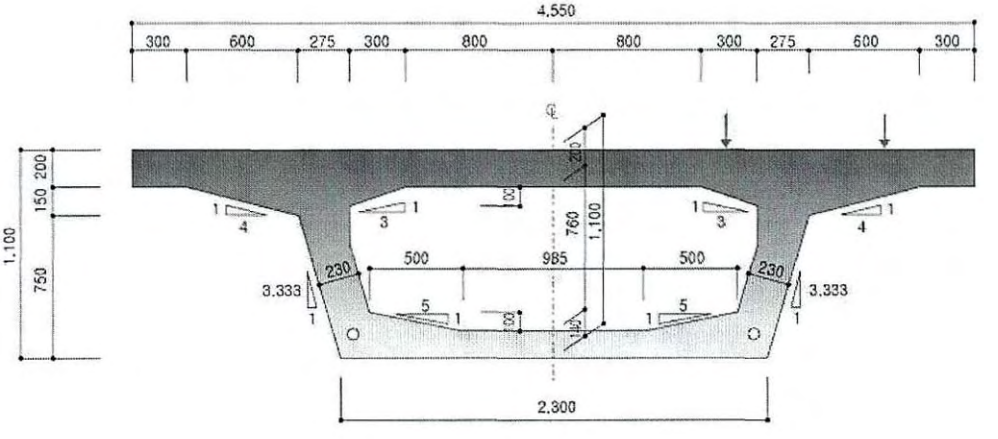
(1) 실험체 제원

실험체는 PSC Box 곡선교의 설계 및 시공 경향에 따라 연속교로 제작되며, 경간수는 3경간으로 한다. 실험 대상은 실제 교량의 1/2 축소 모델로 각 경간 길이 15m, 전체 길이 45m, 교폭 4.55m이며, 각 경간의 중량은 약 72tonf로 실험체의 전체 중량은 213tonf이다.

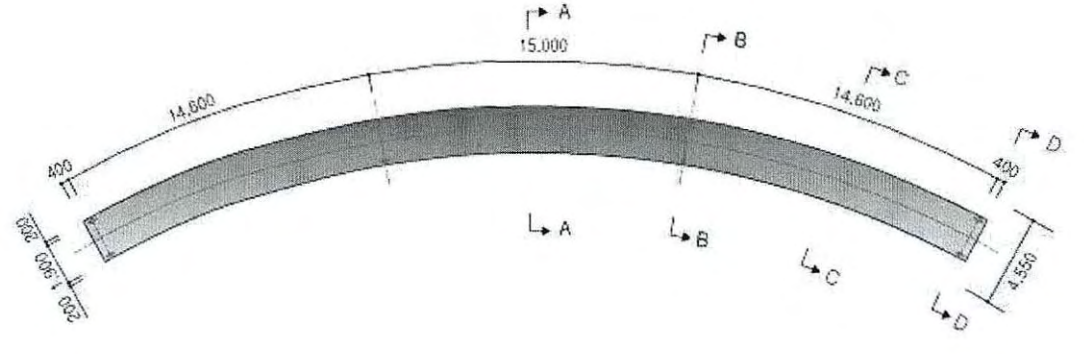
① 표준횡단면도 지점부 (단위 : mm)



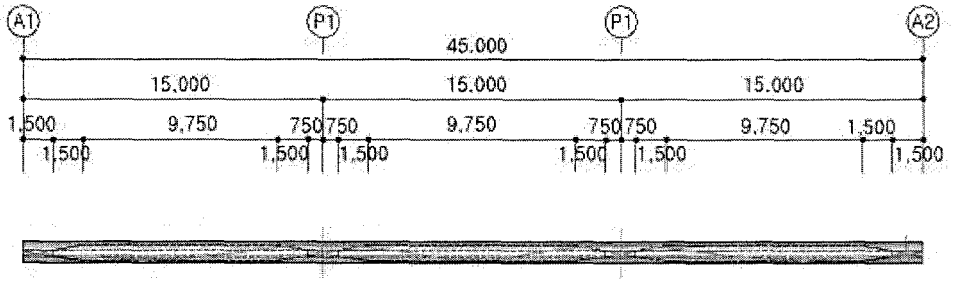
② 표준횡단면도 중앙부 (단위 : mm)



③ 평면도 (단위 : mm)

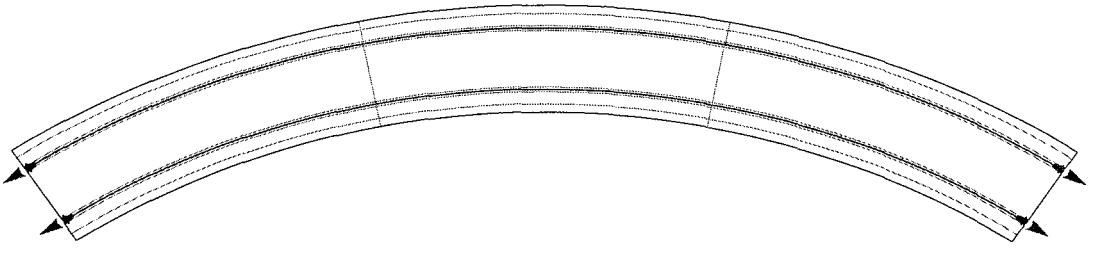


④ 측면도 (단위 : mm)

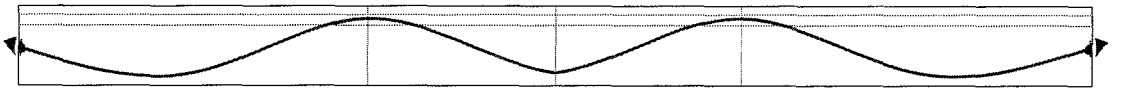


(2) 강선의 배치 및 긴장력

시공 현실을 고려하면 경간별 시공 이음부에 따라 인장 및 고정 정착구가 배치된 형태의 Tendon배치를 적용하여 실험체를 제작하여야 하나, 실험체의 규모와 인장력 도입을 위한 정착단의 설치가 난해한 것을 감안하여 3경간 연속 Tendon으로 배치되는 것으로 가정하여 실험체를 제작한다. 강연선은 SWPC 7B 15.2mm 규격의 강연선을 사용하며 인장 후 시멘트 그라우팅한다.



<Tendon 배치 평면>



<Tendon 배치 종단면>

	내측 긴장력	외측 긴장력	비 고
1차 구조물	524.12kN (175.04kN × 3EA)	524.12kN (175.04kN × 3EA)	기존 설계방식 (내·외측 동일)
2차 구조물	351.83kN (175.915kN × 2EA)	698.41kN (174.602kN × 4EA)	새로운 설계법

1차 실험체는 기존의 설계시공 방법에 따라 설계 긴장력이 내·외측 525.12kN (175.04kN × 3EA)으로 동일하게 설계 시공되었으며, 2차 실험체는 1차 실험체에 비하여 내측긴장력은 33%감소, 외측 긴장력은 33%증가 하여, 내측은 351.83kN (175.915kN × 2EA), 외측은 698.41kN (174.602kN × 4EA)의 긴장력으로 설계 시공 되었다.

나. 실험 항목

교량의 거동 특성 파악을 위하여 수행될 실험은 크게 두 가지로 분류할 수 있다. 그 첫 번째는 사용 재료의 물성 파악을 위한 실내 실험이며, 두 번째는 실제 구조물의 거동을 직접적으로 확인할 수 있는 재하실험 이다.

2. 실험 대상 및 실험 항목의 선정

가. 실내 실험

대상 구조물의 거동특성을 파악하기 위해 재하실험과 병행되어야 하는 실험으로 주요 실험인 재하실험을 보조하는 실험들이 주를 이루게 된다. 실내 실험은 콘크리트의 물성파악을 목적으로 하며, 실험 항목은 다음과 같다.

① 콘크리트의 압축강도 시험

② 콘크리트의 탄성계수 산출

③ 콘크리트의 크리프 시험

나. 현장 재하실험

대상 구조물의 거동특성을 파악하기 위한 주요 실험으로, 대상 실험체의 제작에서

부터 시작하여, 하중재하, 그리고 장기 계측까지 이루어진다. 현장 재하실험을 통한 곡선교량의 거동특성 파악을 위하여, 다음의 항목들을 주요관심대상으로 선정하여 재하실험을 진행하였다.

① 긴장제의 긴장력 측정

② 지점반력 측정

③ 실험체의 변위측정

④ 실험체의 내부응력 측정

3. 실험 방법

가. 콘크리트의 압축강도 실험

KS F 2405(ASTM C 39)에 따라 압축강도 시험 전에 공시체를 물속에서 꺼내어 콘크리트 공시체의 거친 윗면을 캡핑한 후, 각 재령별로 3개의 공시체에 대하여 MTS(Material Test System)을 이용하여 시험을 행하였다. 시험에 사용된 공시체는 1일 기건양생 후 탈형하여 수중양생을 한다. 또한, 재령별 압축강도의 발현 정도를 알아보기 위하여 각 강도의 배합에 대하여 7일, 28일, 56일 및 90일 별로 압축강도를 측정하며, 압축강도 산정식은 다음과 같다.

$$\text{압축강도} f_c(MPa) = \frac{\text{최대하중} P(N)}{\text{공시체단면적} A(mm^2)}$$

(1) 적용범위 : 경화 콘크리트의 압축 강도 시험

(2) 인용규격

- KS A 3251 - 1 데이터의 통계적 해석 방법 -제1부 : 데이터의 통계적 기술
- KS B 5533 압축 시험기
- KS F 2403 콘크리트의 강도 시험용 공시체 제작 방법

(3) 공시체의 검사

① 공시체는 KS F 2403에 따라 제작한다.

② 지름을 0.1mm, 높이를 1mm까지 측정한다. 지름은 공시체 높이의 중앙에서 서로 직교하는 2방향에 대하여 측정한다.

③ 손상 또는 결함이 있고, 시험 결과에 영향을 준다고 생각될 때는 시험을 하지 않거나 또는 그내용을 기록한다.

④ 질량을 질량의 0.25% 이하의 눈금을 가진 저울로 측정한다. 질량은 공시체 표면의 물을 모두 닦아 낸 후에 측정한다.

⑤ 공시체는 소정의 양생이 끝난 직후의 상태에서 시험을 할 수 있도록 하며, 시험을 하는 공시체의 재령은 1주, 4주 및 13주 또는 그 중 하나로 한다. 또한 콘크리트의 강도는 공시체의 건조 상태나 온도에 따라 상당히 변화하는 경우도 있으므로, 양생을 끝낸 직후 상태에서 시험을 하여야 한다.

(4) 시험장치

① 압축 시험기 압축시험기는 KS B 5533에서 규정하는 1등급 이상의 것으로 한다. 또한 시험 시의 최대 하중이 칭량의 1/5에서 칭량까지의 범위에서 사용한다. 동일 시험기에서 칭량을 가할 수 있는 경우는 각각의 치량을 별개의 칭량으로 간주한다.

② 상하의 가압판 : 상하의 가압판의 크기는 공시체의 지름 이상으로 하고 두께는 25mm이상으로 한다. 가압판의 압축면은 연마 가공으로 하고 그 평편도는 100mm당 0.02mm이내이며 그 소요 경도는 70HS 이상으로 한다. 여기서 평면도는 평편한 부분의 가장 높은 곳과 가장 낮은 곳을 지나는 두 개의 평면을 고려하여 이 평면 사이의 거리로 나타낸다.

③ 구면시트 : 위 가압판은 구면 시트를 사진 것으로 한다. 구면 시트는 가압판 표면 위에 그 중심을 가지며 가압판의 회전각을 3° 이상 얻을 수 있는 것으로 한다.

(5) 시험 방법

① 공시체의 상하 끝면 및 상하의 가압판의 압축면을 청소한다.

② 공시체를 공시체 지름의 1%이내의 오차에서 그 중심축이 가압판의 중심과 일치하도록 놓는다.

③ 시험기의 가압판과 공시체의 끝면은 직접 밀착시키거 그 사이에 쿠션재를 넣어서는 안 된다. 다만, 언본드 캐핑에 의한 경우는 제외한다.

④ 공시체에 충격을 주지 않도록 똑같은 속도로 하중을 가한다. 하중을 가하는 속도는 압축 응력도의 증가율 매초 $(0.6 \pm 0.4)MPa$이 되도록 한다.

⑤ 공시체가 급격한 변형을 시작한 후에는 하중을 가하는 속도의 조정을 중지하고 하중을 계속 가한다.

⑥ 공시체가 파괴될 때까지 시험기가 나타나는 최대 하중을 유효 숫자 3자리까지 읽는다.

(6) 계 산

① 공시체의 지름은 $0.1mm$까지 측정하여 다음 식에 따라 산출하여 KS A 3251-1에 따라 끝맺음한다.

$$d = \frac{d_1 + d_2}{2}$$

여기서, d : 공시체의 지름(mm)

d_1, d_2 : 2방향의 지름(mm)

② 압축 강도는 다음 식에 따라 산출하여 유효 숫자 3자리로 끝맺는다.

$$f_c = \frac{P}{\pi(\frac{d}{2})^2}$$

여기서, f_c : 압축 강도(MPa)

P : 최대 하중(N)

③ 겉보기 밀도는 다음 식에 따라 산출 하여 유효 숫자 3자리로 끝맺는다.

$$\rho = \frac{m}{h \times \pi(\frac{d}{2})^2}$$

여기서, ρ : 겉보기 밀도(kg/m^3)

m : 공시체의 질량(kg)

h : 공시체의 지름(m)

나. 콘크리트의 탄성계수 산출

콘크리트의 탄성계수를 실험에 의해 직접 측정할 수 있으나 도로교 설계기준에

서 제시하고 있는 압축강도를 통한 탄성계수 추정식을 사용하여 콘크리트의 탄성계수를 산출 한다. 다음은 콘크리트 탄성계수 산출식이다.

① 콘크리트의 압축강도가 $30MPa$ 이하인 경우

단위질량 W_c의 값이 $(1{,}450 \sim 2{,}500)kg/m^3$ 인 콘크리트

$$E_c = 0.043 W_c^{1.5} \sqrt{f_{ck}} (MPa)$$

보통골재를 사용한 콘크리트($W_c = 2{,}300 kg/m^3$)

$$E_c = 4{,}700 \sqrt{f_{ck}} (MPa)$$

② 콘크리트의 압축강도가 $30MPa$를 초과하는 경우

단위질량 W_c의 값이 $1{,}450 \sim 2{,}500 kg/m^3$인 콘크리트

$$E_c = 0.03 W_c^{1.5} \sqrt{f_{ck}} + 7{,}700 (MPa)$$

보통골재를 사용한 콘크리트

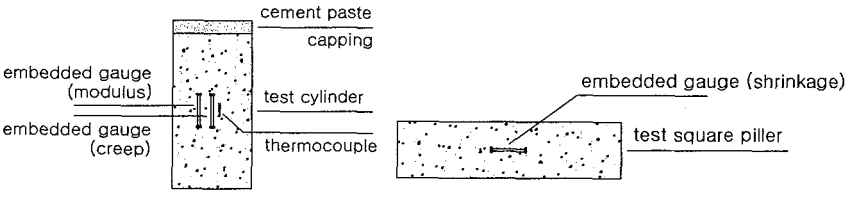
$$E_c = 3{,}300 \sqrt{f_{ck}} + 7{,}700$$

다. 콘크리트 크리프 시험

건조환경에서 콘크리트의 크리프 변형은 기본 크리프, 건조 크리프, 자기수축, 건조수축, 수화온도변형이 동시에 발생되며, 재령에 따라 콘크리트 경화가 진행되므로 압축강도가 시간종속적으로 증가하게 된다. 따라서, 소정의 결과를 얻기 위해서는 이러한 효과들을 정량적으로 고려하기 위해 부가적인 실험들도 동시에 수반되어야 한다.

ASTM C 512의 측정위치에 관하여 외측변형과 심부변형의 차이를 확인하기 위해 surface bonded type gauge와 embedded type gauge를 동일한 공시체에 설치 후 재령 28일 동안 예비실험을 수행한 결과에서 오차가 거의 없음을 확인하고, 이후 시험체의 심부에 embedded type gauge를 설치하여 본격적인 실험을 수행한다.

크리프 시험체는 크리프 변형을 측정하는 게이지와 재하 즉시 발생되는 탄성변형을 측정하는 게이지를 각각 포함하고 있어야하며, 수축변형을 위한 시험체는 이것을 측정할 수 있는 게이지를 포함하고 있어야한다.



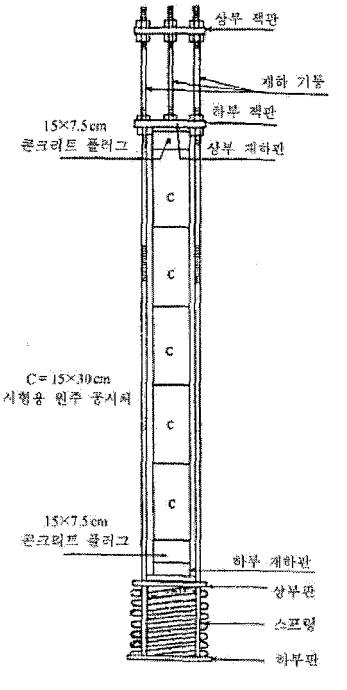
(1) 적용범위 : 경화 콘크리트의 크리프 시험

(2) 인용규격

- 콘크리트의 압축 크리프 시험 방법(KS F 2453)
- KS F 2403 : 콘크리트의 강도 시험용 공시체 제작 방법
- KS F 2405 : 콘크리트의 압축 강도 시험 방법

(3) 시험용 기구

① 몰 드 : 저원통형 몰드는 KS F 2403에 규정된 원통형 몰드이어야 한다. 필요할 때는 게이지 스터드를 공시체에 묻어 넣을 수 있어야 하고 또 공시체를 제작할 때 공시체의 양 끝에 재하판을 붙일 구 있는 것이어야 한다. 수평 몰드는 KS F 2403의 규정에 맞는 것이어야 한다.



② 재하 장치 : 재하 장치는 공시체가 변형하더라고 소요 하중을 지속할 수 있고 균등하게 가할 수 있는 것이어야 한다. 가장 간단한 것으로는 공시체의 양 끝부분을 받치는 재하판과 하중을 유지하는 스프링이나 수압 캡슐(hydraulic capsule) 또는 램(ram)과 재하된 하중의 반력이 걸리는 나사용 막대기로 된 것이다 재하판의 가압 표면은 0.025mm 이상의 요철이 없어야 하며 어떠한 구조 재한 장치라도 여러 개의 공시체를 쌓아서 하중을 가할 수 있어야 하고, 그 쌓아 올린 높이는 178cm 이하이어야 한다. 수압을 사용할 때는 축력기, 압력 조정기, 압려계 및 질소 실린더나 고압 펌프롸 같은 고압원으로 구성된 중앙 수압 조정 장치를 통해서 여러 개의 재하 장치를 병렬로 하여 동시에 재하할 수 있다. 기차 스프링과 같은 스프링은 위에서 규정한 재하 장치에서 하중을 지지하는 데 사용되며, 초기 압력은 가동잭이나 시험 기계로 가하여야 한다. 스프링식 재하 장치에서는 확실한 등분포 재하가 되도록 하기 위하여 구면좌(spherical head)나 볼 조인트를 갖추는 동시에 강성이 큰 재하판을 사용하여야 한다. 그림은 이와 같은 재하 장치를 표시한 건이가. 하중의 측정은 전체 작용 하중의 약 2%까지 측정할 수 있어야 하며, 수압계나 수압 잭을 비치하여야 하고 또 하중을 재하하거나 조정할 때 장치 속에 로드 셀을 삽입할 수 있어야 한다.

③ 측정 장치 : 변형률 측정 장치는 공시체의 세로 변형률을 약 100만분의 10까지 측정 할 수 있는 것이어야 하고, 매립식, 부착식 또는 가반식의 어느 것이라도 좋다. 가반식 장치를 사용할 때 게이지를 공시체에 정확히 붙여야 한다. 마찰 접촉에 의존하는 부착식을 사용하여서는 안 된다. 매립식 장치를 사용할 때는 변형의 방향이 공시체의 방향과 일치하도록 묻어 넣어야 한다. 부착식이나 가반식의 측정 장치를, 측정선을 공시체의 축에 따라 공시체의 둘레를 등분하도록 2곳 이상 설치하고, 전 측정선 위의 평균변형률을 직접 읽을 수 있도록 게이지를 배치한다. 유효 게이지 길이는 굵은 골재의 최대 치수의 3배 이상이어야 한다. 변형 측정 장치는 최소 1년 동안은 점검하지 않고 변형을 측정할 수 있는 것이어야 한다.

④ 공시체

- 공시체의 크기 : 공시체는 $\Phi 15\times 30cm$의 원통형인 것으로서, KS F 2403에 따라 제작된 것이어야 한다. 공시체의 양 끝면이 강제 재하판에 접해 있을 때는 공시체의 길이는 공시체의 지름에 변형 측정 장치의 게이지 길이를 더한 값 이상이어야 한다. 공시체의 양 끝면이 다른 공시체와 접해 있을 때의 길이는 변형측정 장치의 게이지 길이에 $40mm$를 더한 값 이상이어야 한다. 이 경우 상하단이 공시체와 강제 재하판 사이에, 지름이 공시체의 지름과 같고 길이는 공시체 지름의 1/2인 콘크리트 플러그를 삽입한다.

- 공시체의 제작 : 굵은 골재의 최대 치수가 $50mm$를 초과하여서는 안된다 ($G_{\max} \leq 50mm$). 공시체는 KS F 2403에 따라 재작하여야 하며 공시체의 양면을 캐핑하여야 한다. 수평 공시체는 KS F2403에 따라 제작하여야 하며, 다짐대나 진동기로 다질 때 스트레인 미터를 다치지 않도록 주의하여야 한다.

- 공시체의 수 : 각 시험 조건에 대하여 적어도 6개의 공시체를 만들고 2개는 압축 강도 시험에 사용하고 2개는 하중을 재하하여 변형을 측정하고, 나머지 2개의 공시체는 하중 이외의 원인으로 일어나는 변형을 조사하기 위하여 재하하지 않고 둔다. 공시체는 어느 것이나 재하 시험에 사용될 공시체와 같은 배치의 콘크리트로 만들어야 하며, 같은 상태로 양생하고 보존하여야 한다.

⑤ 공시체의 양생 및 저장

- 표준 양생 : 탈형하기 전에 $20\pm 2^{\circ}C$의 온도를 유지하고, 수분의 증발을 방지하도록 습윤 상태로 둔다. 공시체는 성형 후 24~28시간 양생한 후 탈형하여 재령 7일까지 $20\pm 2^{\circ}C$로 습윤 양생한다. 공시체는 흐르는 물 속에 저장하여서는 안 된다. 습윤 양생이 끝난 후, 공시체는 시험이 끝날 때까지 온도가 $20\pm 2^{\circ}C$ 이고, 상대 습도가 (50±4)%인 상태에서 저장하여야 한다.

- 피복 양생 : 저장과 측정기간 동안 수분의 증발과 증가를 막기 위하여 제작 및 탈형시에 공시체는 방습 재킷(예를 들면 동판 또는 부틸 고무)으로 피복하여야 하고, 시험 전체 기간 동안에 이 상태를 유지하여야 한다.

- 온도 양생 : 콘크리트의 탄성 및 비탄성 특성에서 온도의 효과를 고려할 때, 공시체 저장 용기 내의 온도는 계획한 대로 관리 되어야 한다. 사용자는 시간-온도 관계 및 변동에 대한 허용 범위를 설정하여야 한다.

- 기타 양생 조건 : 특정 목적을 위하여 시험할 경우는 시험 재령과 양생 조건을 바꾸어도 좋다. 이때 시험 조건을 자세히 보고하여야 한다.

⑥ 시험 방법

- 재하 재령 : 시험 목적이 서로 다른 콘크리트 크리프 전위를 비교할 때는 최최로 재령28일의 시험편에 하중을 가한다. 주어진 콘크리트의 전체 크리프 거동을 비교할 때는 재령 2일, 7일, 28일 및 90일, 그리고 1년일 때의 하중을 비교한다. 다른 재령에서 하중이 재하된다면 보고서에 포함시켜야 한다.

- 하 중 : 크리프 공시체에 재하하기 직전에 KS F 2405에 따라 압축 강도를 측정한다. 피복하지 않은 크리프 공시체를 재하 장치에 놓을 때, 수분의 증발을 방지하지 위해 공시체의 양끝을 덮는다. 공시체에 가하는 하중은 재하시 재령에서 압축 강도의 40%까지 가한다. 변형을 측정하기 전에 하중을 측정하고 그 하중이 지정 값보다 2%이상 변할 때는 소정의 하중으로 되게 조정하여야 한다. 재하한 공시체와 같은 요령으로 표준 공시체의 변형을 측정한다. 공시체를 재하 장치에 놓을 때 편심 하중이 생기지 않도록 배열에 주의한다. 공시체를 쌓아 올리고 외부 게이지(부착시 또는 가반식 게이지)를 사용할 때는 1.38Mpa 이하의 선행 하중을 가하여 각 공시체 주변의 변형의 변화를 조사하고, 이 하중을 제거한 후 공시체의 쌓는 방법을 조정하여 본시험 때 변형의 분포가 균일하게 되도록 하는 것이 좋

다. 하중을 지지하기 위하여 스프링을 사용할 때는 정확한 하중을 작용시키는 방법 또는 반력 지지요 막대의 너트를 조이는 방법 등으로 조정한다.

⑦ 계 산 : 크리프 공시체와 표준 공시체의 평균 변형률의 차를 평균 응력으로 나눈 값을 단위 응력에 대한 합계 변형률로 한다. 임의의 재령에서 단위 응력에 대한 크리프 변형률을 구하기 위해서는 그 재령에서의 합계 변형률에서 표시하고, 세로대는 단위 응력에 대한 총 변형률을 플롯하고 다음 식 중의 1/E과 F(K)를 구한다. 반대 수지에 플롯한 크리프 곡선을 직선으로 보고 그 경사를 구하여 이것을 크리프율로 한다.

$$\epsilon = (1/E) + F(K)\ln(t+1)$$

여기서, ϵ : 단위 응력에 대한 총 변형률(MPa)

E : 순간 탄성 계수(MPa)

F(K) : 크리프 율

t : 재하시간(일)

⑧ 정밀도 : 크리프 변형률이 $(250 \sim 2000) \times 10^{-6}$의 범우를 벗어날 때는 다일 배치의 정밀도는 ±4%(RIS%), 복수 배치는 ±9%(RIS%)로 한다. 그러므로 단일 배치에서 실행한 공시체의 시험 결과는 2개 평균값의 6% 이내, 서로 다른 배치에서 실행한 공시체의 시험 결과는 2개 평균값의 13% 이내어야 한다.

라. 정적재하실험

정적재하시험은 실험을 통한 대상 교량의 거동을 해석하는 방법으로 정해진 규정에 따라 교량의 탄성거동에 영향을 주지 않는 크기로 결정된 하중을 교량의 특정부위에 직접 재하 하여 교량을 구성하는 주요 부재들의 실제 거동을 계측하는 시험이다. 재하시험에는 재하하중의 크기를 순차적으로 증가시키면서 교량의 거동을 분석하여 최대하중을 산정하는 파괴시험의 과정이 포함될 수 있으나 본 과제에서 재하시험은 대상 교량의 거동분석을 목적으로 실시하는 것이므로 이를 제외한다.

(1) 정적재하실험의 목적

정적 재하실험은 대상 실험체의 거동 분석과 파악을 1차적인 목적으로 한다. 재하시험에서는 시험하중에 의한 교량의 거동을 이론적인 방법으로 해석한 거동과 비교하는 과정이 포함되며, 이것은 대상 실험체의 거동 분석 및 파악과 동시에 개발 요소의 적합성 파악을 병행하기 위함이다. 기초 사전 실험과 연구를 통해 설계된 실험체를 제작하고, 정적재하실험시 반력의 변화, 응력의 변화, 그리고 수직 변위의 변화를 측정하여, PSC 곡선교의 거동을 분석하고 파악하고자 한다.

(2) 정적재하시험 절차 및 수행내용

정적재하시험은 센서의 부착, 측정 장비와 센서의 연결, 측정 장비 및 센서의 점검, 시험중량 및 제원 확인, 재하위치 표시, 교통통제 등이 완료되면 시작하도록 하는것이 원칙이며, 본 과제의 진행상의 구조물은 실제 차량의 이동이 이루어 지지 않는 실험용 실험체 이기에 교통 통제 항목이 배제된다.

① 준비 작업 : 부착된 센서에서 연장한 리드와이어들은 정적변형 측정기와 Switch Box에 센서의 종류별로 연결시키며, 측정기는 모두 지반에 접지 시킨다. 또한, 리드와이어의 끝에서 저항을 기록한다.

② 설정치 입력 : 부착한 센서의 보정된 계수 값과 측정 단위등을 계측장비의 특성에 맞게 입력한다.

③ 확인 : 입력된 설정치의 이상유무를 확인하고 수정한다.

④ 초기값 설정(0점 조정) : 시험경간에 재하하중을 포함한 활하중이 일체 재하되지 않은 상태에서 처짐과 변형율이 0점 조정을 실시하여야 한다. 0점 조정은 무재하 상태의 측정기의 초기값을 일어 두는 것으로 충분하다. 측정기 계기판의 값을 0으로 조절할 필요는 없다. 0점 조정은 매 재하에 대해서 무재하 상태에서 실시하고 시험결과를 정리할 때 반영하도록 한다.

⑤ 측정 : 시험하중은 최대 정·부모멘트, 최대 처짐 및 변형률, 최대 전단력이 발생할 수 있도록 계획된 Load Case 별로 변화시켜가면서 측정한다. 이때, 상부구조의 진동, 소음, 충격 등이 측정결과에 영향을 미칠 수 있으므로 재하하중이 차량인 경우 재하차량은 시동을 끈 후 실험체의 응답시간을 고려하여 약 1분 이상의 측정대기 시간을 가진 후 1분 간격으로 3회정도의 측정한 값

이 동일함을 확인 후 완료한다.

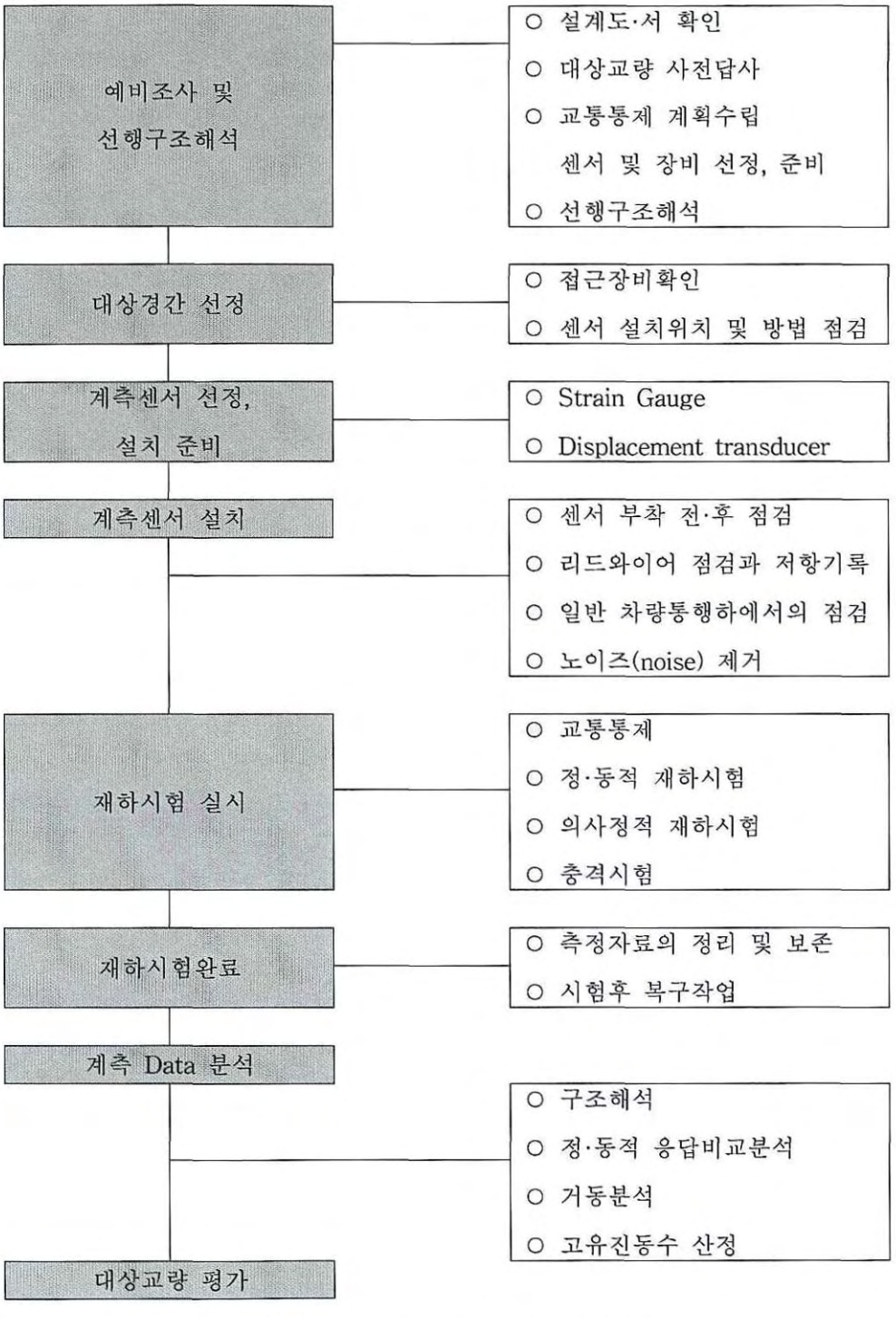
⑥ 정적하중 제거 : 측정이 끝나면 시험차량을 측정대상 경간으로부터 벗어난 다음의 다음 재하를 준비한다. 연속교의 경우 연속된 구간을 차량이 완전히 벗어날 수 있도록 한다. 이는 인접 경간의 차량하중이 교량의 연속거동과 교각의 변위에 의해서 영향을 받을 수 있기 때문이다.

⑦ 계측 값의 확인 : 2~3회 획득한 측정 자료의 실측 응답 값과 선행구조해석 응답 값의 경향을 확인한다. 계측 값들이 상이하거나, 오류가 발생되었으면 원인을 파악·제거한 후 재측정한다.

⑧ 계측완료 : 계획된측정을 완료한다.

⑨ 계측 중 기타 주의사항

- 계측장비는 반드시 접지를 시키고, 입력전압을 확인한다.
- 발전기를 사용해 장비를 운용할 때에는 자동전압조정기를 사용한다.
- 계측장비 근처에서 이사의 무전기사용은 금하며 사용할 때에는 계측장비로부터 약 $10m$이상 떨어져서 사용한다.



<정적재하시험 절차 및 수행내용>

4. 계측센서 및 계측장비

재하시험에서 측정하는 주요계측항목은 변형률, 처짐, 진동가속도 등이 있으며 사전검토를 실시하여 센서 및 계측장비의 형식과 사양을 선정하여야 한다. 일반적으로 재하시험에 사용되는 센서와 계측장비는 제조회사별 독특한 사양과 특징이 있지만 센서 및 계측장비 선정시 무엇보다도 먼저 고려되어야 될 사항은 실제 교량의 거동을 정확하고 안정적으로 획득할 수 있어야 한다는 것이다.

가. 계측센서의 선정

(1) 전기저항식 변형률 게이지

변형률 게이지는 재료의 인장 또는 압축에 따라 게이지의 전기저항이 변하는 전기저항식 게이지가 일반적으로 사용된다. 변형률게이지에 의한 계측값은 부재의 결함 및 손상상채, 결선방법, 와이어의 길이 및 주변환경등의 영향을 많이 받으므로 센서 선정시 이러한 사항들을 고려하여 선정하여야 한다.

(가) 변형률 게이지의 선택

스트레인게이지는 주로 사용목적, 사용대상, 사용조건 등은 고려하여 선택하게 된다. 사용목적으로는 크게 변형률의 직접 측정 또는 로드셀(load cell), 압력계(pressure gage), 변위계(extensometer) 등과 같은 변환기(transducer)의 제자 등을 생각할 수 있으며, 사용대상과 관련해서는 재료의 종류, 대상 물체의 형상 등에 따라 알맞은 스트레인게이지를 선택해야 한다.

사용조건으로 고려할 사항으로는 측정하는 변형률의 크기, 사용시간 정적 또는 동적측정인지의 여부, 사용환경(고, 저온 환경, 전자기장 등) 등이다.

스트레인게이지를 선택할 때, 비교적 사용자의 선택 폭이 넓은 것이 스트레인게이지의 게이지 길이(크기)와 게이지 저항일 것이다.

① 게이지의 길이

국부적인 변화율을 측정하고자 할 경우에는 가능한, 짧고 작은 게이지가 좋은 것

이며, 넓은 범위에 걸쳐 평균적인 변형률을 측정할 필요가 있을 경우에는, 길고 큰 것이 좋을 것이다.

일반적으로 응력집중 과 관련하여 국부적으로 높은 응력이 발생하는 부분의 변형률을 측정하기 위하여 스트레인게이지를 사용하는 경우가 많으며, 이러한 부분에서는 측정하기 위하여 스트레인게이지를 사용하는 경우가 많으며, 이러한 부분에서는 응력 구배가 크므로, 작은 게이지를 사용하여도 실제보다는 작은 변형률이 측정될 가능성이 크다. 따라서 변형률의 분포에 대해서 충분히 고려하여 게이지를 고를 필요가 있으며, 또한 얻어지는 측정결과에 대해서도 검토할 필요가 있다.

스트레인 게이지는 어느 정도 큰 것이 다루기가 편하며, 온도 발산도 좋아 안정면에서도 유리할 것이다.

복합재료나 콘크리트와 같이 균질하지 않은 재료의 평균적인 변형률을 특정하여, 그 값을 대표치 등으로 사용하는 경우에는, 재료의 비균질성을 나타내는 특성 치수보다 훨씬 큰 게이지를 사용할 필요가 있다. 따라서 일반적으로 교량을 구성하는 재료에 따라 게이지를 선택할 때는 강교의 경우 짧은 게이지를 선택하고 콘크리트의 경우 길이가 긴 게이지를 선택하는 것이 일반적이다.

② 게이지 저항

게이지의 저항 크기는 12Ω이 대표적으로, 스트레인게이지용 각종 계기들로 이 12Ω을 기준으로 하는 경우가 많다. 근래에는 저항 350Ω, 500Ω, 100Ω이 되는 스트레인게이지가 시판되고 있어, 계기도 이에 맞도록 조정하여 사용할 수 있도록 되어있다.

게이지의 저항이 크면 여러 장점이 있으므로, 적극 활용하는 것도 좋다.

▸ 게이지의 저항이 크면

- 같은 전압을 주는 경우에는 흐르는 전류가 작아지므로, 열 발생이 작아져 온도 안정성이 좋아진다.
- 배선 등에 의한 저항이 게이지 저항에 비해 상대적으로 작아지는 효과가 있으므로, 전기회로 상의 배선 등의 영향이 작아지며, 또한 배선 저항의 온도 변화에 의한 출력신호 변동 영향 등이 작아지는 좋은 점이 있다.
- 게이지에 높은 전원, 전압을 줄 수가 있으므로, 같은 변형률 변화에 대해 큰출력전압을 얻을 구가 있어, 신호/잡음 비, 즉 S/N(signal/noise ratio)가

크게 향상된다. 정밀한 측정에 효과적이다.

- 반면 가격이 비싸며, 같은 게이지 길이에 대해 게이지의 크기가 커지는 경향이 있다.

(나) 변형률 게이지 특성

변형률 게이지의 종류별 특성은 다음과 같다. 일반적으로 형식에 따라 일반형과 방수형으로 구분되고 게이지 길이와 저항에 따라 강재용과 콘크리트용으로 나눌 수 있다. 그리고 측정 물리량의 종류에 따라 스트레인게이지의 격자와 구성이 달라지는데 이와 관련된 사항을 표로 나타내었다.

격자패턴	내용
Uniaxial	일반적으로 단방향 스트레인의 측정하기 위한 단방향 격자형식
Biaxial Rosettes	주변형률 방향을 알고 있을 때 주변형률을 구하기 위한 수직방향 격자형식
Three-element Rosettes	주변형률과 그방향을 결정하기 위한 3방향 격자구조. 일반적으로 0,45,90° 형식과 0,60,120° 형식이 있다.
Shear	전단변형률의 직접적인 표시를 위하 half-bridge 회로에서 사용.

일반적으로 로젯 게이지는 국부적인 상세부위의 응력변화 또는 상태를 구하기 위해 적합. 위 표의 경우 토목구조물뿐만 아니라 기계, 항공등 여러 분야에 적용되는 스트레인 게이지의 분류를 나타내는 것임을 참고하기 바람.

▸ 강재용 변형률게이지

- 형식 : 일반형, 방수형
- 게이지 길이 : 5mm, 6mm
- 게이지 저항값 : 120±0.4Ω, 350±0.4Ω
- 게이지 율 : 2.10~2.13±1%

- 자기온도보상 범위 : 10~100℃

▸ 콘크리트용 변형률게이지

- 형식 : 일반형, 방수형
- 게이지 길이 : 70mm, 100mm, 120mm
- 게이지 저항값 : 120±0.4Ω
- 게이지 율 : 2.10~2.13±1%
- 자기온도보상 범위 : 10~60℃

▸ 변형률게이지 선정시 유의사항

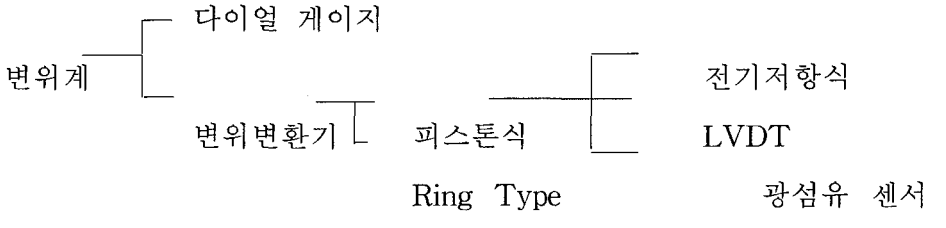
- 용도(콘크리트용, 강재용)
- 측정항목 및 위치(축응력, 주응력)
- 기후(일반형, 방수형)
- 측정범위
- 사용온도범위
- 정밀도
- 게이지 저항, 게이지 계수율
- 결선 방법
- 와이어 종류 및 길이
- 사용장비와 호환성 등

(2) 변위계

재하시험에서 변위계측에 이용되는 센서의 종류에는 다이얼 게이지, 변위 변환기 류들이 대표적인 계측 센서이다. 변환기는 변위가 발생함에 따라 피스톤의 움직임을 저항변화 및 전압변화 등으로 측정하여 변위로 변환하는 피스톤식 변위변환기가 일반적이며 세부적인 종류에서 스트레인게이지를 이용한 전기저항식 변위변환기, 전압변동을 이용한 LVDT (Linear Variable Differential Transformer)와 광섬유 센서를 이용한 광섬유 변위변환기 등이 있으며 판스프링의 변동을 strain gauge로 측정하는 Ring Type 변위변환기 등이 있다. 변환기란 입력에너지, 예를 들면

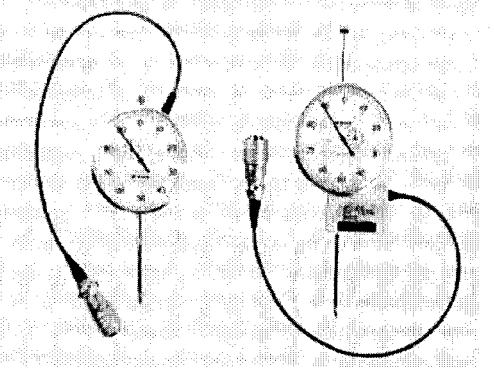
빛이나 소리의 에너지신호를 전기에너지 신호로 변환하여 꺼내는 기기를 말하며, 트랜스듀서(Transducer)라고 한다. 센서와 트랜스 듀서의 관계에서 중복되는 부분이 많기 때문에 센서 · 트랜스듀서라는 말을 많이 사용한다.

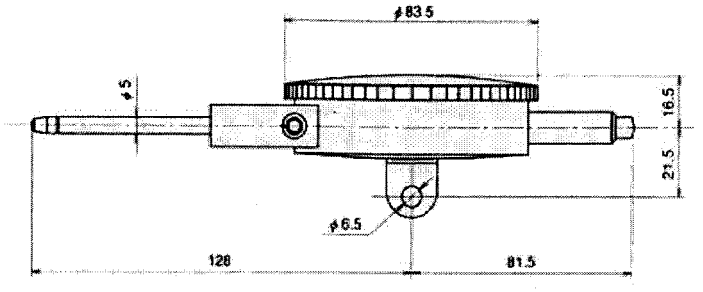
일반적인 변위변환기의 분류는 다음과 같다.

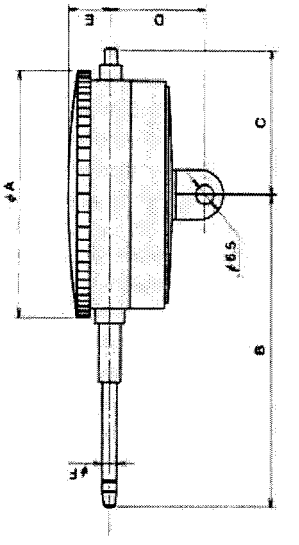


(가) 다이얼 게이지

다이얼 게이지는 직선적 이동량을 치차등에 의해 기계적으로 확대시켜, 지침 회전량의 변화, 분할되는 눈금판상에서 그 변위량을 읽어 내는 것이다. 다이얼 게이지에는 지침이 1회전 미만에서, 수십번 회전하는 하는 것 까지 있고, 측정이나 눈금판독이 빠르고, 편심이나 평면도 등을 용이하게 측정할 수 있는 특징을 가지고 있다 그러나 동적 측정은 불가능하다.







▶ Size

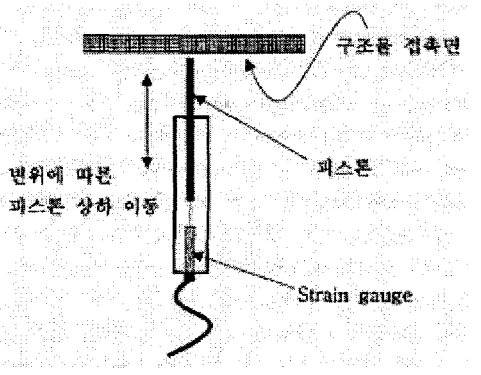
Type	A	B	C	D	E	F	무게(g)
DDP-10A	53	65	40.5	33	14.5	4	190
DDP-20A	66.5	90	41	33	14.5	5	340
DDP-30A	76	102	46	33	15	5	400
DDP-50A	As per the figure						500

(나) 피스톤식 변위변환기

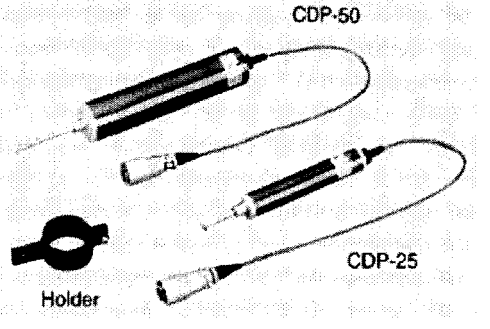
피스톤식 변위변환기는 구조물의 변위에 따라 측정면에 접촉되는 피스톤의 이동을 변환하여 변위를 측정하는 변위제를 총칭하는 것으로써 스트레인게이지를 활용하여 피스톤의 이동으로 발생하는 전기 저항의 변화를 변위로 변환을 하는 전기저항식과 코일의 전압변위로 변환시키는 LVDT(Linear Variable Differential Transformer)로 나눌 수 있다.

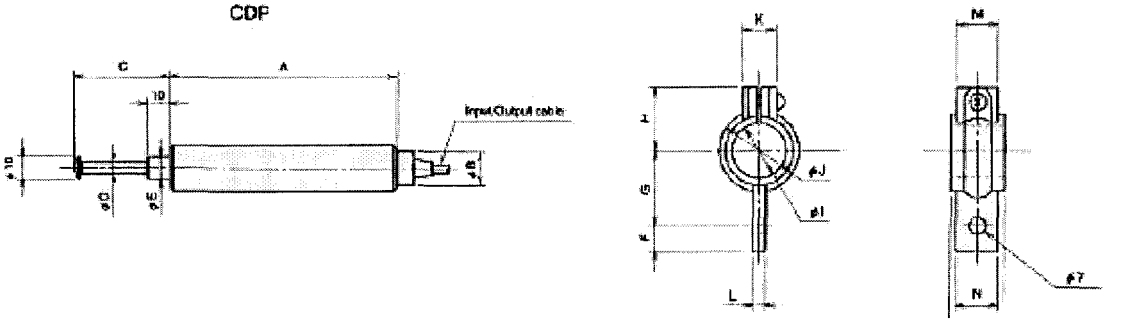
① 전기 저항식 변위 변환기

전기저항식 변환기는 변환기 끝의 피스톤이 측정 구조물에 접촉하여 구조물 변위에 의해 발생되는 피스톤의 이동량을 변환기 구체 내부의 스트레인게이지의 전기저항변화로 측정하고 이를 변위로 변환하는 변환기이다.



② LVDT(Linear Variable Differential Transformer)





LVDT는 기계적 직선 변위량을 전기신호로 변환한 변위 센서이다. 일반적으로 직선형 가변차도 변압기라고 하는데 절연된 튜브를 따라 3개의 코일이 대칭적으로 배치되어 있는 경우, 가운데 코일은 1차코일 , 나머지 양쪽 코일은 2차 코일로서 서로 반대 방향으로 감겨 있고, 직렬 연결되어 있다. 코어가 튜브를 통하여 이동하면, 그 변위를 계측하게 된다.

나. 계측센서의 설치

(1) 변형률 게이지의 설치

변형률 게이지는 앞선 선택요령에 따라 목적과 용도에 맞게 선택한다. 센서의 선택뿐만 아니라 재하시험시 부착의 오류로 인한 측정응답의 왜곡이 빈번히 발생하므로 설치시에 주의를 기울여 목적에 맞는 최적의 응답을 얻을 수 있도록 하여야 한다. 단계 부착과정과 부착 이후 검사과정을 거쳐 설치 불량의 오류가 발생하지 않도록 주의 하여야 한다.

(가) 부착위치 표시 : 선정된 게이지 부착위치에 정확히 부착하기 위해서 줄자나 표적 등을 이용하여 위치를 표시한다.

(나) 표면처리 : 부착하는 과정에서 불순물 등으로 게이지가 더럽혀지지 않도록 주의 하여야 한다.

① 강재 : 녹이나 도장을 그라인더 등을 이용하여 완전히 제거하며, 매끈하게된 경우 탈지면에 아세톤을 묻혀서 이물질이 묻어나오지 않을 때까지 부착면을 깨끗이 한다.

② 콘크리트 : 공극이나 균열을 피하고 표면을 매끄럽게 하되, 매끄럽지 못한 경우가 발생되면 순간접착제로 미세한 공극을 메우고 경화된 후에 Sand paper로 마무리한다.

(다) 표선 : 게이지 부착은 근접 작업으로 아무런 기준선 없이 작업하다 보면 응력방향과 일치되지 않는 수가 많이 발생된다. 각도오차가 발생되면 경사변형이 나타나게 되므로 자와 함께 연필이나 핀, 송곳 등으로 측정지점을 응력방향과 동일선상에 표선을 긋고 반드시 일정간격일 두고 재확인을 하여야 하며, 송곳을 사용할 때에는 너무 깊은 상처가 나지 않도록 주의한다.

(라) 접착제 바르기 : 게이지 자체의 부착면(베이스)을 확인 후 접착제를 바르며, 게이지 베이스에 소량의 접착제는 균등하게 퍼져있는 상태가 최적이다.

(마) 게이지 붙이기 : 표시된 표선과 나란하게 게이지의 중아선을 맞추어 각도오차가 생기지 안도록 여유를 갖고 조심스럽게 붙이며, 폴리에틸렌 필름으로 약 30~60초간 적당한 손바닥 압력을 유지하면서 가압하여 부착 후 약 1시간 정도 지나면 안정도가 높은 측정이 가능하지만, 가능하면 25시간 이상 경과한 후 측정한다. 측정면의 온도가 낮은 경우나, 공극이 많은 경우에는 지압시간을 길게 하며, 온도가 10℃이하의 경우에는 가능한 측정면을 가열하거나, 경화촉진제를 병행하여 사용한다. 만일, 게이지에 무리한 힘으로 무리한 힘으로 미끄

러지게 해서 방향이 수정되면 불완전 부착으로 인한 오차가 발생되므로, 과감하게 떼어내고 초기상태로 표면처리를 한 다음 다시 붙인다.

(바) 접착상태 검사 : 게이지를 붙인 후에 테스터기, Digital Strain meter 등으로 저항을 Check하며, 저항값이 안정된 수치를 나타내는 여부에 따라 접착상태의 불량·가용상태를 파악할 수 있다. 게이지에 Read wire가 없는 것은 소정의 위치를 Terminal을 접착시킨 후 핀셋 등으로 연결하고 납땜한다. 이때, 불안정한 연결 또는 게이지에 과대한 열을 가하거나, 측정물체와의 합선 등은 계측값에 오차가 발생하므로 납땜 작업은 각별한 주의가 필요하다.

(사) 방수·방습 처리 : 게이지 부착 후 표면과 주변부를 깨끗이 닦아주며, 접착된 게이지를 그대로 두게 되면 외부의 Noise 수분의 흡수, 게이지 표면의 외부 노출로 인한 손상의 우려와 측정전 게이지에 습기가 차면 선 사이로 전기가 세어 저항값이 변화를 주게 될 뿐만 아니라 접착력도 약화되어 측정에 오차를 주게 된다. 방수·방습처리는 방수처리제를 도포 후 절연테이프로 마감 처리한다.

(아) 리드와이어의 연장 및 결선 : 게이지나 브리지박스로부터 동·정적 변형측정기가 있는 측정장소까지 리드 와이어리 연장하고 결선을 한 후 결선 부분에 납땜처리를 하며, 납땜을 한 부위는 비닐 절연테이프로 마감 처리한다. 1Gauge 3Wire 결선은 Gauge측의 피복선을 벗겨 한 개의 선과 나머지 두 개의 선을 분리하고 두선은 서로 꼬아서 연결한다. 결선 시 리드와이어의 압력선과 출력선의 색을 미리 약정하여 혼돈하지 않도록 주의한다.

(자) 저항 Check : 측정된 계측값 분석 시 저항 변화로 발생된 측정오차의 보정을 위하여 게이지로부터 계측기까지 연장시킨 리드와이어 끝단의 저항값을 Check한다.

(차) 리드와이어의 정리 : 계측 중에 발생할 수 있는 상황으로 리드와이어가 당겨지거나, 처지는 형상 등으로 부착된 게이지에 직접적인 손상이 가해지지 않도록 게이지와 리드와이어 사이에 터미널 사용과 손상방지를 위한 고정작업은 필수적이며, 브리지(완결회로)박스를 이용하는 경우는 접속단자를 깨끗하게 유지하여야한다.

(카) 일반사항 : 게이지 윗면에 보호피막을 했을 경우에는 피막의 압축률, 두께, 경도 및 균일 등에 의한 영향을 받으며, 게이지 상면에 직접 부드럽고 균일한

압력을 가했을 때에는 영향이 거의 없으나, 단단한 수지를 겉에 발랐을 때는 겉보기스트레인이 발생한다. 전기적인 영향으로 게이지 베이스 접착제의 절연성 저하는 게이지 저항에 병렬저항으로 가산되어 게이지의 합성저항을 변화시키는 겉보기스트레인이 발생한다. 콘크리트용과 강재용은 부착표면의 차이로 인해 부착방법에 약간의 차이를 가진다.

(2) 변위계의 설치

일반적으로 변위 변환기는 주형 하부에 설치하여 계측을 수행하고 있으며 재하시험 대상경간의 조건에 따라 설치하는 대표적인 방법에 대해서 살펴보면 다음과 같다.

(가) 교하공간이 도로 또는 평지의 경우

① 조립식 비계설치 : 교하공간의 높이가 2 ~ 10m 정도

② 처짐대(봉) 설치 : 교하공간의 높이가 2 ~ 15m 정도

③ 강선 설치 : 교하공간의 높이가 2 ~ 20m 정도

(나) 교하공간이 높거나, 수면일 경우

지그판 또는 경사계를 설치하여 계측

다. 현장 계측에 영향을 미치는 요인

재하시험을 위해서 적용가능한 센서는 크게 변형률 센서, 변위센서 그리고 가속도 센서로 대별된다. 변위센서와 가속도 센서는 계측환경에 따라 영향을 거의 받지 않는 센서들이고 오히려 부착과정의 오류등을 통해서 왜곡된 결과를 얻는 경우가 많다. 그러나 주로 사용되고 있는 전기저항식 변형률 게이지의 경우는 온도 습도 및 부착상황과 전자기적 특성에 따라 민감하게 반응을 하게 되므로 이에 따른 원인을 파악하고 대책을 마련하여야 한다.

교량 구조물의 변형율 측정을 위하여 변형을 게이지를 관련 변형을 증폭기(Signal Conditioner)와 연결하게 된다.

변형율 게이지로부터 발생되는 변형율 값의 전기적 신호는 매우 낮은 값(Quarter

Bridge, 게이지 Factor=2.0에서 1,000με의 물리량 값은 0.5mV/V 발생함.)이므로 매우 적은 변형을 값이 50με 전후 값을 측정하고자 할 경우의 전기적인신호 값은 (0.5mV/V x 5V x 50 με)/1,000 με =0.125mV=125μV(Excitation 5V) 전후의매우 미약한 신호가 발생한다.

미약한 신호는 변형율 게이지(or Sensor)와 장비 사이의 리드와이어 저항 등 특성에 따라 신호 감쇄현상과 내·외부 잡신호(Noise)의 침투 등으로 인하여 실제 측정값과 혼합되어 정확한 측정값 취득이 불가능하게 되는 경우가 빈번하게 발생 하며, 이를 최소화하기 위하여 다음 사항을 유의하여 적절한 대비를 하여야 한다.

- ▸ 리드와이어는 가능한 굵은 동선을 사용하여 선의 저항값을 극소화
- ▸ 내·외부 잡신호 침투를 최소화하기 위하여 차폐 가능한 선(Shielded wire)을 선택
- ▸ 리드와이어들은 두가닥씩 꼬여있는 선(Twist Pair Cable)을 사용
- ▸ 가능한 리드와이어의 길이를 최소화할 수 있는 방법 모색

(1) 변형률 게이지

(가) 온도보상법

접착저항 변형율 게이지를 사용하여 분석한 응력 측정값의 정밀도는 환경, 재질, 시간, 회로, 측정기 등의 영향을 받으며, 그 중에서도 가장 큰 인자로서는 측정 중의 온도 변화에 의한 정적 스트레인 값의 변화이다. 게이지를 측정하고자 하는 곳에 접착하여 스트레인을 가하지 않은 상태에서도 온도의 변화에 따라 저항값이 달라지는데, 이것을 온도에 의한 겉보기스트레인 이라고 한며, 이에 대한 보상방법은 다음의 3가지가 있다.

① 회로에 의한 방법

저항변화 또는 전압변화를 통해서 외부로부터 발생되는 스트레인에 해당되는 것을 스트레인 게이지에 대한 열스트레인과 상쇄시키게 하는 시스템이다.

- ▸ 액티브 - 더미법(Active - Dummy)

더미(Dummy)에 의한 방법은 스트레인 게이지의 온도보상으로서는 가장 기본적

인 방법이며, Active 게이지(측정용 게이지)를 시험부위에 접착하고 더미게이지(온도보상 게이지)는 시험부위와 같은 재질 시험편에 접착한다.

더미 게이지는 물리적으로 액티브게이지와 같은 외부 온도하에 있고 기계적인 스트레인만을 받지 않게 배치하며, 응력을 가하지 않을 때는 같은 온도 조건이 된다.

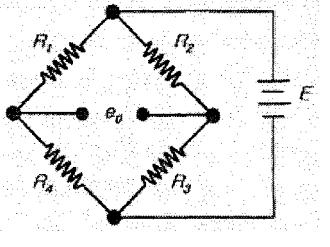
액티브와 더미게이지는 다음과 같은 조건을 만족시켜야 한다.

- 액티브게이지는 스트레인과 온도에 따라서 저항변화를 발생
- 더미게이지는 스트레인을 받지 않고 온도만을 받아서 저항변화를 발생
- 양게이지의 저항온도계수, 선팽창계수, 게이지율은 동일
- 양게이지는 동일한 측정재료에 접착되고 동일 온도 조건하에 방치

▸ 휘이트스톤 브리지회로(완결회로 박스)

휘이트스톤 브리지(Wheatstone bridge)는 전기측정법 상에서 미소저항 측정회로뿐만 아니라, 스트레인 게이지가 가진 온도계수에 의한 오차를 서로 상쇄시키는 역할도 하므로 스트레인 측정과 변환기의 회로는 휘이트스톤 브리지를 형성 시켜서 측정하게 되어 있다.

휘이트스톤 브리지는 게이지의 온도계수 보상을 할 뿐만 아니라, 제조상 피할 수 없는 게이지 하나하나의 저항값의 차로 인해서 생기는 출력, 또는 일정한 스트레인 기준으로 그 기준 이상의 스트레인을 측정할 경우에도 비교적 쉽게 회로적으로 보상이 가능한 이점을 가지고 있다.



위 그림은 휘이트스톤 브리지회로(완결회로)이며, 출력단자 e0의 Output이 Zero 가되기 위해서 다음과 같은 식이 주어진다.

$$R_1/R_4 = R_2/R_3 \text{ (Bridge Balance Equation)}$$

여기서, 휘이트스톤 브리지의 저항 R_1, R_2, R_3, R_4중에서 변형율 게이지를 연결하면 측정하고자하는 구조물의 변형율을 전기적 신호인 Volts로 측정을 할 수 있다.

② 자기온도보상형 게이지에 의한 방법

자기보상법은 스트레인 게이지 자신의 저항온도계수를 제거함으로써 실질적으로 발생하는 열스트레인에 대한 감도를 최소로 하는 방법이다.

게이지에 의한 측정의 큰 장애가 되는 것은 온도에 의한 Zero Drift 문제이며, 게이지는 변형율에 의해서만 아니고 온도에 따라서도 저항변화가 생겨 외관상 변형율을 발생시키게 되어 Zero Drift를 일으킨다.

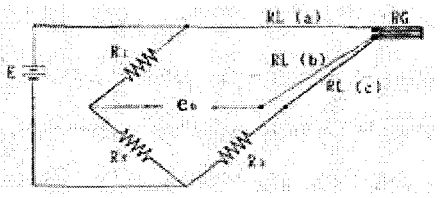
이 영향을 제거하기 위해서는 종래에는 Active Dummy법이 사용되었지만 최근에는 자기온도보상형 게이지(Self Temperature Compensation 게이지)를 많이 사용하고 있다.

최근 변형율 게이지 Element의 재질은 동, 니켈합금 등의 사용으로 온도계수를 Control하거나, 이중 재료를 이용하여 온도계수를 0 또는 대단히 작은 게이지를 만들며, 이것을 자기온도보상형 게이지라 한다. 최근의 변형율 게이지는 특수한 것을 제외하고는 모두 이 형식으로 되어 있으며, 자기온도보상 게이지의 적용 장소 및 이점은 다음과 같다.

- 측정 중에 온도변화가 발생하여도 그 영향이 작으므로 장시간 안정된 측정가능.
- 온도보상을 위한 별도의 Dummy 게이지 불필요
- 온도변화에 파라 영점이동이 작고, 미소 변형율의 측정정도 향상
- 피측정재료의 표면에 큰 온도 분포차이가 있는 경우에도 온도영향이 적게 측정 가능

③ 리드와이어(Lead wire) 결선 방식에 의한 방법

Lead wire의 길이가 길어져도 출력전압의 영점조정이 용이해지며, 주변 온도에 대한 Lead wire의 저항 변화를 서로 상쇄시키는 결선 방법이다. 1게이지 2wire 결선 방식의 온도 영향을 배제하는 방법이 1게이지 3wire 결선 방식이다. 리드와이어 RL은 각기 브리지의 1변에 들어가 있는 상태로 만일 같은 재료, 같은 길이의 것을 사용한다면 리드와이어의 저항값이 온도로 인해서 변화하여도 출력의 밸런스(balance)는 취해진다.

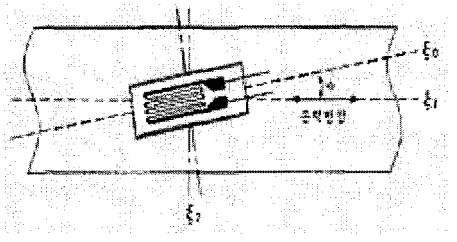


(나) 변형율 게이지 부착에 따른 영향

변형율 게이지 응용은 게이지의 부착으로부터 시작되며, 보다 정확한 부착이 측정한 데이터의 신뢰성을 높여주게 된다.

① 부착된 변형율 게이지의 각도 오차

부착하는 게이지는 응력방향으로 측정목적에 부합되는 신중한 부착이 요구되며, 게이지의 크기가 작은 Steel 게이지 일수록 더 세심한 주의가 요구된다.



접착된 변형게이지가 그림과 같이 각도 오차가 발생하면 이의 영향으로 주변형 e1에 대하여 각도 Ø정도로 경사된 변형 ε0가 발생하여 다음 식으로 나타난다.

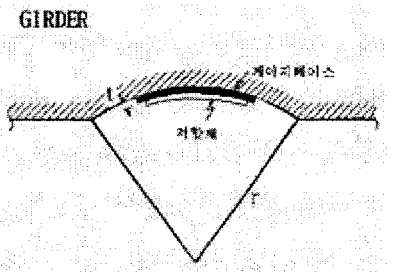
$$\varepsilon_o = \frac{1}{2}\{(\varepsilon_1+\varepsilon_2)+(\varepsilon_1-\varepsilon_2)\cos\Phi\}$$

만일, 단축응력 상태의 시작에서 ε2=-νε1(V는 포아손비)이 되면

$$\varepsilon_o = \frac{1}{2}\{1-\nu+(1+\nu)\cos 2\Phi\}$$

② 곡면 부착의 영향

강교에서 스트레인게이지 부착 피첩면의 페인트나, 녹을 제거하기 위해서 그라인딩으로 청결 작업하는 과정에서 측정면이 오목한 곡면의 형상으로 표면처리 된 부분에 게이지를 접착하였다면 저항값의 변화를 가져와 계측 오차를 유발시킨다.



그림과 같이 곡면에 접착된 게이지의 저항소자에 발생한 변형을 ε_c라고 할 때 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\epsilon_c = \frac{t}{2r+t}$$

여기서, t : 게이지 베이스 및 접착제층의 두께

r : 게이지 접착면의 반경

③ 응력집중 부분의 부착

교량 재하시험에 있어서 변형게이지는 상부구조의 주형에 부착하는 경우가 대부분으로 주형의 단면 급변화부 또는 가로보와 일치되는 부분들은 응력이 집중되는 현상이 나타나므로 이러한 부분들에 대해서는 일정한 거리를 이격하여 게이지를 부착하여 측정하는 것이 바람직하다.

(다) 습도에 의한 영향

측정값의 오차는 온도변화로 생기는 스트레인의 오차 다음으로는 습도에 의해 발생되는 영점 이동이다. 습도가 높은 곳이나, 우기 때에는 이 점에 대해서 충분한 배려가 필요하다. 습기 또는 수분에 의해서 저항소자가 전기분해 또는 부식을 일으켰을 때는 저항값의 변화가 생기고 때에 따라서 단선도 된다. 일반적으로 실내에서 짧은 시간의 계측에 있어서 게이지에 방습처리는 필요 없다고 할 수 있으나, 장시간 또는 현장 재하시험 계측에서는 방습처리가 필수적이다. 특히, 콘크리트 표면에 게이지의 부착에 있어서 콘크리트 표면의 건조상태, 측정기간의 장 · 단, 측정장소의 환경 등을 고려하여 게이지 밑바닥의 콘크리트표면에 폴리에스테르 지수 등의 바닥칠을 하던가 해서 콘크리트 내부로부터의 습기에 의한 절연의 저하를 방지한다.

(2) 리드 와이어(Lead Wire)

(가) 결선 길이에 대한 영향

부착된 게이지로부터 리드와이어를 측정기까지 연장하였을 때, 1게이지법, 2게이지 법 등의 경우는 게이지에 직렬로 저항이 부가되어 나타나게 리어 게이지율이 저하하며, 또한, 1게이지 3wire 결선방식과 풀브리지(4게이지법, 변환기)의 경우는 브리지 전압도 저하하게 된다.

(나) 직사광선에 의한 영향

계측 수행 중에 노출되어 있는 리드와이어에 직사광선 또는 기타의 원인으로 온도가 상승하면 계측 오차를 유발한다. 따라서, 현장 계측에서 게이지는 물론이며, 노출된 리드와이어 자체의 온도상승 영향이 계측간에 큰 영향을 미치므로 계측시 리드와이어의 관리에 세심한 주의가 필요하다. 일반적으로 현장 계측에서 변형게이지에 대한 온도보상은 비교적 양호하제 이루어지고 있으나, 직사광선에 노출된 리드와이어에 대해서는 상대적으로 등한시하는 경향이 있다.

(다) 노이즈(Noise)의 영향

변형율(변형율)의 값은 변형율 게이지에서 발생되는 매우 미소한 전기적 신호로 변환된다. 이 전기적 신호에 계측기의 내·외부에서 잡신호가 혼입되면 원하는 Signal에 대한 계측오차를 발생시키므로 전기적 Noise를 제거시켜 주어야한다.

현장 계측에서 Noise에 대한 근본적인 문제를 완전히 해결하는 것은 어려움을 내포하고 있으나, 사용되는 Lead Wire와 계측기에 확실한 Earth Ground를 취하면 상당한 Noise 감소 효과를 얻을 수 있다.

만일 Noise가 조절되지 않는다면, Noise는 스트레인 신호들의 부정확한 결과와 판독으로 오차를 유발하며, 또한, 반복될 경우 스트레인 신호들은 전혀 알아볼 수가 없게 된다.

일반적인 Noise 발생요인을 살펴보면 다음과 구분할 수 있다

- AC power lines(60Hz) : 전류공급선에 의한 영향
- Motors and Motor Starters : 자동차 시동에 의한 영향
- Transformers : 변압기에 의한 영향

- Relays : 접속코드의 전자파에 의한 영향
- Generators : 발전기에 의한 영향
- Rotating and Reciprocating Machinery : 동력기에 의 한 울림의 영향
- Arc Welders : 아크용접 광선에 의한 영향
- Vibrators : 진동에 의한 영향
- Radio Transmitters : 라디오 주파수에 의한 영향
- Electrical Storms : 자기폭풍에 의한 영향
- Soldering Irons : 계측 중에 납땜에 의한 영향

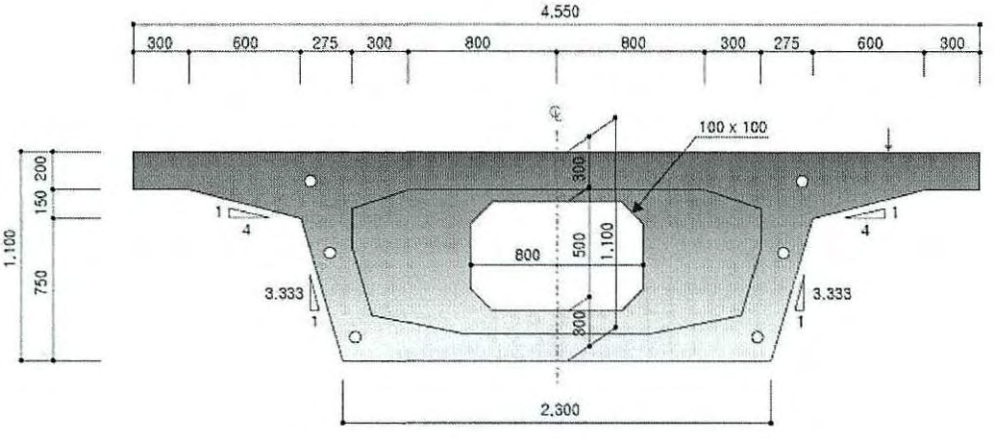
Noise 발생 요인은 Electrostatic(정전기)과 Magnetic(자기)으로 구분되며, 계측기의 사용에 있어서 발생되는 Noise를 억제하기 위해서는 근본적인 발생 요인을 제거하는 것이 필요하다.

5. 실험체 제작

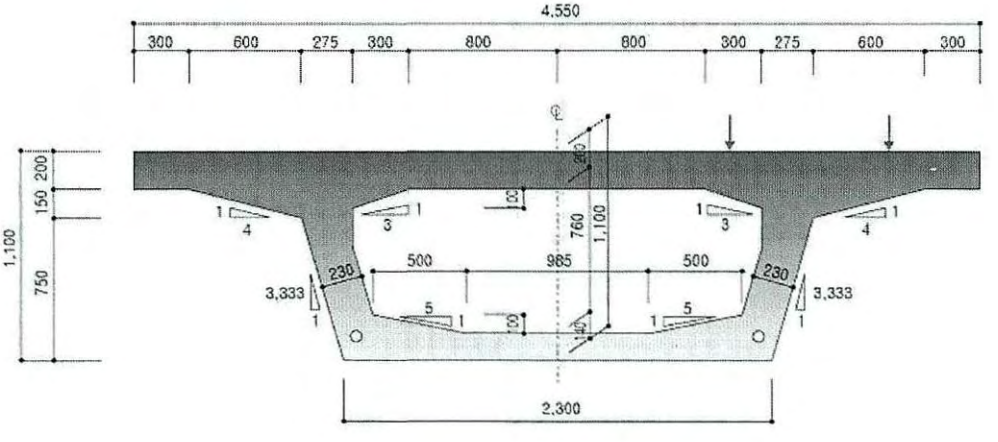
실험체는 PSC Box 곡선교의 설계 및 시공 경향에 따라 연속교로 제작되며 경간 수는 3경간으로 한다. 실험 대상은 실제 교량의 1/2 축소 모델로 경간 45m, 교폭이 4.55m의 모형을 제작한다.

가. 실험체 제원

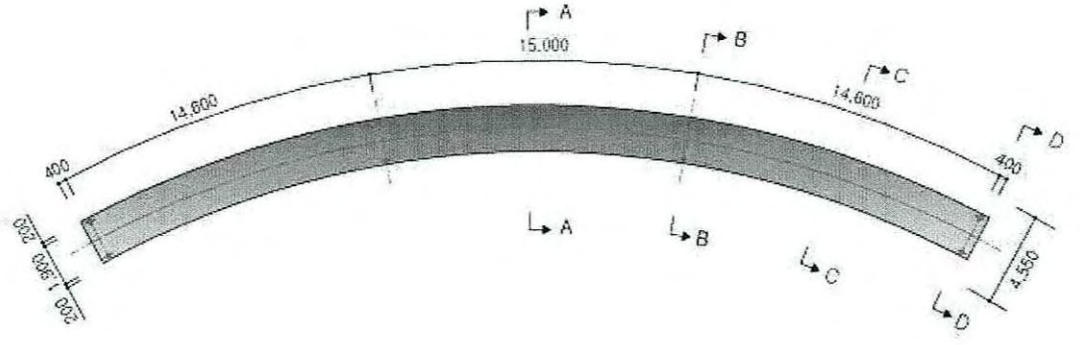
① 표준횡단면도 지점부 (단위 : mm)



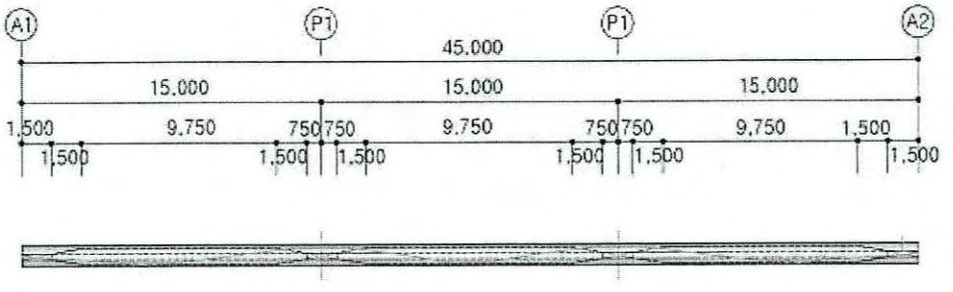
② 표준횡단면도 중앙부 (단위 : mm)



③ 평면도 (단위 : mm)

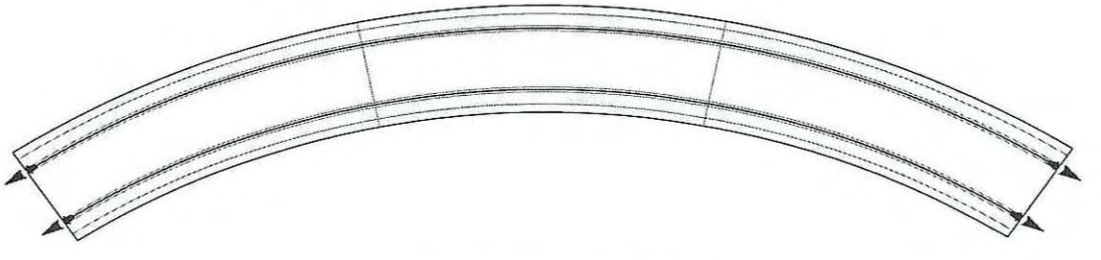


④ 측면도 (단위 : mm)

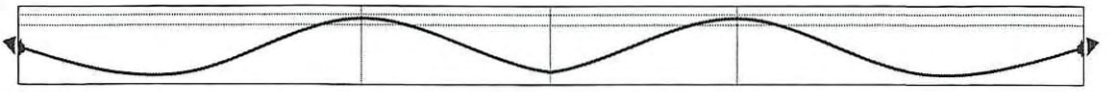


나. 텐던 배치방법 및 프리스트레스량

시공 현실을 고려하면 경간별 시공 이음부에 따라 인장 및 고정 정착구가 배치된 형태의 Tendon배치를 적용하여 실험체를 제작하여야 하나, 실험체의 규모와 인장력 도입을 위한 정착단의 설치가 난해한 것을 감안하여 3경간 연속 Tendon으로 배치되는 것으로 가정하여 실험체를 제작한다. 강연선은 SWPC 7B 15.2mm 규격의 강연선을 사용하며 인장 후 시멘트 그라우팅한다.



<Tendon 배치 평면>



<Tendon 배치 종단면>

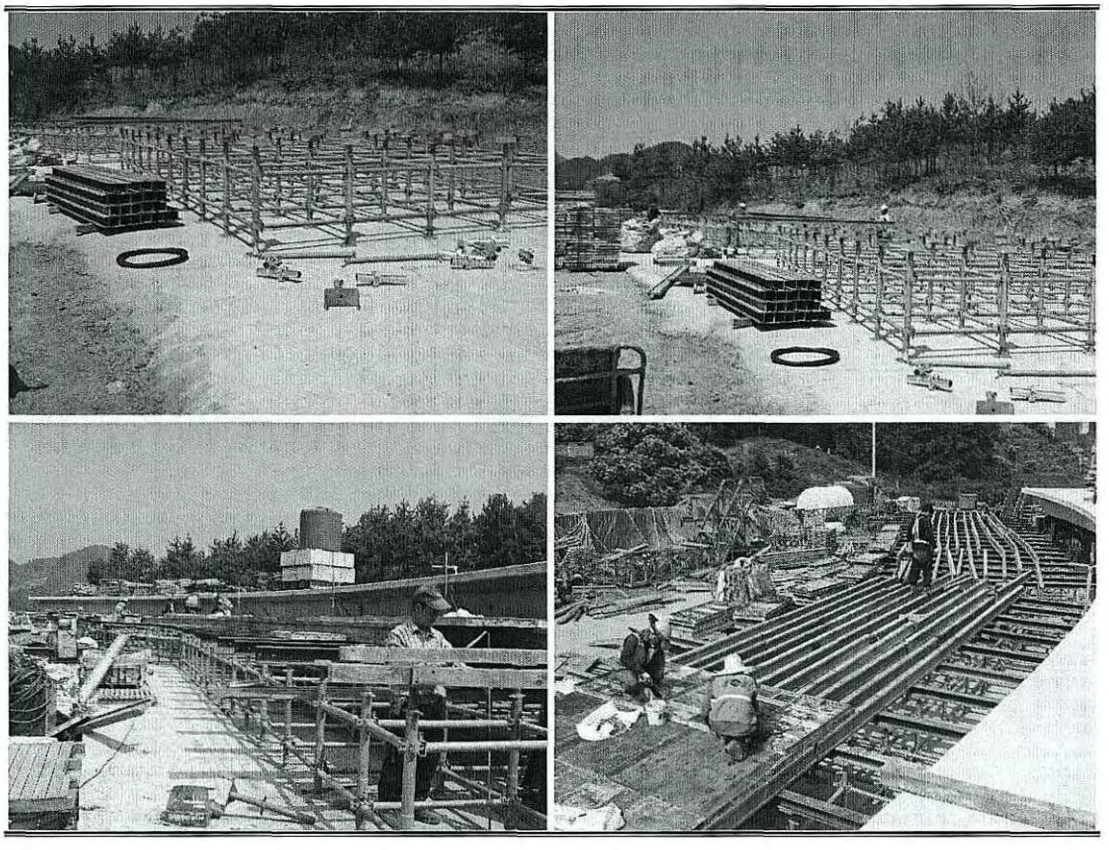
	내측 긴장력	외측 긴장력	비 고
1차 실험체	524.12kN (175.04kN × 3EA)	524.12kN (175.04kN × 3EA)	기존 설계방식 (내·외측 동일)
2차 실험체	351.83kN (175.915kN × 2EA)	698.41kN (174.602kN × 4EA)	새로운 설계법

1차 실험체는 기존의 설계시공 방법에 따라 설계 긴장력이 내·외측 525.12kN(175.04kN × 3EA)으로 동일하게 설계 시공되었으며, 2차 실험체는 1차 실험체에 비하여 내측긴장력은 33%감소, 외측 긴장력은 33%증가 하여, 내측은 351.83kN(175.915kN × 2EA), 외측은 698.41kN(174.602kN × 4EA)의 긴장력으로 설계 시공되었다.

다. 실험체 제작 공정

(1) 부지정리, 기초치환, 버림콘크리트 타설, 가교각 설치, 동바리 설치

실험 대상 구조물의 안전과 정확한 실험을 위하여, 실험체의 제작 이전에 지반 보강이 필요 하였다. 본 과제에 사용할 실험체의 자중이 약 213tonf 이며, 3경간 연속교로 특정 지점에서의 지반침하는 실험체 전체의 이상 거동을 유발할 수 있기에 1.5m 쇄석 치환을 하였으며, 두께 0.5m의 콘크리트 매트 기초를 시공하였다.

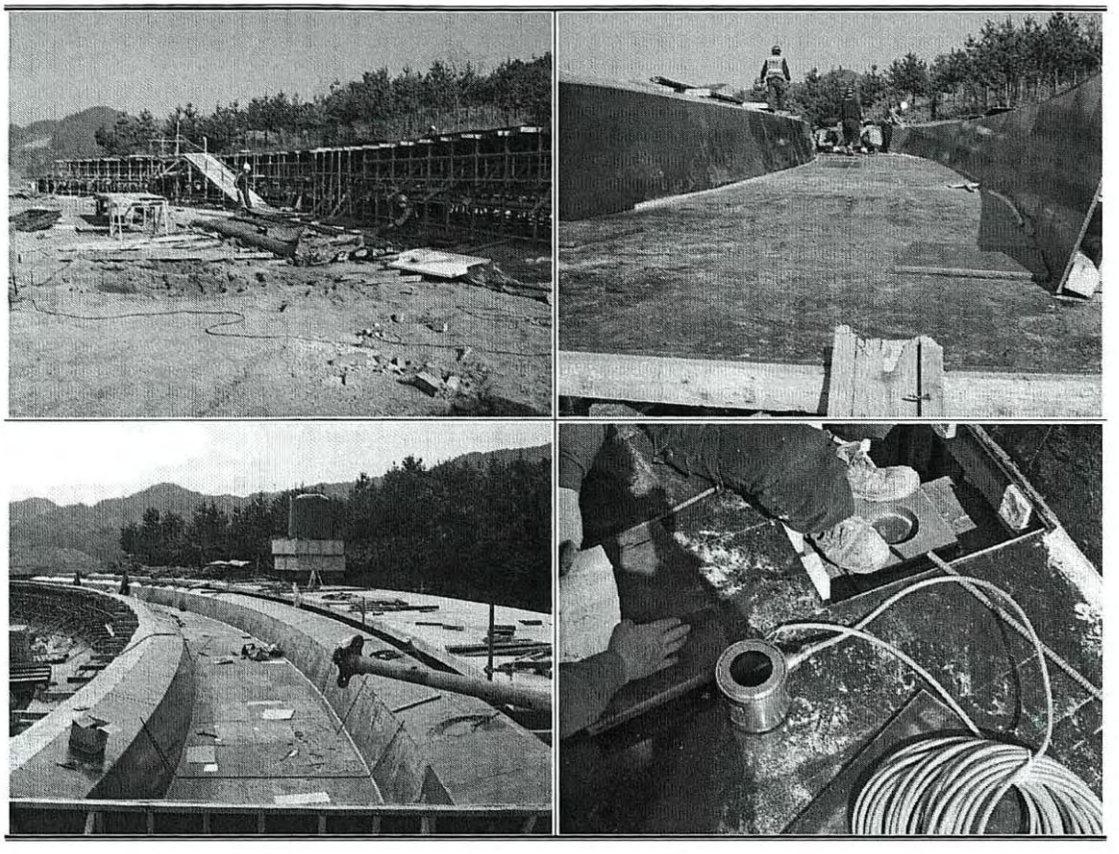


(2) 외부 거푸집 설치 및 Load Cell 설치

콘크리트 타설을 위한 하부 및 측면 거푸집의 설치과정에 실험체의 하중이 지점으로 전달되는 과정을 직접적으로 측정할 수 있도록 지점부에 전기식 하중계(Load Cell)를 설치하였다.

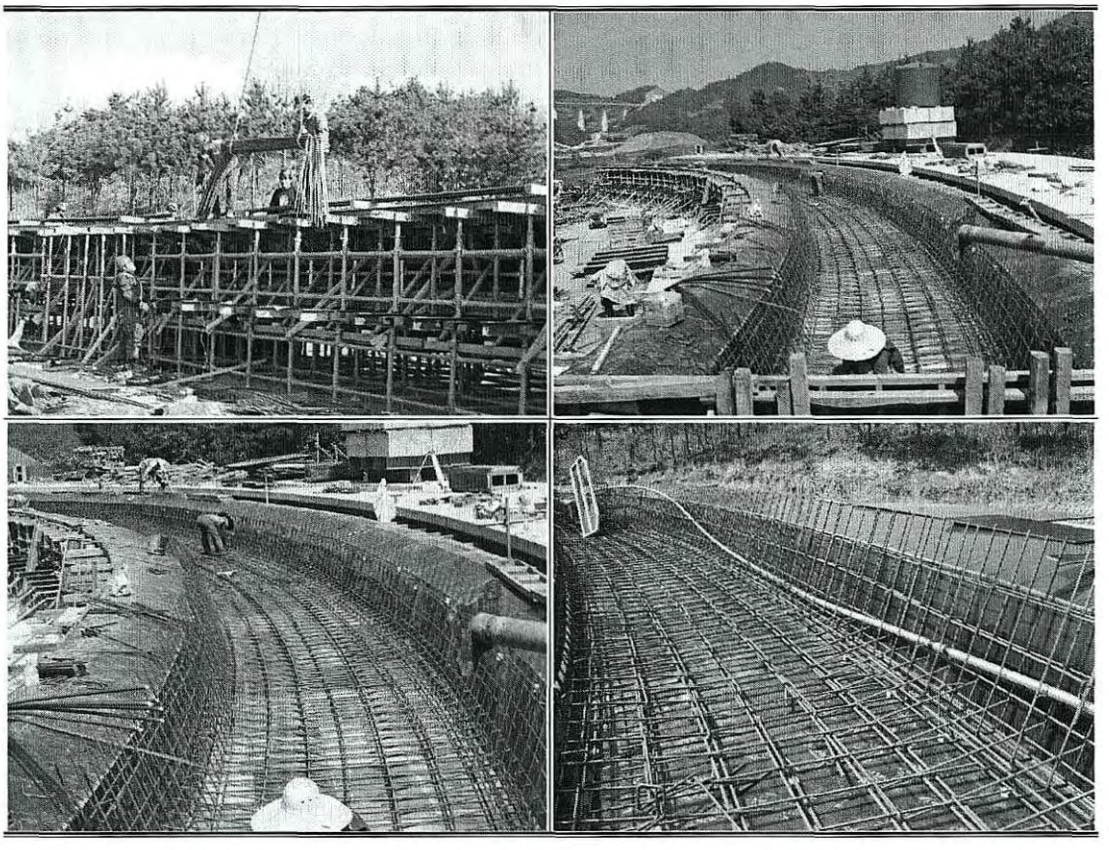
1차 실험체의 경우 실험체가 좌우 대칭임을 고려하여 전체 8개의 지점중 4개의 지점부에만 Load Cell을 설치하여 측정하였으나, 4개의 지점에서 측정되는 지점반력의 값이 해석치와 정확하게 일치 하지 않는 현상이 발생하였기에 2차 실험체에는 8개 지점 모두에 Load Cell을 설치하여 측정하였다.

사용된 Load Cell의 경우 장비가 고가이며, 허용 하중의 크기에 따라 장비의 가격이 달라지는 점을 고려하여, 선행 해석을 통해 산출한 지점 반력의 크기를 고려하여 경간중앙부 지점과 단부 지점의 Load Cell의 용량에 차별을 두어 장비구입비를 절감 하였다.



(3) 철근 배근 및 덕트 설치

외부 거푸집의 제작 완료후 실험체 내부에 철근을 배근하였으며, 이단계에서 긴장용 강선의 매립을 위한 덕트를 설치·고정 하였다. 덕트의 경우 텐던의 배치에 직접적으로 영향을 주기 때문에, 콘크리트의 타설시 위치의 변동이 발생되지 않도록 주의하여 고정해야 하며, 강선의 투입 및 긴장이 용이하도록 내부면적을 고려하여 그 크기를 결정해야 한다.



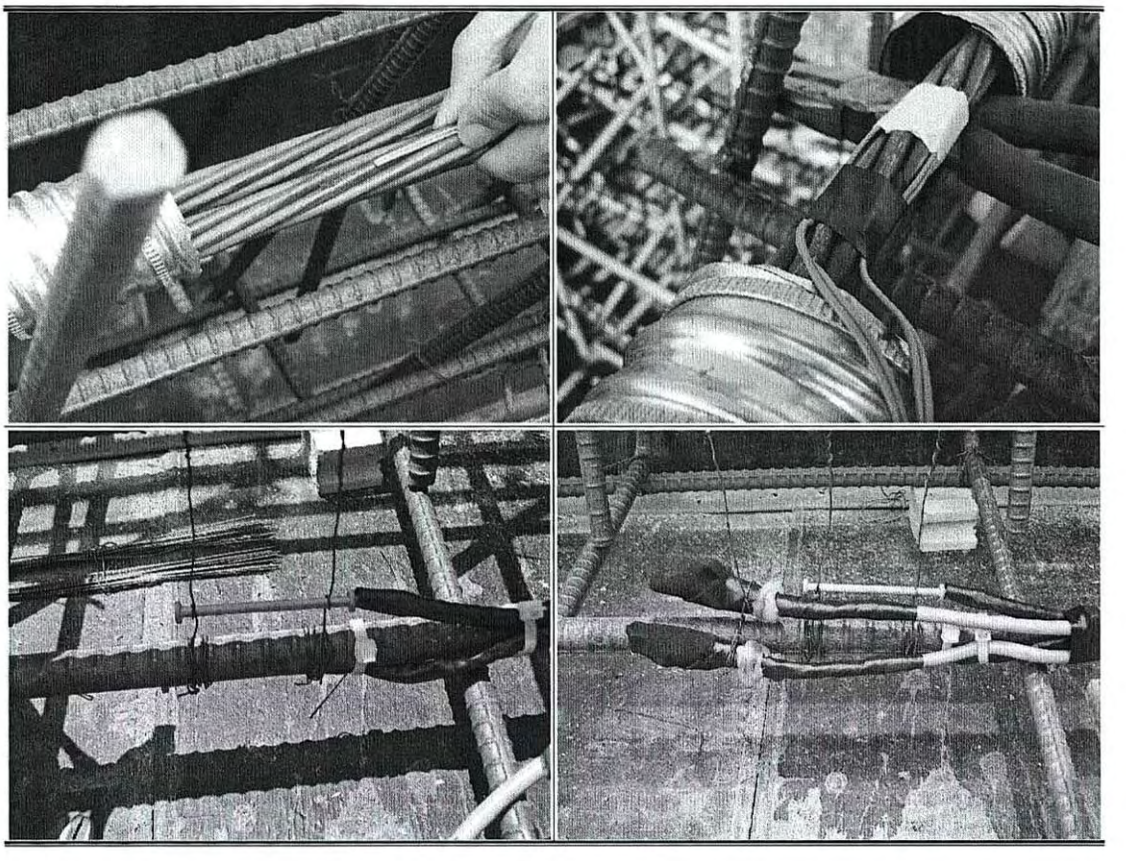
④ 매립형 게이지 부착

실험체의 거동을 계측하기 위한 게이지 가운데 실험체 내부에서의 콘크리트 응력, 내부 습도 분포 그리고 텐던의 긴장력 측정을 위한 게이지를 콘크리트 타설 이전에 설치하였다.

내부 매립형 게이지의 경우 타설이후 교체가 불가능하기 때문에 게이지 보호 및 유실에 대한 보안책이 반드시 필요하다.

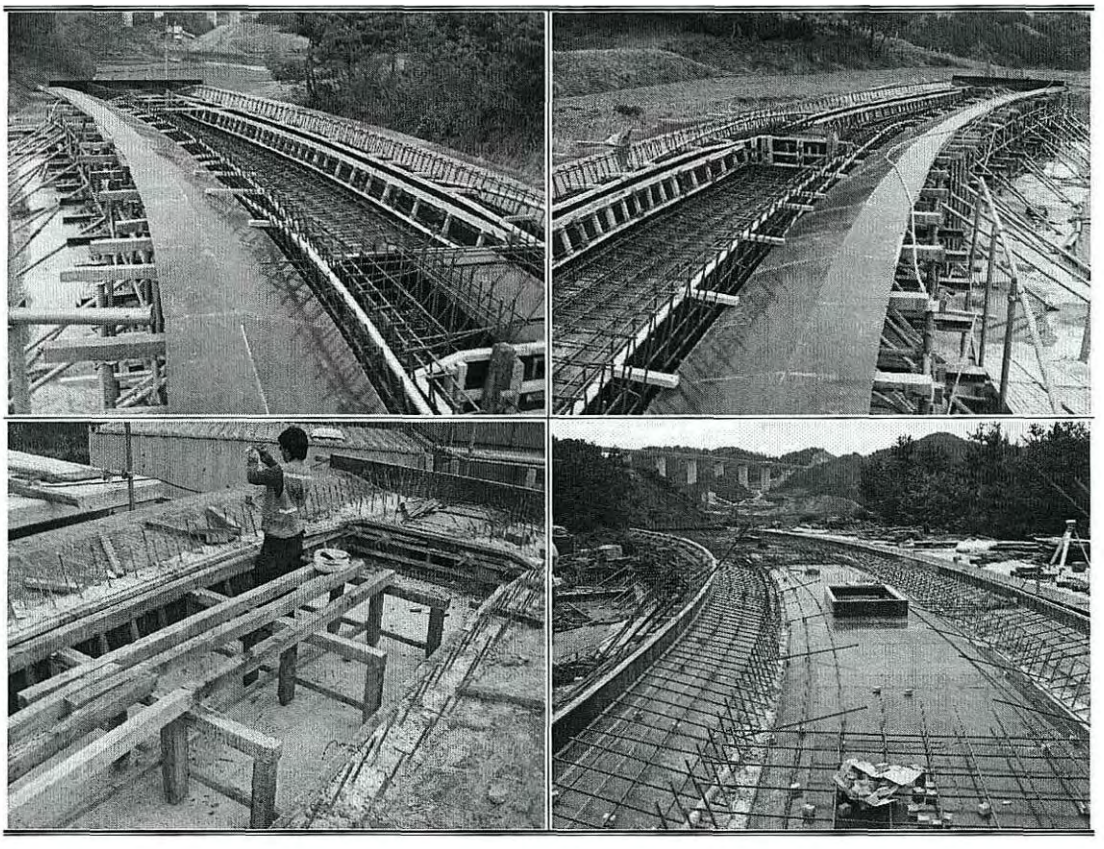
콘크리트 게이지는 콘크리트 타설의 충격과 진동 다짐봉의 충격을 최소화 할 수 있는 철근과 철근 사이에 설치하였으며, 시공 시간이 다소 지연되었으나 게이지 설치 위치에서는 타설과 다짐의 속도를 늦추어 시공하였으며, 충격에 의해 게이지의 위치가 변동되지 않도록 리드선의 강성을 높일 수 있게 테이핑 후 철근에 고정하고 게이지 보호용 케이스를 철근과 철근사이에 완벽히 고정시킨 후 타설 및 다짐 작업을 하였다. 강선에 설치하는 표면 부착형 게이지 역시 강선의 긴장 및 그라우팅 작업과정에서 리드선의 단락으로 인한 게이지 유실을 막기 위하여 부착형 게이

지 설치 방법에 따라 표면처리후 접착하였으며, 방수 코팅을 통하여 콘크리트내부의 수분에 의한 게이지 손상을 방지하였다. 긴장시 텐던의 이동을 최소화 하기 위하여 순차적인 양단 반복긴장을 수행하였으며, 덕트 내부에 리드선의 여유를 두어 텐던의 이동시 리드선의 단락을 방지 하였다.



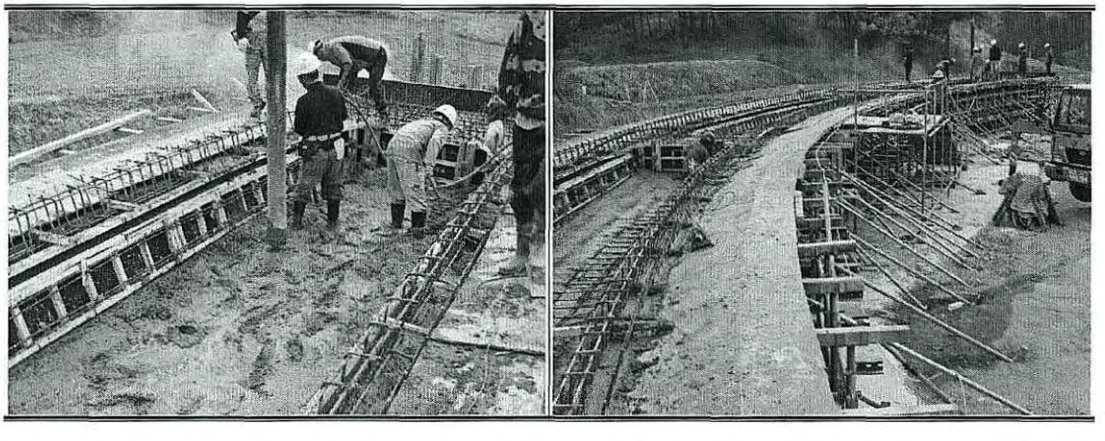
(5) 내부 거푸집 설치 및 철근배근

철근배근 및 덕트의 설치·고정이 완료된 이후 복부 내측벽을 형성하기 위한 거푸집과 철근을 추가 설치하는 과정이며, 이 과정에서 덕트의 위치 변화가 발생하지 않도록 주의 해야 한다.



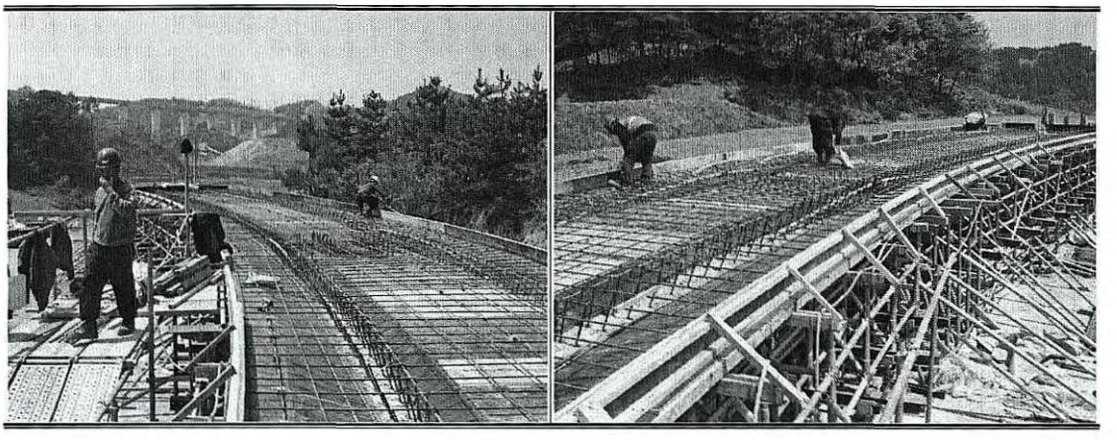
(6) 1차 콘크리트 타설

일반적인 실험체의 시공이라면 특별한 주의점 없이 진행되는 단계이지만, 본 과제에서는 실험을 위한 내부 매립게이지의 손상을 방지하기 위하여 게이지 설치 위치에서의 타설과 진동 다짐에 주의를 해야 하는 과정이다.



(7) 2차 타설을 위한 내부 거푸집 설치 및 철근 배근

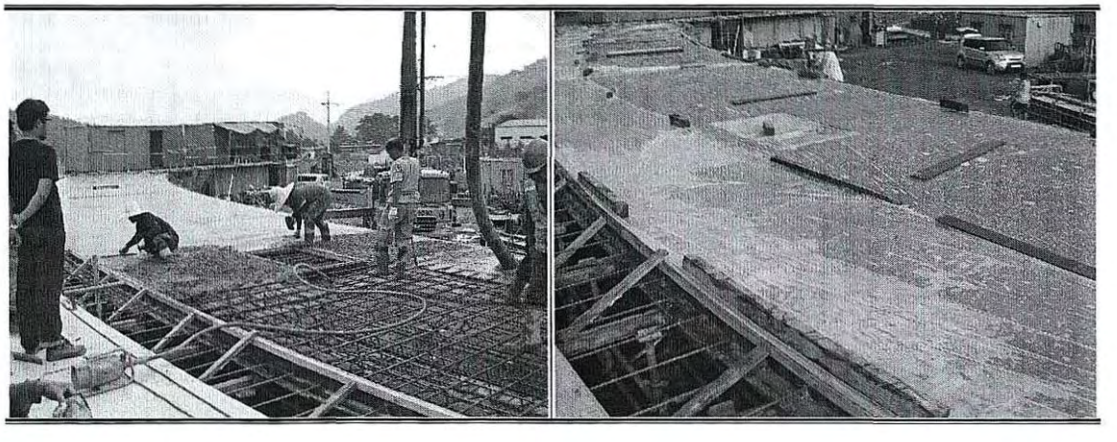
1차 타설된 콘크리트의 경화 이후 2차 타설을 위한 거푸집과 철근을 배근 하는 과정이며, 이작업의 완료이후 매립형 게이지가 필요한 위치에 게이지 설치 작업이 진행된다.



(8) 2차 타설 및 양생

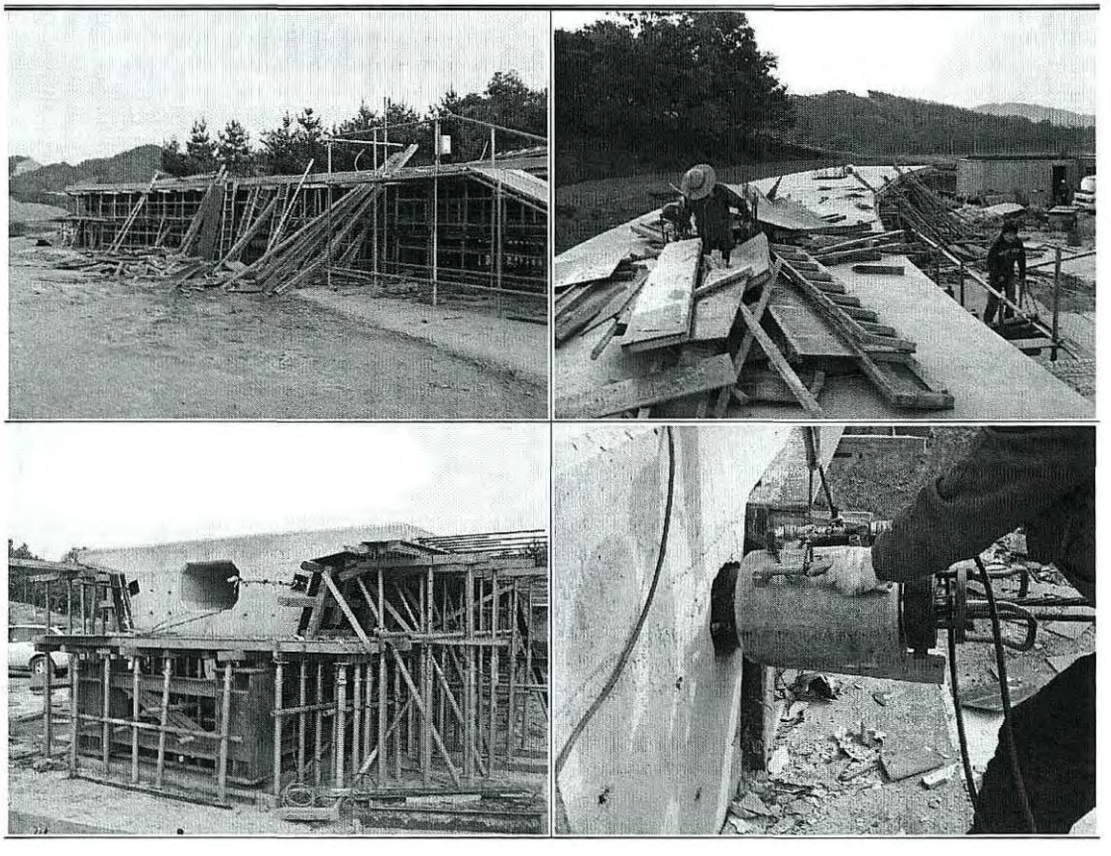
1차 타설과 마찬가지로 매립형 게이지의 손상을 방지하기 위하여 매립형 게이지의 설치 위치에서의 타설과 진동 다짐에 주의를 하며 진행되어야 하는 과정이다.

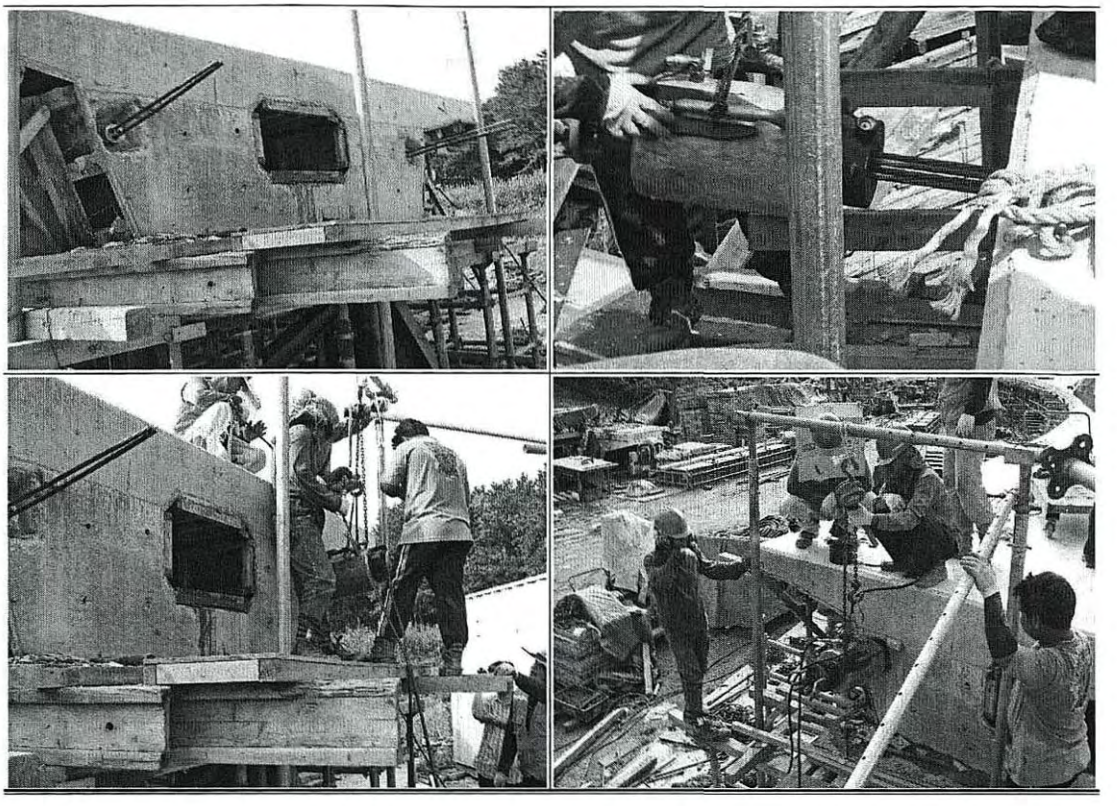
콘크리트의 수화열과 초기 경화 수축 및 팽창으로 인한 균열 방지를 위해 필요한 적절한 양생 방법과 기간이 필요하다.



(9) 거푸집 해체 및 강연선 인장

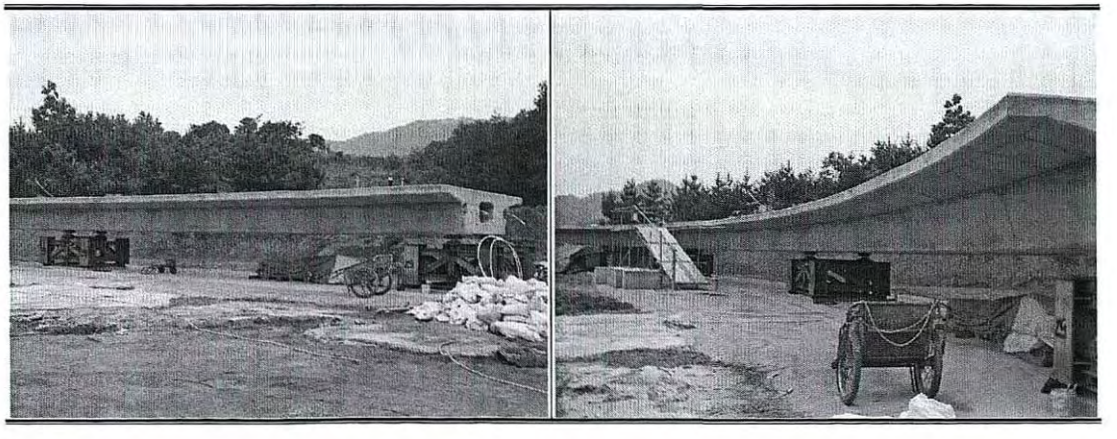
콘크리트의 일정강도 발현후 거푸집을 제거하고, 강선의 긴장작업이 이루어진다. 실제 구조물의 경우 양단에서의 각 1회씩의 긴장으로 필요 긴장력을 확보하는데 비하여, 대상구조물의 경우 강선에 게이지가 부착되어 있다는 특수성으로 인하여, 강선의 긴장으로 인한 게이지 유실을 막고자 양단에서 순차적으로 조금씩 강선을 긴장해야 하는 어려움이 있었다.





(9) 그라우팅, 거푸집 및 동바리 해체

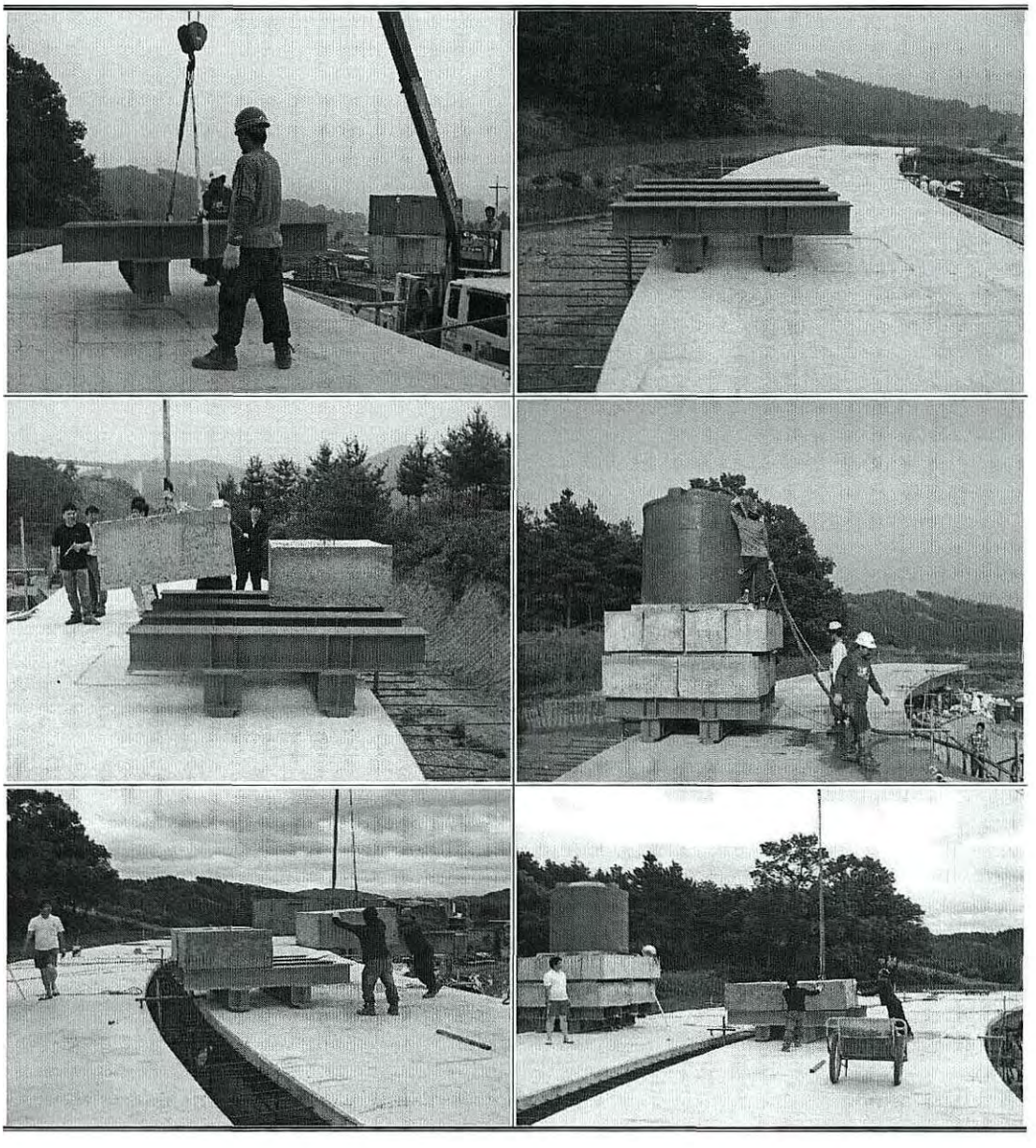
실험체의 안정화가 이루어진것을 확인하고 덕트내부에 그라우팅을 하여 강선을 본팅하고 구조에 내·외부에 있는 거푸집을 제거함과 동시에 시공과정상에 하부에서 실험체를 지지하고 있던 동바리를 해체한다. 실험체의 정확한 거동 파악을 위해서는 전체 동바리의 해체가 동시에 진행되면 좋겠지만 실제 동바리 해체 과정상에서는 그것이 불가능하고 순차적인 해체가 진행된다.



(10) 하중재하

실험을 위한 정적하중의 재하과정이다. 실제 교량에서는 교통을 통제하고 이동 가능한 하중의 재하 및 하중 제거 과정을 거치지만 실험 대상 실험체는 하중의 재하 후 그 하중을 유지하고 있다.

정확한 위치에 하중을 제하하기 위하여, 강제 프레임을 제작하여 하중의 전달위치를 잡으며, 그 위에 콘크리트 블록을 이용하여 하중을 재하하며, 나머지 하중을 물통에 물을 채워 정확하게 재하 하였다.



라. 시공일정

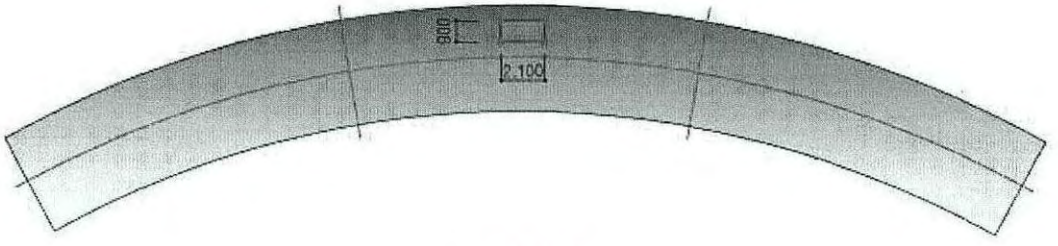
	공정	게이지 설치 및 측정
6월 16일~19일	동바리설치	
20일~23일	하부슬라브 거푸집설치	LoadCell 설치
24일~25일	하부 철근배근 덕트 및 강선 설치	A단면 하부 콘크리트 변형률 측정용 매립형 게이지 설치 A단면 하부 콘크리트 습도 측정용 매립형게이지 설치 A단면, B단면 텐던게이지 설치
27일	1차 타설	실내실험용 몰드제작
30일		3일 압축강도 측정
7월 2일	상부 철근배근	B단면 상부 콘크리트 변형률 측정용 매립형 게이지 설치 B단면 상부 콘크리트 습도 측정용 매립형게이지 설치
3일	2차 타설	
4일		7일 압축강도 측정
8일	강선 긴장	긴장시 텐던 변형률 측정
12일	그라우팅	그라우팅시 텐던 게이지 유실 여부 확인
15일	거푸집 및 동바리제거 개구부 콘크리트 타설	콘크리트 표면게이지 설치, LVDT, Dialgauge 설치
18일	하중재하	하중재하시 텐던과 LoadCell 측정
22일	현장 정리	멀티스위칭박스 세팅 및 전체 계측시작
25일		28일 압축강도 측정
26일	현장 정리 완료	

6. 정적재하실험 준비

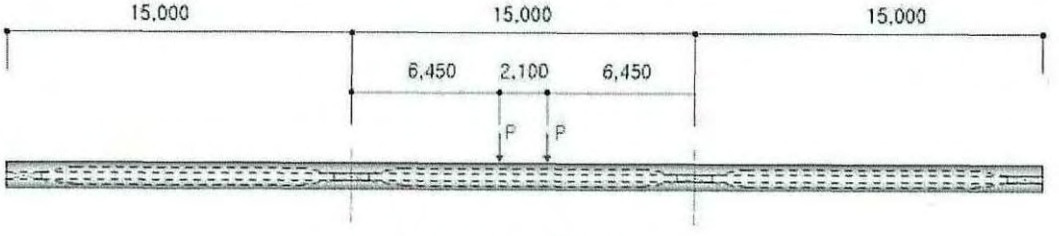
곡선교에서 발생될 수 있는 지점부의 반력 변화를 계측하기 위하여 받침장치에 로드셀을 설치하여 지점 반력을 측정함과 동시에, 텐던과 콘크리트의 응력을 측정하기 위한 게이지의 설치 계측하고, LVDT를 통한 처짐량을 측정한다.

가. 하중재하

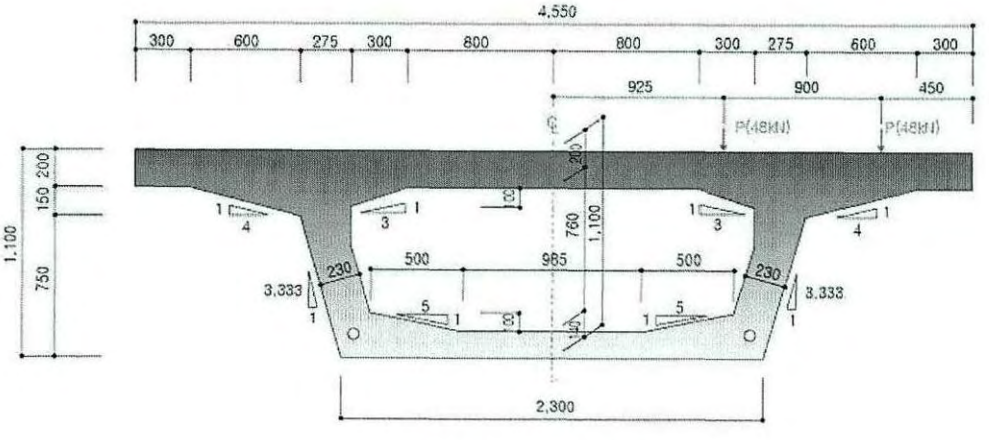
곡선교는 편심재하에 대한 고려가 중요한 교량이기 때문에 표준 차로폭이나 설계 차로폭에 상관없이 DB 하중을 최대 편심 효과가 발생되도록 재하한다.



<재하위치>



<종방향 재하위치>



<횡방향 재하위치>

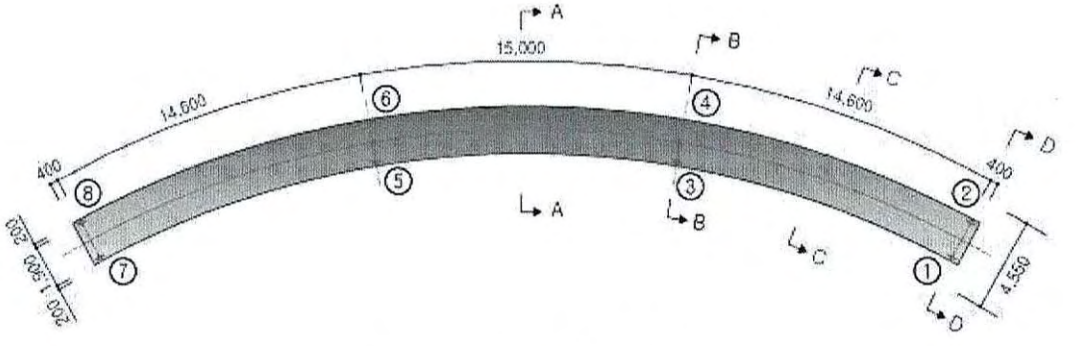
나. 계측용 게이지 설치

(1) 사용 계측기의 종류 및 목적

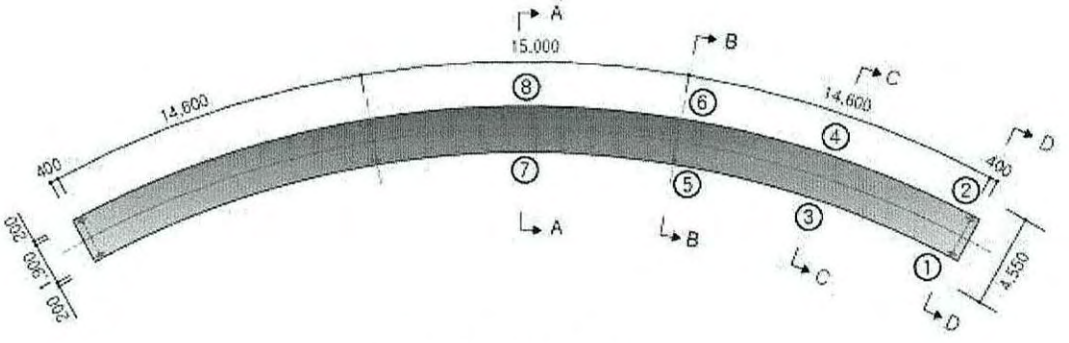
계측기	목 적	
Load Cell	재하하중 확인 및 지점부 반력 측정	
LVDT	하중 재하에 따른 실험체 수직변위 측정	
변형률 게이지	콘크리트 게이지	하중 재하에 따른 실험체의 변형률 및 장기 거동 변화에 따른 변형률 측정을 통한 응력 산출
	텐던 게이지	Post-tensioning Strand의 변형률 측정을 통한 긴장력 산출

(2) 계측기 설치 위치

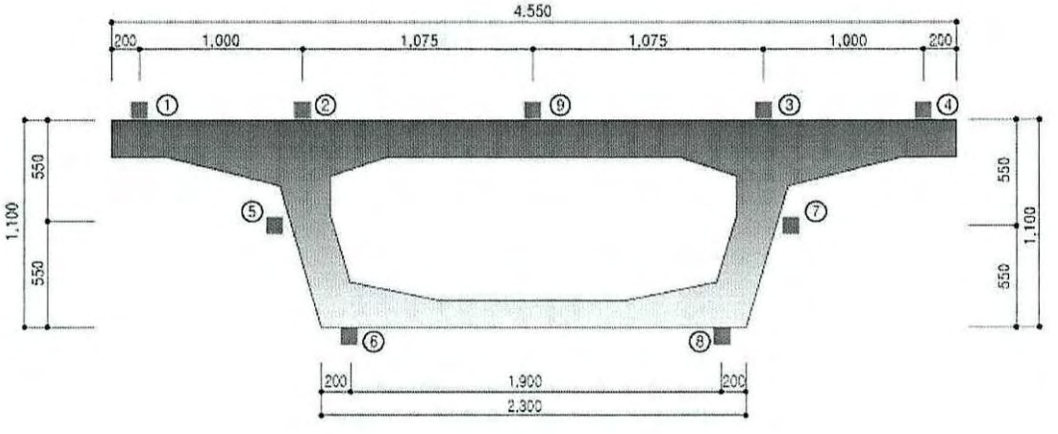
계측기	설치 위치	
Load Cell	지점부 받침장치 위치에 설치 (8개소)	
LVDT	경간 중앙부(A, C 단면)와 내측 지점부(B 단면)의 Box 단면 하부 슬래브 내·외측에 설치	
변형률 게이지	콘크리트 게이지	Box Grider 단면 상·하부 슬래브 내·외측 및 복부 중앙부에 설치
	Steel 게이지	경간 중앙부 및 지점부 내·외측 Strand에 설치



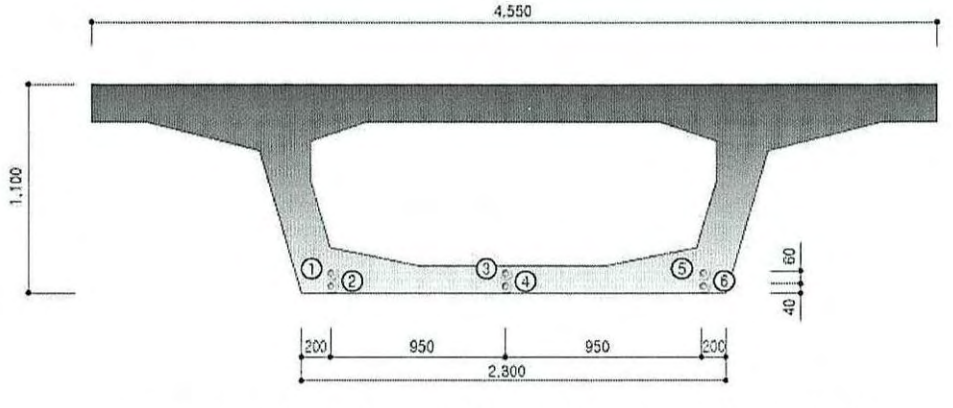
<Load Cell 설치 위치>



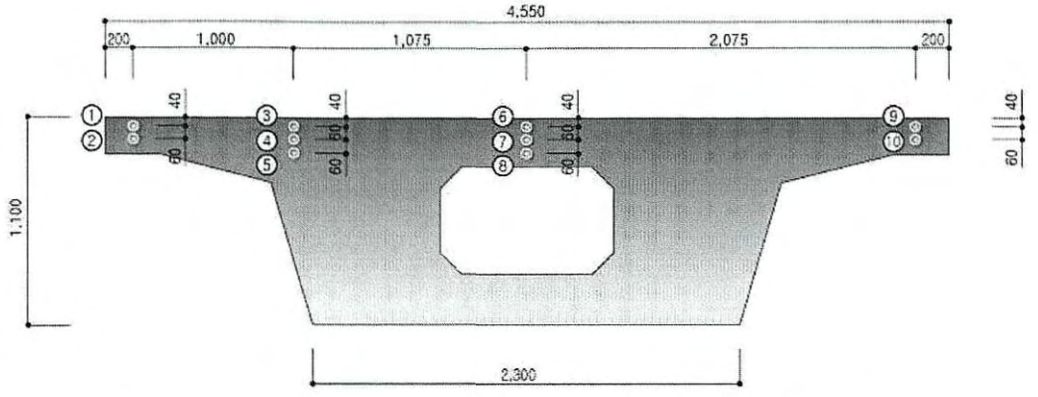
<LVDT 설치 위치>



<표면 콘크리트 변형률 게이지 설치 위치>



<A 단면 하부 매립 콘크리트 변형률 게이지 설치 위치>



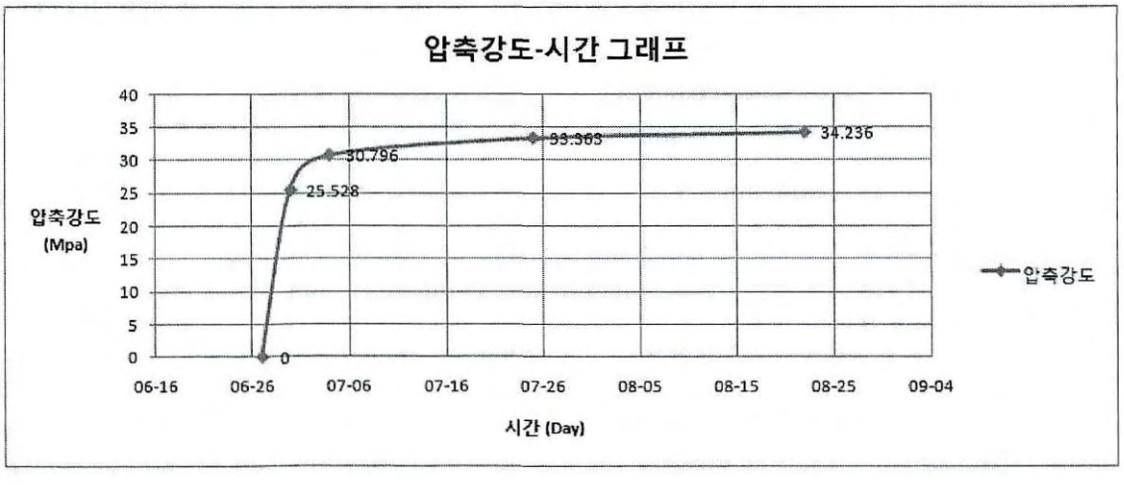
<B 단면 상부 매립 콘크리트 변형률 게이지 설치 위치>

7. 실험 결과

가. 기초물성시험

(1) 콘크리트 압축강도실험

측정일자	압축강도(MPa)	비고
6월 27일	0	
6월 30일	25.528	3일 강도
7월 4일	30.796	7일 강도
7월 25일	33.363	28일 강도
8월 22일	34.236	56일 강도



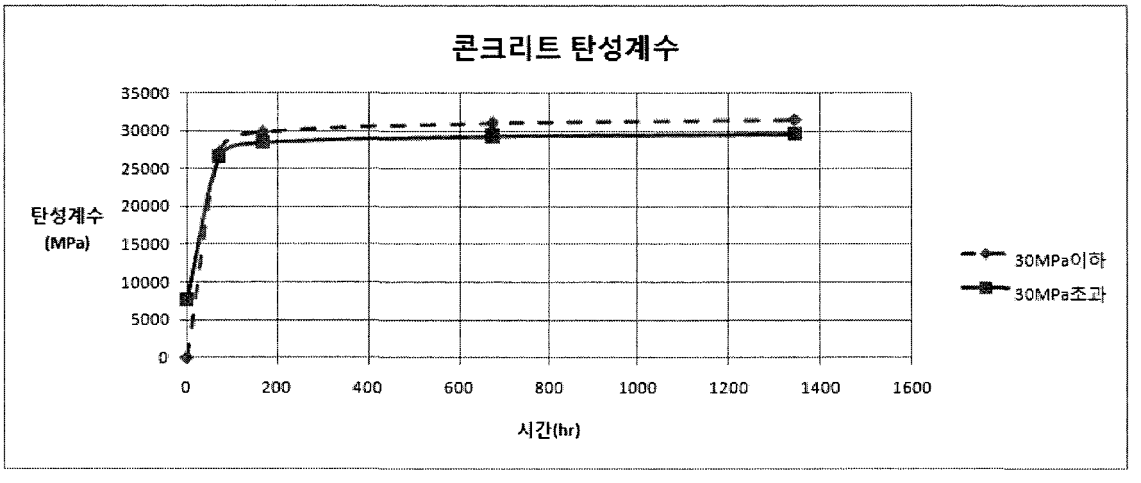
(2) 콘크리트 탄성계수 산출

(가) 콘크리트의 압축강도가 $30MPa$ 이하인 경우

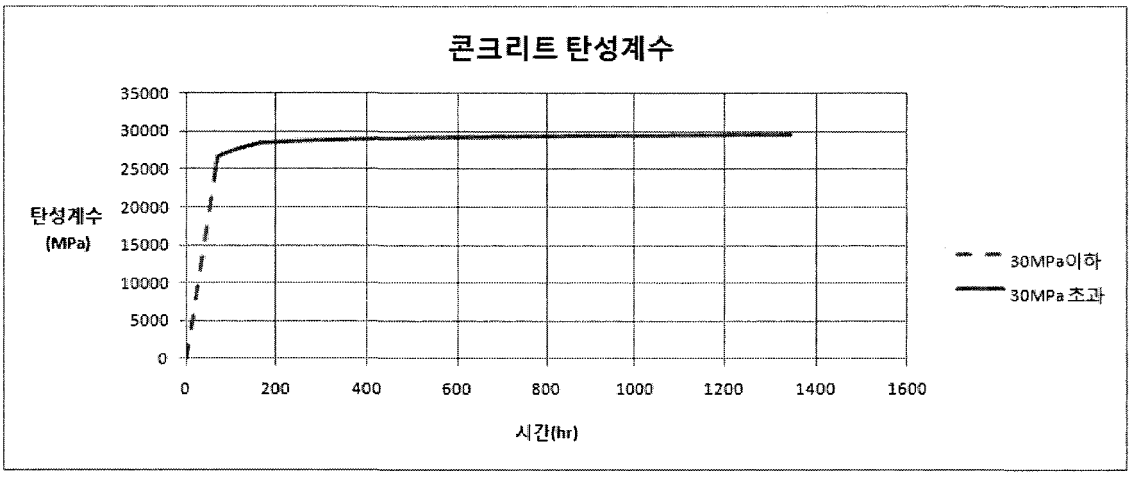
$E_c = 0.043\, W_c^{1.5} \sqrt{f_{ck}}\,(MPa)$ or $E_c = 4{,}700\sqrt{f_{ck}}\,(MPa)$

(나) 콘크리트의 압축강도가 $30MPa$ 초과하는 경우

$E_c = 0.03\, W_c^{1.5} \sqrt{f_{ck}} + 7{,}700\,(MPa)$ or $E_c = 3{,}300\sqrt{f_{ck}} + 7{,}700$



(다) 실험에 사용한 콘크리트의 압축강도 발현에 따른 탄성계수 산출



콘크리트의 압축강도 30MPa을 기준으로 탄성계수를 산출하는 식이 변화한다. 이에 측정한 압축강도를 기본으로 하여 제령에 따른 탄성계수의 산출식을 구간별로 적용하여 실험 및 해석에 활용할 콘크리트의 탄성계수를 산출하였다.

(3) 콘크리트의 변형 분석

대기에 노출된 콘크리트에 일정하중을 가하면 탄성특성과 점성특성이 동시에 발현되어 즉시탄성변형, 지연탄성변형, 기본 크리프, 건조 크리프가 복합적으로 발생하게 된다. 또한, 시간의존적 수축변형으로 자기수축과 건조수축이 발생된다. 이러한 변형성분들은 동시에 발생되므로 각 성분들의 정의에 맞추어 적절하게 구분하여야 한다.

콘크리트의 변형에 대한 성분은 주어진 정의에 따라 다음 표와 같이 구분하였다.

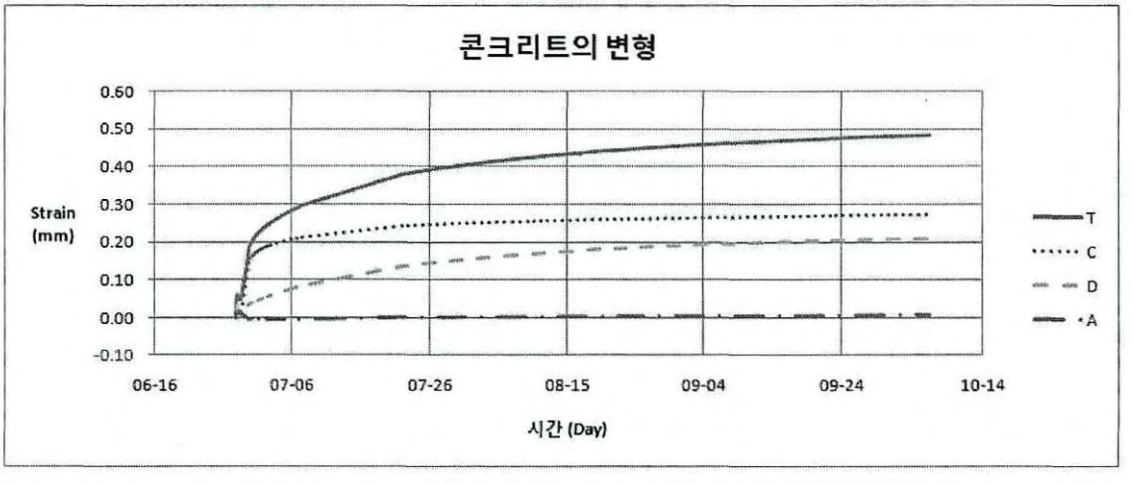
strain / item	elastic	delayed elastic	basic creep	drying creep	autogenous shrinkage	drying shrinkage	thermal	Mark
elasticity	O						O	E
isolation	O	O	O		O		O	C
exposure	O	O	O	O	O	O	O	T
isolation					O		O	A
exposure					O	O	O	D

component	analysis
autogenous shrinkage	A
drying shrinkage	D - A
elasticity	E
basic creep	C - E - A
drying creep	T - C - (D - A)

mixing type	aging (day)	delayed elasticity ($x10^{-6}$/MPa)	basic creep ($x10^{-6}$/MPa)	drying creep ($x10^{-6}$/MPa)	total creep ($x10^{-6}$/MPa)
C03	28	6 (11.5%)	20 (38.5%)	26 (50.0%)	52 (100%)
	360	13 (16.0%)	34 (42.0%)	34 (42.0%)	81 (100%)
C04	28	6 (6.8%)	36 (40.9%)	46 (52.3%)	88 (100%)
	360	15 (11.0%)	62 (45.6%)	59 (43.4%)	136 (100%)
C05	28	6 (5.1%)	49 (41.5%)	63 (53.4%)	118 (100%)
	360	16 (9.2%)	90 (52.0%)	67 (38.8%)	173 (100%)

표에서 확인할 수 있는 바와 같이 기본 크리프는 지속적으로 발생하는 경향을 나타내지만, 건조 크리프는 비교적 재령 초기에 많은 양이 발생되어 대략 재령 1년에서는 기본 크리프와 거의 유사한 값을 나타내고 있다. 이것을 역으로 생각하면 실내 실험조건 RH=50%라는 상당한 건조 상태임에도 불구하고 기본 크리프와 건조 크리프가 거의 동등하다면 평균적으로 RH=70% 이상인 국내 환경에서는 기본 크리프가 전체 크리프의 대부분을 차지할 것을 예상할 수 있다.

콘크리트의 변형 특성 실험결과를 다음의 그래프로 표시하였다.



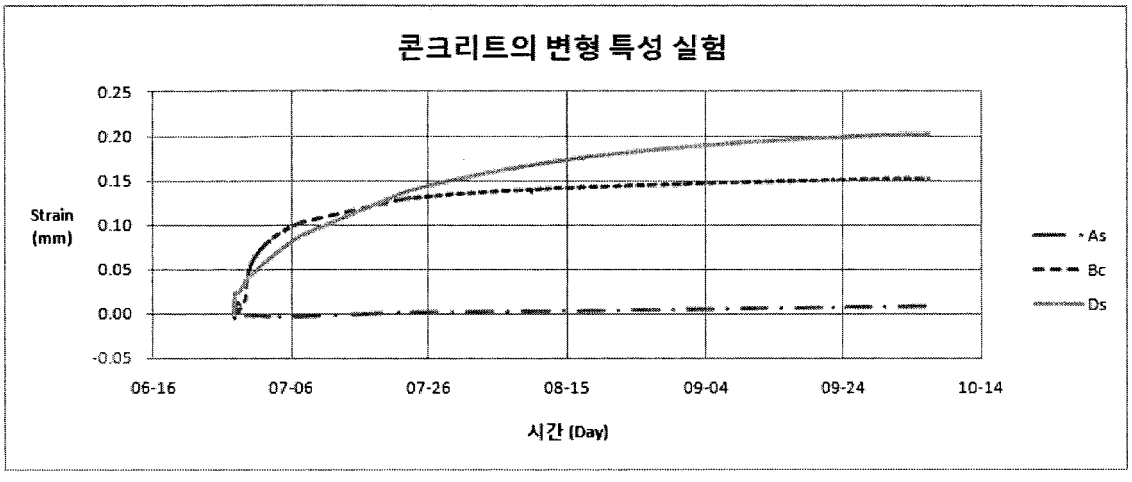
여기서, T : 대기 폭로상태의 전체 크리프 측정값
(크리프, 건조수축, 자기수축, 탄성변형 포함)

C : 대기 노출을 차단하여 건조수축을 방지한 시험편의 크리프 측정값
(크리프, 자기수축, 탄성변형 포함)

D : 하중재하 없이, 대기중에 폭로한 수축시험 측정값
(건조수축, 자기수축 포함)

A : 하중재하 없이, 대기 노출을 차단한 시험편의 수축 측정값
(자기수축 만을 나타냄)

상기 실험결과를 통해 콘크리트의 자기수축(As), 건조수축(Ds), 기본크리프(Bc)의 양을 산출하였으며 그 결과는 다음과 같다.



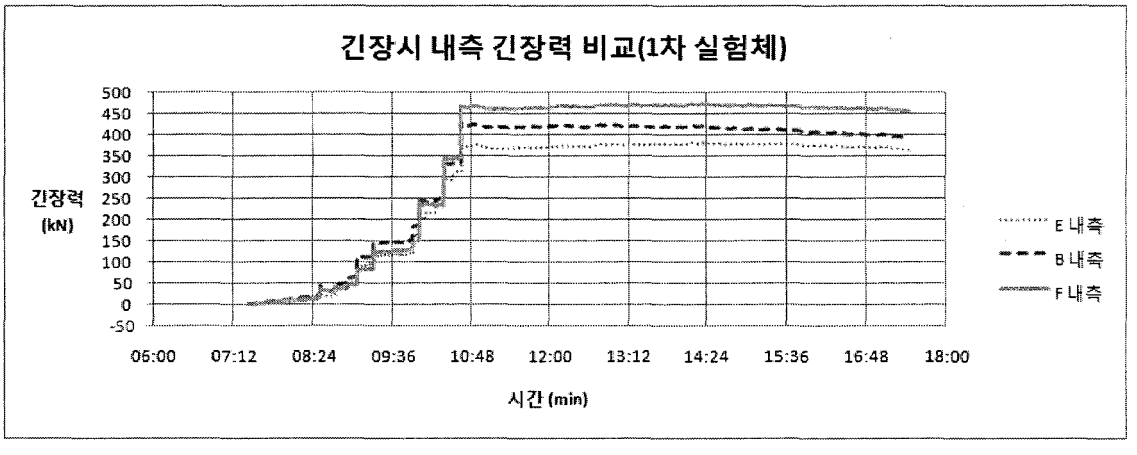
나. 단기 정적재하실험

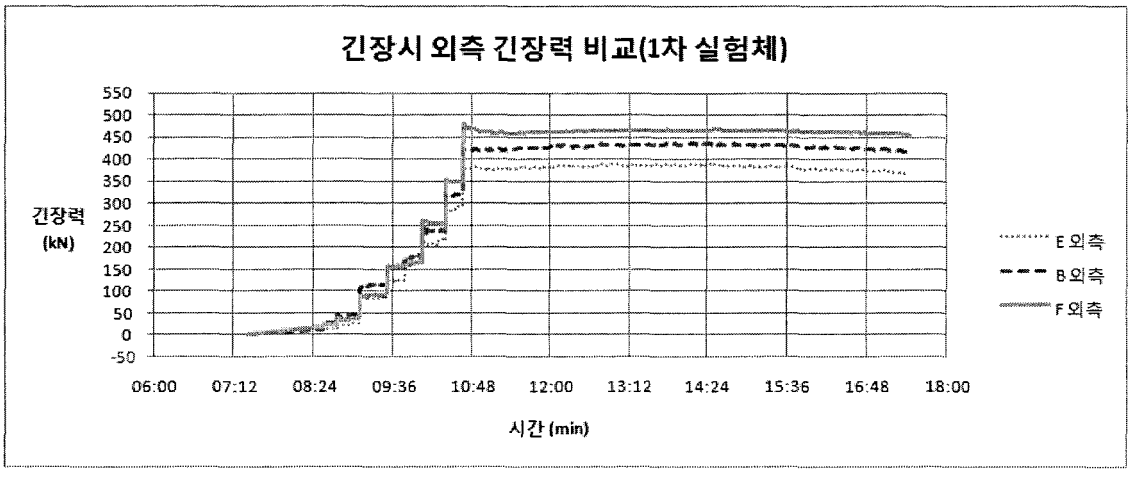
(1) 1차 실험체

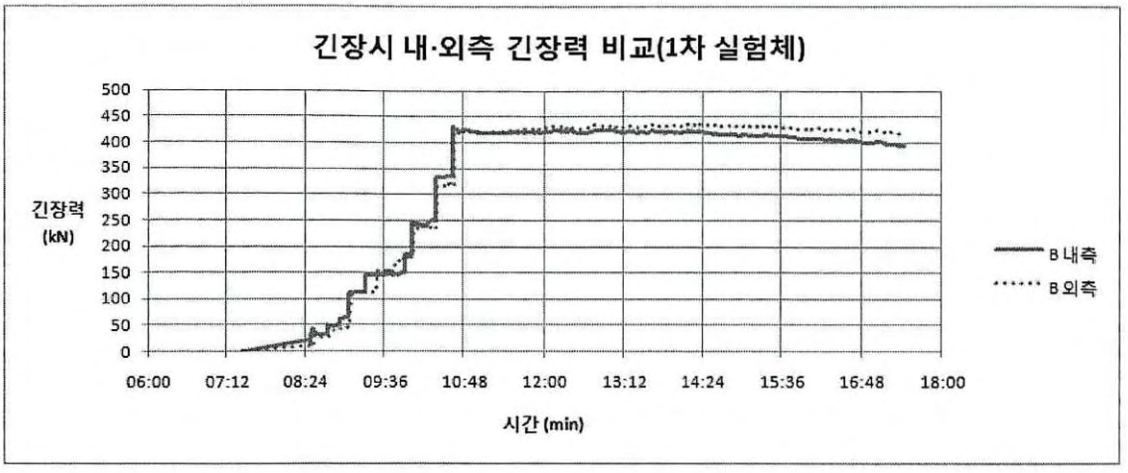
(가) 긴장시 텐던응력 변화측정

1차 정적 재하 실험의 경우 시공단계에 따른 게이지의 설치 가능시기를 고려하지 못해 원 계획상의 A B C D 단면 중 텐던의 위치가 하부 플랜지에 가까운 A C D 단면에 텐던 게이지를 부착하지 못하는 상황이 발생되었다. 이러한 사유로 새로운 단면 E(A단면과 B단면 중앙), F(B단면과 C단면 중앙)에 변형률 게이지를 설치하고 측정을 하였으며, 이를 통하여 PS텐던에 가해진 긴장력을 산출 하였다. PS텐던의 긴장방법은 내외측 텐던의 긴장을 양쪽 끝단에서 순차적으로 반복긴장하여 소요 긴장력을 확보하였다.

설계 긴장력은 내외측 동일하게 525.12kN이며, 쉬스관의 곡률과 내부마찰로 인한 긴장 직후의 PS 텐던의 긴장력 및 손실량은 다음과 같이 측정되었다.







지점	긴장력(kN)	손실량(kN)	단부로부터의 거리(m)
E 내측	363.83 (69.28%)	161.29 (30.72%)	18.75
E 외측	367.32 (69.95%)	157.80 (30.05%)	18.75
B 내측	394.07 (75.04%)	131.05 (24.96%)	15.00
B 외측	416.48 (79.31%)	108.64 (20.69%)	15.00
F 내측	456.17 (86.87%)	68.95 (13.13%)	11.25
F 외측	455.82 (86.80%)	69.30 (13.20%)	11.25

텐던의 긴장력 측정결과를 통해 다음의 두 가지 현상을 명확하게 볼 수 있다.

① 긴장단으로 부터의 거리에 따른 긴장력 감소

② 동일 단면에서의 내·외측 긴장력 비교시

내측 긴장력 < 외측 긴장력

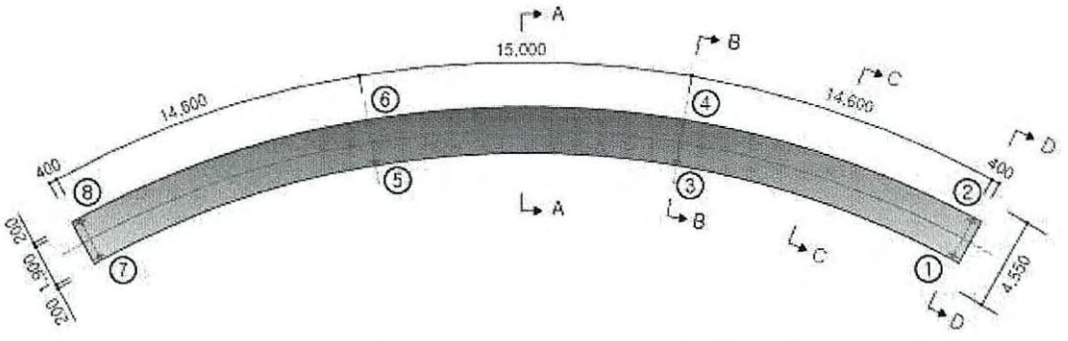
긴장직후 콘크리트의 탄성수축, 정착 장치의 활동, 텐던과 덕트사이의 마찰에 의한 손실로 인해 발생되는 즉시 손실에 의한 영향이라 판단되며, 즉시 손실을 발생시키는 항목으로는 정착장치의 활동에 의한 손실, 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실, 마찰에 의한 손실이 있다.

즉시 손실의 항목 중 정착장치의 활동량이 동일하다 가정하고, 콘크리트의 탄성 수축량은 작용응력의 영향을 받으며, 응력의 차로 인해 발생하는 탄성 수축량의 차이가 미약할 것으로 판단되기에 긴장력의 차이는 마찰에 의한 손실에 의한 영향을 가장 크게 받는다고 사료된다.

단부로 부터의 거리에 따른 긴장력의 변화를 살펴보면, 마찰 거리에 따른 긴장력의 손실을 명확하게 확인할 수 있다. 여기서 마찰 거리에 따른 마찰 손실만을

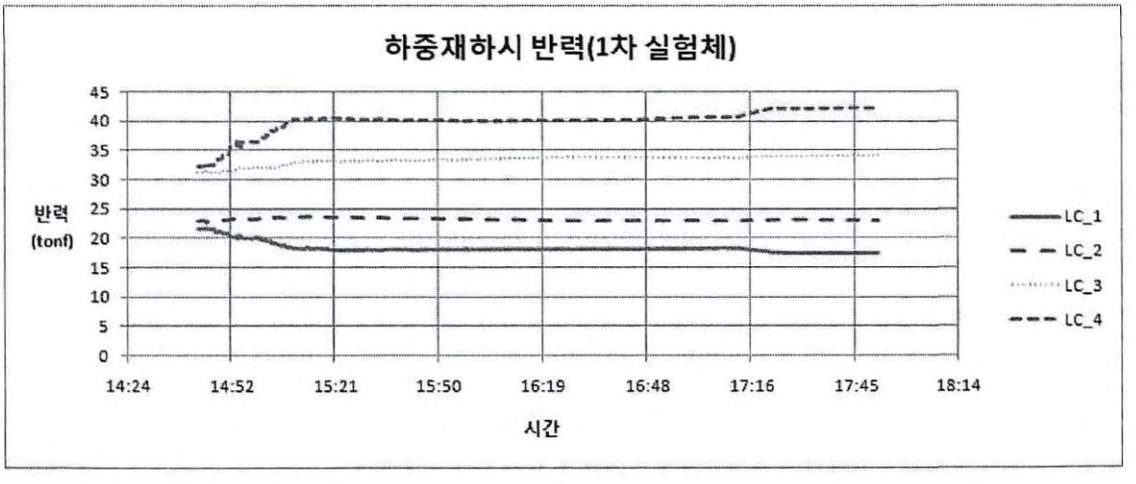
고려해 본다면 곡률에 의해 내측 텐던보다는 외측 텐던의 마찰거리가 길기 때문에 동일단면에서 내측 텐던보다 외측 텐던의 긴장력 감소가 크게 나타나야 하겠지만 마찰 손실을 유발하는 중요한 요인인 강선의 곡률에 의한 마찰과 쉬스의 파상의 영향에 의해 발생되는 파상 마찰까지 고려해 본다면 내측 손실량이 외측 손실량 보다 크게 발생되는 현상을 이해 할 수 있다.

(나) 하중재하시 반력측정



1차 실험체의 경우 실험체가 좌우로 대칭임을 고려하여 전체 8개의 지점 중 우측의 4개의 지점반력만을 측정하였다.

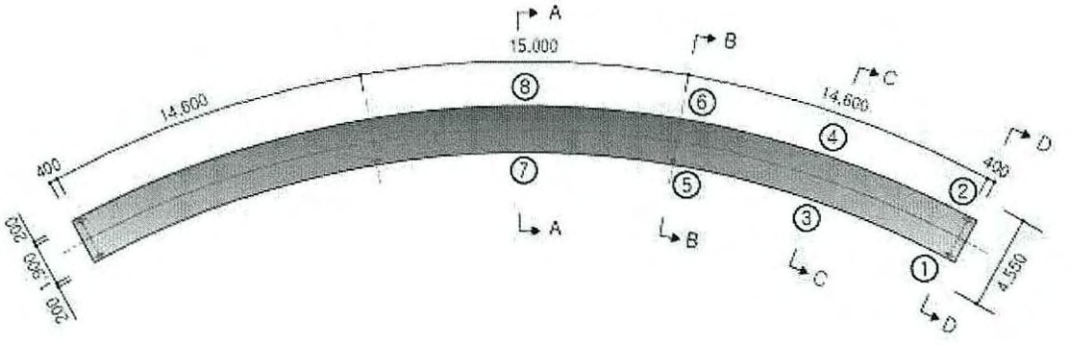
반력(kN)	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4
자중	214.89	224.91	302.98	307.46
하중재하	171.61	224.91	335.24	414.42
증감	-43.28	0.00	32.26	106.96

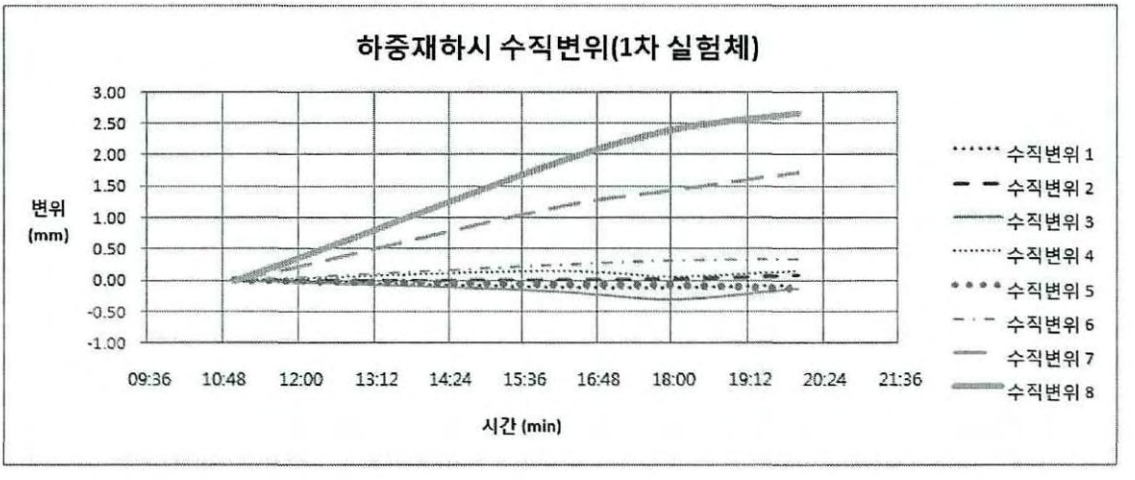


지점의 구속방향과 3경간 연속보의 구조적 특성을 고려하여 볼 때 실험체의 자중에 의한 반력의 측정값이 실험체의 중앙에 위치하는 지점의 반력이 단부 지점의 반력보다 크게 발생하는 것이 정상적이며, 이때 실험체의 곡률에 의한 영향으로 내측지점 보다는 외측 지점에 반력이 크게 작용하는것도 쉽게 이해할 수 있다.

계획된 하중을 2경간 중앙 외측에 편심 재하 함으로서, 3경간 연속보의 특성상 중앙부 지점의 반력증가와 단부 지점에서의 반력 감소, 편심으로 인한 동일 단면에서의 내·외측 반력의 차이가 발생함을 확인 할 수 있었다.

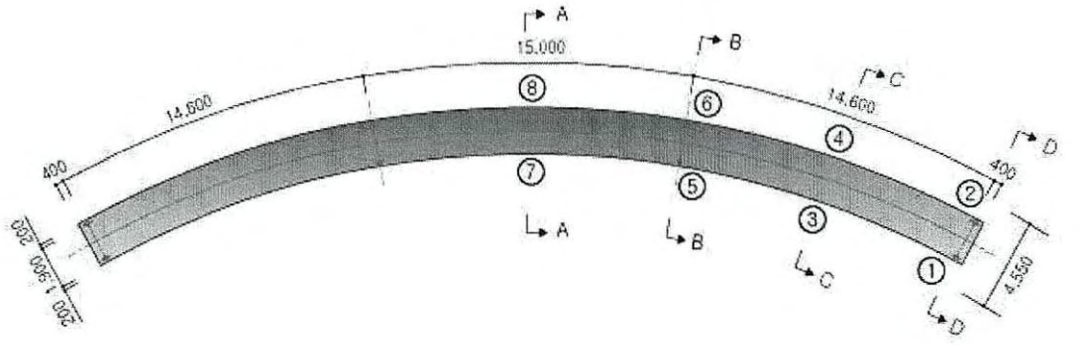
(다) 하중재하시 수직변형측정

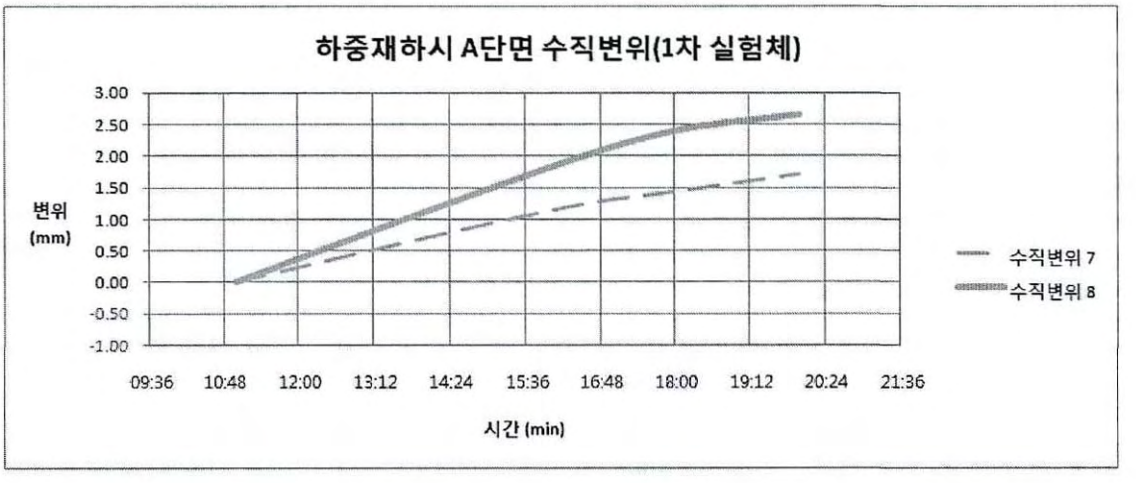




위 그래프는 하향 처짐의 값을 양의 값으로 상향 변위를 음의 값으로 하여 측정 위치에서의 수직 변화량을 나타낸 것이며, 각 단면에서의 변화량에 대한 고찰은 다음과 같다.

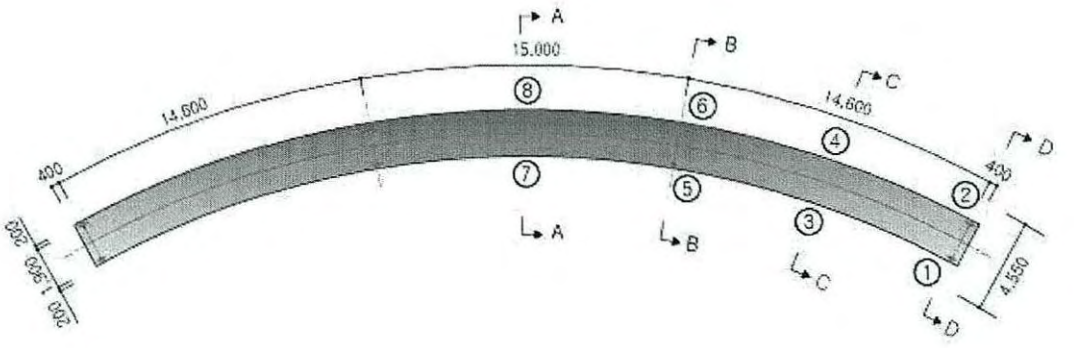
① A단면

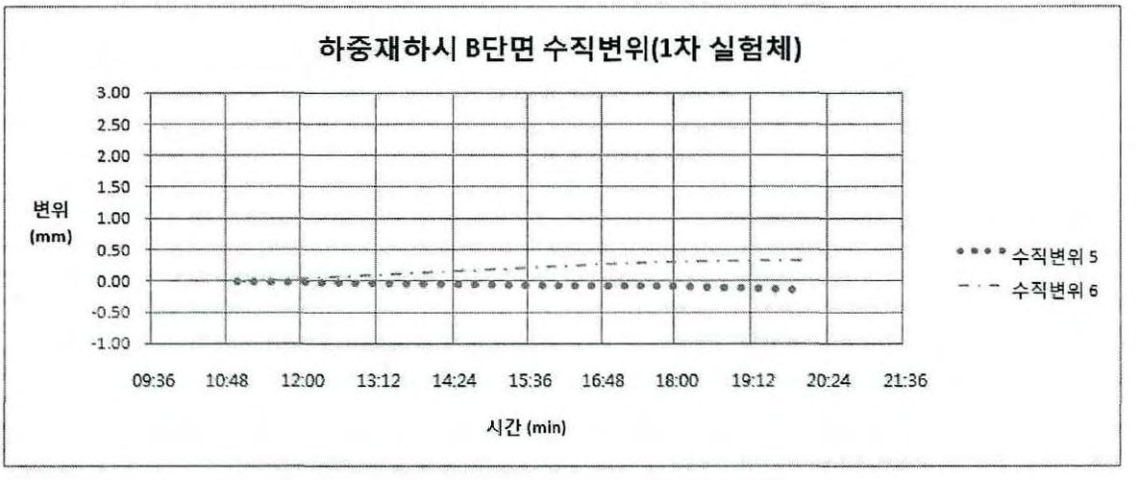




집중하중이 가해지고 있는 2경간 중앙에서는 상하부 내·외측 모두 하향 처짐이 발생되고 있다. 단, 편심하중으로 인한 비틀림 현상이 발생되어 외측의 처짐량이 내측의 처짐량보다 크게 나타나고 있다.

② B단면

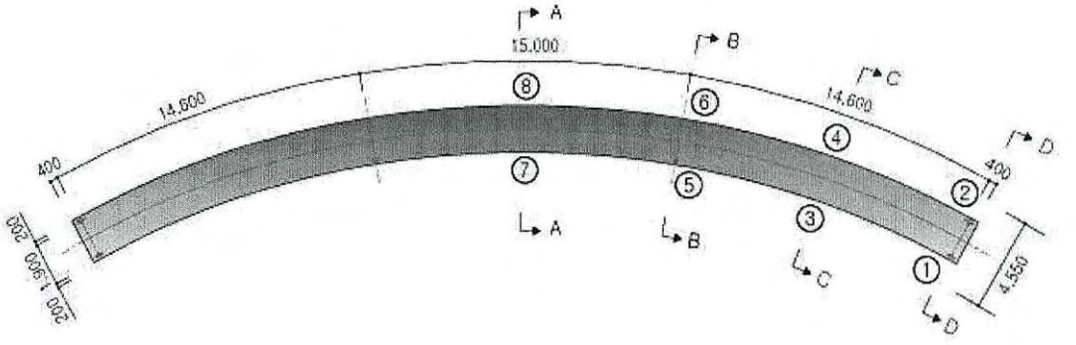


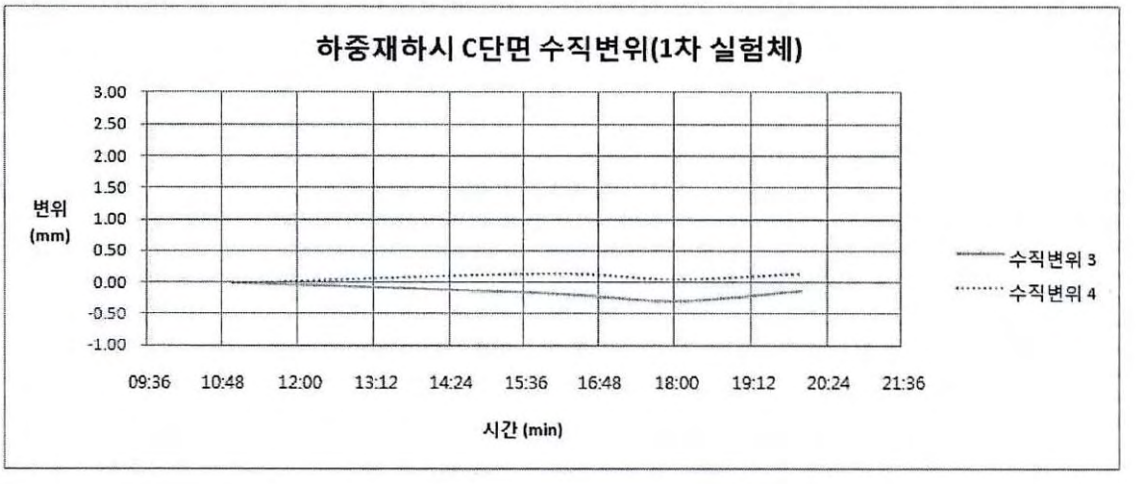


중앙 지점부의 외측의 경우 편심하중에 의한 비틀림 현상으로 하향 처짐이 발생되고, 내측의 경우 상향 변위가 발생되었으나. 그 크기는 매우 작다. 이것은 지점의 구속이 영향이라 판단된다.

외측 지점부의 경우 하중재하 위치에서 가장 가까운 지점으로 재하하중을 가장 크게 지지하는 지점으로 하향 처짐이 발생된 것으로 판단되며, 내측 지점부의 경우 지점 반력을 살펴보면 반력의 증가가 발생함에도 미소하지만 상향 변위가 발생했다는 것은 비틀림 현상으로 인한 상대적인 상향 변위가 발생했다고 사료된다.

③ C단면



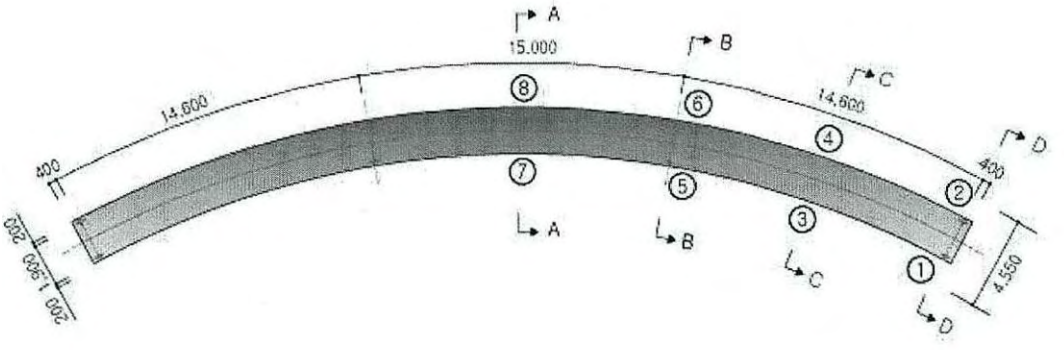


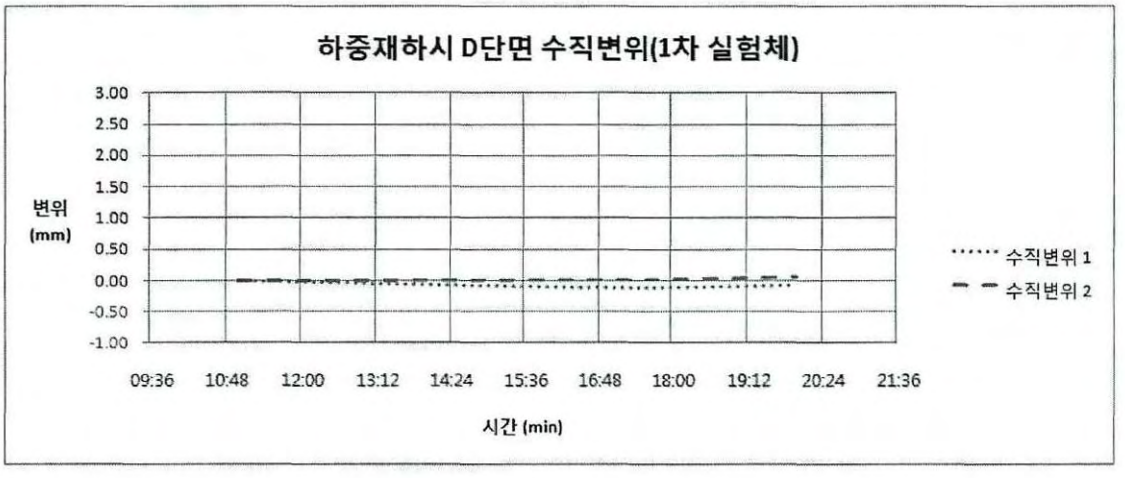
C단면의 경우 2경간 중앙에 작용한 하중에 의해 상향 변위가 발생될 것으로 예상하였으나, 작용하중이 실험체 전체의 하중에 비하여 작았기에 상향 변위의 크기가 매우 적게 나타났다.

외측지점의 경우 실험체 자중에 의한 지속적인 하향 처짐이 발생됨과 동시에 재하하중에 의한 일시적인 상향처짐을 보이고 있으며, 하중재하 이후 실험체의 안정이후 하향 처짐이 지속되는것을 확인 할 수 있었다.

내측 지점의 경우 편심에 의한 뒤틀림 현상으로 상향처짐이 다소 크게 발생되었으나, 이곳 의 측정값 또한 실험체의 안정이후 하향 처짐이 진행되고 있음을 알 수 있다.

④ D단면





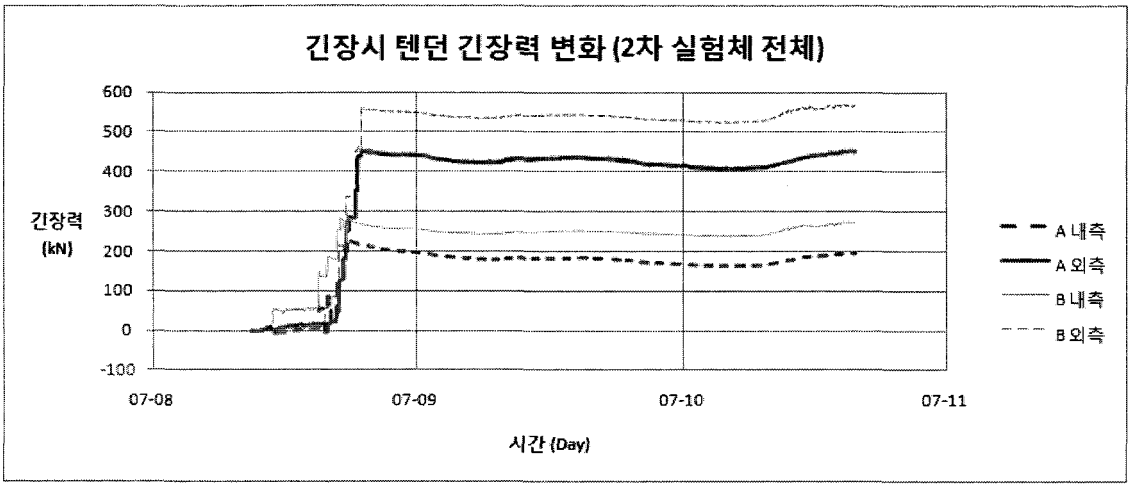
단부 지점의 경우, 외측에서는 변화가 거의 없으나 내측의 경우 재하된 집중하중에 의하여 미소한 상향 변위가 발생되었으며, 시간경과에 따라 하향 처짐이 진행되고 있음을 확인할 수 있다.

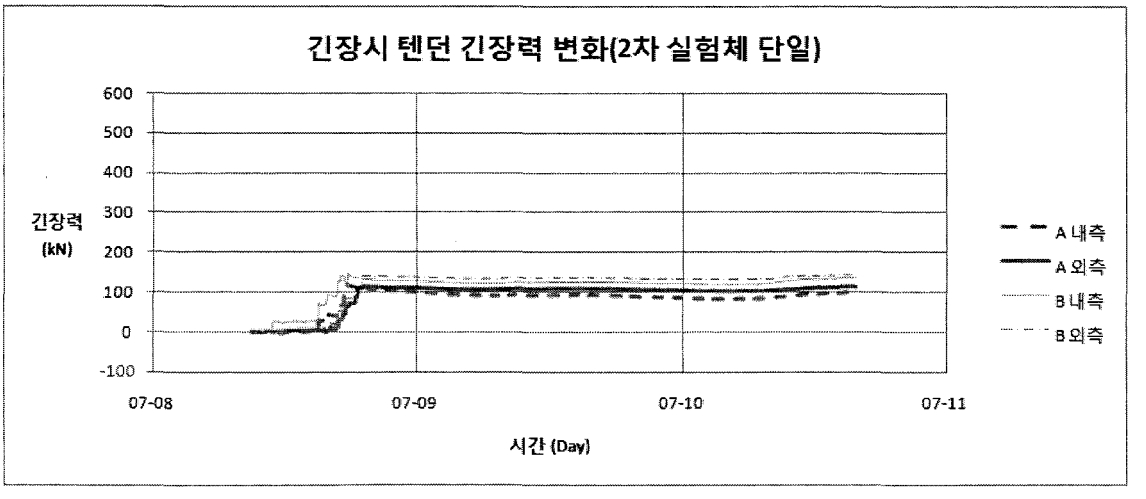
단면의 특성상 지점에 의해 하향변위가 구속당하는 점을 고려해 볼 때, 시간의 경과에 따른 하향 처짐의 변화량은 미소할 것으로 예상된다.

(2) 2차 실험체

(가) 긴장시 텐던 긴장력 변화측정

강제용 변형률 게이지를 2경간 중앙부(단면 A)와 내측 지점부(단면 B)의 PS텐던에 부착하여 긴장시 변형률을 측정하였으며, 이를 통하여 PS텐던에 가해진 긴장력을 산출 하였다. PS텐던의 긴장방법은 내·외측 텐던의 긴장을 양쪽 끝단에서 순차적으로 반복긴장하여 소요 긴장력을 확보하였다.





응력의 계단식 증가는, 게이지의 유실을 우려한 순차 반복 긴장으로 인한 현상이며, 내·외측 텐던량이 달라 전체적으로는 외측 긴장력이 높게나오고 있으나 텐던 각각의 응력을 살펴보면 동일단면에서의 내·외측 텐던에 동일한 수준의 응력이 발생되고 있음을 확인할 수 있다.

설계 긴장력은 내측은 351.83kN(175.915kN×2EA), 외측은 698.41kN(174.602kN×4EA)이며, 쉬스관의 곡률과 내부마찰로 인한 긴장 직후의 PS 텐던의 긴장력 및 손실량은 다음과 같이 측정되었다.

지점	긴장력(kN)	손실량(kN)	단부로부터의 거리(m)
A 내측	221.00 (62.82%)	130.82 (37.18%)	22.50
A 외측	455.63 (65.24%)	242.78 (34.76%)	22.50
B 내측	265.23 (75.38%)	86.60 (24.62%)	15.00
B 외측	555.99 (79.61%)	142.41 (20.39%)	15.00

텐던의 긴장력 측정결과를 통해 다음의 두 가지 현상을 명확하게 볼 수 있다.

① 긴장단으로 부터의 거리에 따른 긴장력 감소

② 동일 단면에서의 내·외측 긴장력 비교시

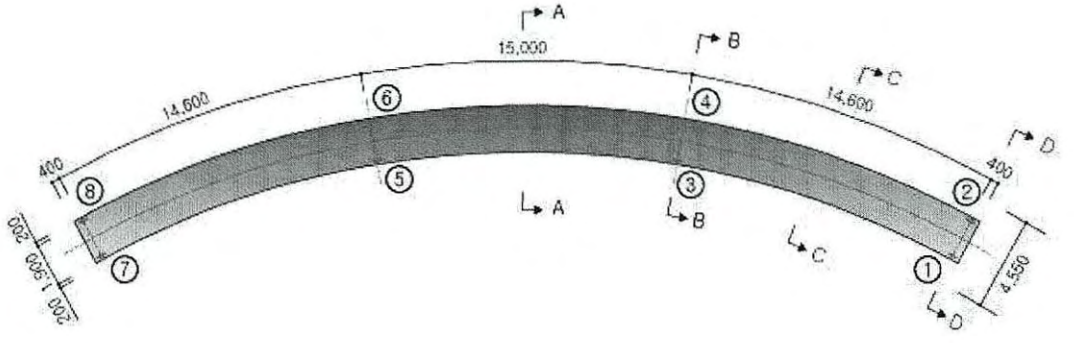
내측 긴장력 < 외측 긴장력

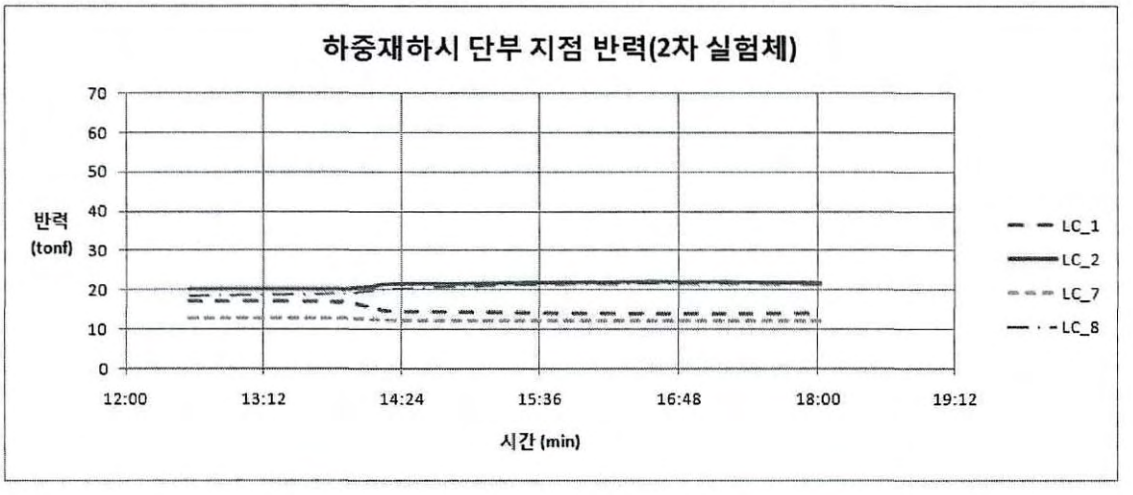
긴장직후 콘크리트의 탄성수축, 정착 장치의 활동, 텐던과 덕트사이의 마찰에 의한 손실로 인해 발생되는 즉시 손실에 의한 영향이라 판단되며, 즉시 손실을 발생시키는 항목으로는 정착장치의 활동에 의한 손실, 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실, 마찰에 의한 손실이 있다.

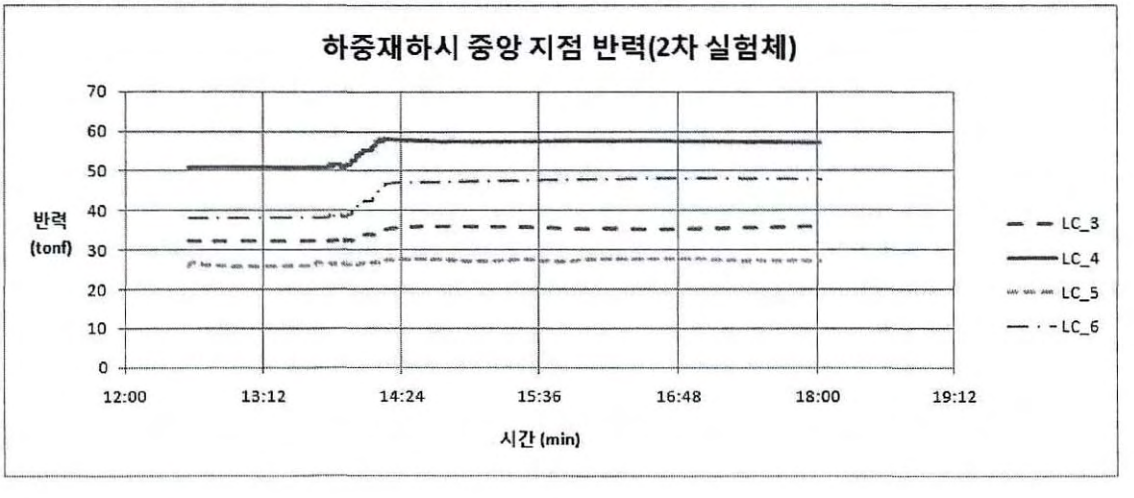
즉시 손실의 항목 중 정착장치의 활동량이 동일하다 가정하고, 콘크리트의 탄성 수축량은 작용응력의 영향을 받으며, 응력의 차로 인해 발생하는 탄성 수축량의 차이가 미약할 것으로 판단되기에 긴장력의 차이는 마찰에 의한 손실에 의한 영향을 가장 크게 받는다고 사료된다.

단부로 부터의 거리에 따른 긴장력의 변화를 살펴보면, 마찰 거리에 따른 긴장력의 손실을 명확하게 확인할 수 있다. 여기서 마찰 거리에 따른 마찰 손실만을 고려해 본다면 곡률에 의해 내측 텐던보다는 외측 텐던의 마찰거리가 길기 때문에 동일단면에서 내측 텐던보다 외측 텐던의 긴장력 감소가 크게 나타나야 하겠지만 마찰 손실을 유발하는 중요한 요인이 마찰 거리와 동시에 강선의 곡률에 의한 마찰과 쉬스의 파상의 영향에 의해 발생되는 파상 마찰까지 고려해 본다면 내측 손실량이 외측 손실량 보다 크게 발생되는 현상을 이해 할 수 있다.

(나) 하중재하시 반력측정


A
B
C
D
15,000
14,600
14,600
400
400
4,550
1,500
200
200
200
①
②
③
④
⑤
⑥
⑦
⑧


하중재하시 단부 지점 반력(2차 실험체)
반력 (tonf)
70
60
50
40
30
20
10
0
12:00
13:12
14:24
15:36
16:48
18:00
19:12
시간 (min)
LC_1
LC_2
LC_7
LC_8


하중재하시 중앙 지점 반력(2차 실험체)
반력 (tonf)
70
60
50
40
30
20
10
0
12:00
13:12
14:24
15:36
16:48
18:00
19:12
시간 (min)
LC_3
LC_4
LC_5
LC_6

실험체의 각 지점에서 측정한 반력을 통해 자중 및 집중하중에 의한 반력의 변화를 확인 할 수 있었다. 3경간 연속 PSC 곡선교의 중앙 외측부에 192 kN의 하중을 가하였을 때, 반력의 변화는 위 그래프와 같으며, 이것은 중앙경간에 편심하중을 재하 하였을 때 발생되는 편심효과와 지점부 부반력을 확인시켜 주고 있다.

지점의 구속방향과 3경간 연속보의 구조적 특성을 고려하여 볼 때 실험체의 자중에 의한 반력의 측정값이 실험체의 중앙에 위치하는 지점의 반력이 단부 지점의 반력보다 크게 발생하는 것이 정상적이며, 이때 실험체의 곡률에 의한 영향으로 내측지점 보다는 외측 지점에 반력이 크게 작용하는 것도 쉽게 이해할 수 있다.

계획된 하중을 2경간 중앙 외측에 편심 재하 함으로서, 3경간 연속보의 특성상 중앙부 지점의 반력증가와 단부에서의 반력감소 발생, 편심으로 인한 동일 단면에서의 내·외측 반력의 차이가 발생함을 확인 할 수 있었다.

반력(kN)	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4
자중	167.46	200.58	318.43	503.13
하중재하	139.55	214.72	351.95	560.44
증감	-27.91	14.15	33.52	57.31

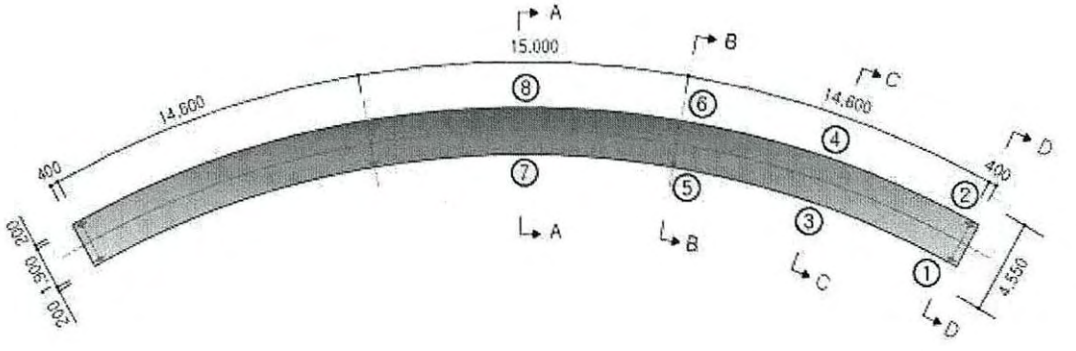
반력(kN)	LC 7	LC 8	LC 5	LC 6
자중	126.02	189.21	259.84	378.70
하중재하	119.03	210.93	268.22	470.48
증감	-6.99	21.72	8.38	91.79

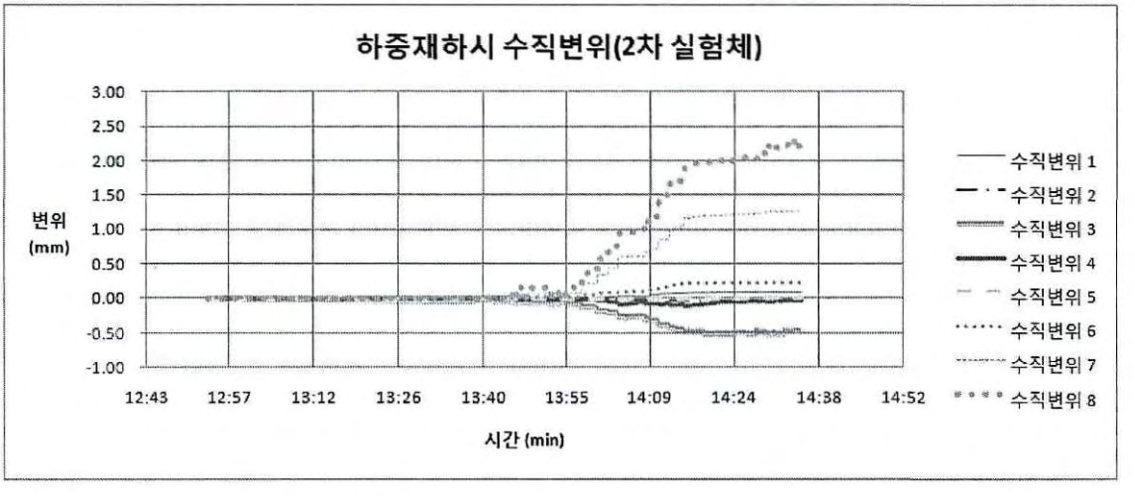
동바리 제거에서부터 하중재하 이후까지의 지점반력 값을 살펴보면, 자중이 오른쪽으로 치우쳐 있음을 확인할 수 있다. 이러한 현상의 원인으로는 시공 중 구조물을 지지하고 있던 동바리의 해체가 동시에 진행되지 못하고 좌측으로부터 우측으로 순차적인 해체가 이루어 졌기 때문이라고 판단된다.

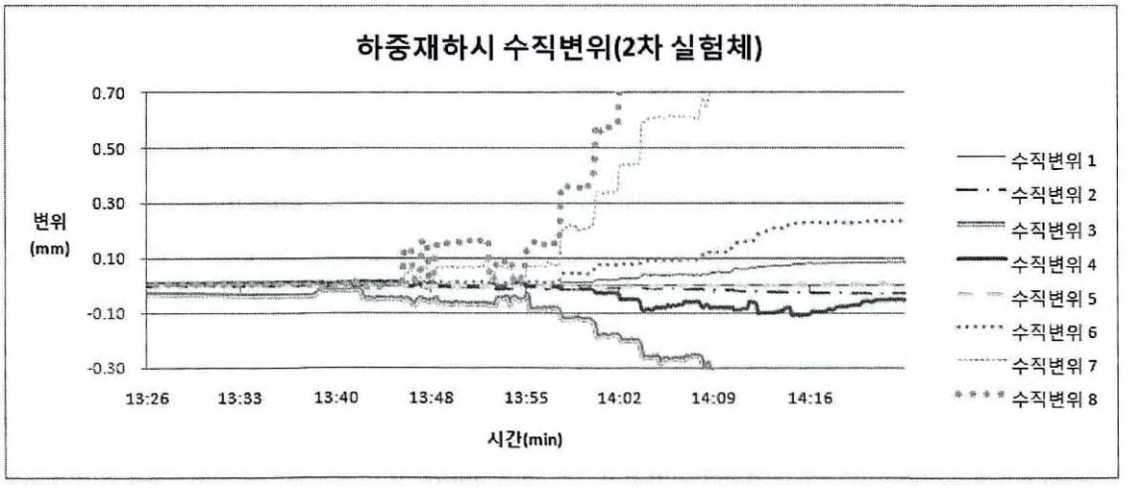
지점의 구속형태가 3번 지점은 고정, 나머지 지점은 종방향과 횡방향으로 각각 구속이 해제되어 있다는 지점 구속 차이로 인한 미소한 차이가 발생될 것이라 예상하였으나, 완성된 구조계의 대칭성 이외에도 시공 중 작업 순서에 의한 영향이 발생되어 반력의 좌우 대칭이 이루어 지지 않고 있음을 확인할 수 있었다.

이후 장기 계측 결과를 통해 확인할 수 있겠지만, 시간의 경과에 따라 실험체가 안정되어감에 따라 좌우 대칭을 이루게 되며, 시공 중 일시적인 현상으로 판단된다.

(다) 하중재하시 수직변형측정

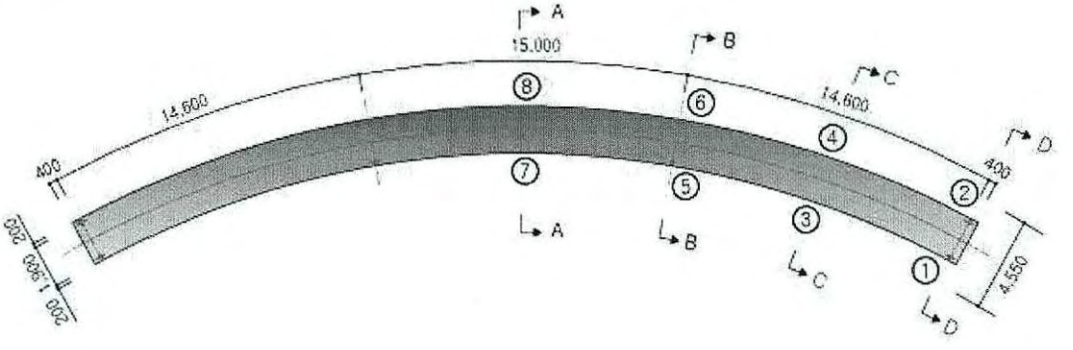


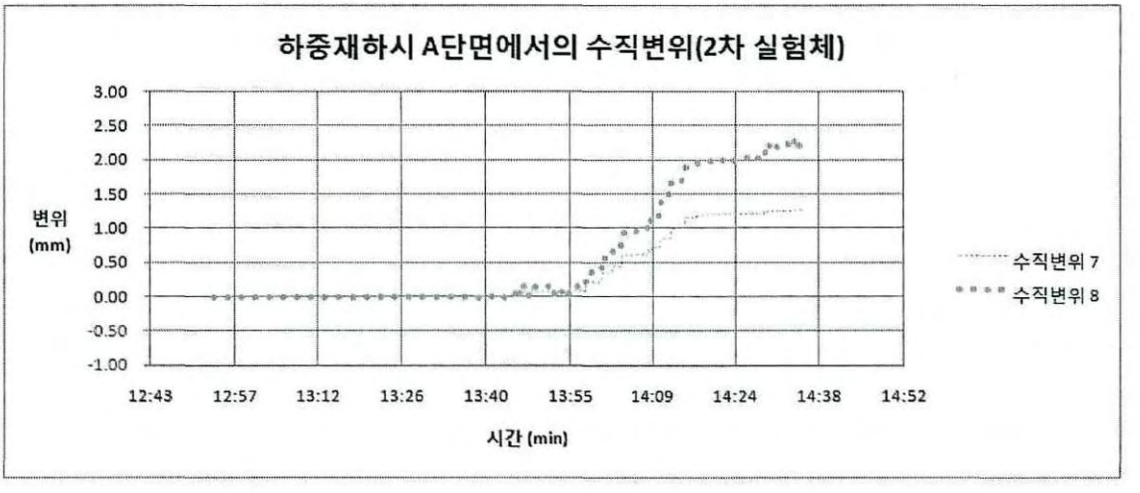




양의 값으로의 변화가 하향 처짐을 나타내며, 2경간 중앙 외측에 편심하중 192kN을 가했을 때의 변화를 나타내고 있으며, 각 단면에서의 변화량에 대한 고찰은 다음과 같다.

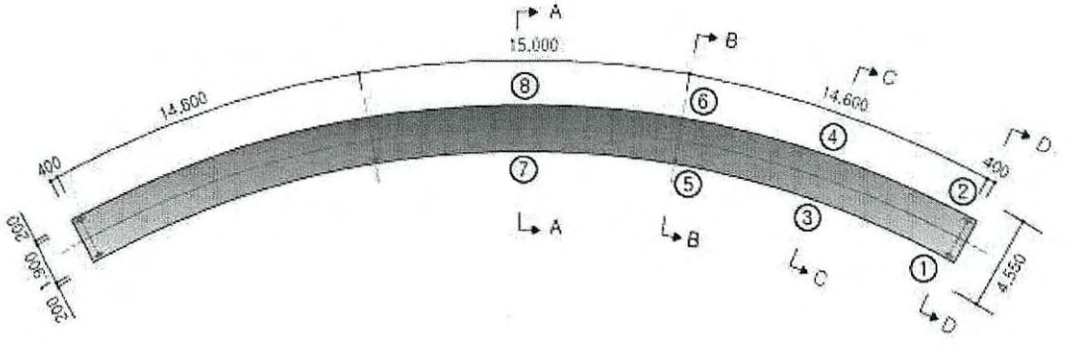
① A단면

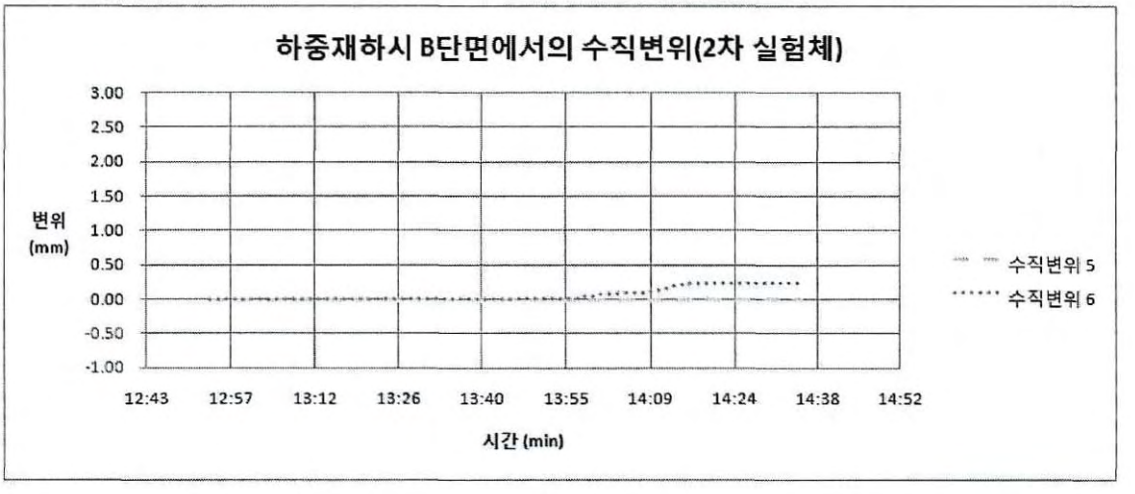




집중하중이 가해지고 있는 2경간 중앙에서는 상하부 내·외측 모두 하향 처짐이 발생되고 있다. 단, 편심하중으로 인한 비틀림 현상이 발생되어 외측의 처짐량이 내측의 처짐량보다 크게 나타나고 있다.

② B단면

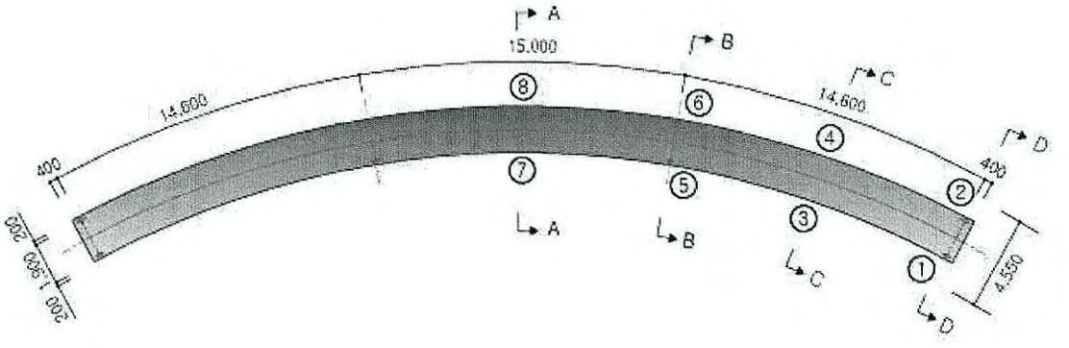


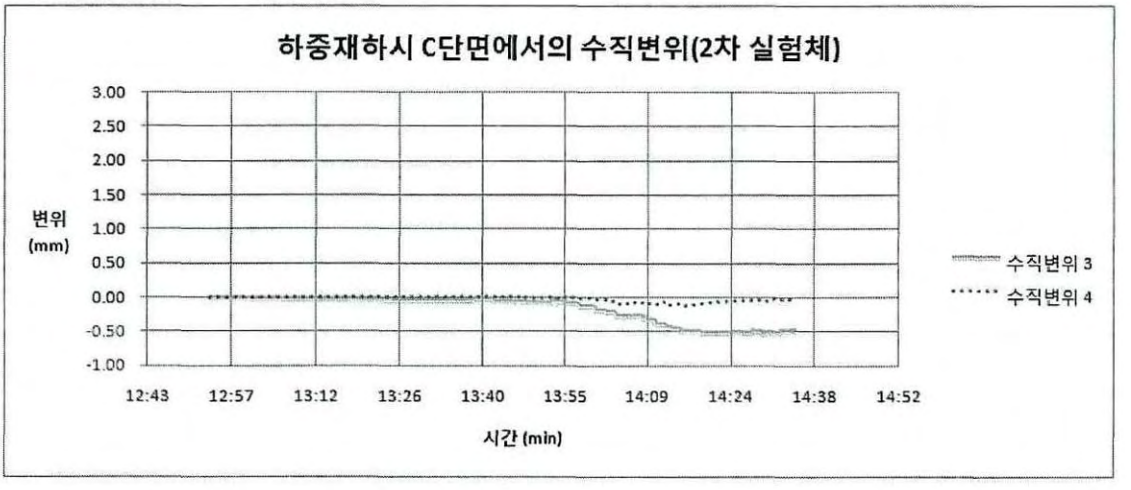


중앙 지점부의 외측의 경우 편심하중에 의한 비틀림 현상으로 하향 처짐이 발생되고, 내측의 경우 상향 변위가 발생되었으나. 그 크기는 매우 작다. 이것은 지점의 구속이 영향이라 판단된다.

외측 지점부의 경우 하중재하 위치에서 가장 가까운 지점으로 재하하중을 가장 크게 지지하는 지점으로 하향 처짐이 발생된 것으로 판단되며, 내측 지점부의 경우 지점 반력을 살펴보면 반력의 증가가 발생함에도 미소하지만 상향 변위가 발생했다는 것은 비틀림 현상으로 인한 상대적인 상향 변위가 발생했다고 사료된다.

③ C단면



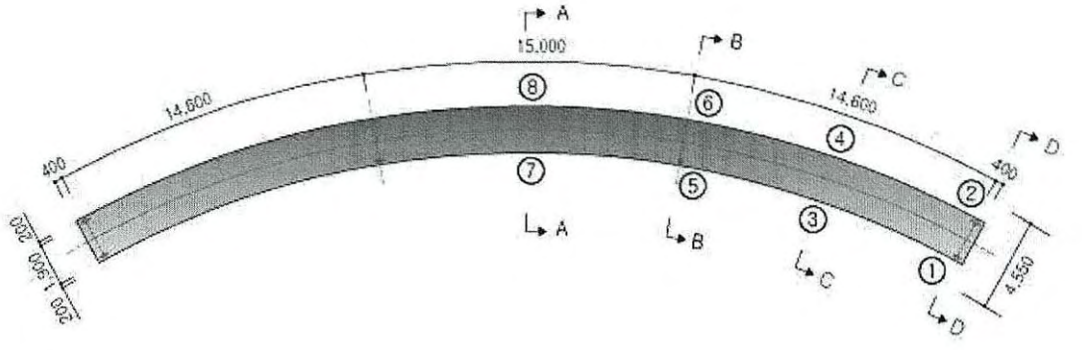


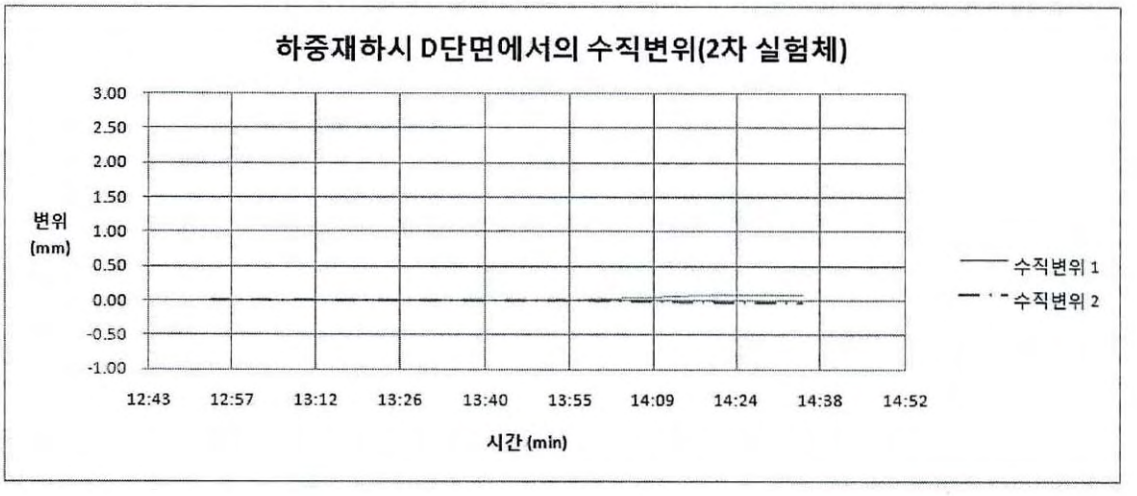
C단면의 경우 2경간 중앙에 작용한 하중에 의해 상향 변위가 발생될 것으로 예상하였으며, 예상 했던 바와 같이 상향 변위의 나타났다.

외측지점의 경우 실험체 자중에 의한 지속적인 하향 처짐이 발생됨과 동시에 재하하중에 의한 일시적인 상향 변위를 보이고 있으며, 하중재하 이후 실험체의 안정이후 하향 처짐이 지속되는 것을 확인 할 수 있었다.

내측 지점의 경우 편심에 의한 뒤틀림 현상으로 상향 변위가 다소 크게 발생되었으나, 이곳의 측정값 또한 실험체의 안정이후 하향 처짐이 진행되고 있음을 알 수 있다.

④ D단면





단부 지점의 경우, 외측에서는 변화가 거의 없으나 내측의 경우 재하된 집중하중에 의하여 미소한 하향 처짐이 발생되었다. 단부 내측지점에 집중하중에 의하여 반력이 감소되는 현상을 확인하였고, 이로 인한 상향 처짐이 발생될 것으로 예상하였으나, 미소한 하향 처짐이 발생되었고, 이는 차후 장기 계측결과를 통해 확인 할 수 있겠지만 실험체의 안정화 이후에는 상향 처짐이 발생될 것이라 믿어 의심치 않는다.

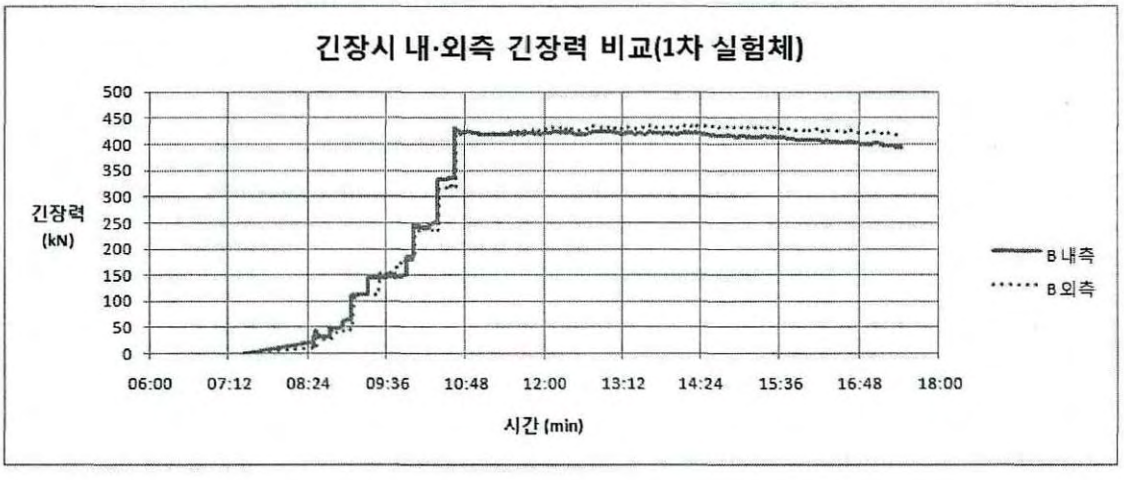
단면의 특성상 지점에 의해 하향변위가 구속당하는 점을 고려해 볼 때, 시간의 경과에 따른 하향 처짐의 변화량은 미소할 것으로 예상된다.

(3) 단기 측정에 대한 1·2차 실험체의 비교

(가) 긴장시 텐던응력 변화측정

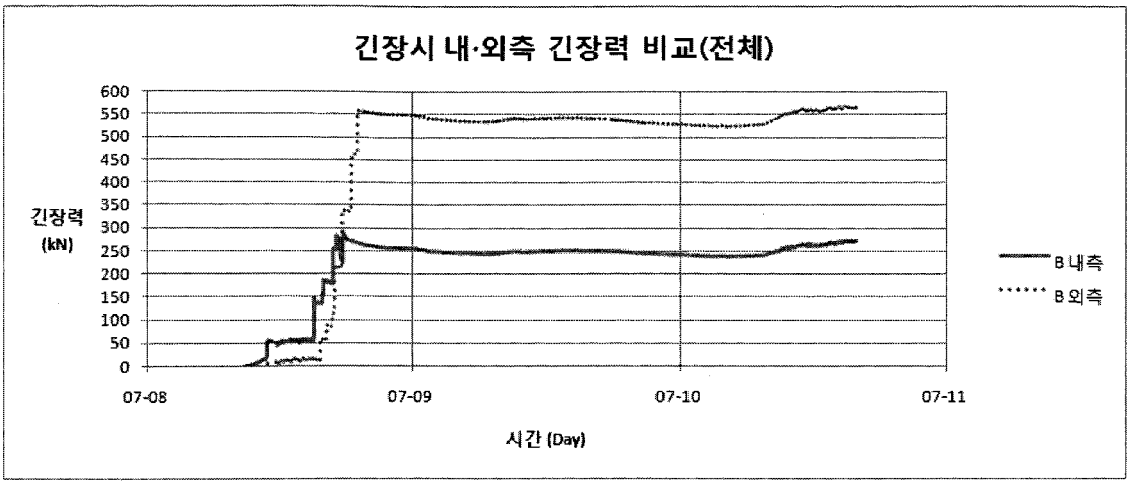
① 1차 실험체

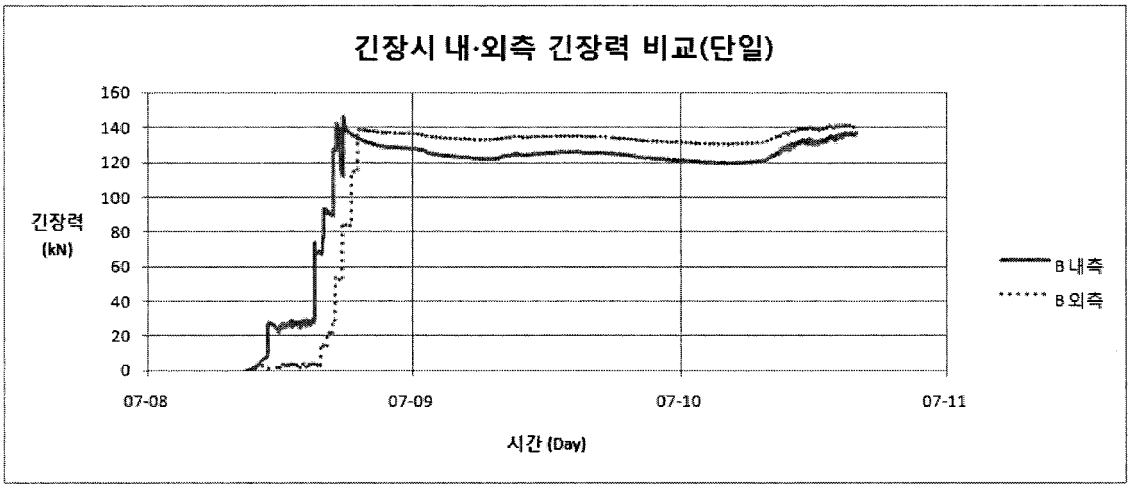
지점	긴장력(kN)	손실량(kN)	단부로부터의 거리(m)
E 내측	363.83 (69.28%)	161.29 (30.72%)	18.75
E 외측	367.32 (69.95%)	157.80 (30.05%)	18.75
B 내측	394.07 (75.04%)	131.05 (24.96%)	15.00
B 외측	416.48 (79.31%)	108.64 (20.69%)	15.00
F 내측	456.17 (86.87%)	68.95 (13.13%)	11.25
F 외측	455.82 (86.80%)	69.30 (13.20%)	11.25



② 2차 실험체

지점	긴장력(kN)	손실량(kN)	단부로부터의 거리(m)
A 내측	221.00 (62.82%)	130.82 (37.18%)	22.50
A 외측	455.63 (65.24%)	242.78 (34.76%)	22.50
B 내측	265.23 (75.38%)	86.60 (24.62%)	15.00
B 외측	555.99 (79.61%)	142.41 (20.39%)	15.00





텐던의 긴장력 측정결과를 통해 다음의 두 가지 현상을 명확하게 볼 수 있다.

① 긴장단으로 부터의 거리에 따른 긴장력 감소

② 동일 단면에서의 내·외측 긴장력 비교시

내측 긴장력 < 외측 긴장력

긴장직후 콘크리트의 탄성수축, 정착 장치의 활동, 텐던과 덕트사이의 마찰에 의한 손실로 인해 발생되는 즉시 손실에 의한 영향이라 판단되며, 즉시 손실을 발생시키는 항목으로는 정착장치의 활동에 의한 손실, 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실, 마찰에 의한 손실이 있다.

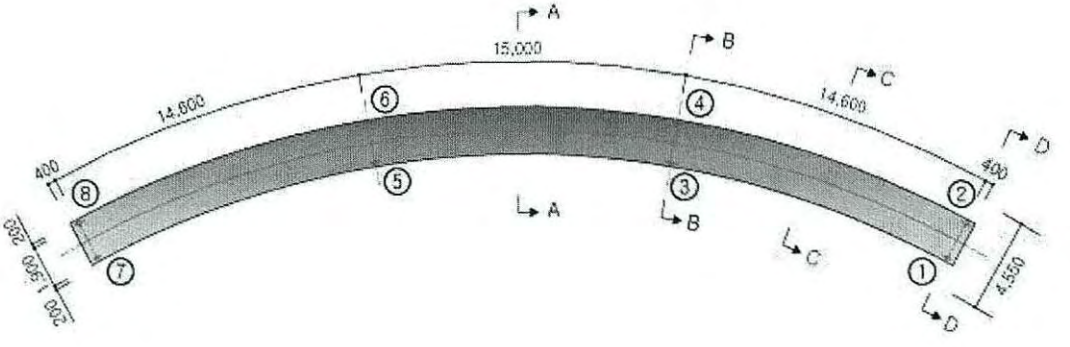
즉시 손실의 항목 중 정착장치의 활동량이 동일하다 가정하고, 콘크리트의 탄성 수축량은 작용응력의 영향을 받으며, 응력의 차로 인해 발생하는 탄성 수축량의 차이가 미약할 것으로 판단되기에 긴장력의 차이는 마찰에 의한 손실에 의한 영향

을 가장 크게 받는다고 사료된다.

단부로 부터의 거리에 따른 긴장력의 변화를 살펴보면, 마찰 거리에 따른 긴장력의 손실을 명확하게 확인할 수 있다. 여기서 마찰 거리에 따른 마찰 손실만을 고려해 본다면 곡률에 의해 내측 텐던보다는 외측 텐던의 마찰거리가 길기 때문에 동일단면에서 내측 텐던보다 외측 텐던의 긴장력 감소가 크게 나타나야 하겠지만, 마찰 손실을 유발하는 중요한 요인인 강선의 곡률에 의한 마찰과 쉬스의 파상의 영향에 의해 발생되는 파상 마찰까지 고려해 본다면 내측 손실량이 외측 손실량보다 크게 발생되는 현상을 이해 할 수 있으며, 이것은 내측 곡률과 외측 곡률의 상대적인 차에 의해 발생된 현상이라 판단된다.

1차 실험체의 경우 내·외측 긴장력이 동일하게 설계 시공되었으며, 2차 실험체의 경우 내측 긴장력은 33%감소, 외측 긴장력은 33%증가된 상태로 설계 시공되었다. 이 두 실험체의 긴장력을 직접적으로 비교하는 것은 불가능하지만 동일위치에서의 긴장력과 손실량의 비율을 비교해 보면 동일한 수준의 긴장력과 손실이 발생하였음을 알 수 있고, 이것은 텐던의 긴장시 즉시 손실이 거리에 따른 마찰력에 의해 발생되고 있음을 확인시켜 준다.

(나) 하중재하시 반력측정



① 1차 실험체

반력(kN)	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4
자중	214.89	224.91	302.98	307.46
하중재하	171.61	224.91	335.24	414.42
증감	-43.28	0.00	32.26	106.96

② 2차 실험체

반력(kN)	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4
자중	167.46	200.58	318.43	503.13
하중재하	139.55	214.72	351.95	560.44
증감	-27.91	14.15	33.52	57.31

반력(kN)	LC 7	LC 8	LC 5	LC 6
자중	126.02	189.21	259.84	378.70
하중재하	119.03	210.93	268.22	470.48
증감	-6.99	21.72	8.38	91.79

자중이외의 추가적인 하중이 2경간 중앙부에 작용할 때, 실험체의 전체적인 지점 반력의 변화 양상을 살펴보면 1·2차 실험체 모두 중앙 지점부에서는 반력의 증가, 단부 지점부 내측(LC 1,7)에서는 부반력이 발생하고 있음을 알 수 있다.

1차 실험체의 실험시에는 해석상의 값을 근거로 실험체가 좌우 대칭이기에 대칭 거동을 할 것으로 예상하고 절반의 지점부에서의 반력만을 측정하였으나, 2차 실험체의 전체 지점의 반력을 측정하면서 시공 직후 실험체가 대칭 거동을 보이지 않음을 확인할 수 있었다.

동바리 제거에서부터 하중재하 이후까지의 지점반력 값을 살펴보면, 자중이 오른쪽으로 치우쳐 있음을 확인할 수 있다. 이러한 현상의 원인으로는 시공 중 실험체를 지지하고 있던 동바리의 해체가 동시에 진행되지 못하고 좌측으로부터 우측으로 순차적인 해체가 이루어 졌기 때문이라고 판단된다.

지점의 구속형태가 3번 지점은 고정, 나머지 지점은 종방향과 횡방향으로 각각 구속이 해제되어 있다는 지점 구속 차이로 인한 미소한 차이가 발생될 것이라 예상하였으나, 완성된 구조계의 대칭성 이외에도 시공 중 작업 순서에 의한 영향이 발생되어 반력의 좌우 대칭이 이루어 지지 않고 있음을 확인할 수 있었다.

이후 장기 계측 결과를 통해 확인할 수 있겠지만, 시간의 경과에 따라 실험체가 안정되어감에 따라 좌우 대칭을 이루게 되며, 시공 중 일시적인 현상으로 판단된다.

동일 수준의 자중만 작용하는 경우 최대반력의 크기를 살펴보면, 1차 실험체에 비해 내·외측 탠던량을 달리한 2차 실험체의 중앙 지점에서의 반력 크기가 크게 나

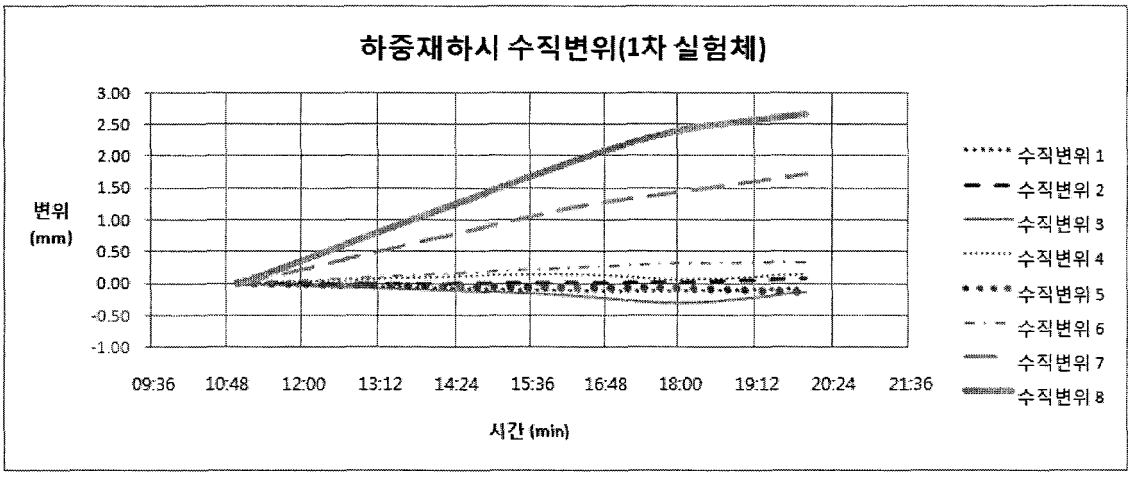
타나고 있으며, 단부 지점의 반력은 2차 실험체의 값이 1차 실험체에 비해 작게 측정되고 있다.

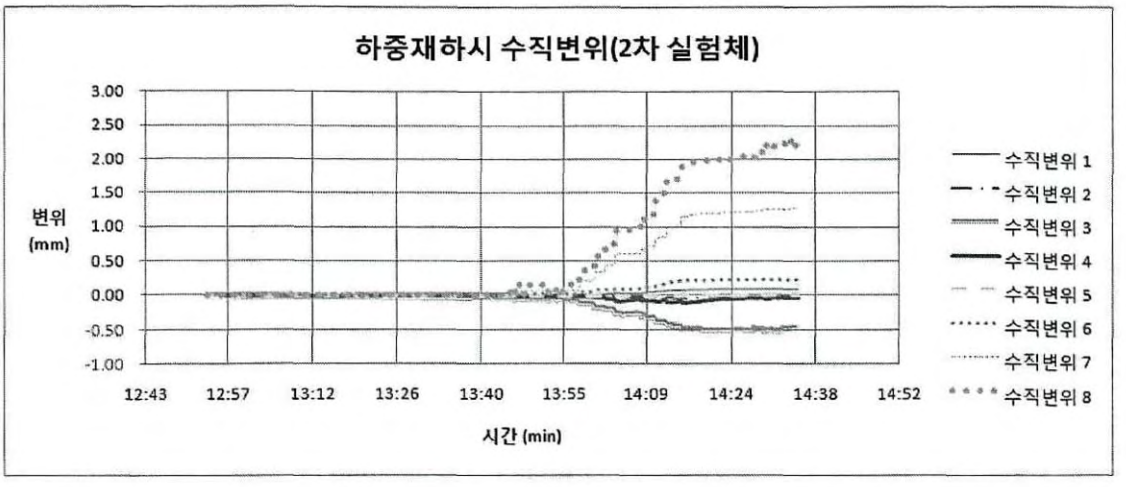
편심 재하 하중에 대한 지점으로의 하중분배 양상을 살펴보면 2차 실험체의 경우 부반력의 크기가 1차 실험체에 대해 절반수준으로 발생하는 것을 확인할 수 있다.

두 실험체의 차이점은 시공날짜 이외에 탠던의 내·외측 긴장력 차이임을 고려해 볼 때, 내측 긴장력의 감소와 외측 긴장력의 증가는 자중에 의한 하중 집중도를 높이는 반면, 재하 하중에 의한 부 반력의 감소를 유도하는 것으로 사료된다. 재하 하중의 크기가 커진다면, 혹은 공용중 교량의 사용 하중 증가를 예상해 본다면, 고정하중이 아닌 이동하중에 의한 부반력의 감소를 유도할 수 있는 2차 실험체가 보다 안정적인 실험체가 되리라 판단된다.

(다) 하중재하시 수직변형측정

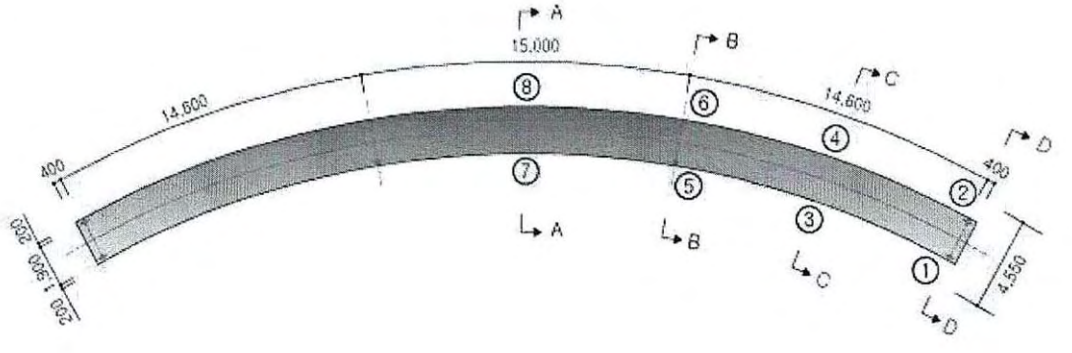
1차 실험체에는 Dial Gauge를 사용하여 수동으로 계측을 진행하였으며, 2차 실험체에서는 LVDT를 통한 자동계측을 수행하였다. 1차 실험체의 하중재하시 수직변위량과 2차 실험체의 수직변위량을 각각 그래프로 나타내었다.

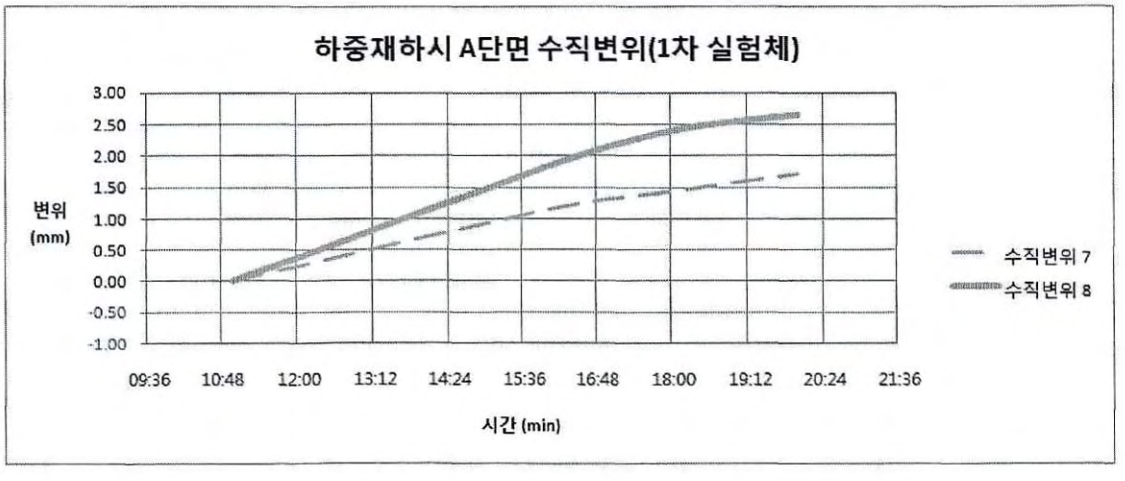




1·2차 실험체의 동일지점에서의 수직처짐은 유사한 거동을 나타나고 있으나, 미소한 차이가 나타나고 있으며, 이에 대한 비교를 다음과 같이 진행하였다.

① A단면



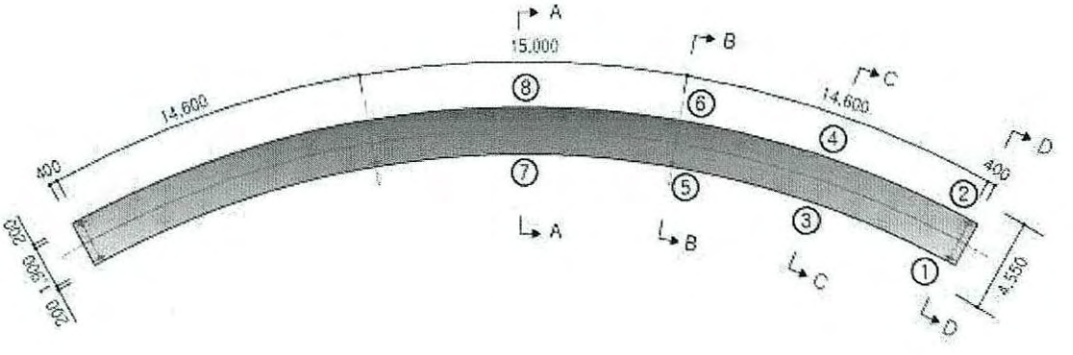


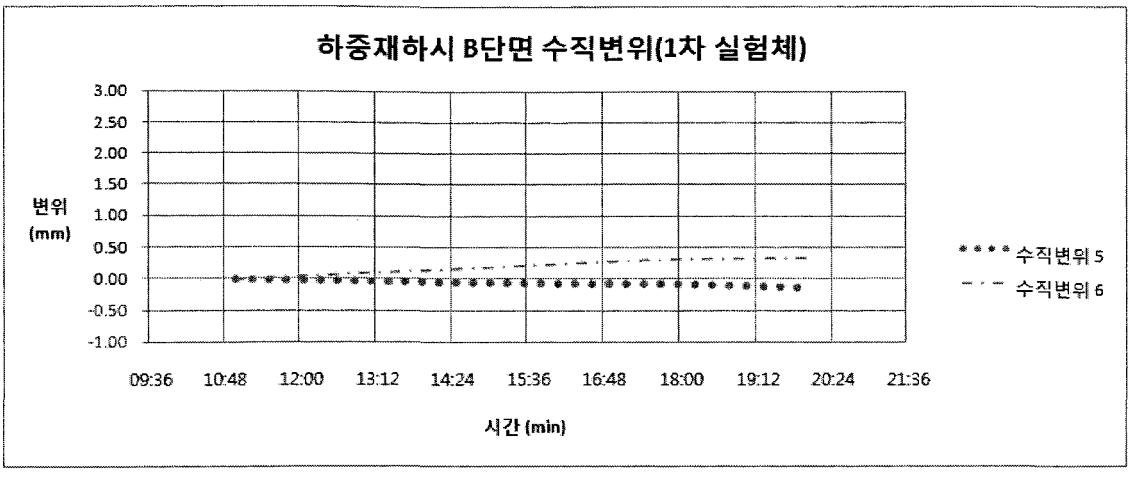


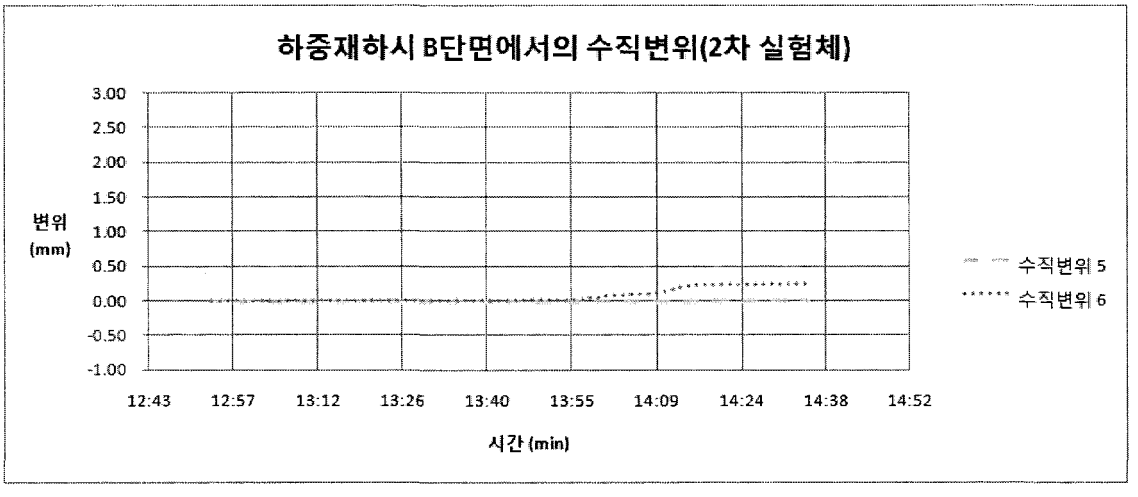
1·2차 실험체 모두 집중하중이 가해지고 있는 2경간 중앙에서는 상하부 내 · 외측 모두 하향 처짐이 발생되고 있다. 단, 편심하중으로 인한 비틀림 현상이 발생되어 외측의 처짐량이 내측의 처짐량보다 크게 나타나고 있다.

단, 동일 하중에 대하여 1차년도 실험체의 처짐 발생 크기가 크게 나타나고 있다.

② B단면

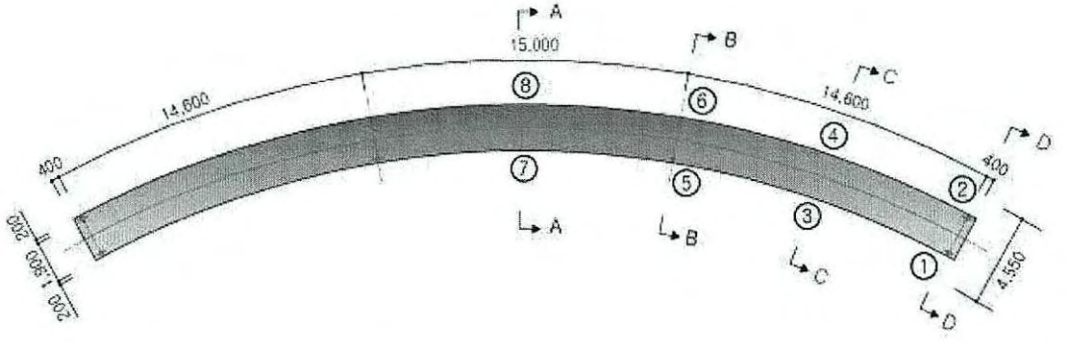


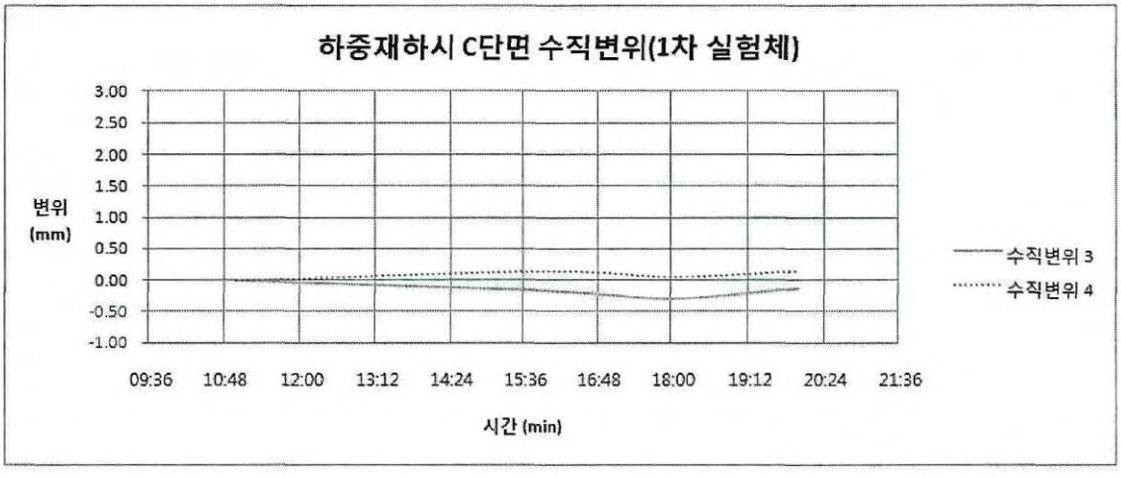


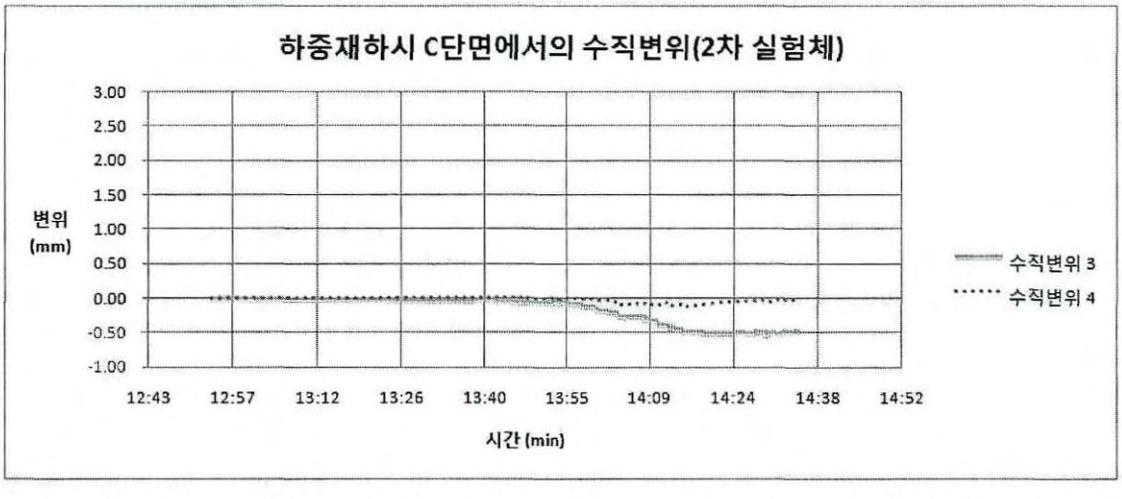


외측 지점부의 경우 하중재하 위치에서 가장 가까운 지점으로 재하하중을 가장 크게 지지하는 지점으로 하향 처짐이 발생된 것으로 판단되며, 내측 지점부의 경우 지점 반력을 살펴보면 반력의 증가가 발생함에도 미소하지만 상향 변위가 발생했다는 것은 비틀림 현상으로 인한 상대적인 상향 변위가 발생했다고 사료된다. 단, 동일 하중에 대하여 1차년도 실험체의 처짐 발생 크기가 크게 나타나고 있다.

③ C단면



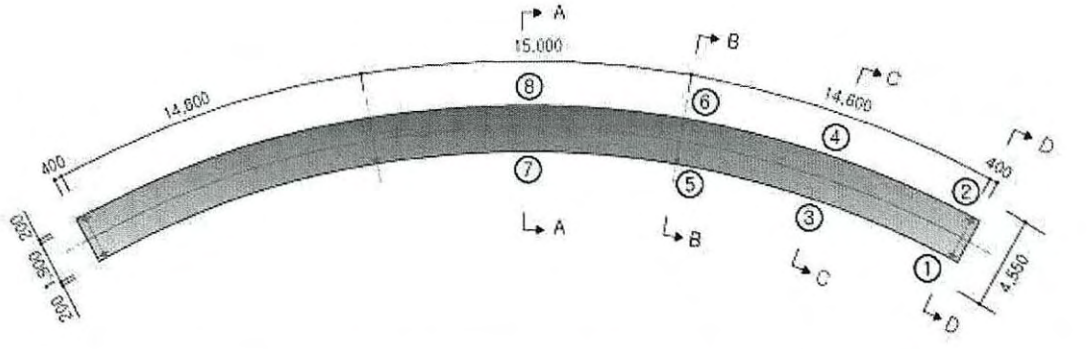


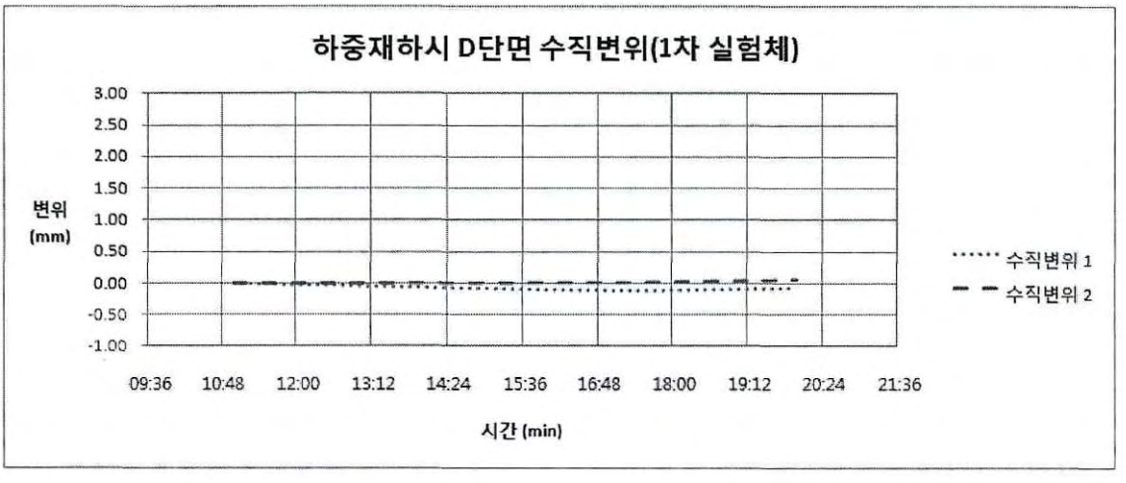


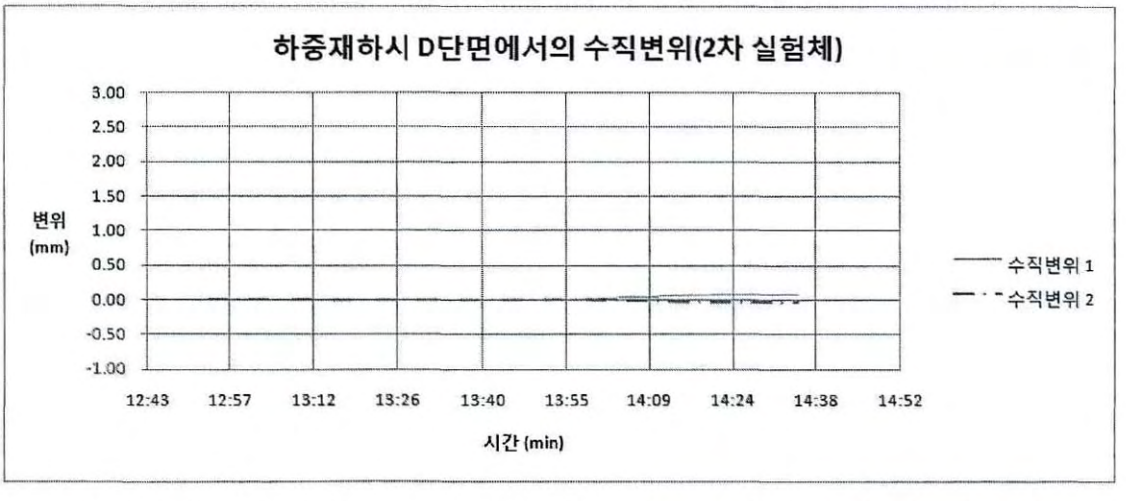
실험체 자중에 의한 지속적인 하향 처짐이 발생됨과 동시에 재하 하중에 의한 일시적인 상향 변위를 보이고 있으며, 실험체의 안정이후 하향 변위가 지속되는 것을 확인 할 수 있었다.

단, C단면에서의 변위량은 1차 실험체의 변위량이 2차 실험체에서의 변위량에 비해 작게 측정되고 있다.

④ D단면







1·2차 실험체 모두 단부 지점의 경우, 외측에서는 변화가 거의 없으며, 1차 실험체의 경우 집중하중에 의하여 미소한 상향 변위가 발생한데 비하여 2차 실험체의 경우 미소한 하향 처짐이 발생되었음을 확인할 수 있다. 단, 2차실험체의 내측에 발생한 하향 처짐은 충격에 의한 일시적인 현상이라 판단되며, 시간경과에 따라 1차 실험체와 동일한 양상의 상향 변위가 발생될 것이라 사료된다.

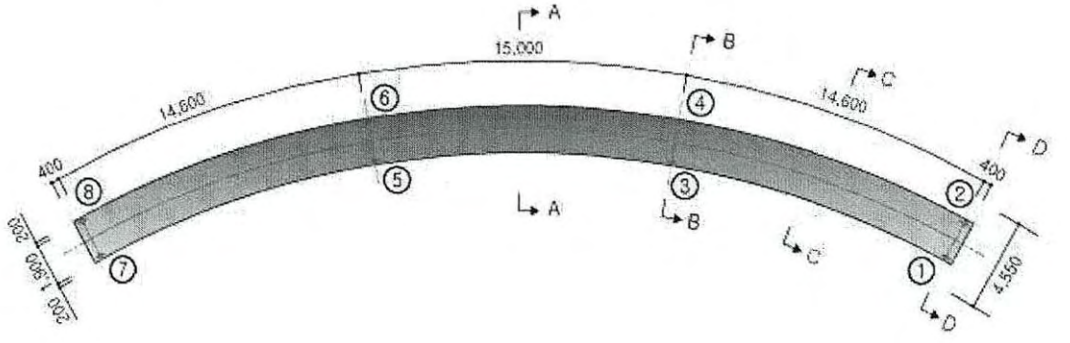
⑤ 수직 변위에 관한 비교 분석 결과

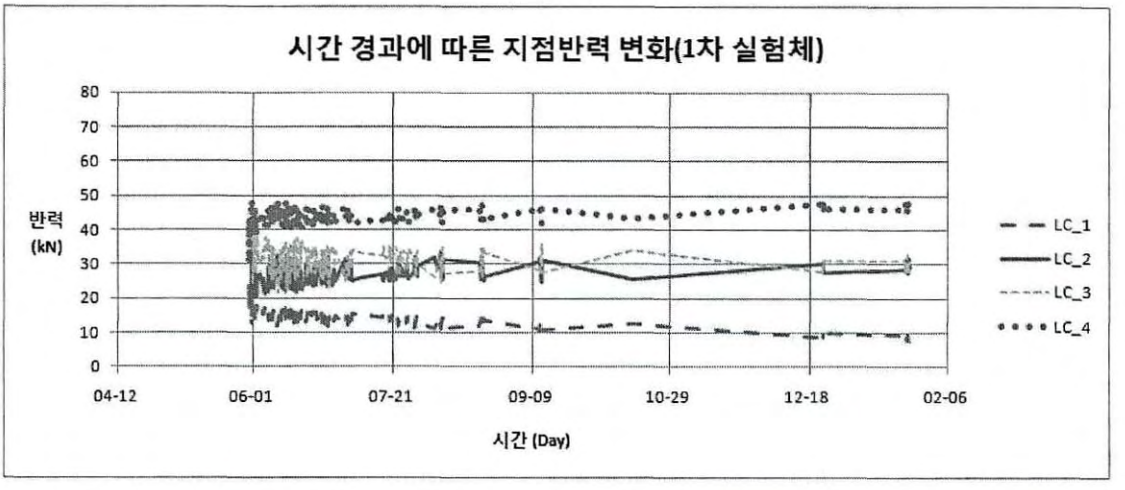
- A 단면 : 하중이 직접적으로 작용하는 A단면의 내·외측 변위량의 크기를 비교해보면, 1차 실험체의 하향 변위량이 2차 실험체의 하향 변위량에 비하여 크게 측정되고 있으며, 이것은 최대 처짐량의 비교를 통한 내하력 평가단계에서 볼 때, 2차 실험체의 내하성능이 우수함을 나타내고 있다.
- B 단면 : 재하 하중을 가장 근거리에서 지지하게 되는 지점부에서의 값으로 외측의 경우 하향 처짐의 값을 보이며, 내측 지점의 경우 상향 변위가 측정되고 있다. 이것은 편심재하 하중으로 인한 비틀림 현상으로 인한것이라 사료된다. 변위량의 크기를 비교해 보면 1차 실험체의 변위값이 2차 실험체의 변위값에 비하여 크다는 것을 확인할 수 있으며, 이것은 1차 실험체가 편심하중에 대하여 2차 실험체에 비하여 취약하다는 것을 나타낸다.
- C 단면 : 연속교의 특성상 본 실험체와 같이 2경간 중앙에 하중이 제하된 경우 1경강 중앙부인 C단면에는 상향 변위가 예상되며, 실험 결과도 예상과 동일하게 나타나고 있다. 그러나 1·2차 실험체의 변위량을 비교해 보면, 2차 실험체에서의 상향 변위값이 크게 나타나고 있음을 알 수 있다. A단면과 B단면에서의 변위량을 통한 2차 실험체의 내하성능이 상대적으로 우수하다는 결론과는 상반되는 결과이며, 상향 변위의 크기가 미소하지만, 하중의 크기 증가나 공용중인 교량의 사용하중 증가시에 상대적으로 큰 상향 변위는 실험체의 사용성 측면에서의 약점으로 나타날 가능성이 있다.
- D 단면 : 단부 지점부에서의 변위량 측정결과에 따르면, 1차 실험체의 경우 편심 재하 하중에 의해 부반력을 상대적으로 크게 받으며 상향변위가 발생되며, 2차 실험체는 상대적으로 적은 부 반력과 미소한 변위가 발생됨을 확인할 수 있다. 이러한 결과는 하중의 크기 증가와 공용중인 교량의 사용 하중 증가를 고려해 보았을 때, 안전성 측면과 사용성 측면에서 2차 실험체가 유리하다는 판단된다.

다. 장기계측결과

(1) 1차 실험체

(가) 지점반력 변화

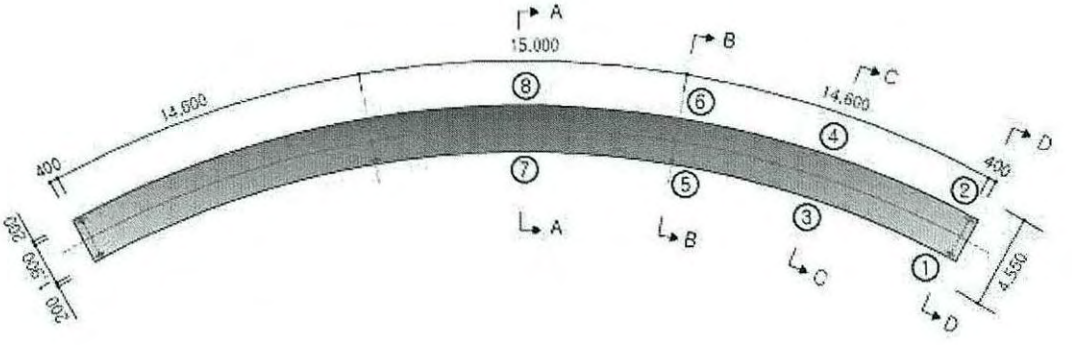


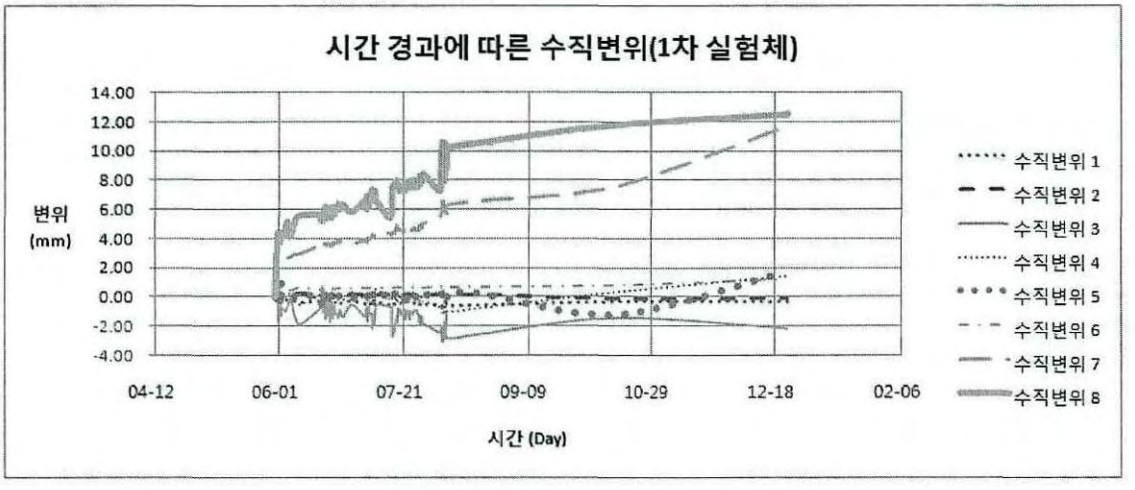


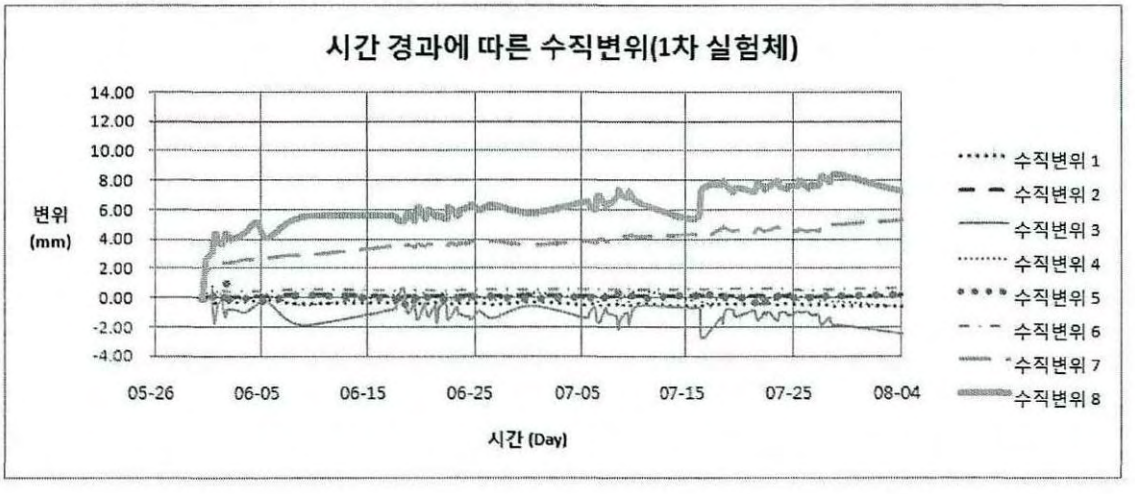
지점 반력에 대한 장기 계측 결과를 살펴보면, 추가적인 하중의 증가가 없는 실험체의 반력이 1일 주기로 변화하는 것을 확인할 수 이으며, 이것은 일중 온도변화 및 상하면 온도차에 의하여 발생되는 실험체의 변형에 의한 현상이라 판단된다. 정적 재하 하중의 재하이후 각 지점의 반력은 온도에 의한 1일 주기 변동을 제외하고는 특별한 변동 없이 유지되고 있음을 알 수 있다.

단, 8월 4일 이후 반력의 계측값이 몇 차례 크게 변동하는 경우가 있는데, 실험체에 가해진 외적 충격에 의한 것으로, 실험이 의도된 것이 아니라 현장에서의 작업도중 의도하지 않은 충격으로 인한 변동이다. 이러한 외적충격에 의한 변동은 소정의 시간 경과 후 다시 원상태로 복귀 되었으며, 반력의 지속적인 측정에는 큰 영향을 주지 않았다.

(나) 수직변형 변화


A
B
C
D
15,000
14,600
14,600
400
400
4,550
200
1,600
200
①
②
③
④
⑤
⑥
⑦
⑧


시간 경과에 따른 수직변위(1차 실험체)
변위 (mm)
14.00
12.00
10.00
8.00
6.00
4.00
2.00
0.00
-2.00
-4.00
04-12
06-01
07-21
09-09
10-29
12-18
02-06
시간 (Day)
수직변위 1
수직변위 2
수직변위 3
수직변위 4
수직변위 5
수직변위 6
수직변위 7
수직변위 8


시간 경과에 따른 수직변위(1차 실험체)
변위 (mm)
14.00
12.00
10.00
8.00
6.00
4.00
2.00
0.00
-2.00
-4.00
05-26
06-05
06-15
06-25
07-05
07-15
07-25
08-04
시간 (Day)
수직변위 1
수직변위 2
수직변위 3
수직변위 4
수직변위 5
수직변위 6
수직변위 7
수직변위 8

1차 실험체의 수직 변위 측정은 Dial Gauge를 통한 수동계측으로 이루어 졌으며, 측정결과는 위 그래프와 같다. 계측결과를 살펴보면, 하중제하 이후 지속적인 변위가 발생됨을 알 수 있으며, 이는 실험체의 시간 의존적 변형에 의한 것으로 사료된다.

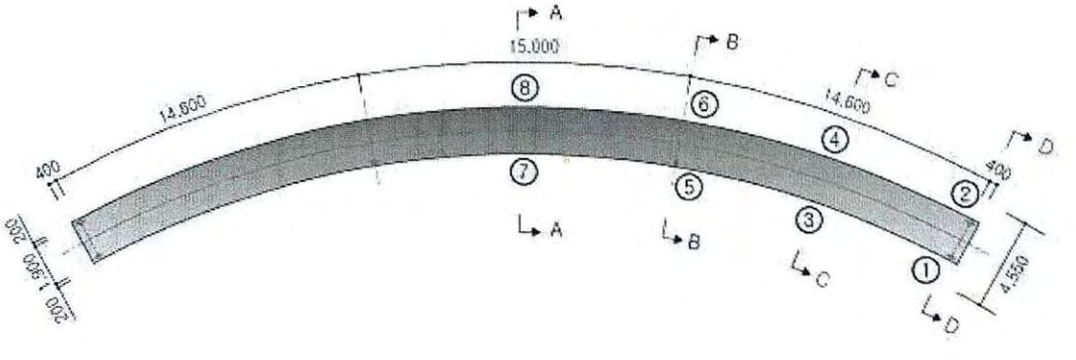
8월 4일 의도하지 않게 발생된 외적 충격에 의하여 큰 변위가 발생되었으며, 지점반력의 경우와는 달리 이 변위값이 복원되지 않는 문제가 발생되었으며, 그 이후 발생한 외적 충격에 의하여, 계측값이 교란되어 나타나고 있다고 판단된다.

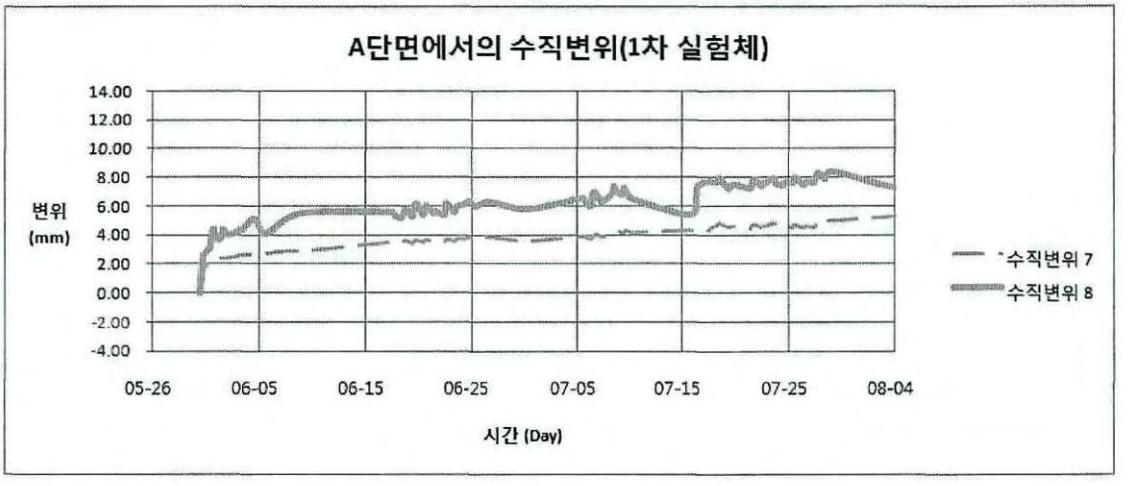
외적 충격에 의해 의도하지 않은 변위가 발생되었다 하더라도, 시간의 경과후 원상태로 복원된다면 계측값의 활용에 문제가 발생되지 않으며, 복원되지 않는 경우에도 외적 충격에 의해 발생된 변동량을 확인할 수 있다면, 충격에 의한 변동량을 측정값에서 제거함으로서, 고려하지 않은 외적 충격에 대한 영향을 배제한 원하는 실험결과 값을 얻을 수 있다.

그러나, 외적 충격에 의한 수직 변위의 변화는 일정시간의 경과 후에도 복원되지 않았으며, Dial Gauge를 통한 수동계측을 하였기에 충격시 변동량을 확인할 수 없었기에 원하는 실험결과의 획득에 문제가 있다고 판단하고 2008년 12월 22일 수직변위에 대한 계측을 중단하였으며, 외적 교란이 없는 8월 4일이전의 측정값만 유효하다 판단하고 분석을 수행하였다.

차후 진행하는 2차 실험체에 대해서는 의도하지 않은 외적 충격으로부터 실험체를 보호하기 위한 실험체 보호 시설을 설치하여, 이와 같은 사고를 사전에 차단하고 실험을 진행하였다.

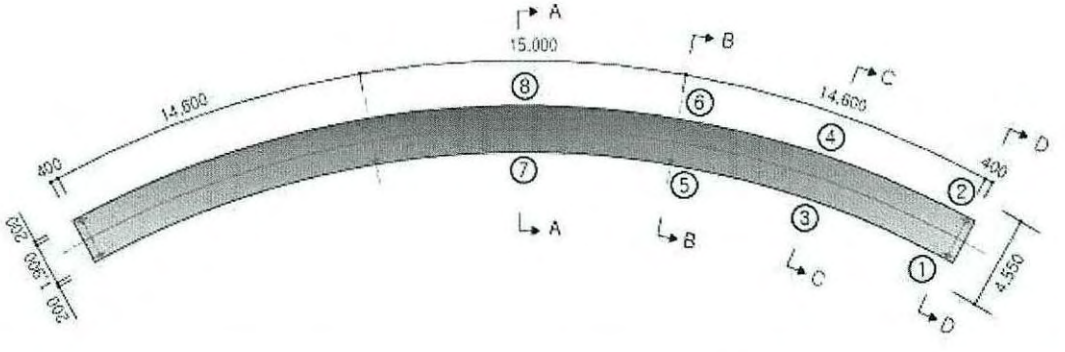
① A단면

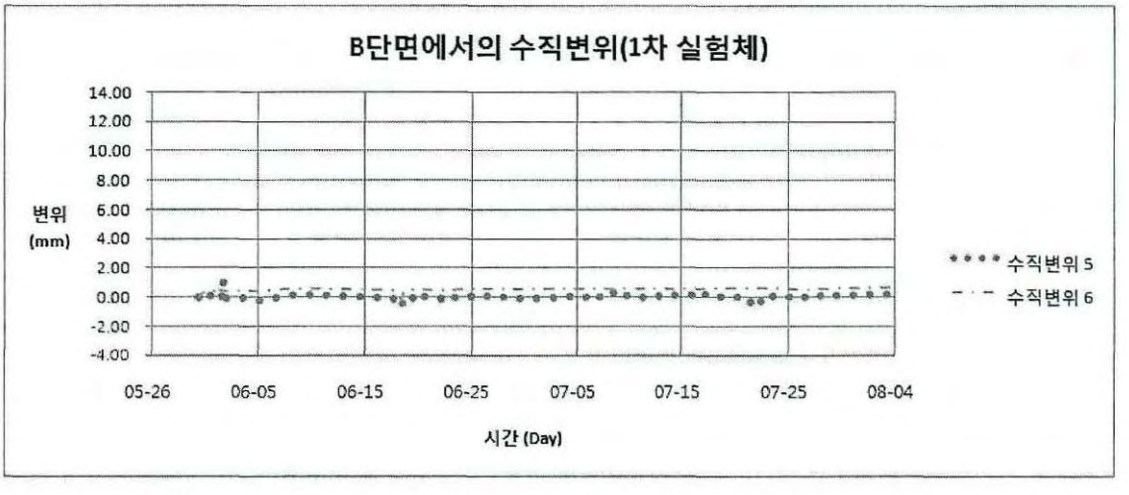




하중재하 직후 하향 처짐이 발생한 A단면의 내·외측 지점에서의 수직 변위의 값은 시간의 경과에 따라 하향 처짐이 지속하여 증가하고 있음을 알 수 있다.

② B단면





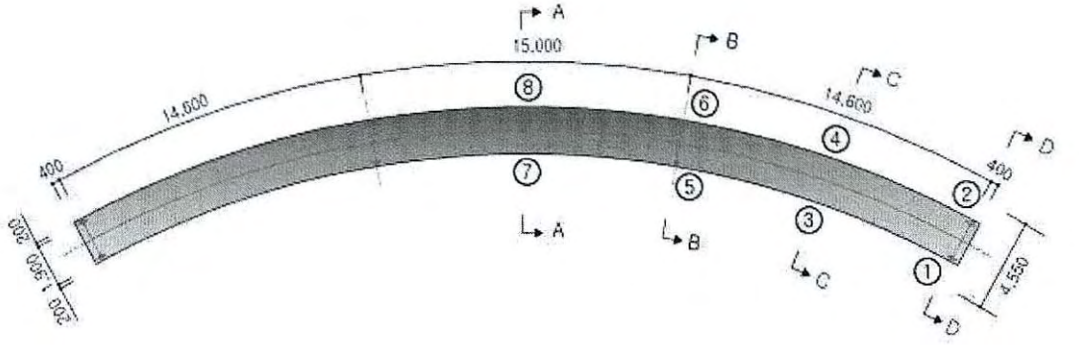
중앙 지점부의 외측의 경우 편심하중에 의한 비틀림 현상으로 하향 처짐이 발생

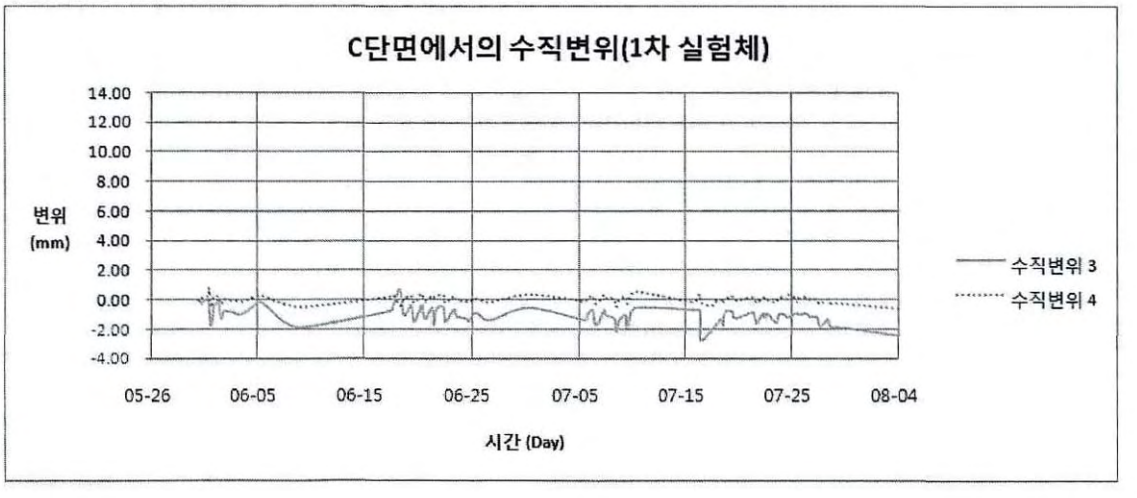
되고, 내측의 경우 상향 변위가 발생되었으나. 그 크기는 매우 작다. 이것은 지점의 구속이 영향이라 판단된다.

외측 지점부의 경우 하중재하 위치에서 가장 가까운 지점으로 재하하중을 가장 크게 지지하는 지점으로 하향 처짐이 발생된 것으로 판단되며, 내측 지점부의 경우 지점 반력을 살펴보면 반력의 증가가 발생함에도 미소하지만 상향 변위가 발생했다는 것은 비틀림 현상으로 인한 상대적인 상향 변위가 발생했다고 사료된다.

B단면의 경우 지점에 의해 구속을 받고 있는 부분이기에 하중 재하시 발생된 변위이후 추가적인 변화량이 거의 나타나지 않고 있다.

③ C단면



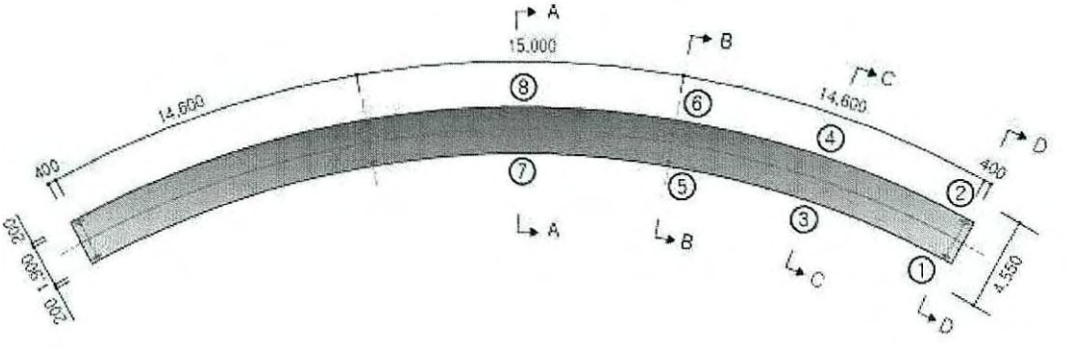


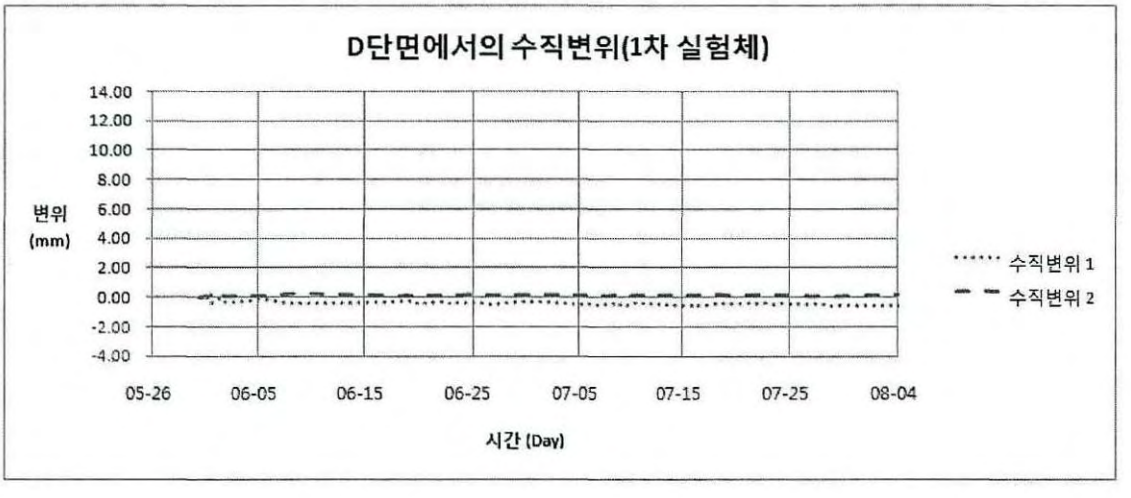
하중 재하 직후의 계측값을 통해, C단면의 외측지점의 경우 실험체 자중에 의한

지속적인 하향 처짐이 발생됨과 동시에 재하하중에 의한 일시적인 상향처짐을 보이고 있으며, 하중재하 이후 실험체의 안정이후 하향 처짐이 지속되는 것을 확인할 수 있었다.

그러나, 장기 계측 결과를 살펴보면, 온도에 의한 일일주기 변화를 제외하고 실험체의 전체거동은 상향 변위가 지속적으로 발생되고 있음을 알 수 있다. 초기 계측에 결과에서의 하향 처짐은 온도에 의한 변화라 사료된다.

④ D단면





하중재하직후의 계측값을 통하여, 단부 지점의 경우, 외측에서는 변화가 거의 없으나 내측의 경우 재하된 집중하중에 의하여 미소한 상향 변위가 발생되었으며, 시간경과에 따라 하향 처짐이 진행되고 있음을 확인할 수 있었고, 지점에 의해 하향

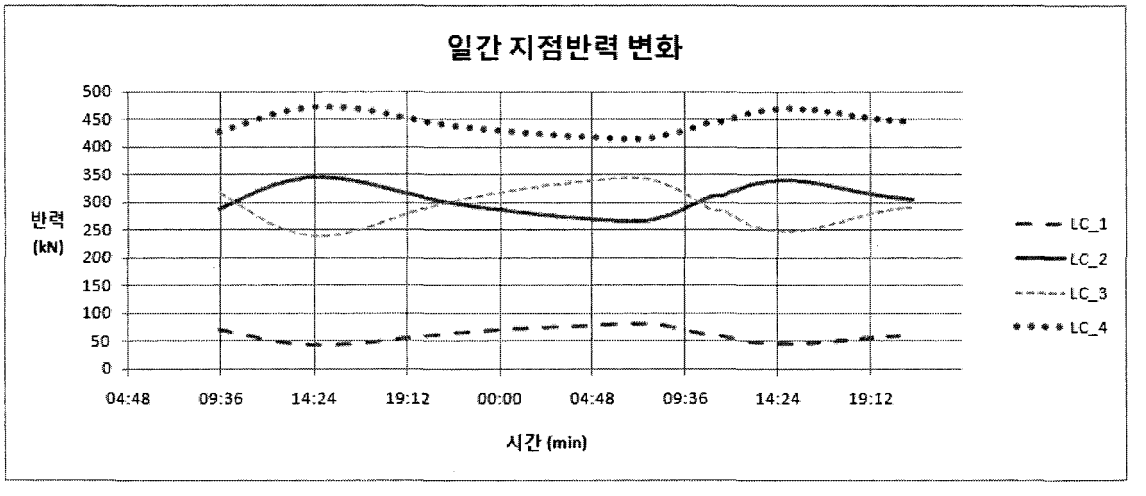
변위가 구속당하는 점을 고려해 볼 때, 시간의 경과에 따른 하향 처짐의 변화량은 미소할 것으로 예상하였었다.

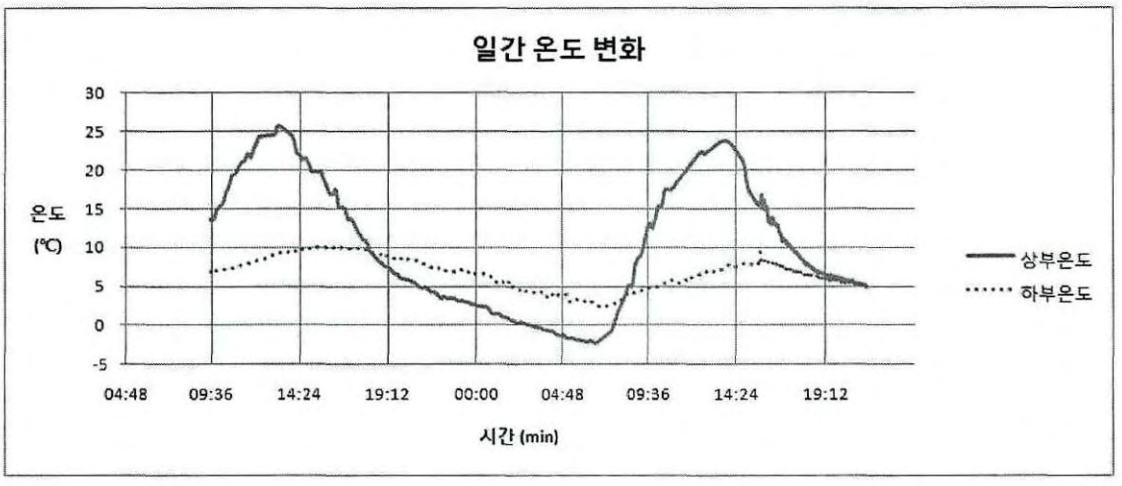
그러나, 장기계측 결과를 분석해 보면, 단부 내측 지점에서의 하향 변위가 아닌 상향 변위가 지속되고 있음을 확인할 수 있으며, 하중재하 직후의 하향 처짐은 온도변화에 따른 변위라 판단된다.

(다) 일간 온도변화에 의한 실험체의 변화검토

실험체는 실외에 위치하며 일간 대기중의 온도 변화 및 직사광선의 영향으로 실험체의 상하면 온도차가 발생하게 된다.

상하면 온도차로 인하여 전체적인 실험체의 거동이 일일 주기로 변화하는 양상을 나타내며 다음은 그 중 반력의 일일주기 변화를 검토한 것이다.

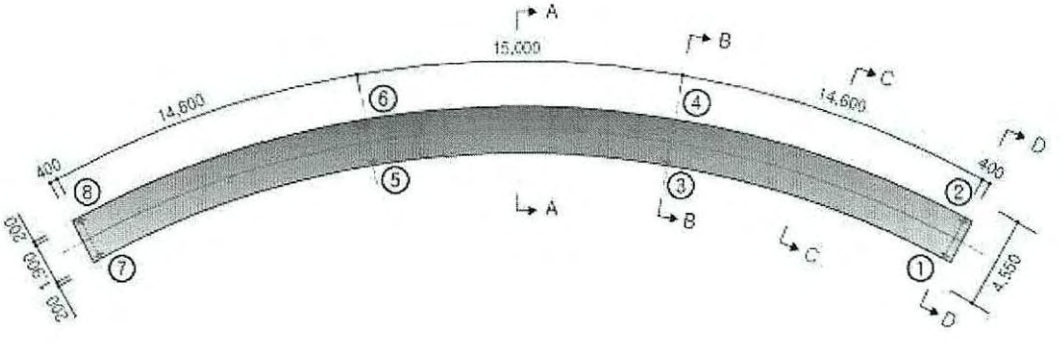


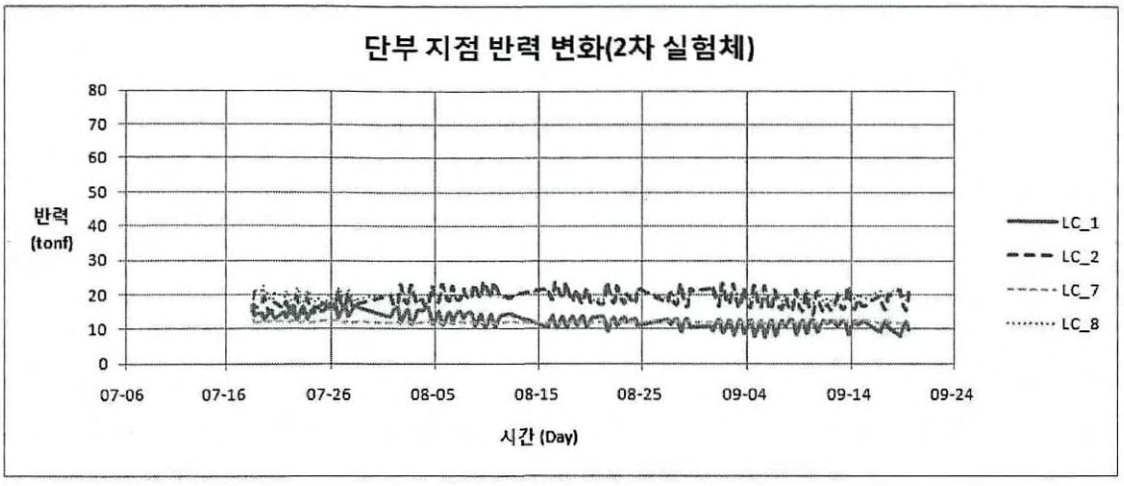


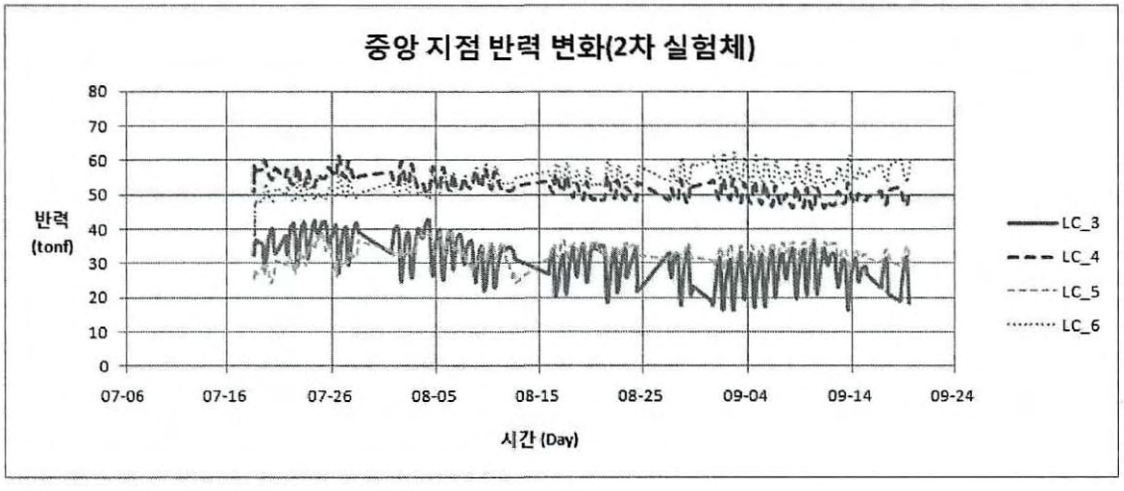
반력(KN)		①단부내측	②단부외측	③중간내측	④중간외측
2009-03-23 1:12:05 PM	상부25℃, 하부10℃ 상하부온도차(15℃)	44.892	338.659	248.220	468.010
2009-03-23 6:22:05 PM	상부10℃, 하부10℃ 상하부온도차(0℃)	51.521	322.492	270.904	459.745
2009-03-24 6:02:05 AM	상부-2.5℃, 하부2.5℃ 상하부온도차(-5℃)	79.363	267.609	343.756	416.352
최대온도차이에대한 반력의차이 (상부 25℃ 하부10℃) -(상부-2.5℃하부2.5℃)		-34.448	71.002	-95.472	51.622

(2) 2차 실험체

(가) 지점반력 변화

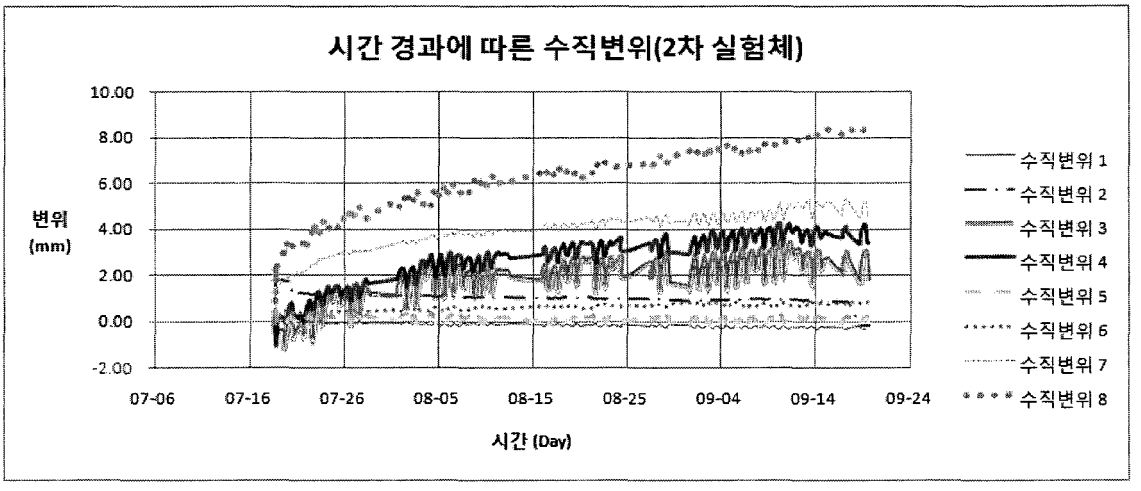






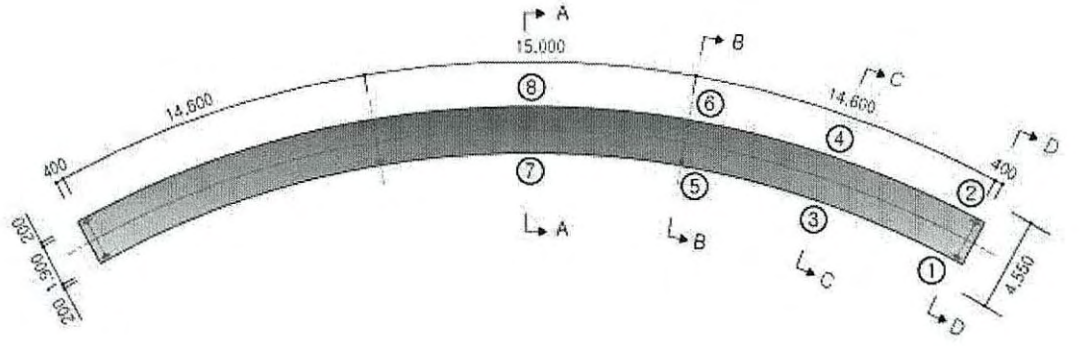
동바리 제거 이후 하중재하시까지 실험체의 하중이 오른쪽으로 쏠려 있던 현상이 관찰되었으나, 시간의 경과에 따라 하중의 좌우 대칭이 이루어지고 있음을 확인할 수 있다. 일간 온도 변화에 의한 상하면 플랜지의 온도차로 인하여 1일 간격으로 실험체에 변형이 발생되어 계측값이 1일 주기의 파형을 그리고 있다. 일간 온도 변화를 고려하지 않은 해석과 비교하기 위하여 실측 데이터를 필터링 한 후 해석값과 비교하여 보다 명확한 비교가 가능하도록 할 것이다.

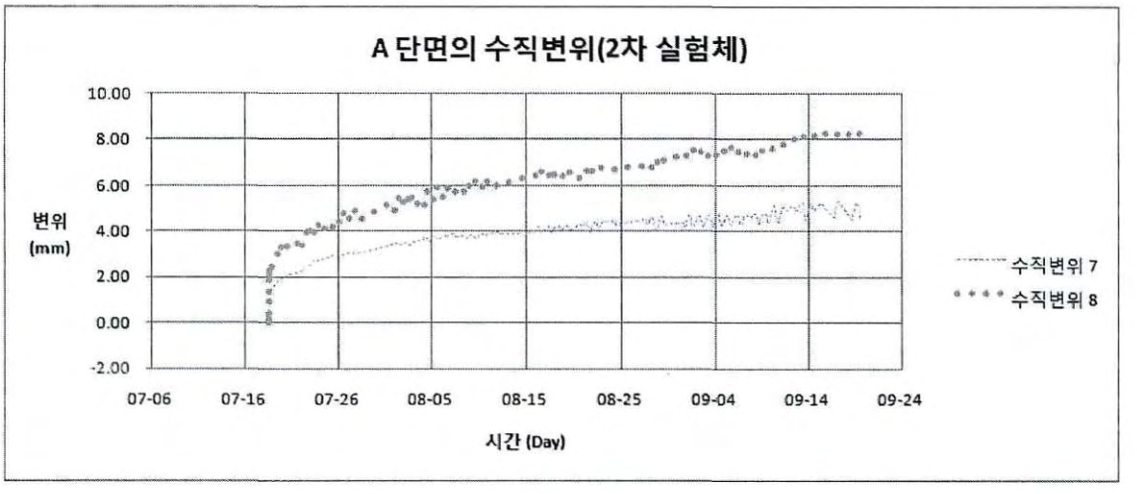
(나) 수직변형 변화



하향 처짐을 양의 값으로 나타내며, 2차 실험체의 2경간 중앙 외측에 편심하중 192kN을 가했을 때의 변화를 나타내고 있으며, 각 단면에서의 변화량에 대한 고찰은 다음과 같다.

① A단면

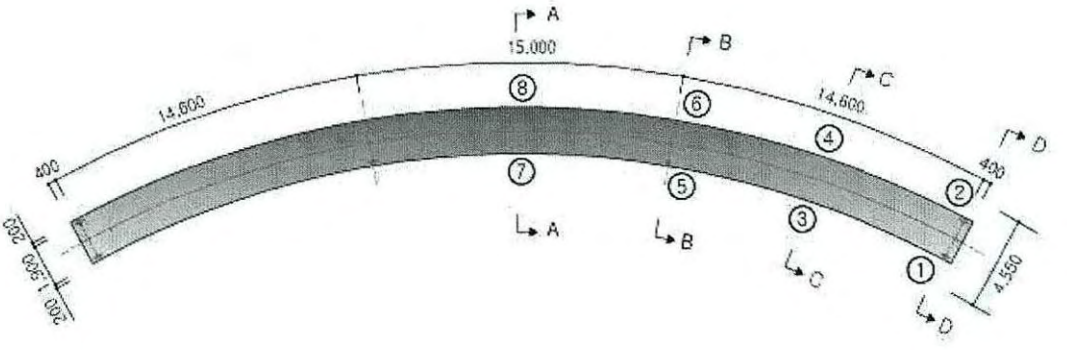


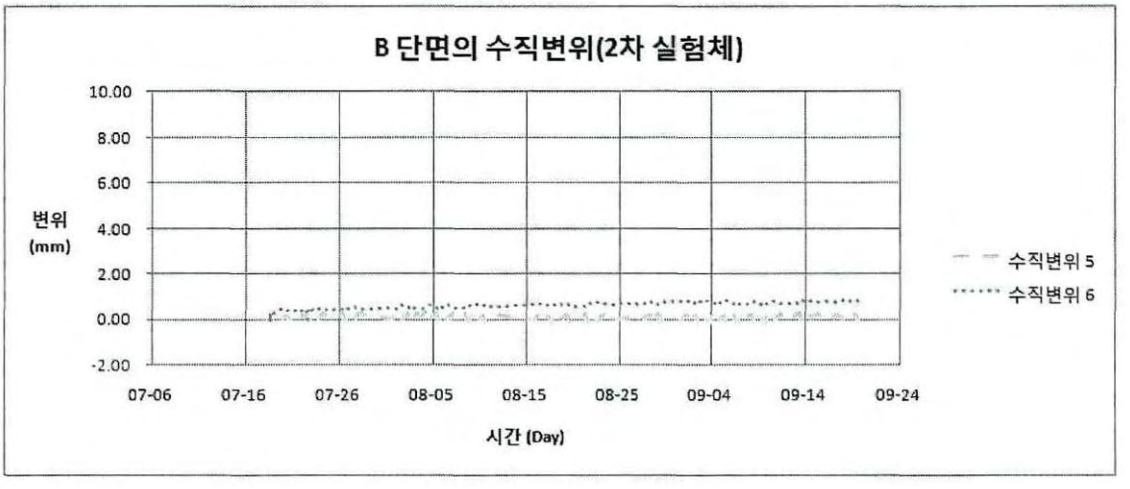


단기 계측에 의해 재하 하중이 직접적으로 작용하는 A단면의 경우 내·외측 모두 하향 처짐이 발생하고, 편심하중으로 인한 비틀림 현상이 발생되어 외측의 처짐량이 내측의 처짐량보다 크게 나타남을 확인하였다.

지속 적인 계측을 통해 이러한 초기 변형의 양상이 유지되며, 변위의 지속적인 증가 발생되고 있음을 확인할 수 있었다.

② B단면

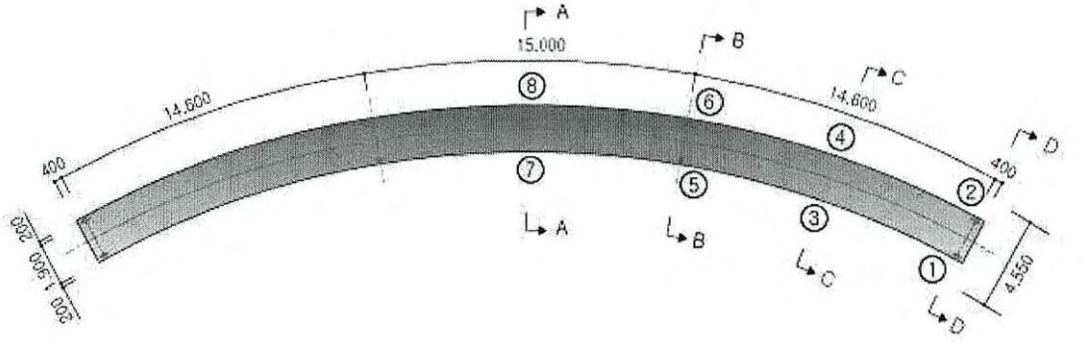


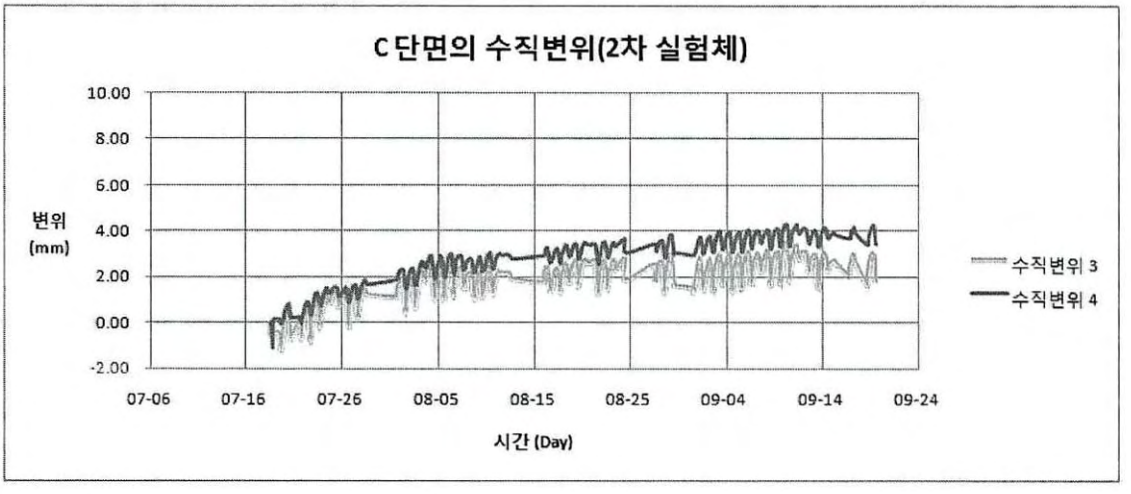


단기 계측을 통하여, B단면 외측의 경우 편심하중에 의한 비틀림 현상으로 하향 처짐이 발생되고, 내측의 경우 상향 변위가 발생하는 것을 확인하였으며, 지점의 구속에 의한 영향으로 그 크기는 매우 작게 발생함을 확인하였다.

내측지점은 하중 재하시 일시적인 상향 변위가 발생되었으나 시간이 경과함에 따라 미소한 하향 처짐이 관찰되었다. 이것은 실험체의 안정화 이후 전체 하중에 의해 발생된 현상이라 사료되며, 지점 구속의 형태로 인해 추가적인 변화는 발생되지 않을 것으로 판단된다.

③ C단면

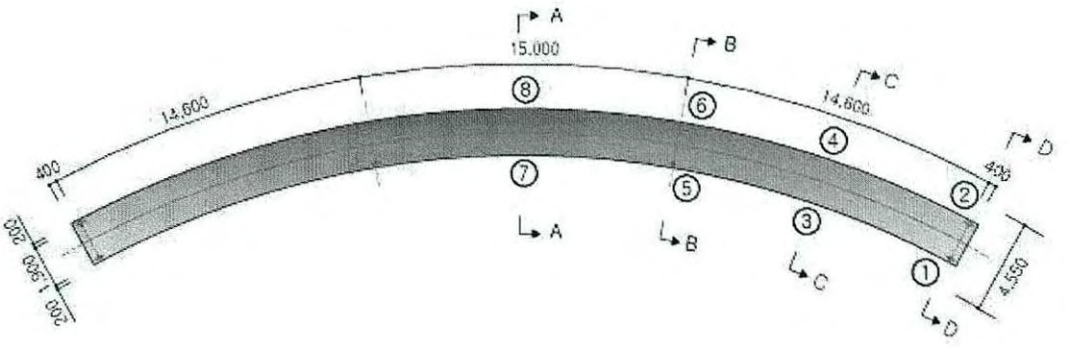


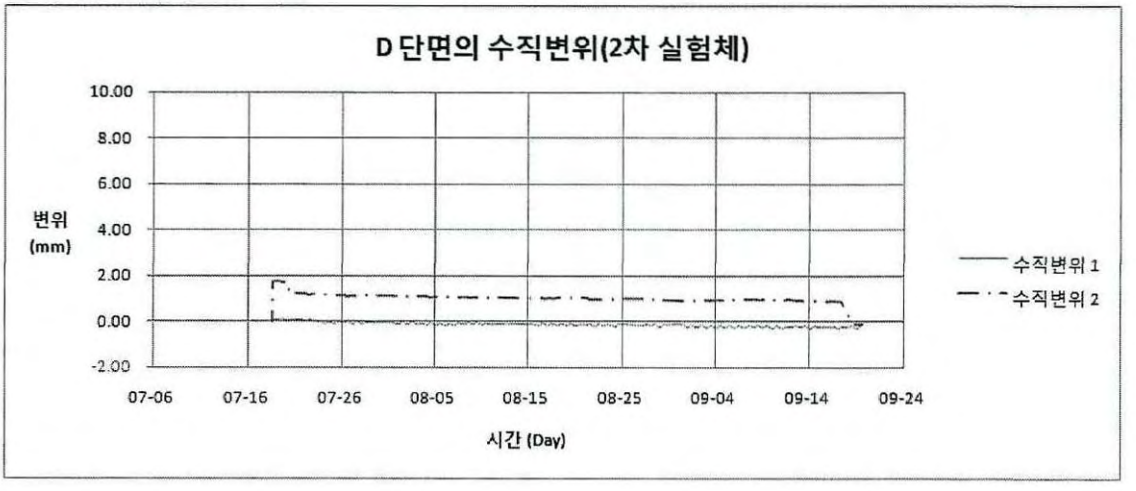


단기 계측을 통하여, C단면의 재하 하중에 의해 상향 변위가 발생하였으며, 시간 경과에 따른 실험체의 안정이후 하향 처짐이 지속되는 것을 확인 할 수 있었다.

지속적인 계측 결과 하중 재하시 발생되었던 상향 변위이후 실험체의 자중에 의한 시간의존적 변형으로 인하여 하향 처짐이 지속적으로 발생됨을 확인할 수 있었다.

④ D단면



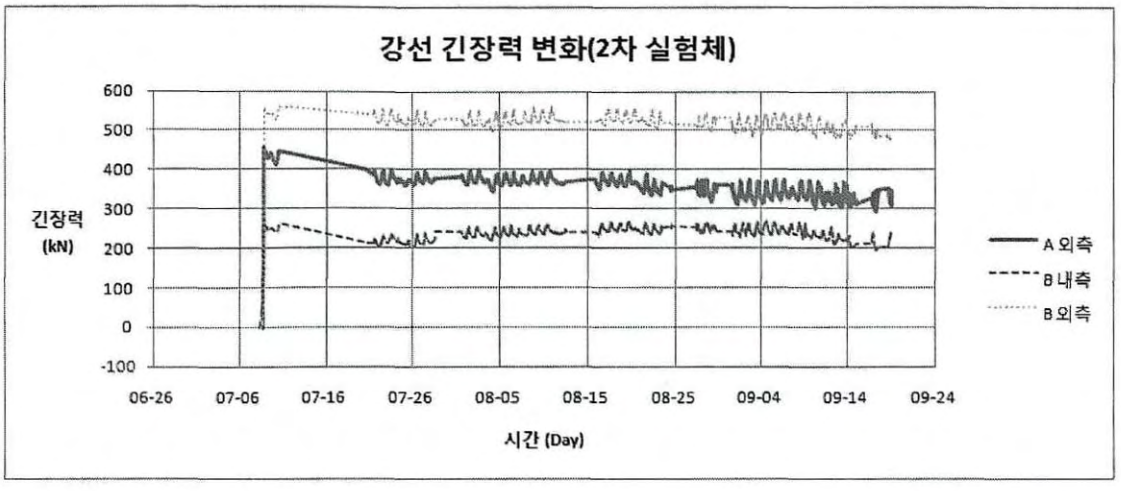


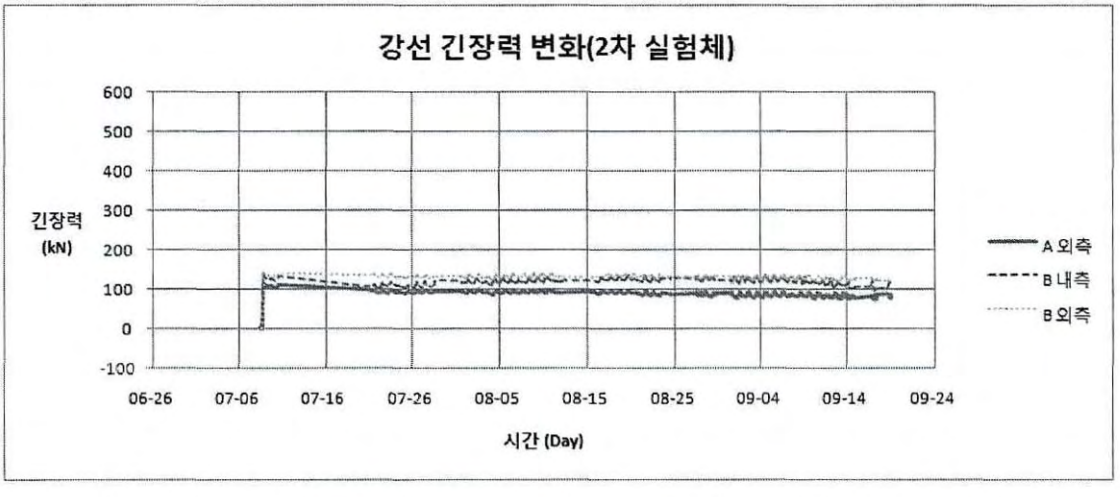
단기 계측을 통하여, D단면의 경우, 외측에서는 변화가 거의 없으나 내측의 경우 재하된 집중하중에 의하여 미소한 하향 처짐이 발생되었으며, 시간경과에 따라 하향 처짐이 진행되고 있음을 확인할 수 있다. 단부 내측지점에 집중하중에 의하여 부반력이 발생되는 것을 확인하였고, 이로 인한 상향 변위가 발생될 것으로 예상하였었다.

지속적인 계측 결과 예상과 동일하게 3경간 연속보에 추가 하중이 없는 경우 자중에 의해 단부 내측에서는 미소하지만 지속적인 상향 변위가 지속되고 있음을 확인할 수 있었으며, 추가 하중이 없는 연속교의 단부 내측에 상대적으로 적은 반력값을 고려해 볼 때, 단부 내측의 상향 변위의 발생이 가능하다 사료된다.

외측 측정값의 경우 변화가 없을 것으로 예상하였으나 예상보다 큰 변위값이 측정되고 있으며, 재하 직후 계측기에 직접적으로 가해진 충격에 의한 계측기 오류가 아닐까 조심스레 추측해 보는 바이다.

(다) 텐던응력 변화





단기 계측을 통하여 강선의 곡률에 의한 마찰과 쉬스의 파상의 영향에 의해 발생되는 파상 마찰에 의해 단부로 부터에 따른 손실량의 차이와 내·외측 손실량의 차이가 발생이유를 규명하였으며, 시간 경과에 따른 긴장력 변화양상을 통해 시간 의존적 손실량을 산출해 보면 동일 단면에서 내측의 추가 손실량이 외측에 비하여 큰 것을 확인 할 수 있다.

지점	긴장직후 긴장력(kN)	시간경과후 긴장력(kN)	단부로부터의 거리(m)
A 내측	221.00 (62.82%)	-	22.50
A 외측	455.63 (65.24%)	350.52 (50.19%)	22.50
B 내측	265.23 (75.38%)	219.08 (62.27%)	15.00
B 외측	555.99 (79.61%)	484.94 (69.43%)	15.00

텐던의 시간 의존적인 손실은 콘크리트의 변형과 텐던의 릴렉세이션의 복합적인 현상에 의해 나타남을 고려하여, 콘크리트와 강선의 변형을 복합적으로 고려하여 텐던의 손실을 검토해야 할 것이다.

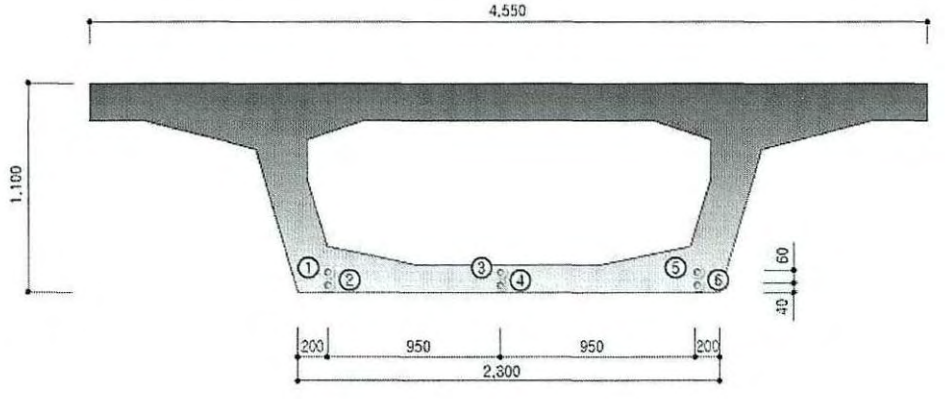
응력 발생이후 시간의 경과가 비교적 짧으며, 내·외측 텐던의 긴장 응력의 차이가 크지 않다는 점을 고려하여 본다면, 텐던의 릴렉세이션량의 차이가 미소할 것으로 예상된다.

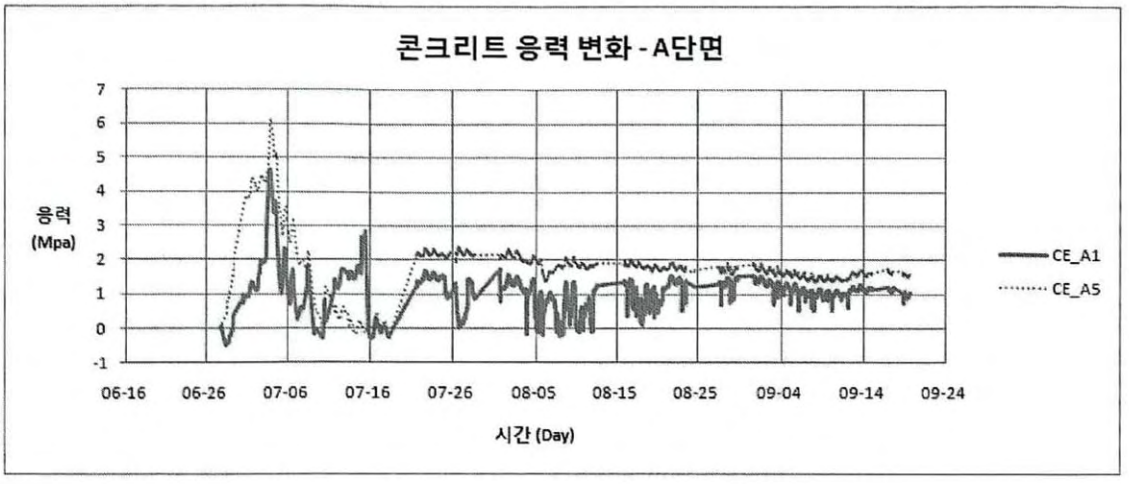
텐던의 릴렉세이션량의 차이가 거의 없다는 가정하에 내·외측 긴장력의 차이를 유발한 주요 원인은 콘크리트의 변형이 되며, 콘크리트의 변형률 측정을 통한 응력의 변화 실험 결과를 통해 이를 검증하고자 한다.

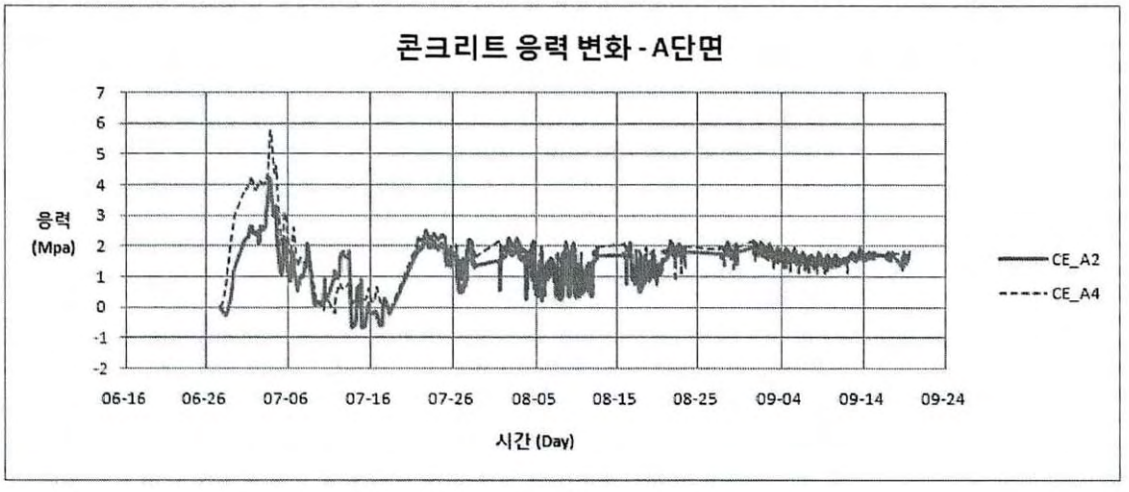
(라) 콘크리트응력 변화

2경간 중앙부(A단면)의 하부 플랜지, 내측 지점부(B단면)의 상부 플랜지에 콘크리트의 응력을 측정하기 위한 매립형 게이지를 설치하였다.

① A단면(2경간 중앙) 하부





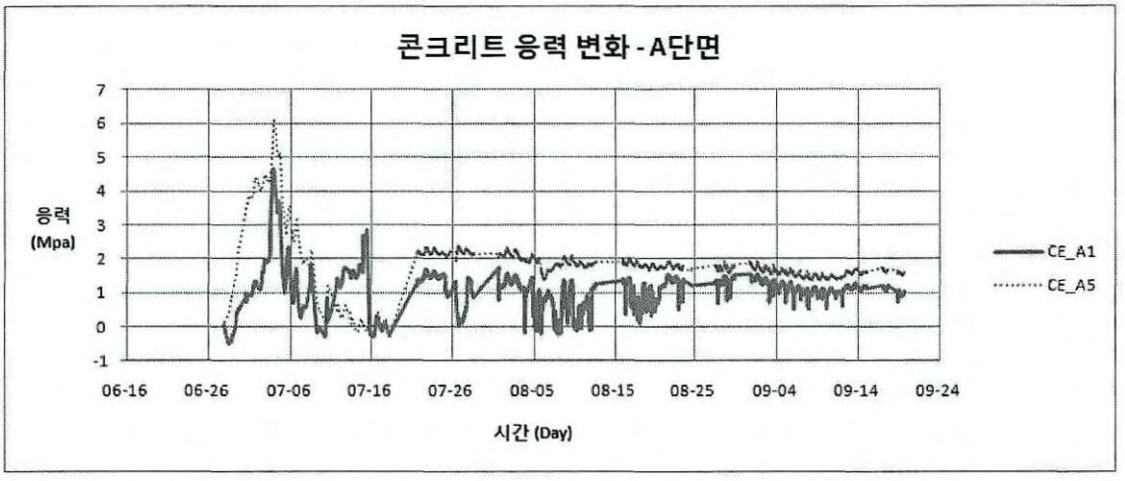


A단면의 경우 1차 타설 콘크리트이며, 2차 타설시 인장응력이 증가하지만 일시적인 현상이며, 경화 진행중인 콘크리로 균열은 발생하지 않았다.

강선 긴장시 인장부 매립형 게이지가 설치된 부분에서는 인장력의 감소가 나타나고 강선의 긴장으로 인하여 중립축의 위치가 변하며 콘크리트의 유효 압축영역이 증가하는 이상적인 양상을 보이고 있다.

이후 재하 하중에 의하여 인장력이 발생되게 되며, 이 인장력은 콘크리트의 허용인장력 이내의 값을 유발시키게 된다.

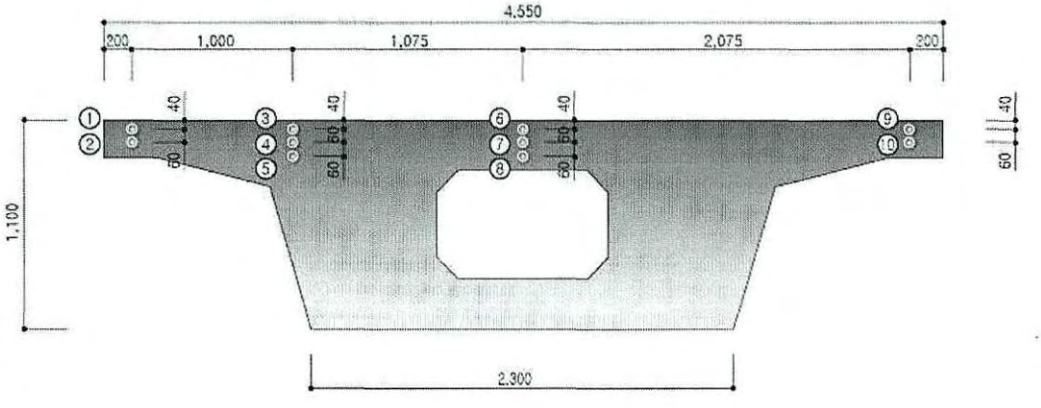
여기서, 시간경과에 따른 텐던의 내·외측 손실량의 차이를 실험체의 내·외측 변형량의 차이에서 찾고자 내·외측 응력을 비교해 보았다.

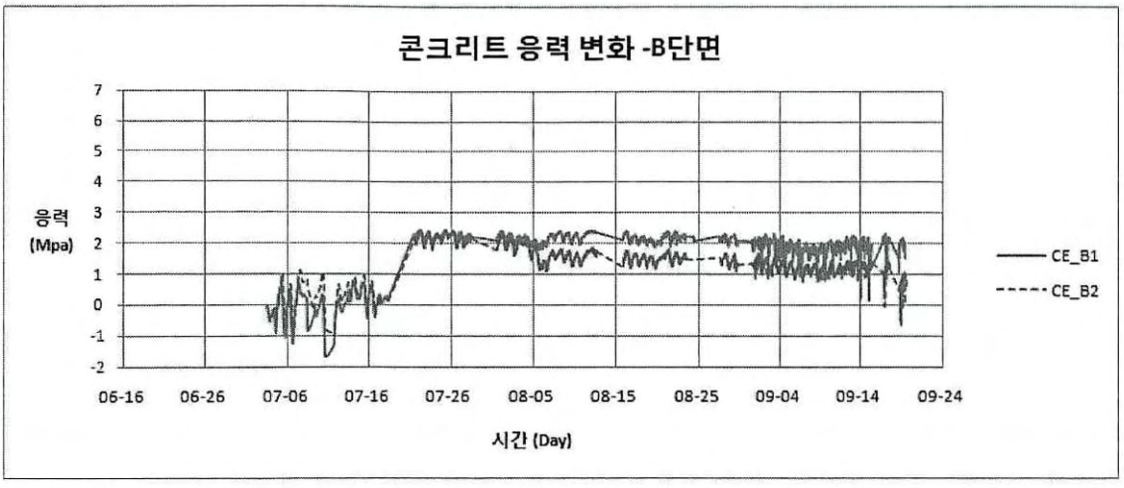


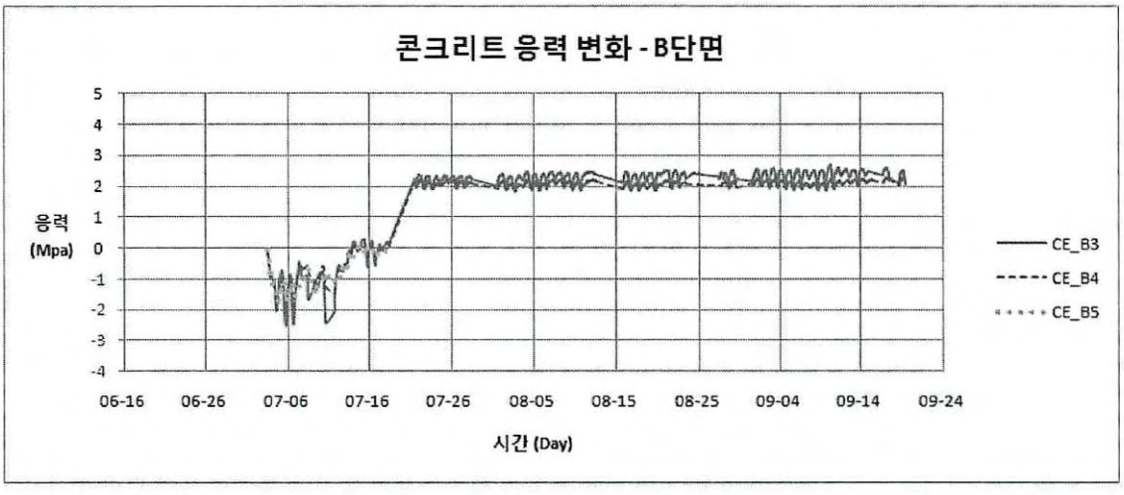
내측 응력이 외측 응력에 비하여 적으며, 이것은 콘크리트 실험체의 내측 변위가 외측 변위에 비하여 적게 발생함을 의미한다.

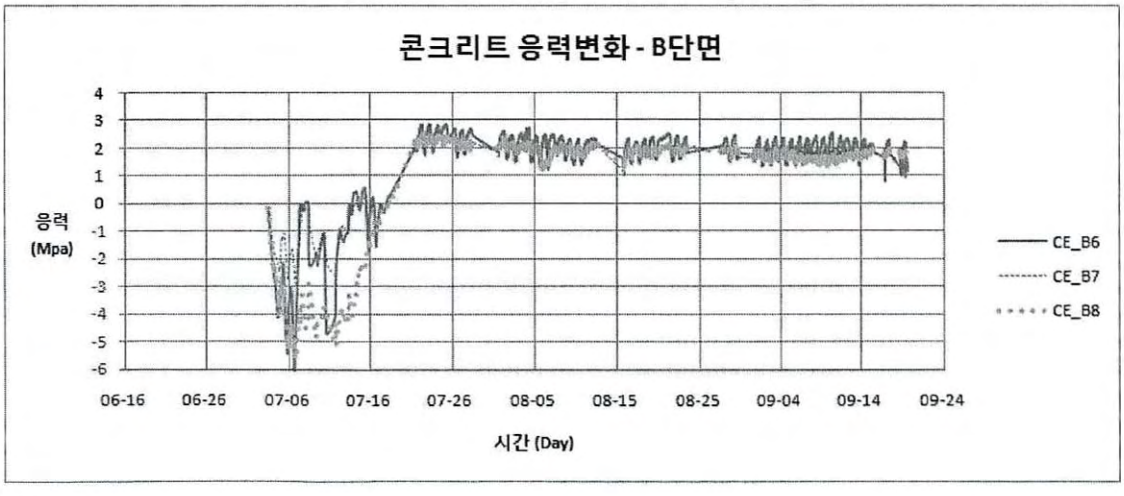
즉, 텐던의 릴렉세이션량이 동일하다는 가정하에 이로 인한 텐던의 긴장력 감소량은 동일한데 비하여, 콘크리트 변형량의 차이로 인하여 인장 변위가 상대적으로 크게 발생한 외측에서는 텐던의 긴장력 감소폭이 상대적으로 적게 나타나는 것으로 판단된다.

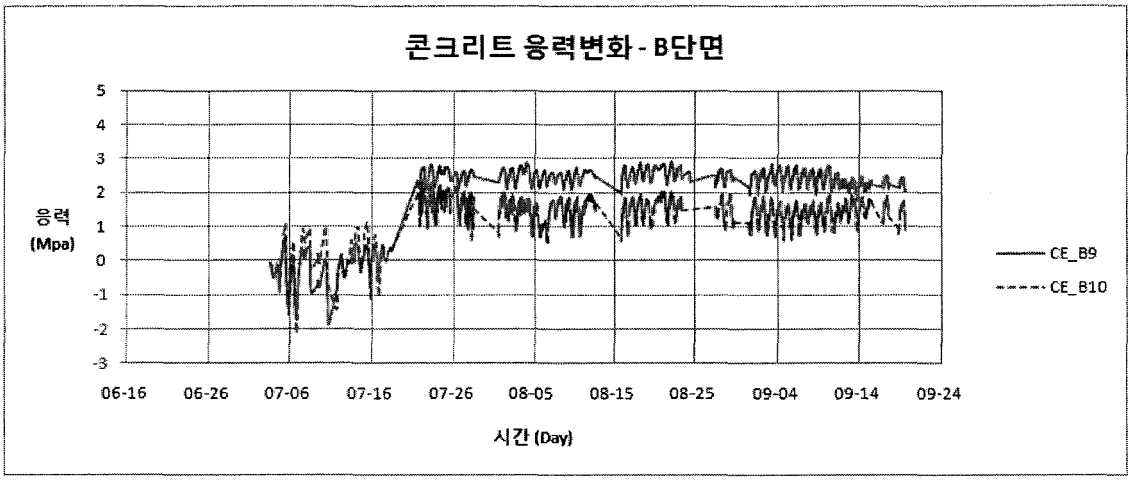
② B단면(내측 지점부) 상부




콘크리트 응력 변화 -B단면
응력 (Mpa)
7
6
5
4
3
2
1
0
-1
-2
06-16
06-26
07-06
07-16
07-26
08-05
08-15
08-25
09-04
09-14
09-24
시간 (Day)
CE_B1
CE_B2


콘크리트 응력 변화 - B단면
응력 (Mpa)
5
4
3
2
1
0
-1
-2
-3
-4
06-16
06-26
07-06
07-16
07-26
08-05
08-15
08-25
09-04
09-14
09-24
시간 (Day)
CE_B3
CE_B4
CE_B5


콘크리트 응력변화 - B단면
응력 (Mpa)
4
3
2
1
0
-1
-2
-3
-4
-5
-6
06-16
06-26
07-06
07-16
07-26
08-05
08-15
08-25
09-04
09-14
09-24
시간 (Day)
CE_B6
CE_B7
CE_B8



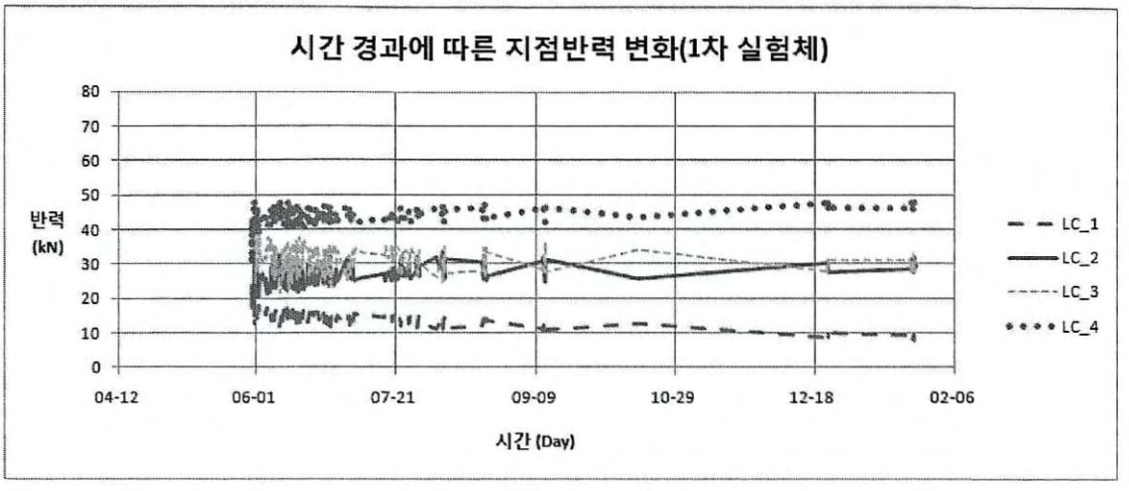
위 그래프는 내측 지점부인 B단면 상부 플랜지 내부에 매립한 게이지의 측정값을 통해 산출한 콘크리트의 응력을 표시하고 있다. 동일 지점에서 상부 플랜지의 상부표면에 가까울수록 인장응력이 크게 작용함을 확인할 수 있으며, 내측에 비해 외측의 인장응력 값이 크게 발생되는 것을 확인할 수 있다.

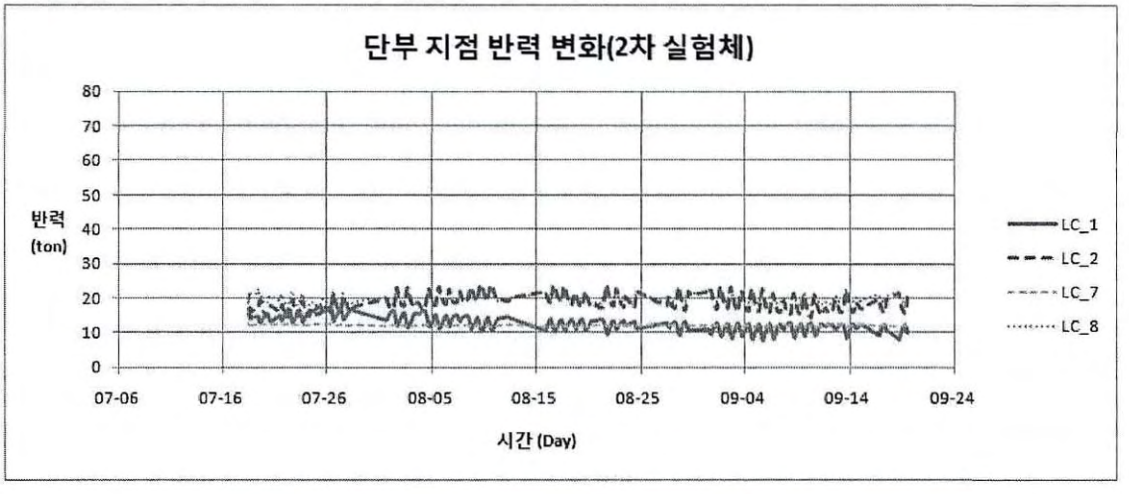
시간경과에 따른 텐던의 내·외측 손실량의 차이를 실험체의 내·외측 변형량의 차이에서 찾고자 A단면 인장부 콘크리트의 내·외측 응력을 비교해 보았던 것과 동일한 현상을 B단면의 인장부 콘크리트에서도 보이고 있다.

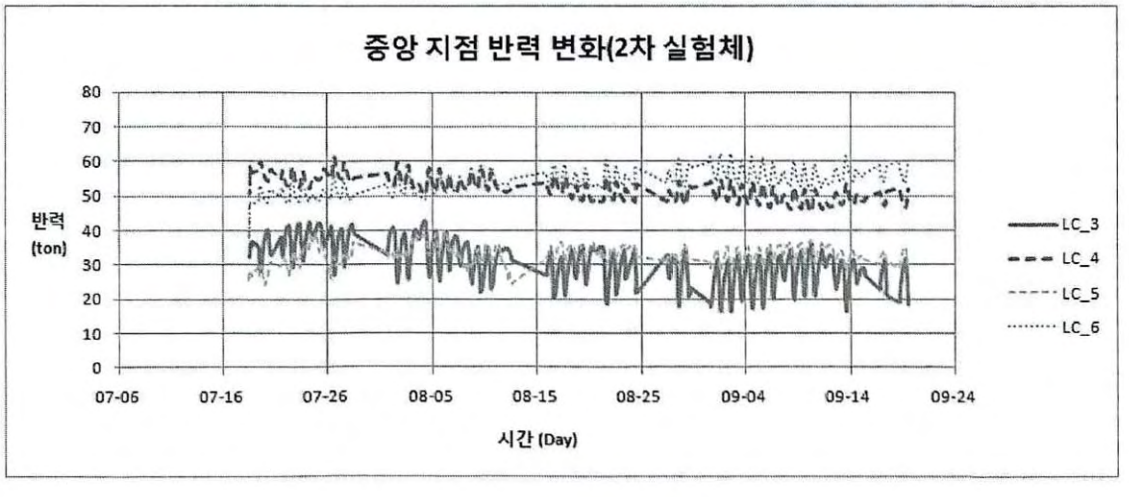
즉, 텐던의 릴렉세이션량이 동일하다는 가정하에 이로 인한 텐던의 긴장력 감소량은 동일한데 비하여, 콘크리트 변형량의 차이로 인하여 인장 변위가 상대적으로 크게 발생한 외측에서는 텐던의 긴장력 감소폭이 상대적으로 적게 나타나는 것으로 판단된다.

(3) 1·2차 실험체의 장기 거동 비교

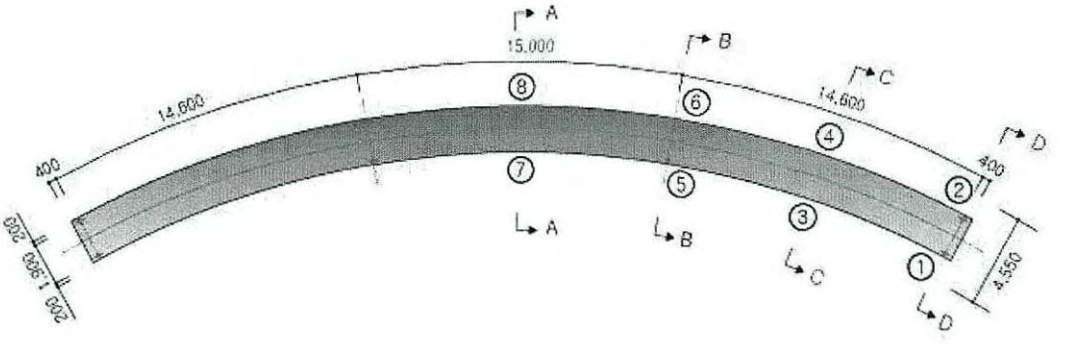
(가) 지점 반력

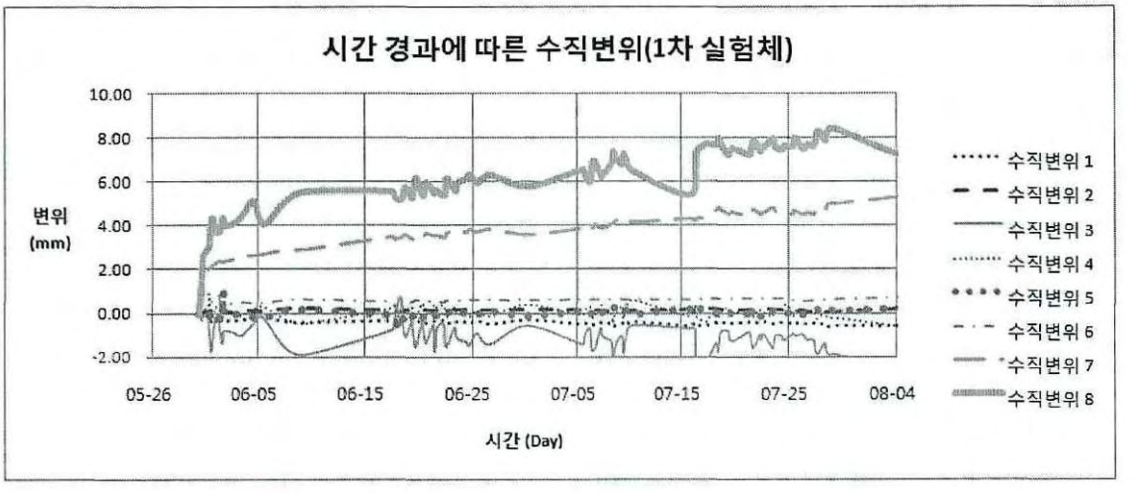


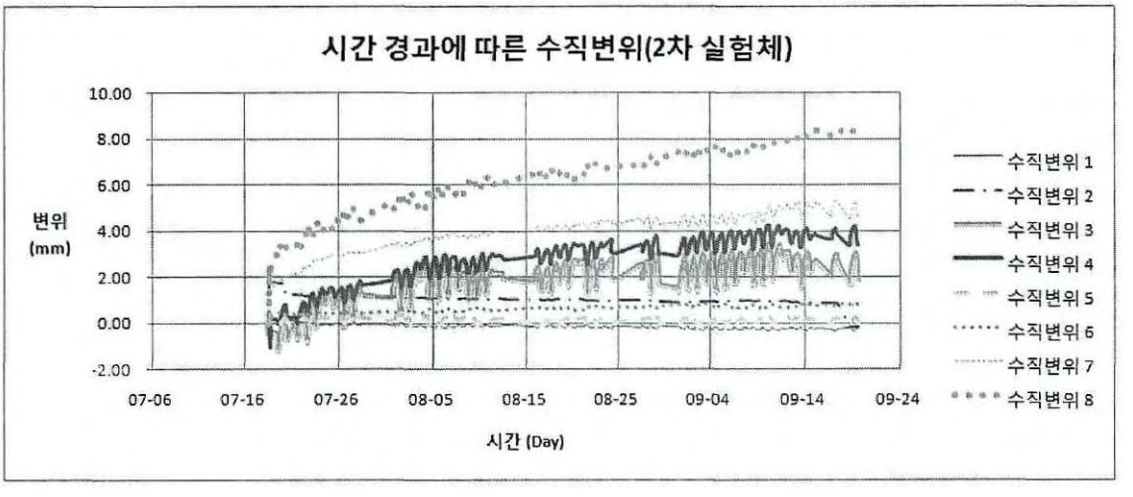




(나) 수직변형 변화

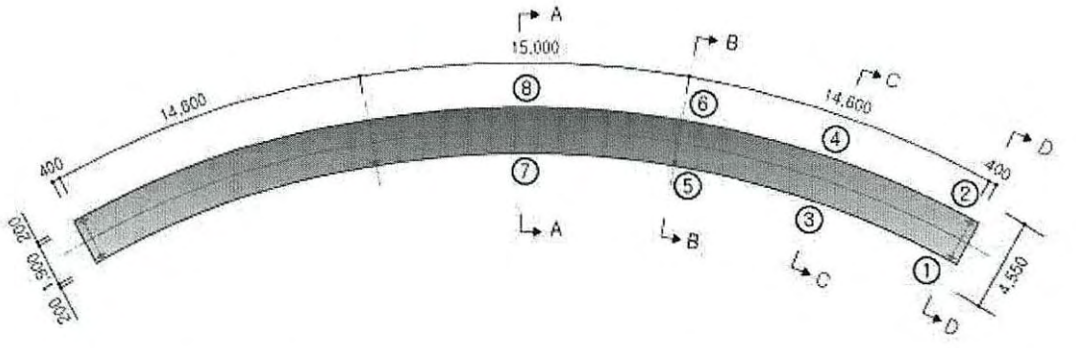


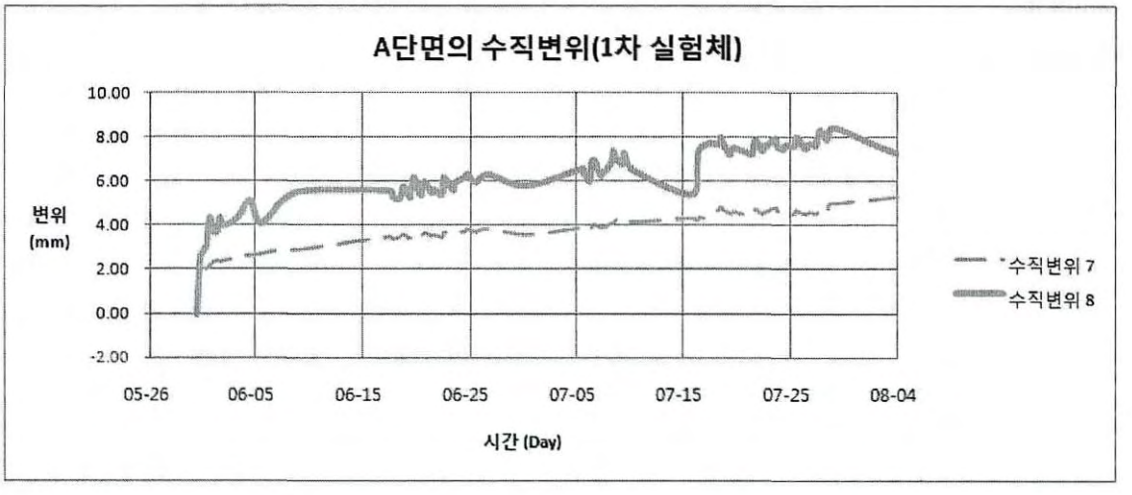


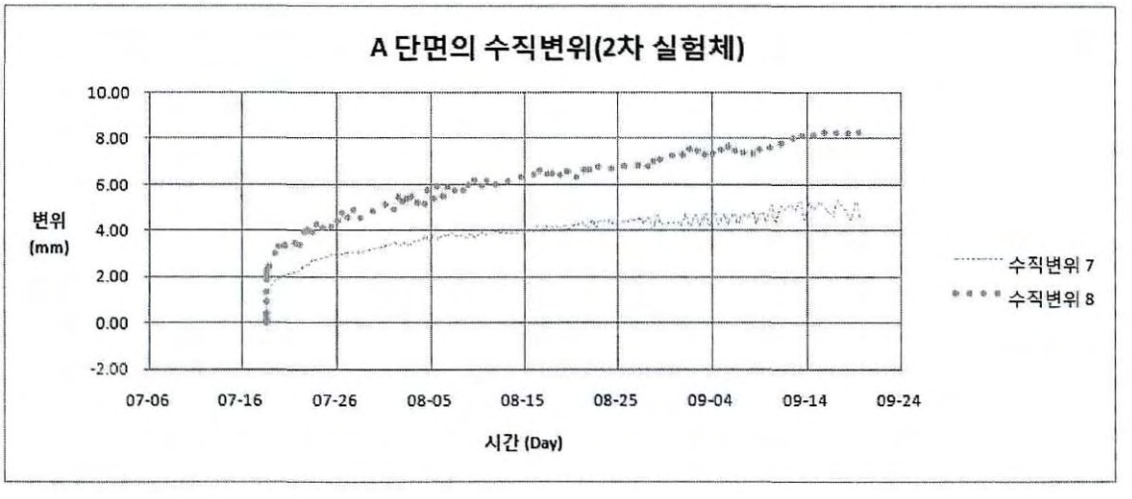


3, 4번 측정 점에서의 1차 실험체의 계측오류와 2번 측정점에서의 2차 실험체의 계측오류를 제외하고는 1차 실험체와 2차 실험체의 수직변위는 거의 유사하게 나타나고 있으며, 각 단면에서의 수직변위에 대한 고찰은 다음과 같다.

① A단면

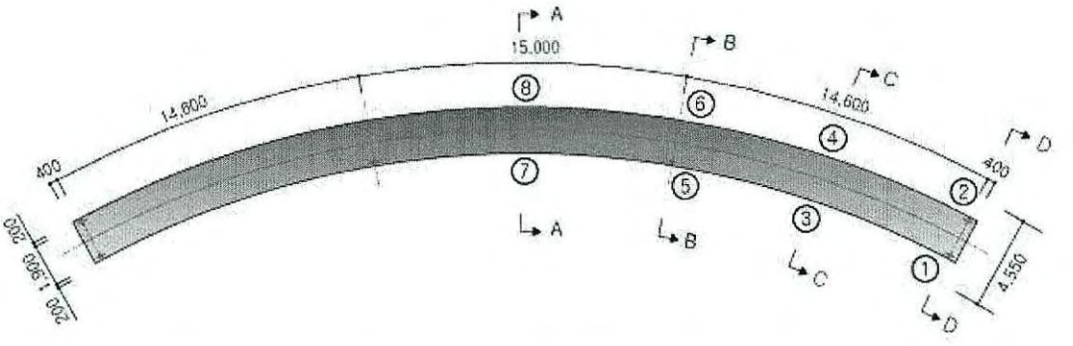


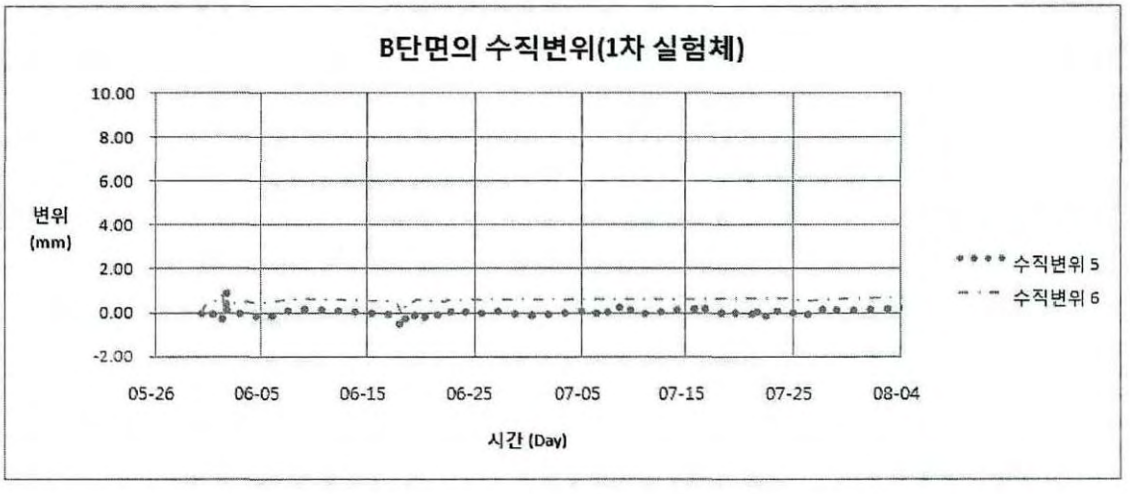


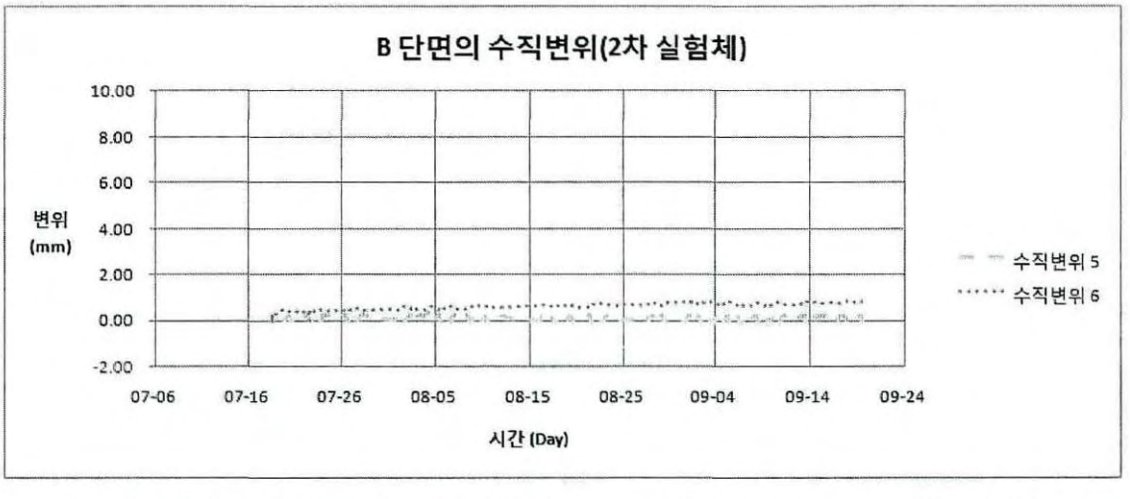


하중재하 직후 하향 처짐이 발생한 A단면의 내·외측 지점에서의 수직 변위의 값은 시간의 경과에 따라 하향 처짐이 지속하여 증가하고 있음을 알 수 있다. 편심효과에 의한 비틀림으로 내측 변위에 비하여 외측 변위가 크게 발생되고 있음을 볼 수 있다.

② B단면

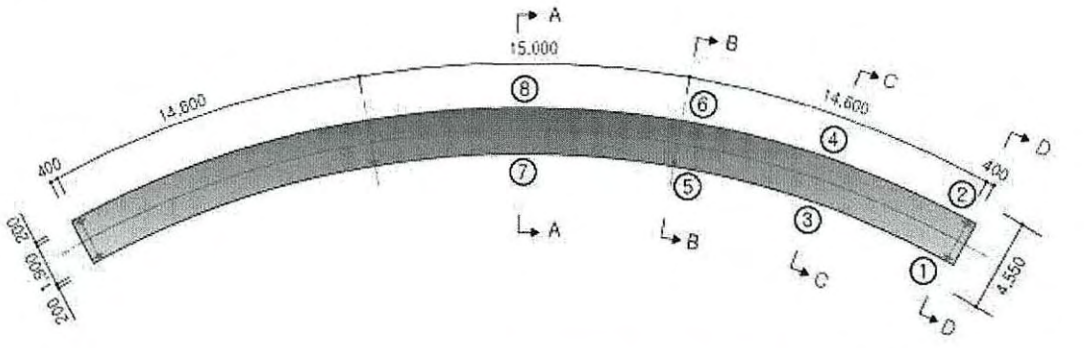


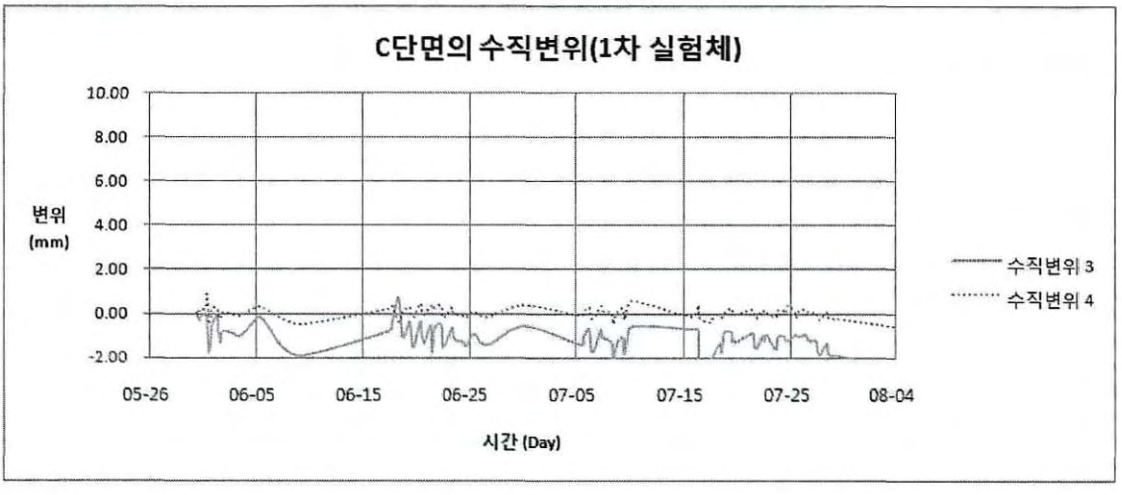


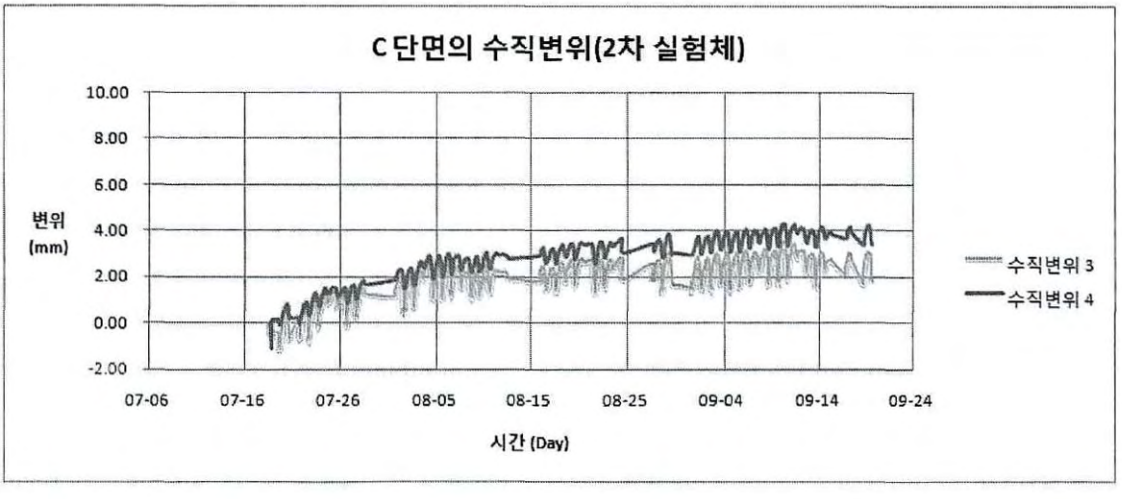


중앙 지점부의 외측의 경우 편심하중에 의한 비틀림 현상으로 하향 처짐이 발생되고, 내측의 경우 상향 변위가 발생되었으나. 그 크기는 매우 작다. 이것은 지점의 구속이 영향이라 판단된다. B단면의 경우 지점에 의해 구속을 받고 있는 부분이기에 하중 재하시 발생된 변위이후 추가적인 변화량이 거의 나타나지 않고 있다.

③ C단면

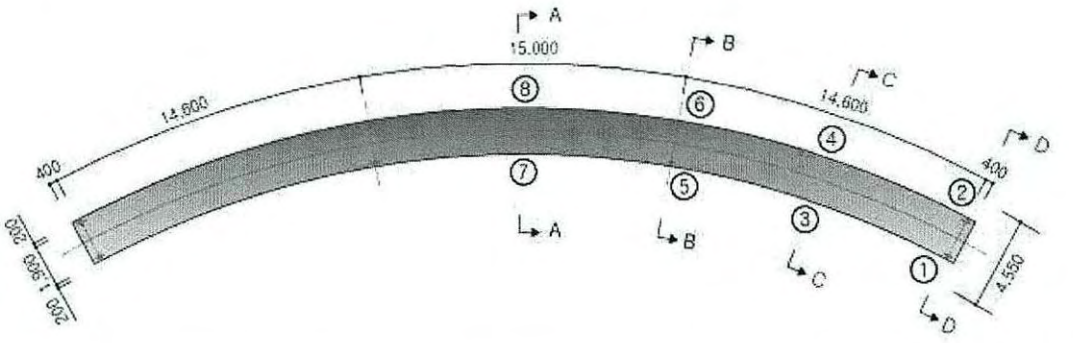


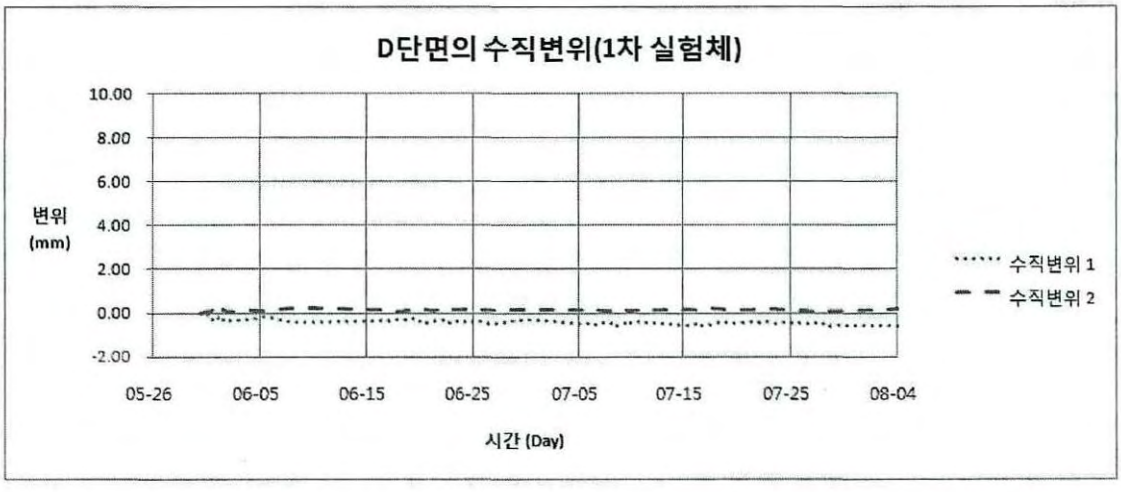


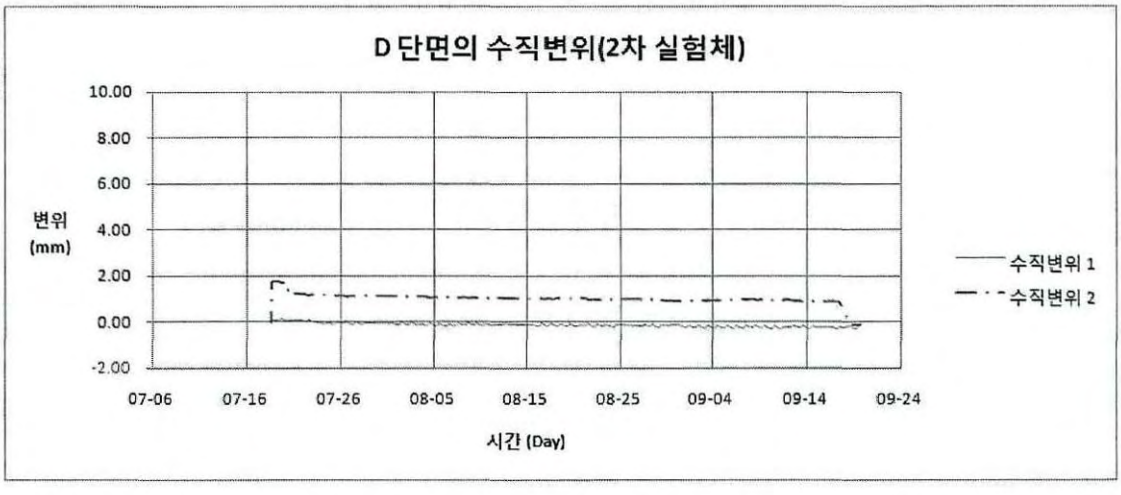


단기 계측을 통하여, C단면의 재하 하중에 의해 상향 변위가 발생하였으며, 시간 경과에 따른 실험체의 안정이후 하향 처짐이 지속됨을 확인 할 수 있었다. 지속적인 계측 결과 하중재하시 발생되었던 상향 변위이후 실험체의 자중에 의한 시간의 존적 변형으로 인하여 하향 처짐이 지속적으로 발생됨을 확인할 수 있었다. 단 1차 실험체의 경우 수동 계측으로 계측 오류를 제거할 수 없었다.

④ D단면







지속적인 계측 결과, 예상과 동일하게 3경간 연속보에 추가 하중이 없는 경우 자중에 의해 단부 내측에서는 미소하지만 지속적인 상향 변위가 지속되고 있음을 확인할 수 있었으며, 이는 상대적으로 적은 반력값을 통해 검증 할 수 있다. 단부 외측에서는 계측기 오류를 제거하는 경우 자중에 의한 미소한 하향 변위 발생 후 지점 구속에 의하여 추가적인 변위 없이 지속 되는 것으로 판단된다.

8. 실험결과 종합

본 실험은 PSC 곡선교의 거동 분석과 파악을 목적으로 콘크리트의 기초물성 실험, 실험체의 지점 반력 측정, 텐던의 긴장력 변화, 내부 응력 변화, 그리고, 실험체의 외적 수직변위의 측정이 수행되었으며, 차후 실험결과와 해석결과의 비교를 통해 개발요소의 적용가능성을 검증하고자 한다.

가. 지점반력

(1) 종방향 대칭 실험체의 종방향 비대칭 거동

1차 실험체의 경우 사전 해석결과를 통하여 실험체가 좌우 대칭임을 고려하여 실험체의 절반인 4개의 지점에 Load Cell을 설치하여 지점 반력을 측정하였으나. 해석결과와의 비교과정에서 실험체의 외형이 대칭을 이루더라도, 시공과정상의 대칭이 이루어 지지 않은 경우 실험체의 거동이 완벽하게 대칭이 되어 발생되지 않는 다는 것을 알 수 있었기에, 2차 실험체의 경우 실험체 전체 지점에 Load Cell을 설치하여, 종방향 비대칭 거동을 확인하였다.

이러한 실험체의 비대칭성은 고려하지 못한 시공단계에 의하여 발생된 것으로 판단된다. 실험체의 경우 실제 교량에 비해 그 규모와 시공시간이 적었기에, 비대칭 거동이 실험체에 위험요소로 작용하지 않았으며, 시간의 경과에 따라 실험체가 안정화 되며, 대칭적인 거동이 나타나는 것을 2차 실험을 통해 확인 할 수 있었다.

그러나, 실제 시공되는 대형 교량의 경우, 그 시공기간이 길고 실험체의 규모가 크다는 점을 고려해서 시공 단계별 해석 및 검토를 반드시 수행하여, 시공과정에 발생 할 수 있는 위험을 사전에 방지해야 할 것으로 사료된다.

(2) 횡방향 비대칭 거동

곡선교의 경우 그 곡률로 인하여 실험체의 자중에 의해 자체적으로 편심이 발생되며, 추가적인 편심하중이 걸리는 경우 지점 반력에 큰 차이가 발생될 수 있을 것으로 판단되어, 본 실험에서는 2경간 중앙부 외측에 편심하중을 추가적으로 가하여, 실험체의 거동을 확인하여 보았다.

본 실험체의 경우 그 규모가 상대적으로 작았음에도 자중에 의한 내·외측 지점

반력의 크기에 차이가 발생하였다. 추가적으로 편심하중이 재하된 경우 지점반력이 외측으로 편중되는 현상이 발생되었으며, 연속교의 특성상 단부에서의 반력이 크게 감소되는 현상이 발생되었다.

일반적인 곡선교의 경우 직선교와 동일하게 설계하고 시공이 이루어지고 있음을 고려하여 볼 때, 교량의 곡률이 크거나, 교폭이 넓은 경우, 혹은 길이가 긴 경우 종방향 비대칭 뿐만 아니라 횡방향 지점 반력의 차이가 크게 발생 될 수 있음을 반드시 고려하여, 지점부를 설계 시공해야 할 것으로 판단되며, 규모가 작은 곡선교에 추가적인 편심하중이 크게 작용하는 경우, 지점이 들리는 현상까지도 발생할 수 있음을 유의하여야 할 것이다.

나. 텐던의 긴장력 변화

지금까지 시공되어온 PSC 곡선교의 경우 해석의 어려움으로 인하여 직선교와 동일하게 내·외측에 동일한 긴장력을 적용시켜 왔으며, 곡률이 작은 경우 내·외측 텐던의 거동은 직선교와 거의 유사하여, 교량에 거동에 영향을 거의 주지 않는 것이 사실이다. 그러나 곡률이 커지는 경우에는 내·외측 텐던의 길이, 곡률의 차이를 크게 발생시켜, 텐던의 즉시 손실량에 차이가 발생하게 되며, 실험체 자중에 의한 지속적인 편심과 추가적으로 재하되는 편심하중에 의해 내·외측 텐던에 작용하는 힘의 크기에 차이가 발생될 수 있음을 간과해서는 안 될 것이다.

1차 실험체의 실험결과를 살펴보면, 내측 텐던의 길이가 짧고 외측 텐던의 길이가 상대적으로 길어 길이에 따른 마찰 손실이 외측에서 더 많이 발생될 것으로 예상되었으나, 측정된 즉시 손실은 외측 텐던에 비해 내측 텐던에서 더 많이 발생되었으며, 이것은 내측 텐던 위치에서의 곡률과 외측 텐던에서의 곡률의 차이로 인하여 발생된 것으로 사료된다. 실험체의 횡방향 비대칭성으로 인하여 외측 텐던에 가해지는 힘의 크기가 더 크게 측정됨을 확인 할 수 있었으며, 이를 통해 2차 실험체의 경우 1차 실험체를 기준으로 내측의 긴장력을 33%감소 시키고 외측의 긴장력을 33%증가 시켜 설계 시공하여 실험을 수행하였다.

수직변위에 대한 실험결과를 통해 내·외측 긴장력이 동일한 1차 실험체와 그렇지 않은 2차 실험체의 차이를 살펴보면 1차 실험체에 비하여 2차 실험체의 경우 약간 작은 수직변위가 발생됨을 확인 할 수 있을 것이다.

다. 수직변위

본 실험에서는 PSC 곡선교의 내·외측 텐던의 긴장력에만 차이를 두어 실험체를 제작하고 실험을 수행하였으며, 이것은 합리적이면서도 안전한 새로운 설계·시공법의 제시를 목적으로 한 것 이였다.

곡선교는 직선교와 달리 자중에 의해서 편심을 받는 구조체이기에. 추가 편심 하중이 없는 상태에서도 내·외측 수직변위에 차이가 발생함을 실험을 통해서 확인할 수 있었으며, 교폭이나, 곡률의 변화에 의해서 내·외측의 수직변위의 차이가 다양하게 발생될 수 있다는 것을 유의하여야 한다.

내·외측 텐던의 긴장력이 동일한 1차 실험체와 내·외측 텐던의 긴장력을 달리한 2차 실험체를 비교해 보면, 동일한 제하 하중에 대하여 전체적으로 2차 실험체에서 1차 실험체 보다 적은 변위가 발생함을 확인 할 수 있으며, 시간경과에 따른 수직변위량도 2차 실험체에서 작게 측정됨을 확인 할 수 있었다.

이것은 재하 하중에 대한 최대 처짐량을 통한 교량의 내하성능 평가항목을 통해 1차 실험체에 비하여 2차 실험체의 내하성능이 우수함을 직접적으로 나타내는 것이라 할 수 있을 것이다.

라. 내부 응력 변화

곡선교는 직선교와 달리 추가하중이 없는 상태에서도 자중에 의하여 횡방향으로 편심을 받게 되는 구조물임을 고려하여, 내·외측 긴장력을 달리하여 새로운 방법으로 2차 실험체를 제작하였으며, 콘크리트 내부 응력을 텐던의 긴장력 변화와 함께 확인하기 위하여, 2경간 중앙(A단면)과 내측 지점부(B단면)에 매립형 콘크리트 게이지를 설치하여 실험을 수행하였다.

2차 구조물의 실험을 통한 콘크리트 응력 변화를 살펴보면, 구조적 특성상 인장력을 크게 받는 2경간 중앙(A단면) 하단과 내부지점부(B단면) 상단에서 콘크리트의 내·외측 인장응력 차이가 각각 0.5MPa, 0.2MPa 외측에서 크게 발생하였으며, 동일단면상의 압축영역의 콘크리트가 받는 압축력도 외측에서 클 것이라 사료된다.

마. 결론

곡선교의 경우 그 특성상 자중에 의해 편심이 발생되며, 횡방향으로 비대칭 거동을 하게 된다는 것을 쉽게 예상할 수 있으며, 본 실험을 통해 PSC 곡선교의 경우 내측에 비해 외측에서의 반력, 응력, 변위가 크게 나타나고 있음을 확인하였다. 이러한 비대칭 거동은 대상 교량의 교폭, 곡률 등에 따라 다양하게 변화할 것이라 믿어 의심치 않으며, 곡선교의 곡률과 교폭의 변화에 따른 횡방향 비대칭 거동에 대한 체계적인 연구가 계속되어야 한다고 사료된다.

본 실험에서는 다양한 곡률과 다양한 긴장력으로 직접 실험을 수행해 보지는 못했으며, 많은 시간과 자원을 이용하여 수많은 경우의 수에 대하여 실제 실험을 수행하는 것은 불가능 할 것이라 판단된다. 곡률과 교폭에 따른 긴장력 변화와 이로 인해 발생되는 차이에 대한 연구를 실제 실험이 아닌 본 연구에서 개발된 PSC전용 준적합 쉘요소를 통해 시뮬레이팅 할 수 있다면, 보다 합리적이고 안전한 교량의 설계 시공이 가능할 것이라 사료된다..

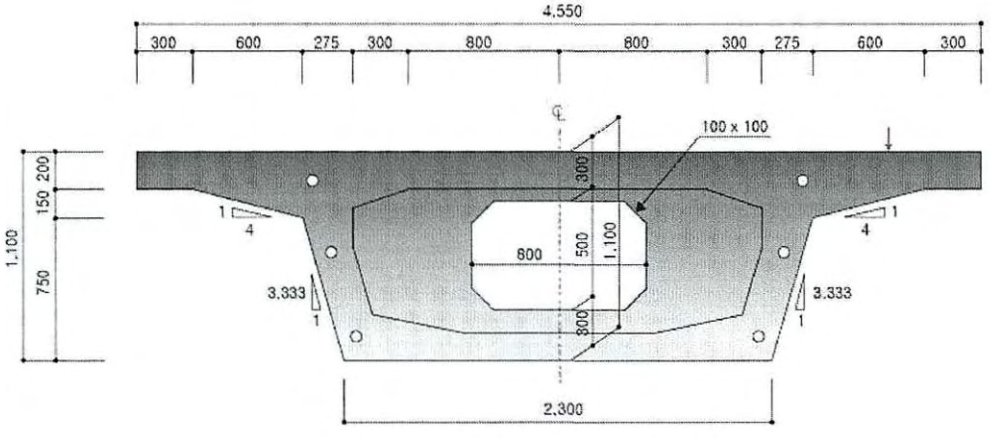
제 4 절 PSC 곡선교의 거동 경향분석

1차 및 2차 실험체에 대한 실험 결과를 3절에 정리하여 기술하였으며, 4절에서는 해석결과와 실험결과의 비교를 통한 곡선교 거동의 경향을 파악하고 텐던량 조절에 대한 해석적 유효성 검토를 진행하고자 한다.

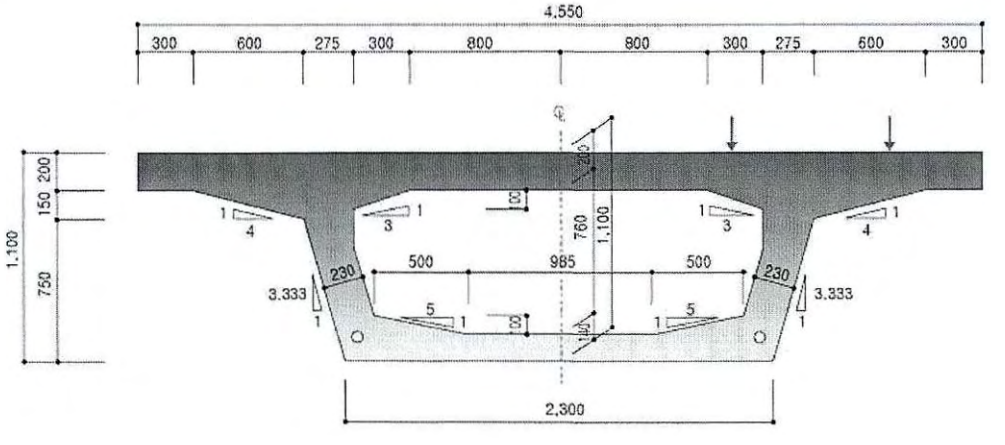
1. 해석결과 및 실험결과 비교를 통한 1차 실험체 거동 경향분석

가. 해석 수행 대상 실험체

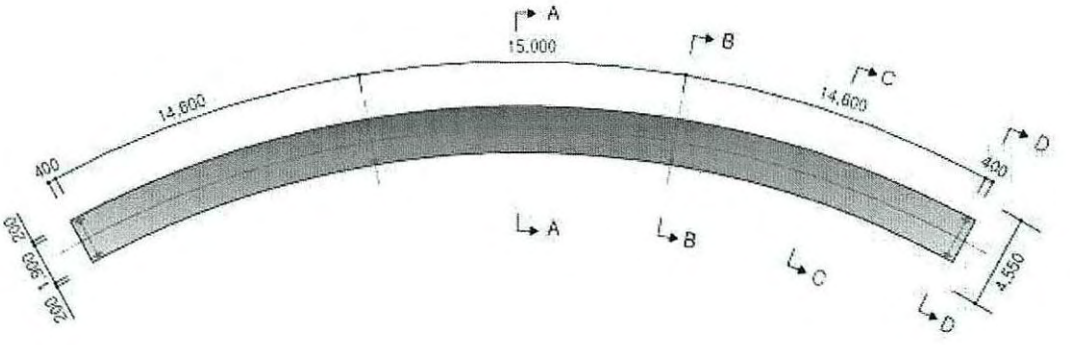
① 표준횡단면도 지점부 (단위 : mm)



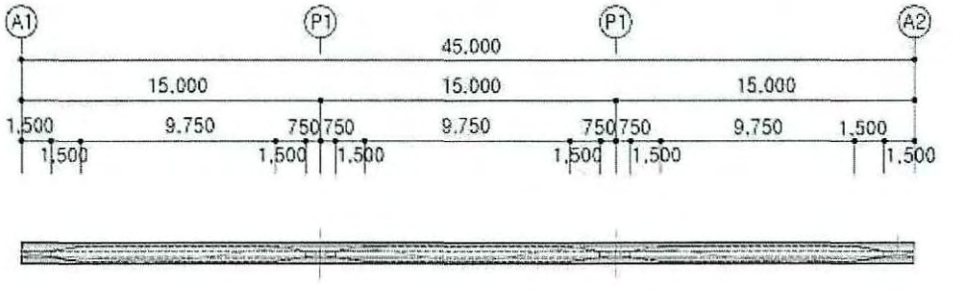
② 표준횡단면도 중앙부 (단위 : mm)



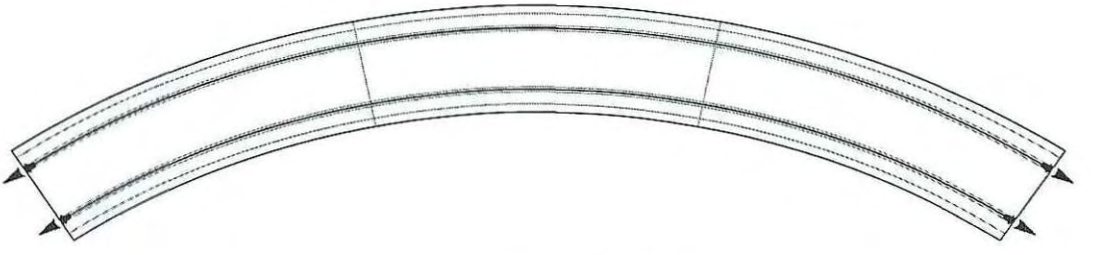
③ 평면도 (단위 : mm)



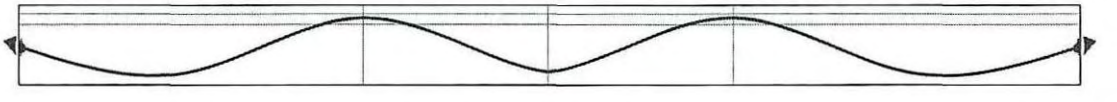
④ 측면도 (단위 : mm)



⑤ 텐던 배치



<Tendon 배치 평면>



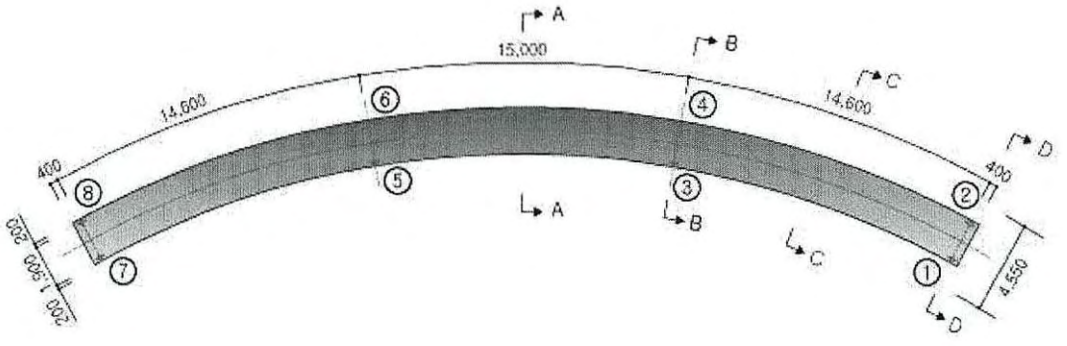
<Tendon 배치 종단면>

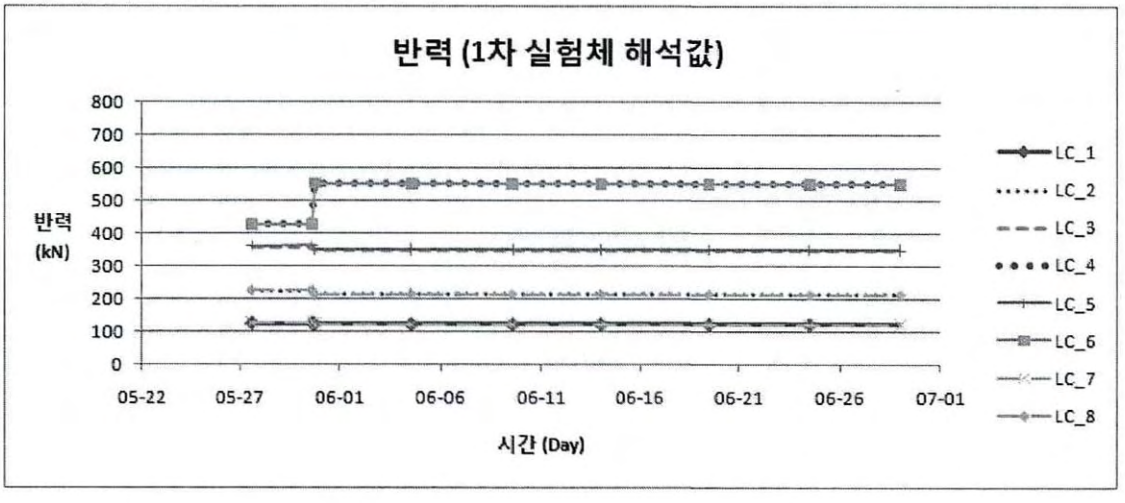
⑥ 텐던 긴장력

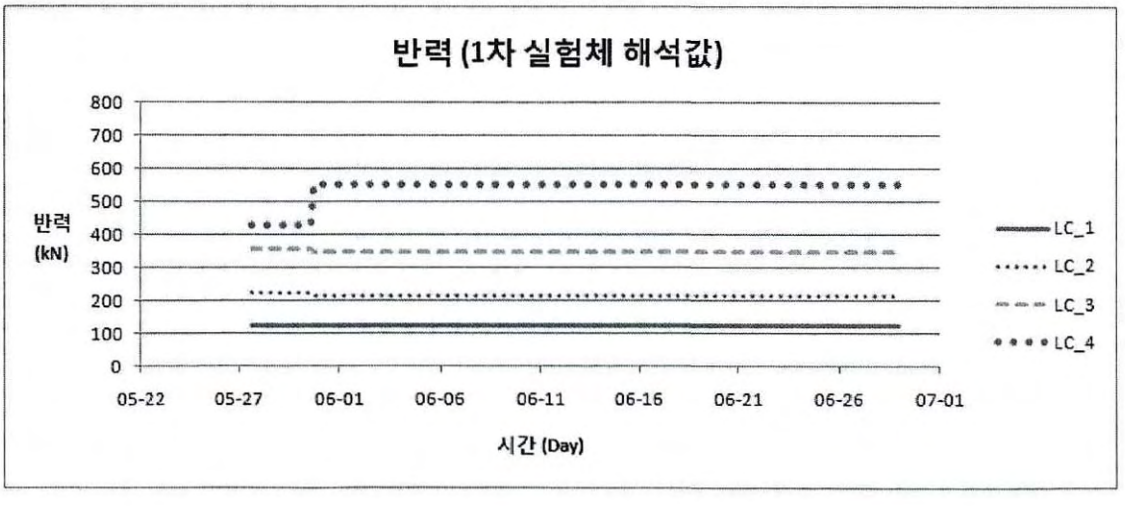
- 1차 실험체 내측 : 525.12kN(175.040kN × 3EA)
- 1차 실험체 외측 : 525.12kN(175.040kN × 3EA)

나. 지점반력

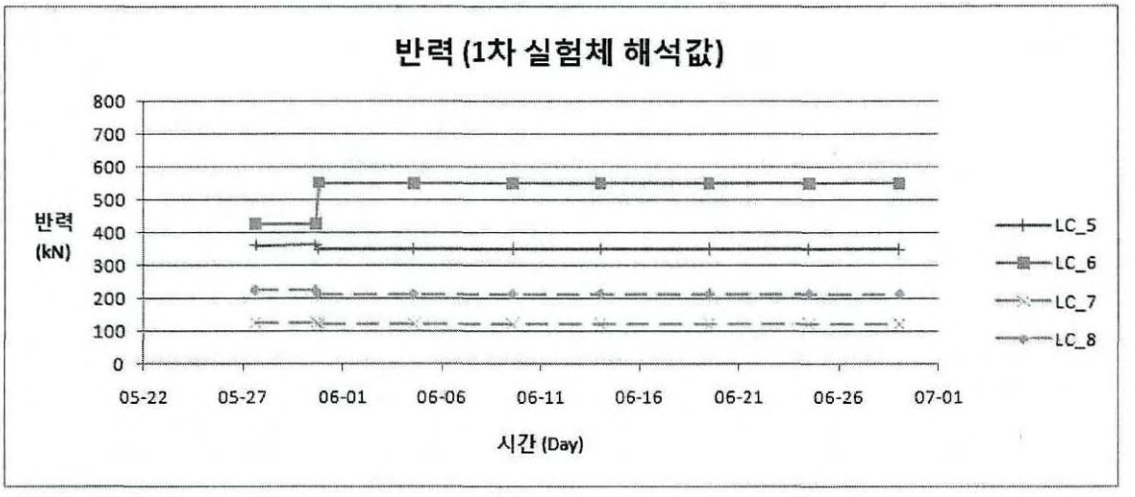
(1) 해석결과


A
B
C
D
15,000
14,600
14,600
400
400
4,550
1,500
200
200


반력 (1차 실험체 해석값)
반력 (kN)
800
700
600
500
400
300
200
100
0
05-22
05-27
06-01
06-06
06-11
06-16
06-21
06-26
07-01
시간 (Day)
LC_1
LC_2
LC_3
LC_4
LC_5
LC_6
LC_7
LC_8


반력 (1차 실험체 해석값)
반력 (kN)
800
700
600
500
400
300
200
100
0
05-22
05-27
06-01
06-06
06-11
06-16
06-21
06-26
07-01
시간 (Day)
LC_1
LC_2
LC_3
LC_4

반력(kN)	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4
자중	126.34	226.10	359.48	426.68
하중재하	123.28	213.46	345.79	552.08
증감	-3.06	-12.65	-13.70	125.40

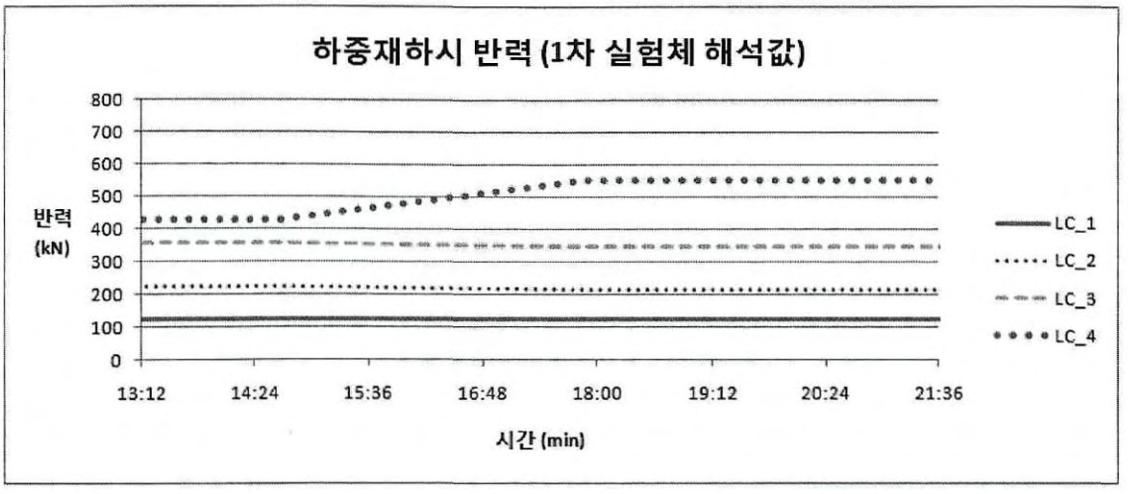


반력(kN)	LC 7	LC 8	LC 5	LC 6
자중	126.27	225.21	362.40	426.64
하중재하	123.28	212.49	348.80	551.93
증감	-2.98	-12.71	-13.60	125.30

해석결과에 따르면, 해석 실험체는 좌우 대칭이 완벽하게 이루어지고 있으며, 하중재하에 의하여 중앙외측 지점은 반력이 증가하며, 중앙내측을 비롯한 단부 지점은 반력이 감소하는 것으로 나타나고 있다.

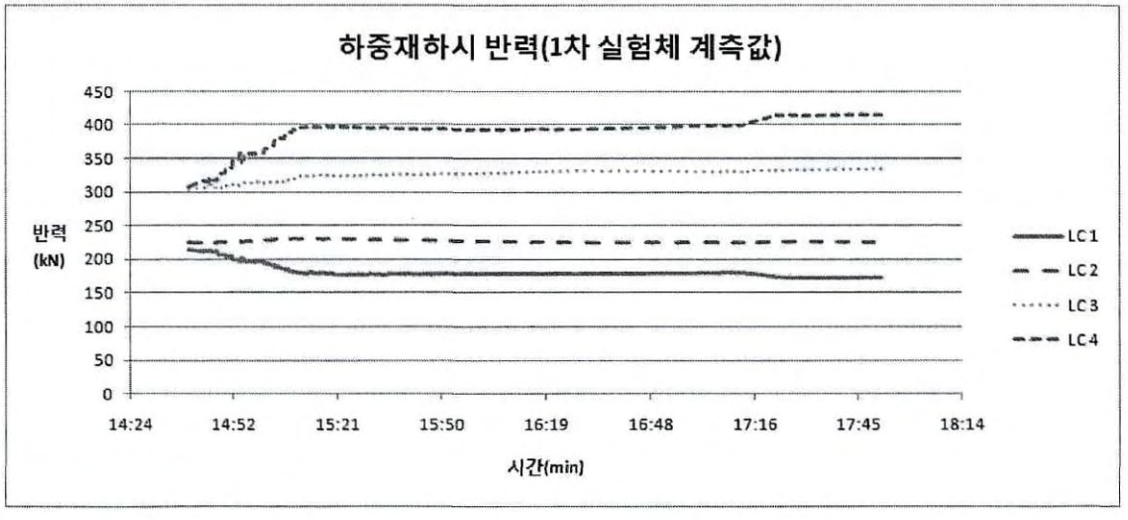
(2) 해석결과와 실험결과의 비교

① 해석결과



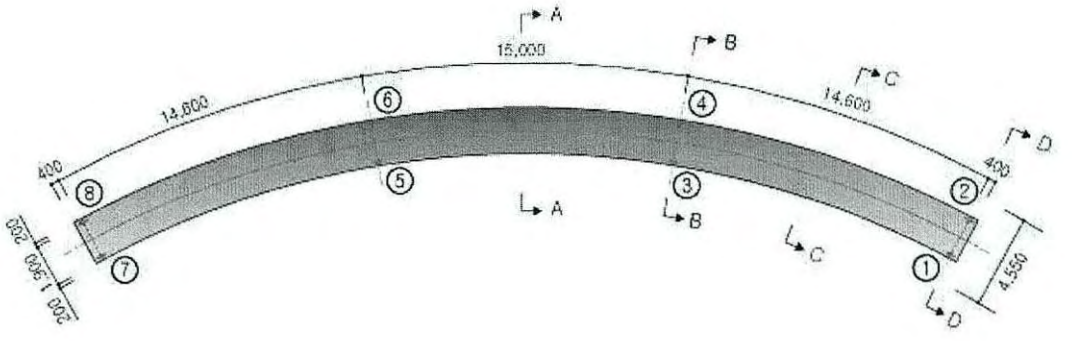
반력(kN)	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4	Total
자중	126.34	226.10	359.48	426.68	1,138.60
하중재하	123.28	213.46	345.79	552.08	1,234.61
증감	-3.06	-12.65	-13.70	125.40	95.99

② 실험결과



반력(kN)	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4	Total
자중	214.89	224.91	302.98	307.46	1,050.24
하중재하	171.61	224.91	335.24	414.42	1,146.18
증감	-43.28	0.00	32.26	106.96	95.94

③ 비교



반력(kN)	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4	Total
자중	126.34	226.10	359.48	426.68	1,138.60
하중재하	123.28	213.46	345.79	552.08	1,234.61
증감	-3.06	-12.65	-13.70	125.40	95.99

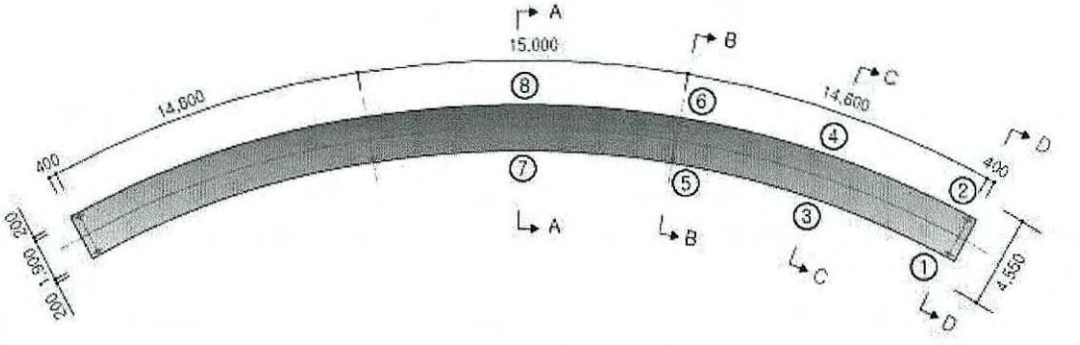
반력(kN)	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4	Total
자중	214.89	224.91	302.98	307.46	1,050.24
하중재하	171.61	224.91	335.24	414.42	1,146.18
증감	-43.28	0.00	32.26	106.96	95.94

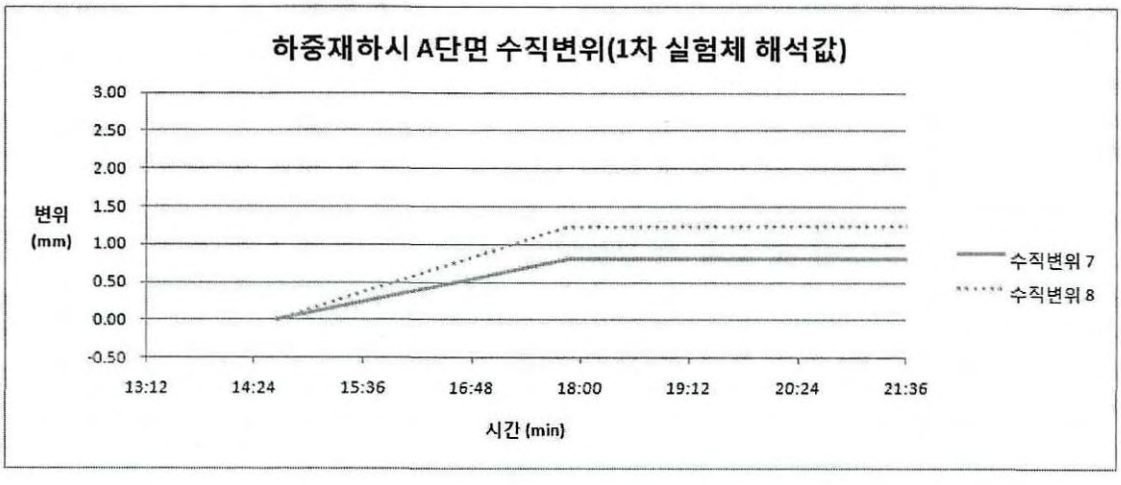
해석결과에 따르면 자중 이후 재하된 집중하중에 의하여 중앙 외측 지점을 제외한 다른 지점에서는 모두 반력이 감소하는 것으로 나타나고 있으나, 실험결과에서는 단부 외측지점에서만 반력이 감소하는 것으로 나타나고 있어 차이가 발생 하고 있다.

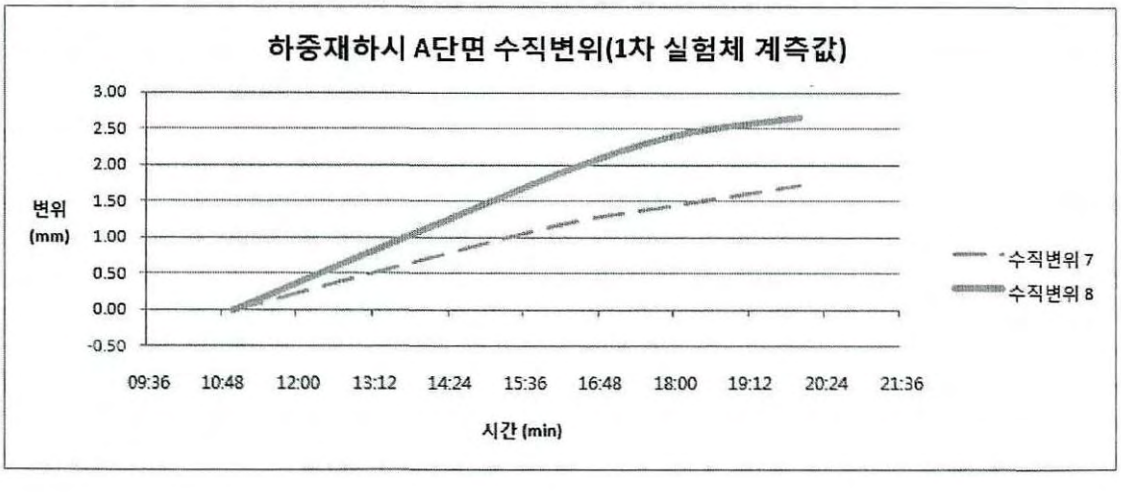
하중 재하 후 하중을 비교해 보면 해석결과와 실험결과가 유사하게 나타나고 있다. 이것은 실험체의 안정화가 이루어지기 전에 하중이 제하되어 발생된 실험과 해석상의 차이라 판단되며, 정확한 분석을 위해서는 실험체의 비대칭 거동을 고려한 전체 지점에 대한 반력 측정이 이루어 져야 할 것으로 사료된다.

다. 수직변위

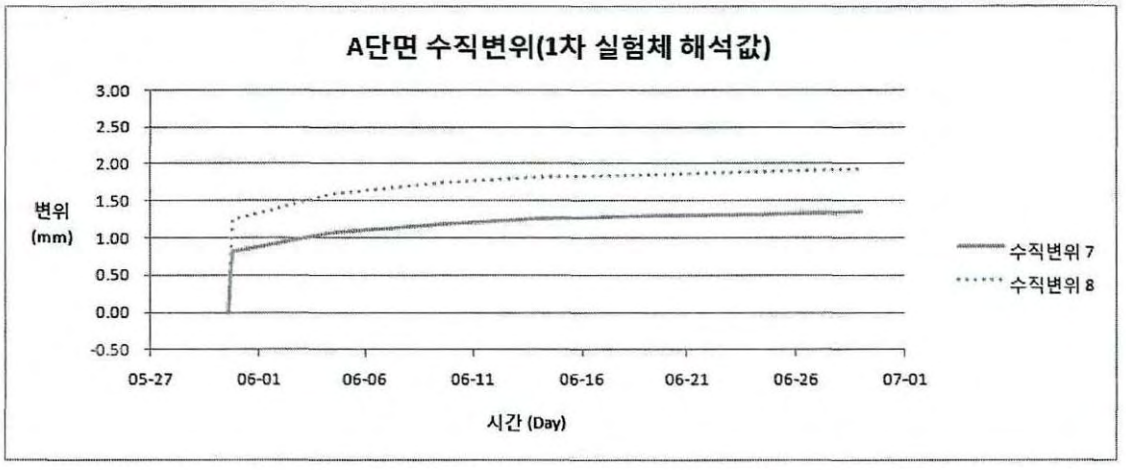
① A단면

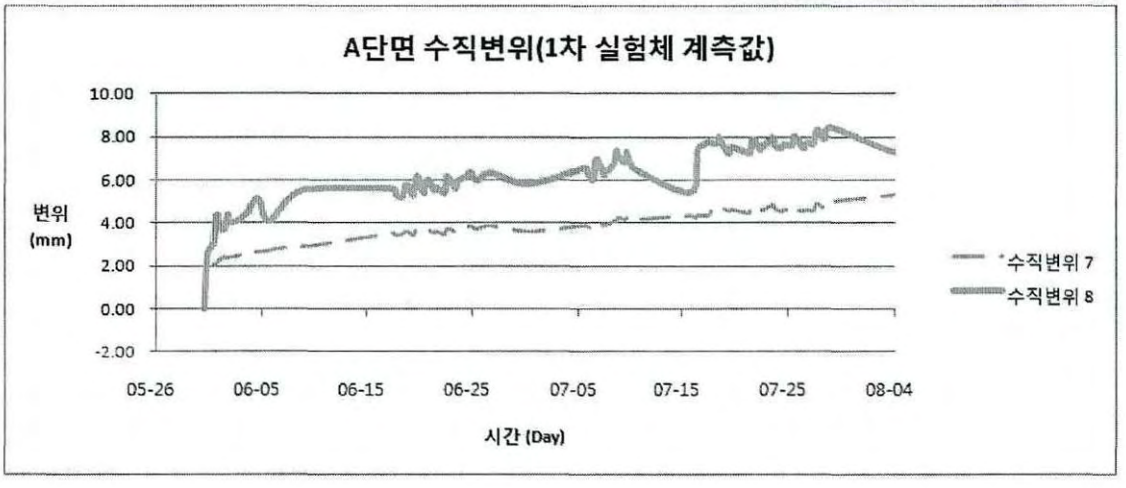






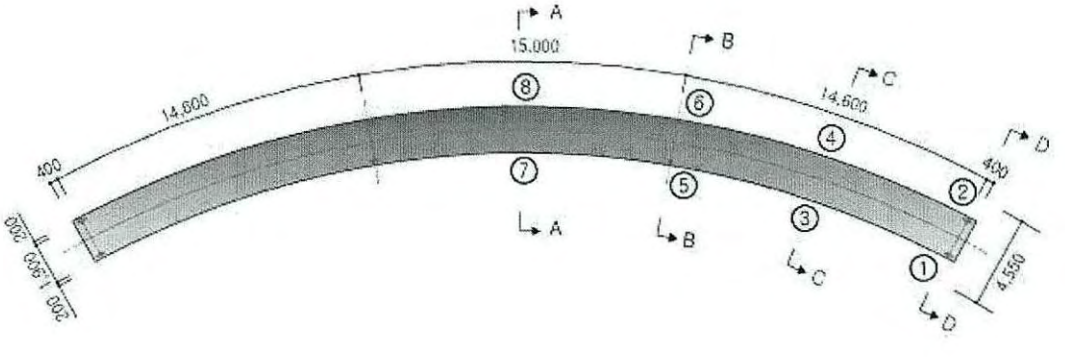
해석결과와 실험결과 모두 집중하중이 가해지고 있는 2경간 중앙에서는 상하부 내·외측 모두 하향 처짐이 발생되고 있다. 단, 편심하중으로 인한 비틀림 현상이 발생되어 외측의 처짐량이 내측의 처짐량보다 크게 나타나고 있다.

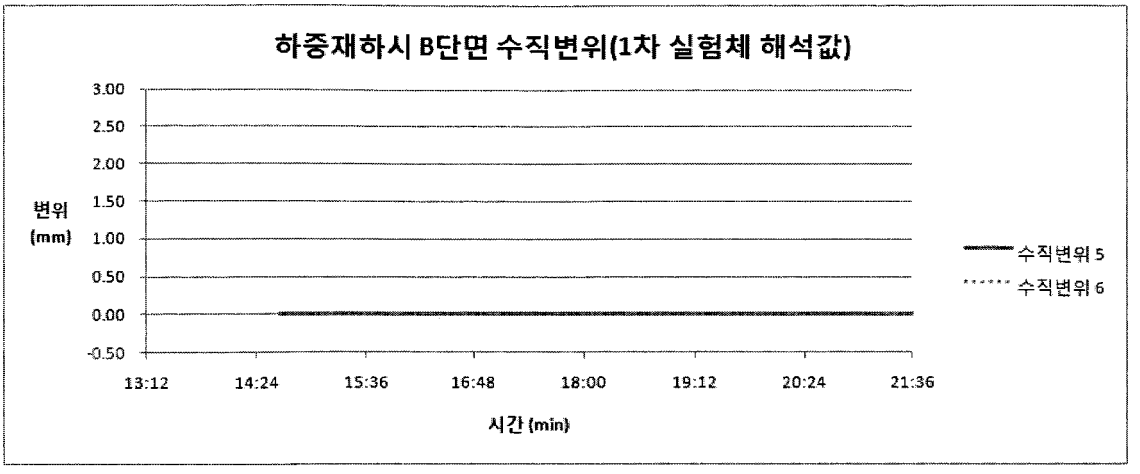


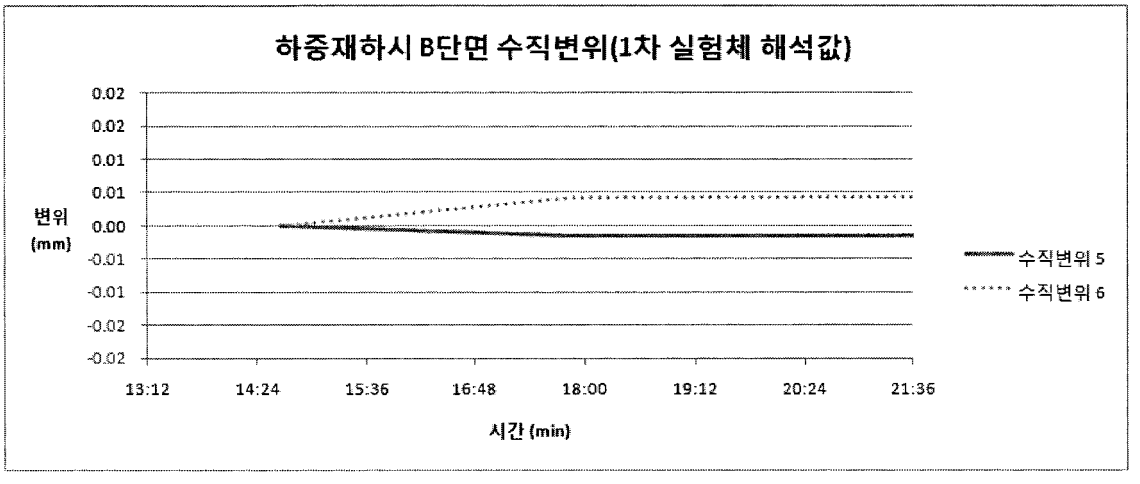


하중 재하 직후 값을 비교해 보면 실험결과에 비해 해석결과의 값이 적게 측정되고 측정되고 있으며, 시간경과에 따른 변동량을 보면 해석값의 경우 변위량의 증가가 거의 없는데 비하여 실험결과는 변위가 지속적으로 발생하고 있다.

② B단면

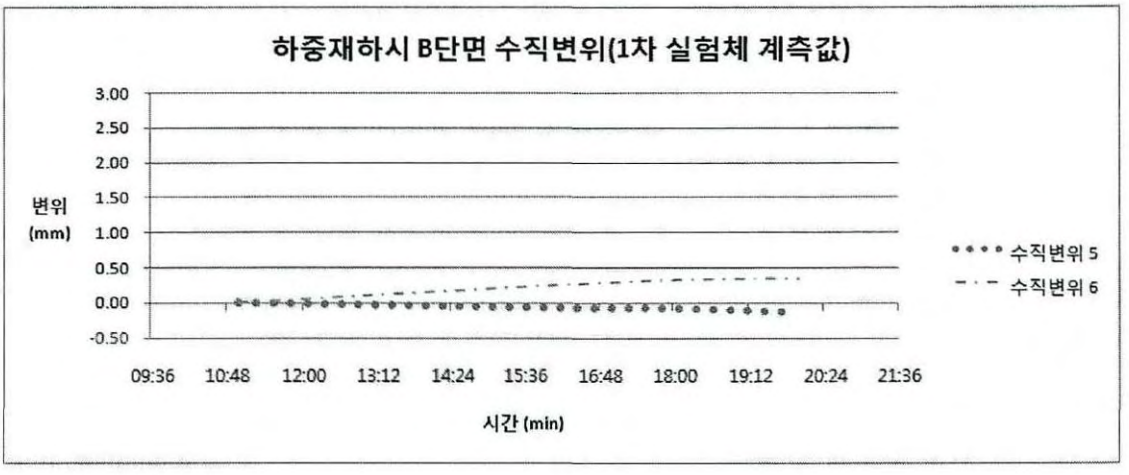


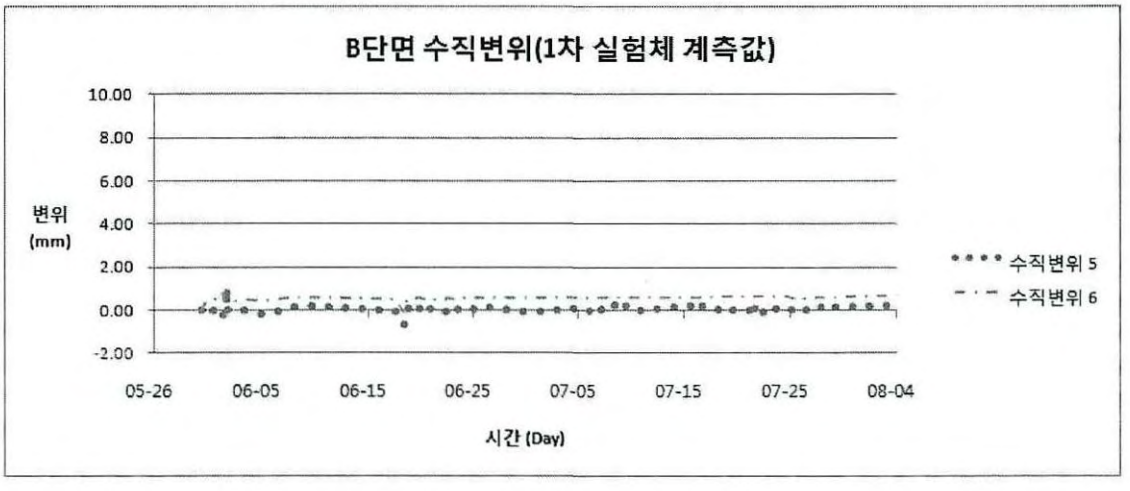




B단면은 지점에 의해 구속을 받는 부분이기에 변위량이 매우 적게 발생하고 있으며, 그래프의 스케일을 조절해 변위의 방향성을 나타내었다.

외측 지점부의 경우 하중재하 위치에서 가장 가까운 지점으로 재하하중을 가장 크게 지지하는 지점으로 하향 처짐이 발생된 것으로 판단되며, 내측 지점은 편심하중 재하시 비틀림 현상에 의해 일시적인 상향 변위가 발생하였다가 전체 하중에 의해 하향 처짐이 진행되는 것을 확인 할 수 있다.

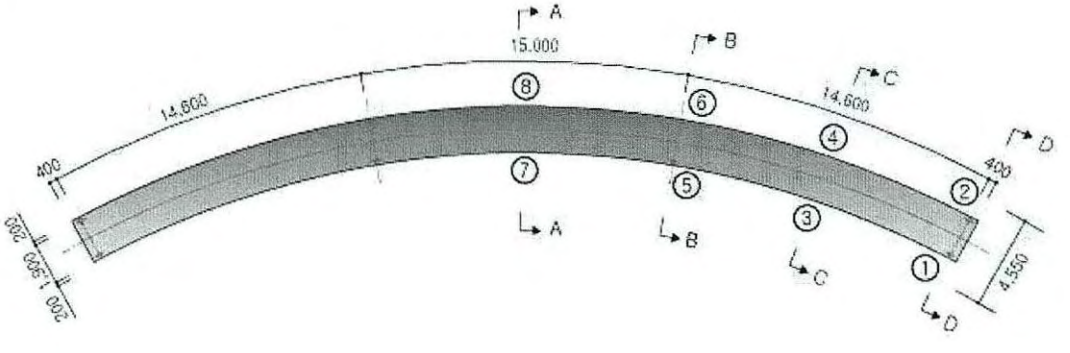


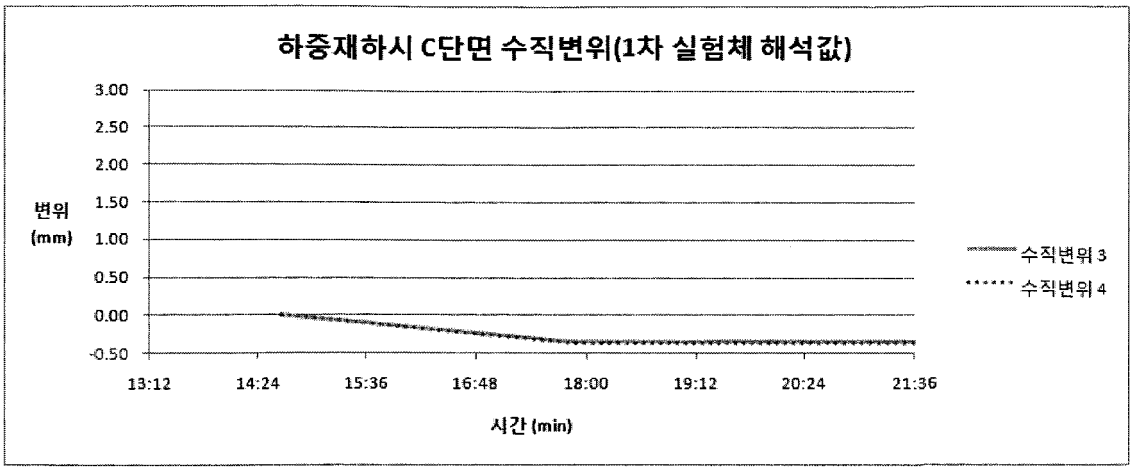


지점에 의해 구속을 받는 B단면의 측정결과 해석결과와 실험결과 모두 하중 재하시 내측지점에서의 일시적인 상향 변위가 발생하며, 시간 경과에 따라 하향 처짐이 지속되는 것을 확인 할 수 있다.

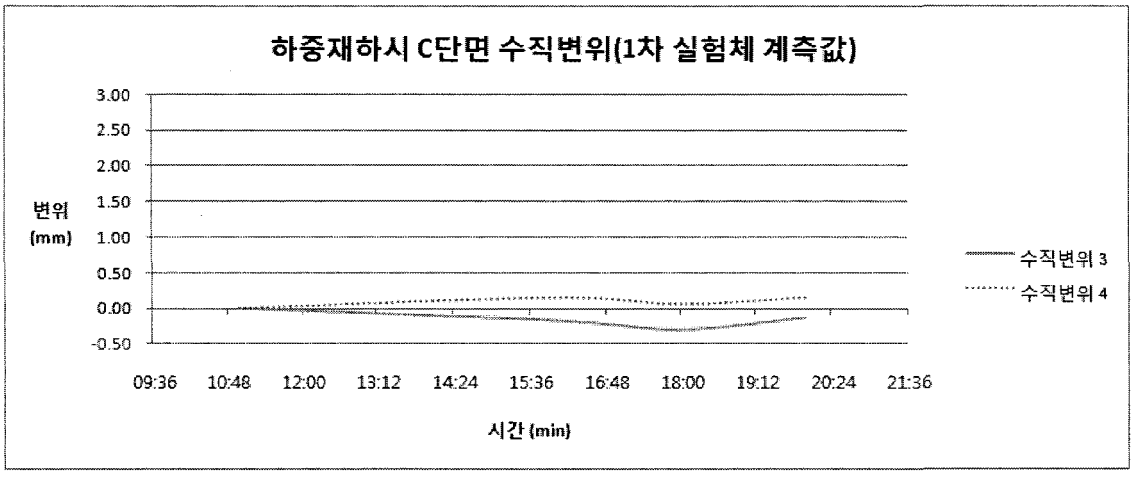
단, 해석결과에 비해 실험결과의 변위량이 크게 발생되고 있다.

③ C단면



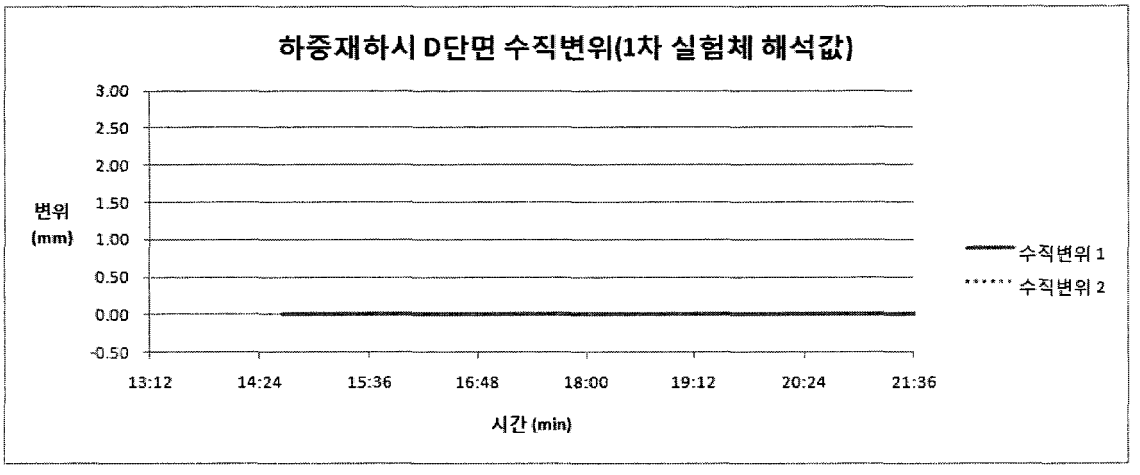


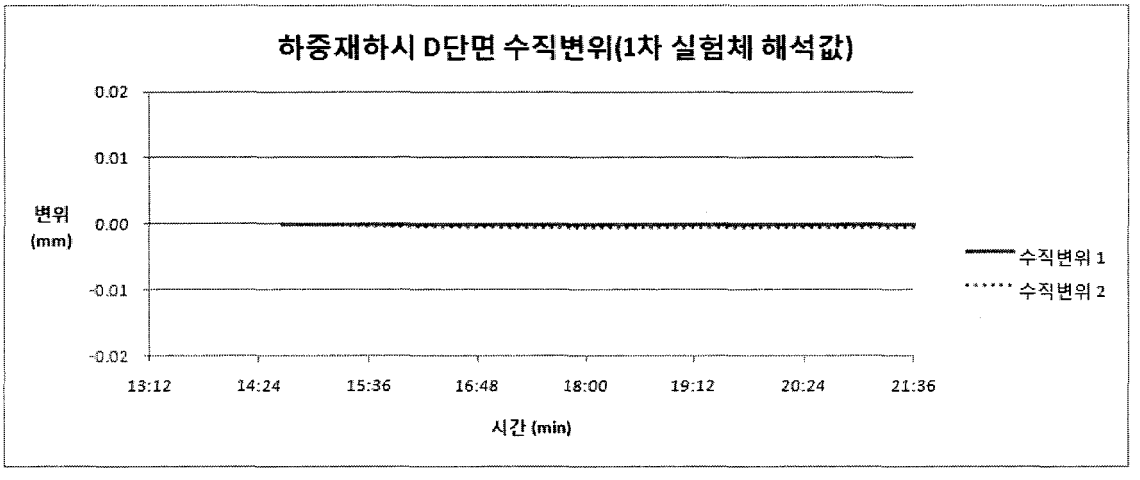
연속교의 특성으로 인하여 2경간 중앙에 하중 재하시 1경간 중앙 단면인 C단면에는 상향 변위가 발생한다.



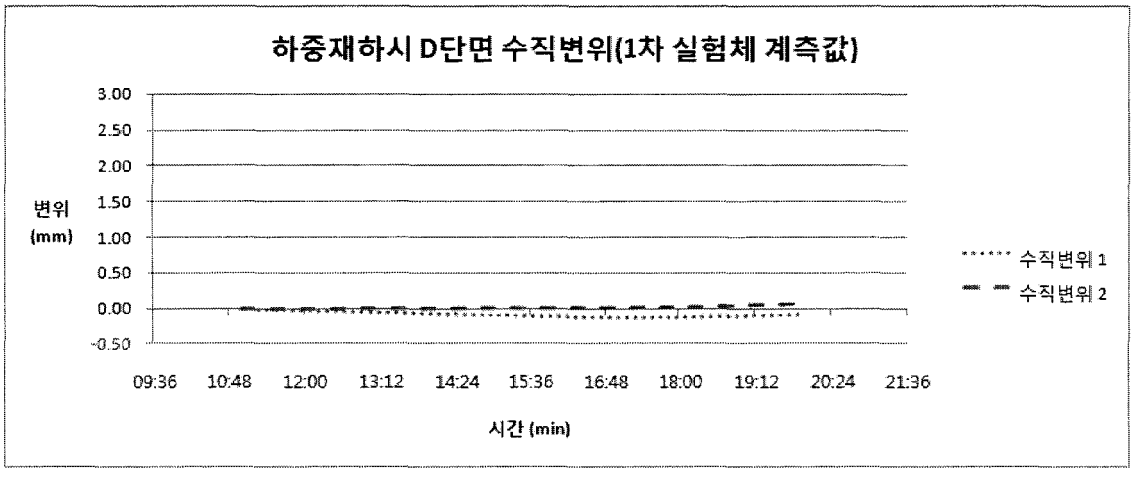
재하하중에 의한 일시적인 상향처짐을 보이고 있으며, 하중재하 이후 실험체의 안정이후 하향 처짐이 지속되는 것을 확인 할 수 있었다. 단, Dial Gauge를 통한 수동 계측과정에서 계측기에 외적충격에 의한 계측값의 교란이 발생하여 장기 계측값을 신뢰 할 수 없게 되었다.

④ D단면

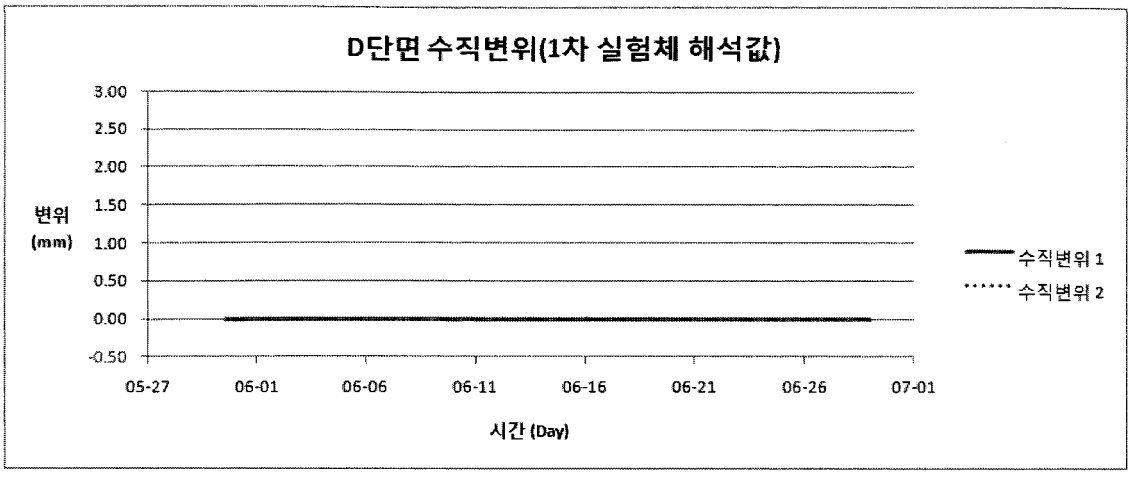


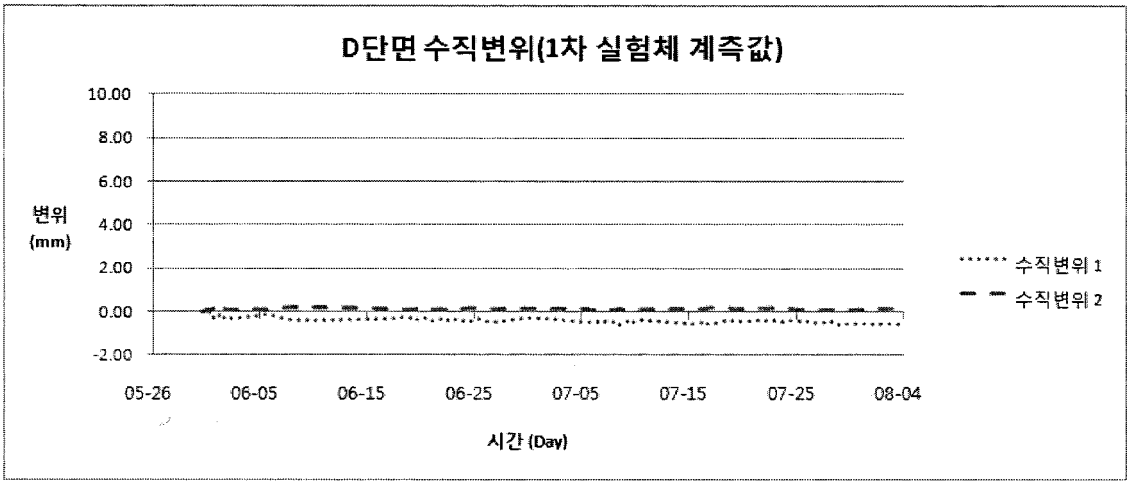


D단면은 지점에 의해 구속을 받으며, 재하 하중의 영향을 가장 적게 받아 그 0.1mm이내의 비소한 변화만 나타나고 있다. 방향성을 확인하기 위해 그래프의 스케일을 변경하여 다시 표기하였다.



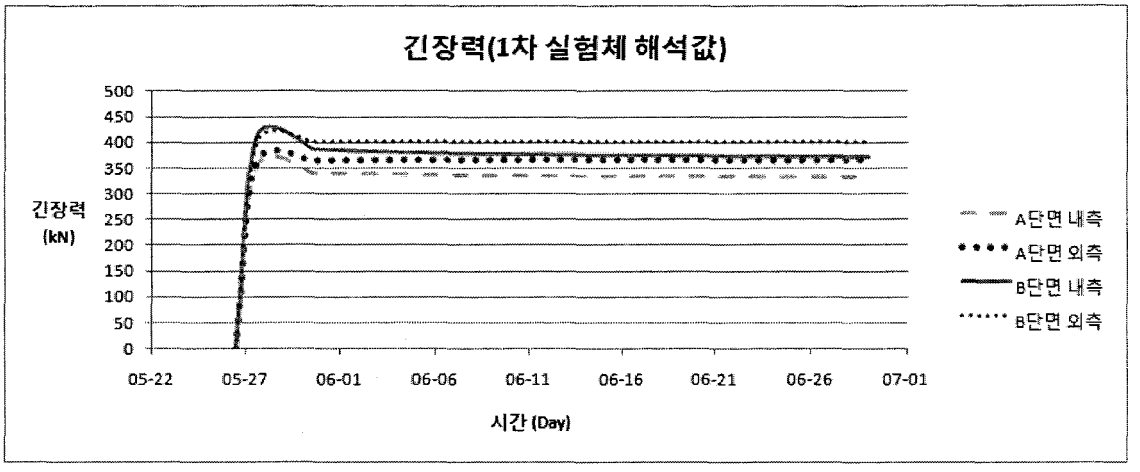
하중재하직후의 계측값을 통하여, 단부 지점의 경우, 외측에서는 변화가 거의 없으나 내측의 경우 재하된 집중하중에 의하여 미소한 상향 변위가 발생되고 있다.

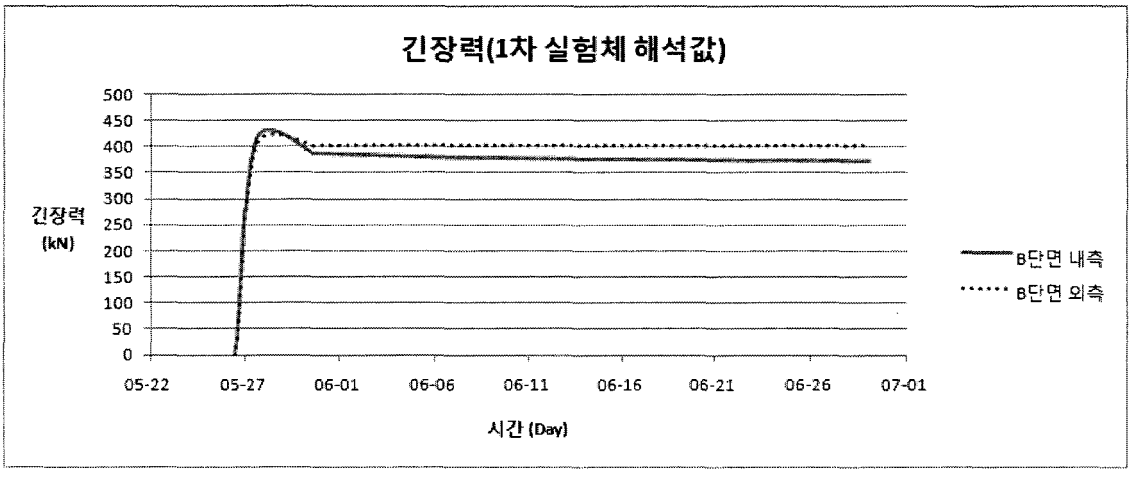




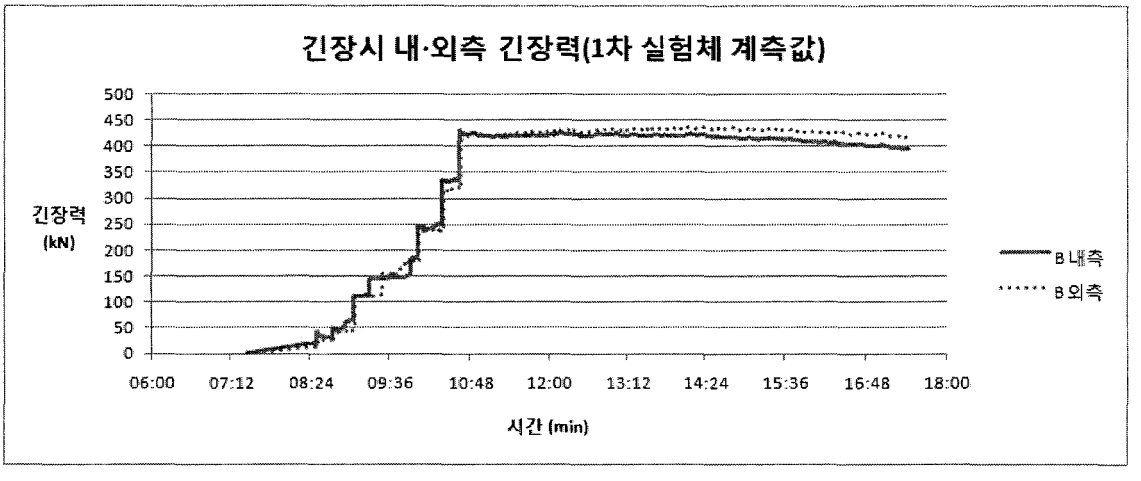
해석결과에 비해 상대적으로는 큰 변위를 실험결과에서 보이고 있지만, 절대적인 값을 보면 그 변위의 차는 없다고 봐도 무방할 것으로 사료된다.

라. 텐던의 긴장력





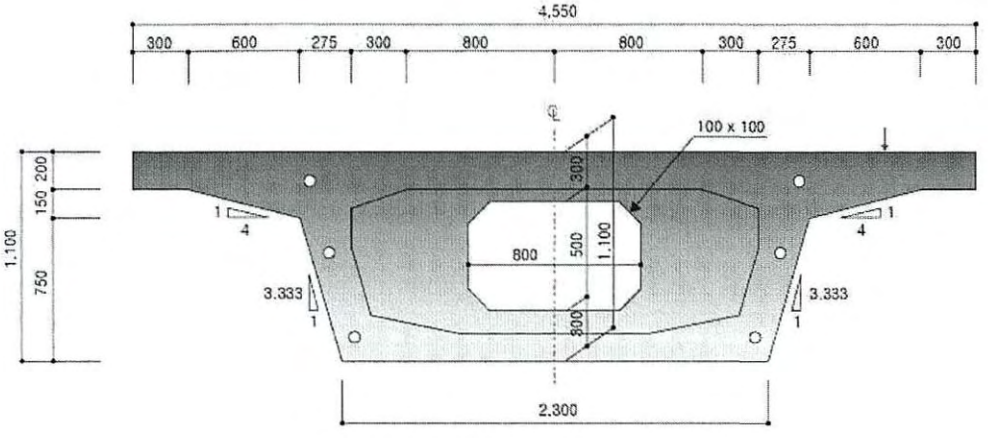
해석결과를 분석해 보면, 단부로 부터의 거리에 따른 긴장력 손실로 인한 모습을 A단면과 B단면의 값을 통해 확인 할 수 있으며, 동일 단면상의 내·외측 긴장력의 차이를 통해 내측 긴장력의 손실량이 외측 긴장력의 손실량에 비해 크게 발생하고 있음을 볼 수 있다. 이러한 거동은 실험결과에서 동일하게 나타나고 있다.



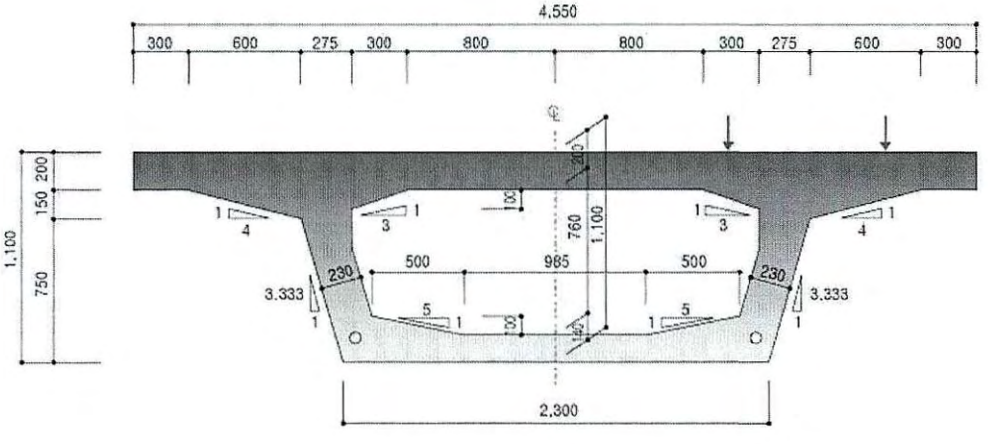
2. 해석결과 및 실험결과 비교를 통한 2차 실험체 거동 경향분석

가. 해석 수행 대상 실험체

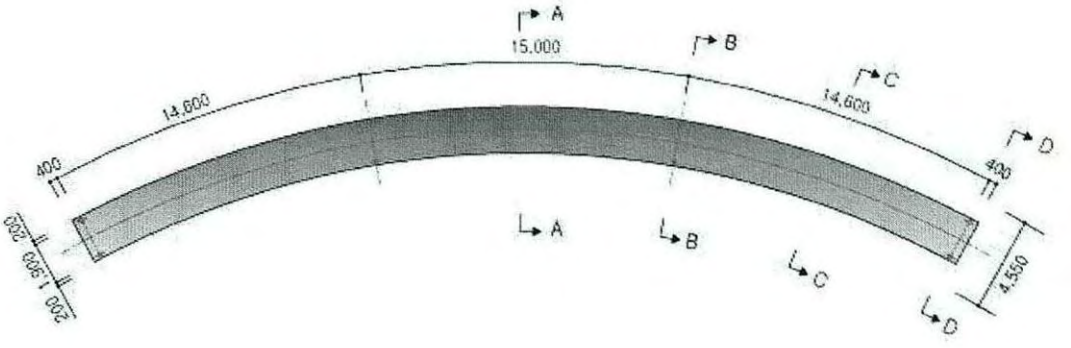
① 표준횡단면도 지점부 (단위 : mm)



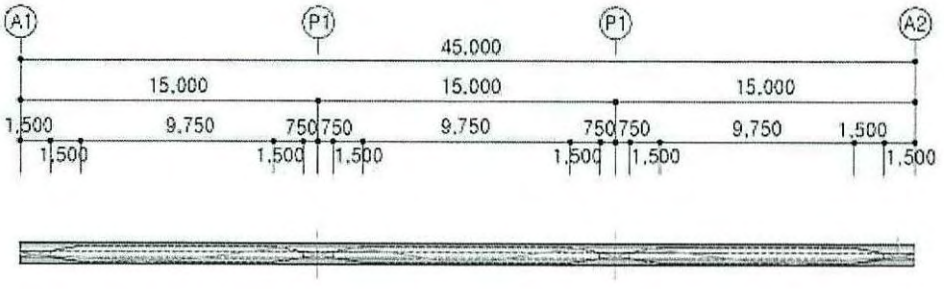
② 표준횡단면도 중앙부 (단위 : mm)



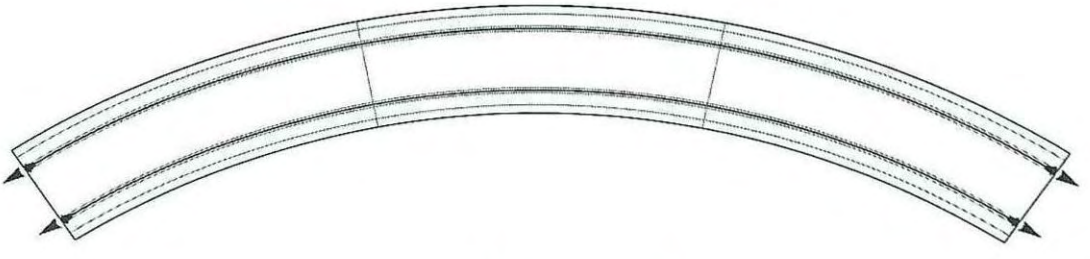
③ 평면도 (단위 : mm)



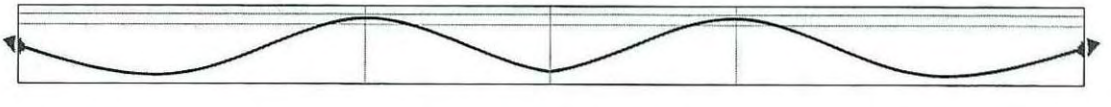
④ 측면도 (단위 : mm)



⑤ 텐던 배치



<Tendon 배치 평면>

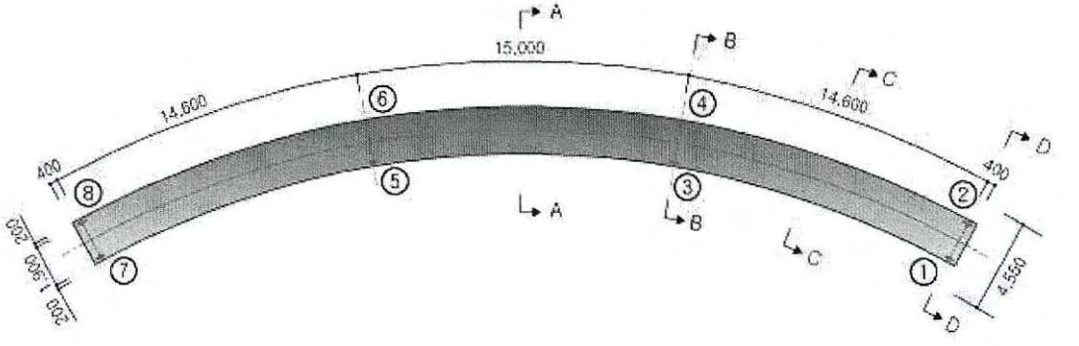


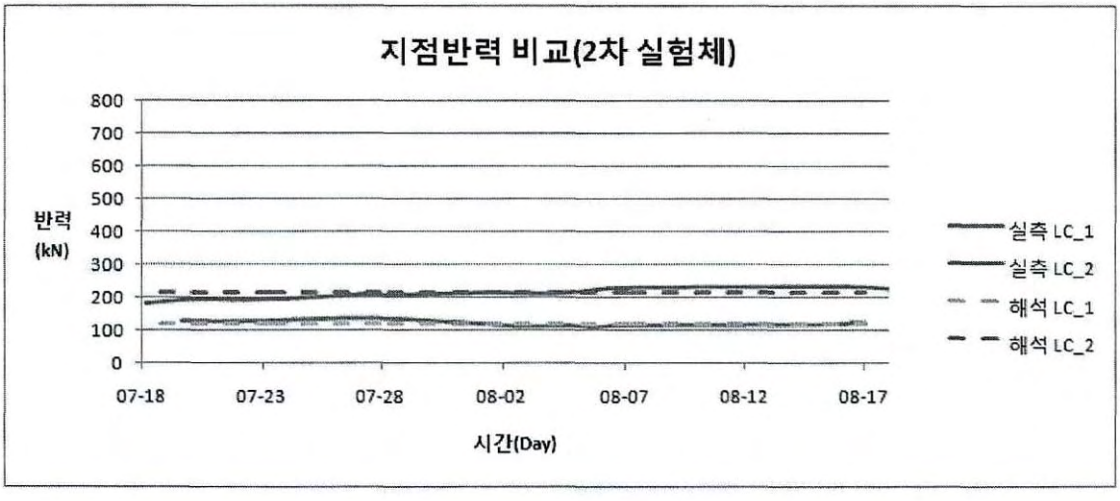
<Tendon 배치 종단면>

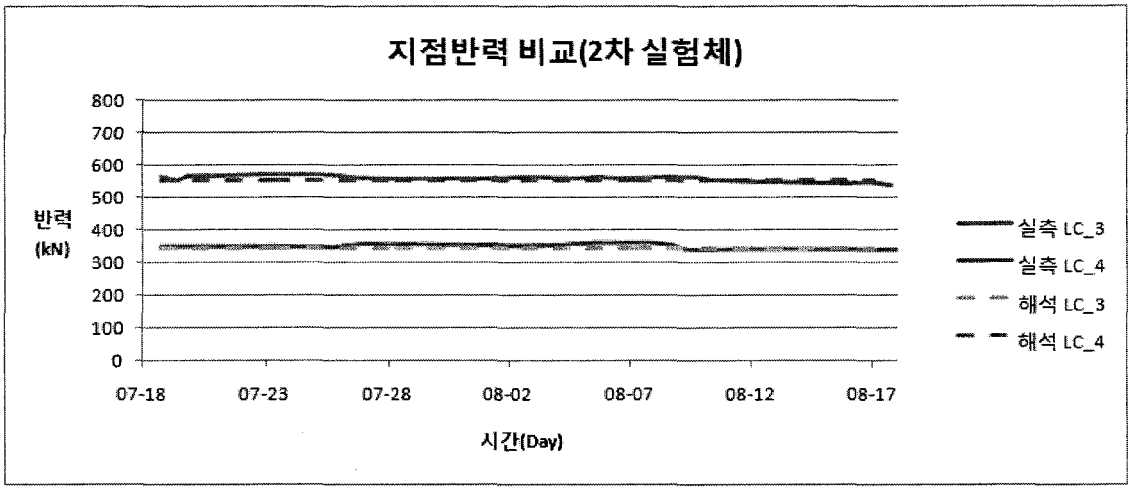
⑥ 텐던 긴장력

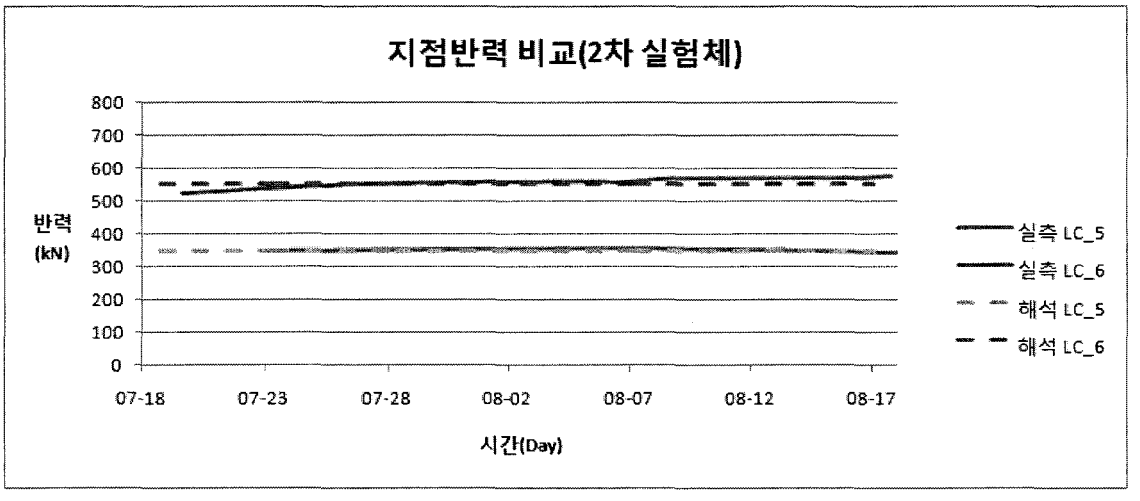
- 2차 실험체 내측 : 351.83kN(175.915kN × 2EA)
- 2차 실험체 외측 : 698.41kN(174.602kN × 4EA)

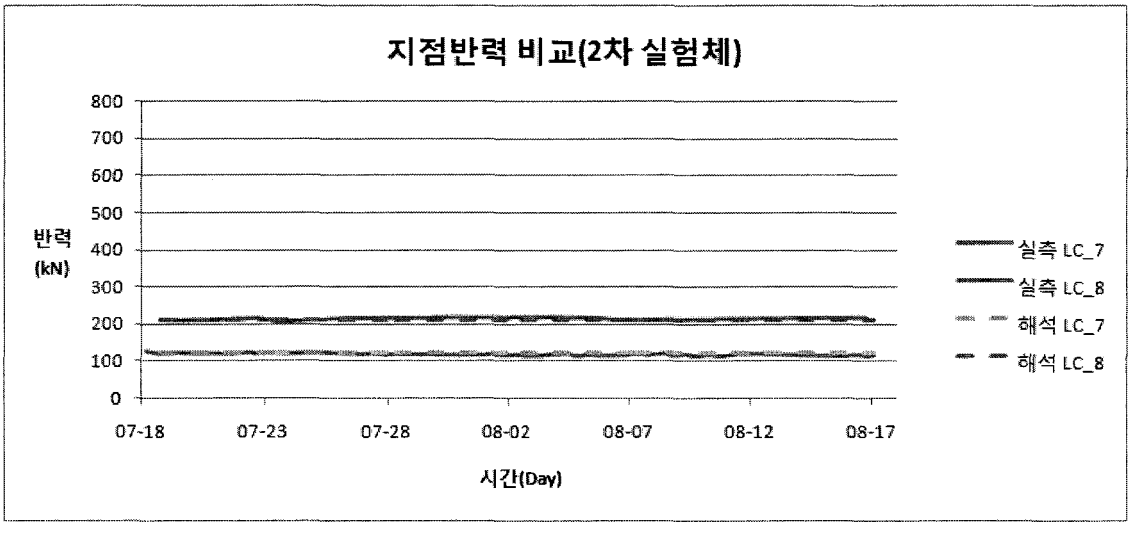
나. 지점반력











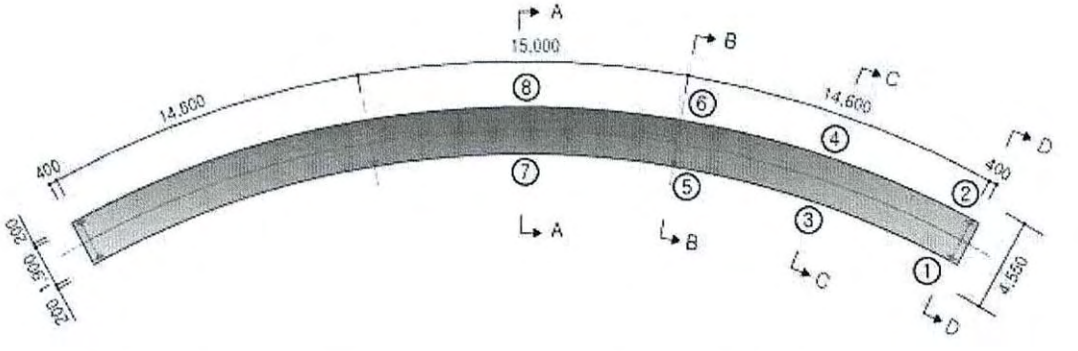
지점 반력에 대한 계측결과와 해석결과를 각 단면에서 비교하여 각각 표시하였다. 실험결과의 경우 일간 온도변화에 따른 1일간격의 파형 데이터가 산출되었으나

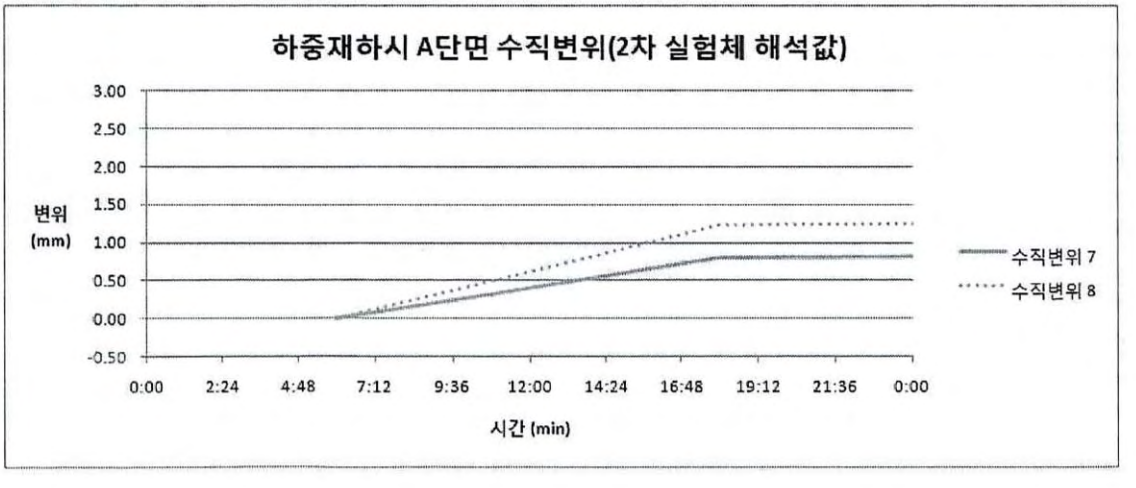
온도변화를 고려치 않는 해석결과와 비교하기 위하여 데이터를 필터링 하여 비교하였다.

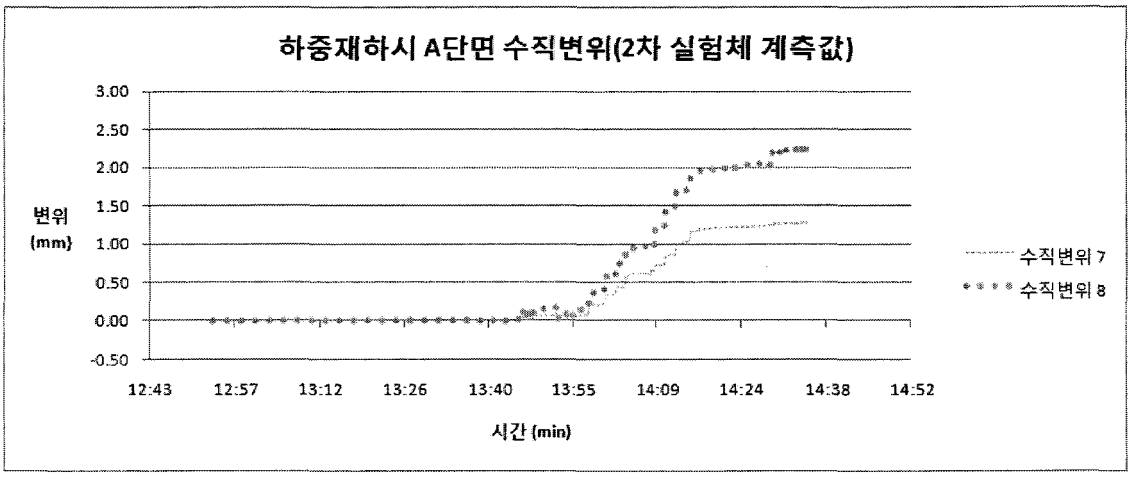
초기 동바리 제거이후부터 고정하중의 재하시까지 실험체의 우측으로의 하중 쏠림현상이 발생되어, 좌우대칭이 이루어 지지 않고, 해석결과와 실험결과의 차이가 발생되었으나, 시간 경과에 따른 실험체의 안정화 과정에서 실험결과의 반력이 좌우대칭의 모습을 보이게 되었으며, 해석결과와 실험결과의 비교값 또한 위 그래프와 같이 매우 유사한 경향을 보여주고 있다.

다. 수직변위

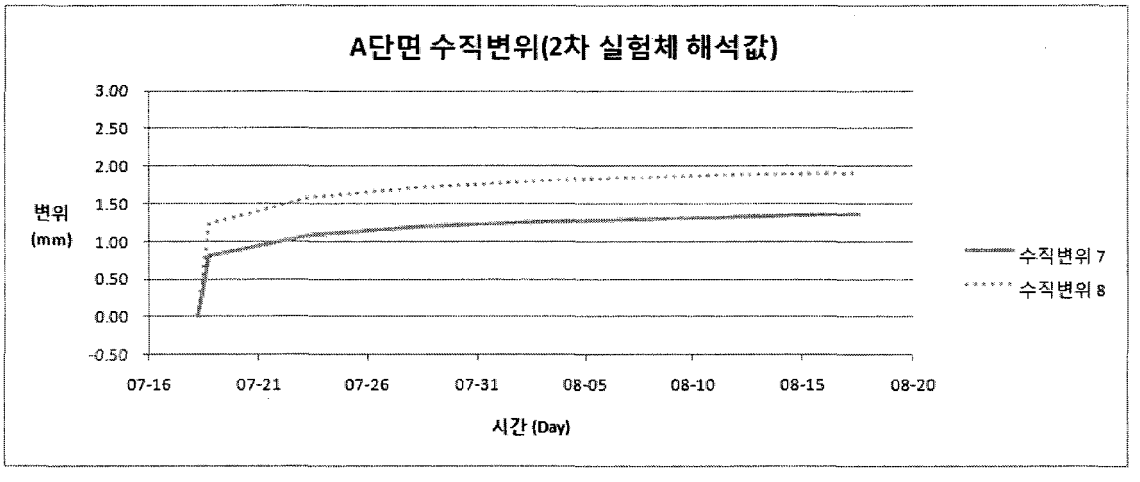
① A단면

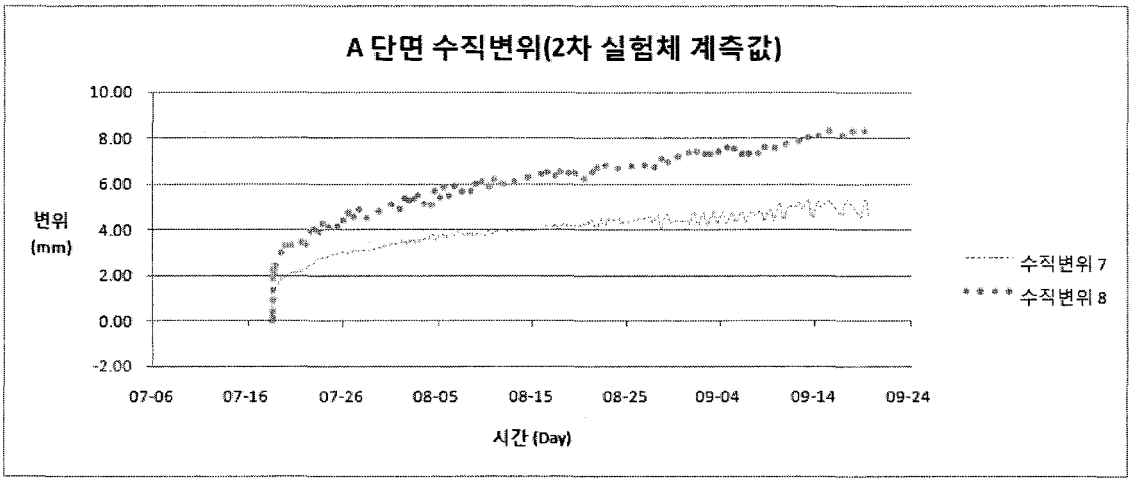






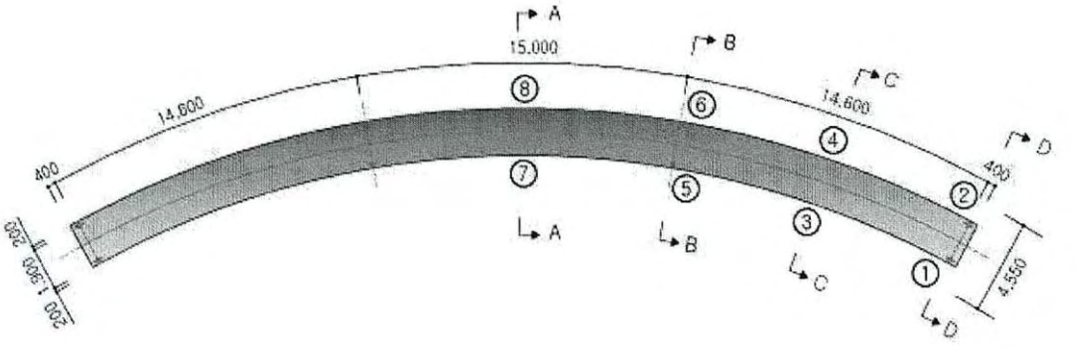
집중하중이 가해지고 있는 A단면에서는 하향 처짐이 발생되고 있다. 단, 편심하중으로 인한 비틀림 현상이 발생되어 외측의 처짐량이 내측의 처짐량보다 크게 나타나고 있으며, 하중 재하 직후의 거동을 비교해보면 매우 일치하는 경향을 보임을 알 수 있다.

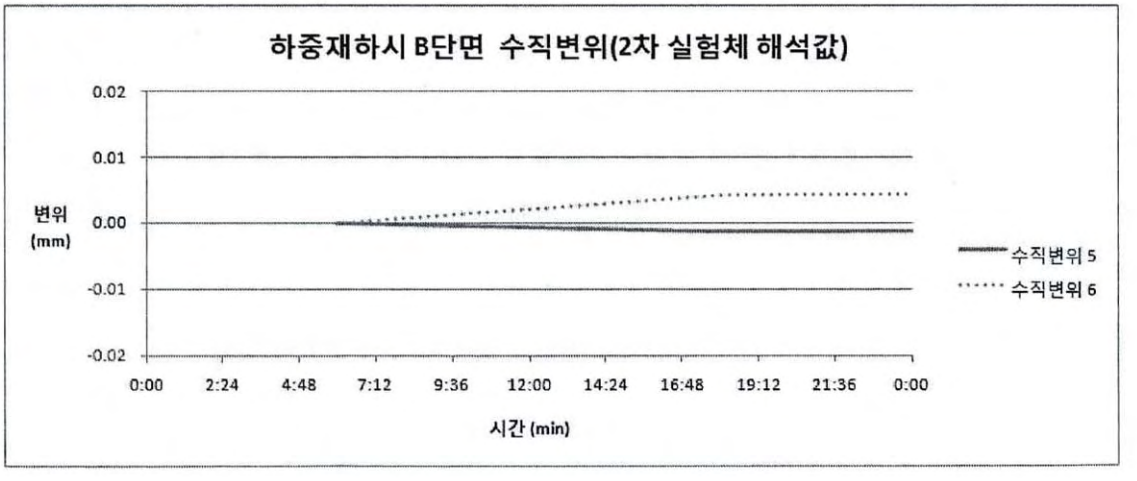




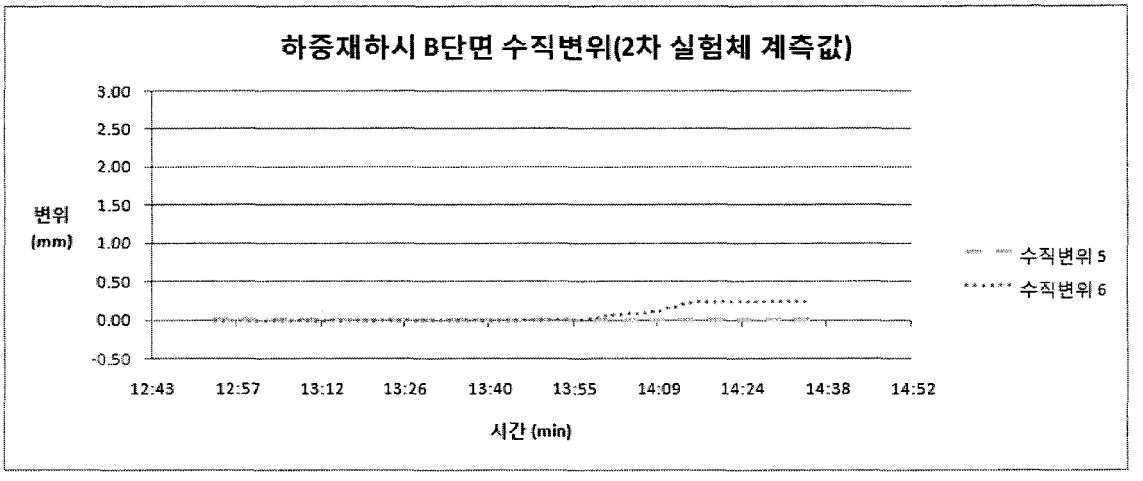
단, 시간경과에 따라 실험결과는 큰 폭으로 증가하는데 비하여 해석 결과상에서는 변위의 증가가 미약하게 나타나고 있어 그 차이가 크게 발생하고 있다.

② B단면

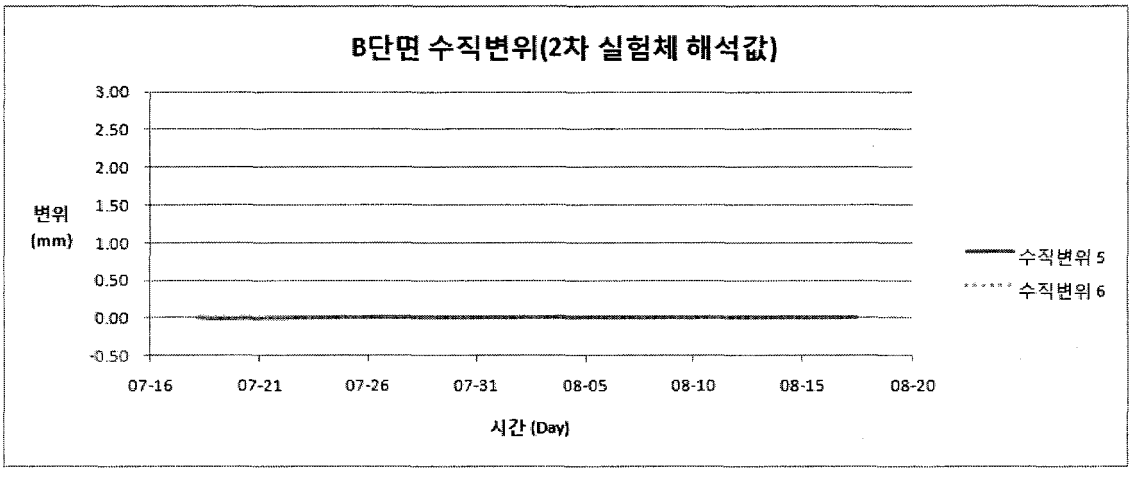




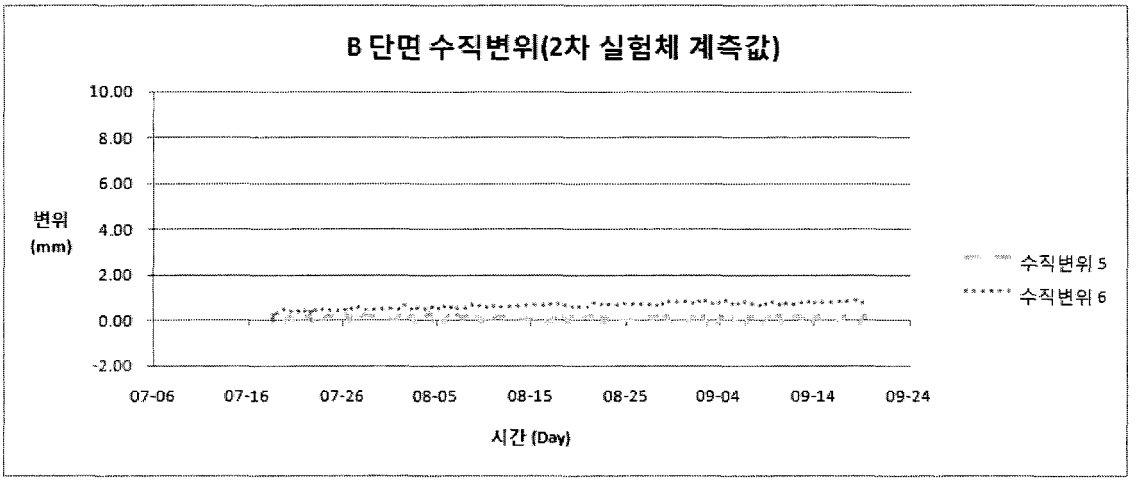
B단면은 지점에 의해 구속을 받는 부분이기에 변위량이 매우 적게 발생하고 있으며, 그래프의 스케일을 조절해 변위의 방향성을 나타내었다.



B단면에서의 수직변위는 해석값과 실측값이 유사한 거동을 보이나, 해석값이 실측값에 비하여 매우 적게 나타나고 있다.

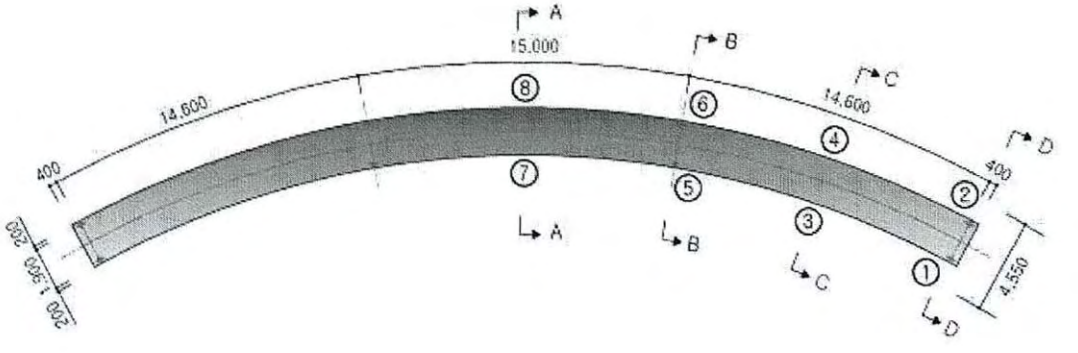


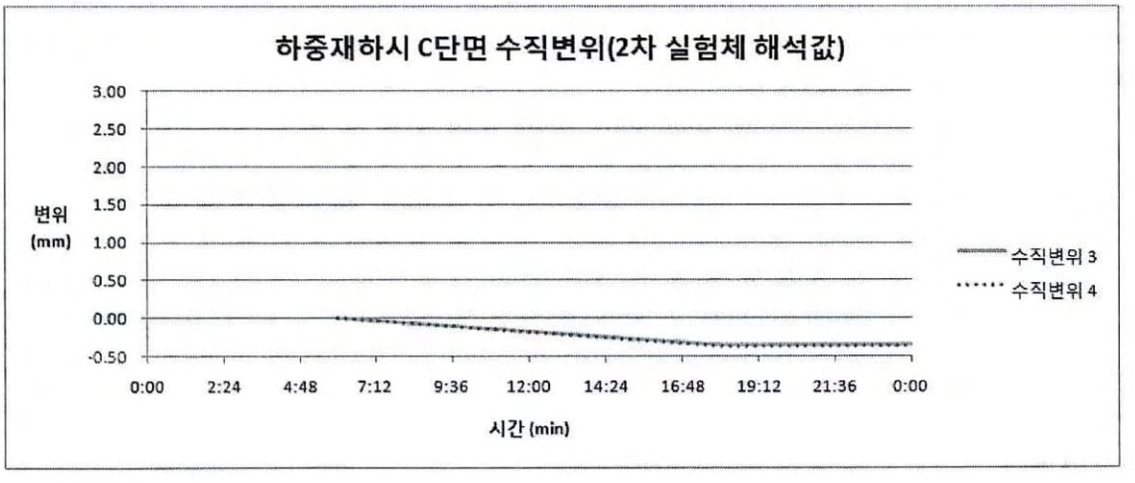
해석값의 경우 시간의 경과에 따라 역시 극히 미소한 변위만 발생되는데 비하여 실측값은 상대적으로 큰 변위가 발생되고 있다.



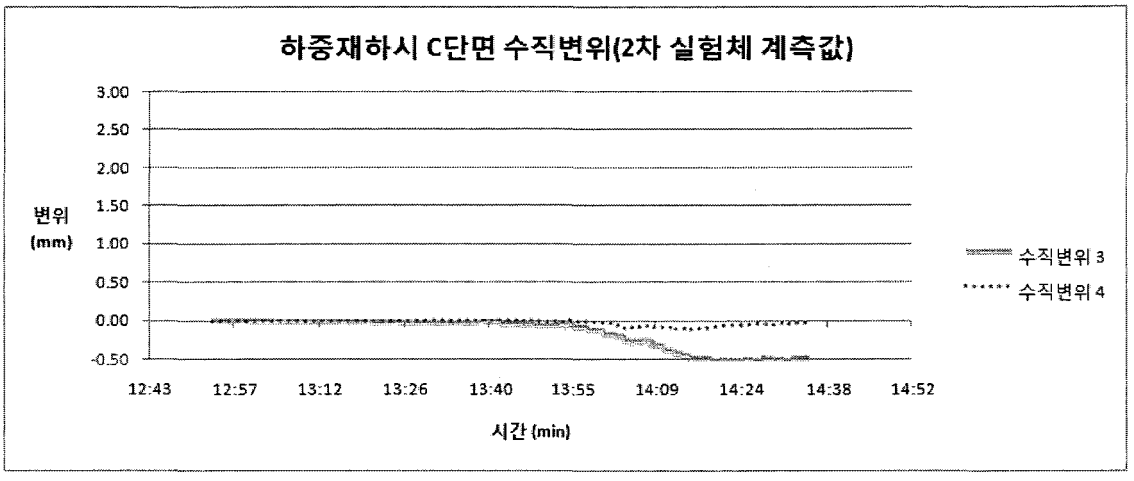
외측 지점부의 경우 하중재하 위치에서 가장 가까운 지점으로 재하하중을 가장 크게 지지하는 지점으로 하향 처짐이 발생, 내측 지점은 편심 하중 재하시 비틀림 현상에 의해 일시적인 상향 변위가 발생 후 전체 하중에 의해 하향 처짐이 진행되고 있다.

③ C단면

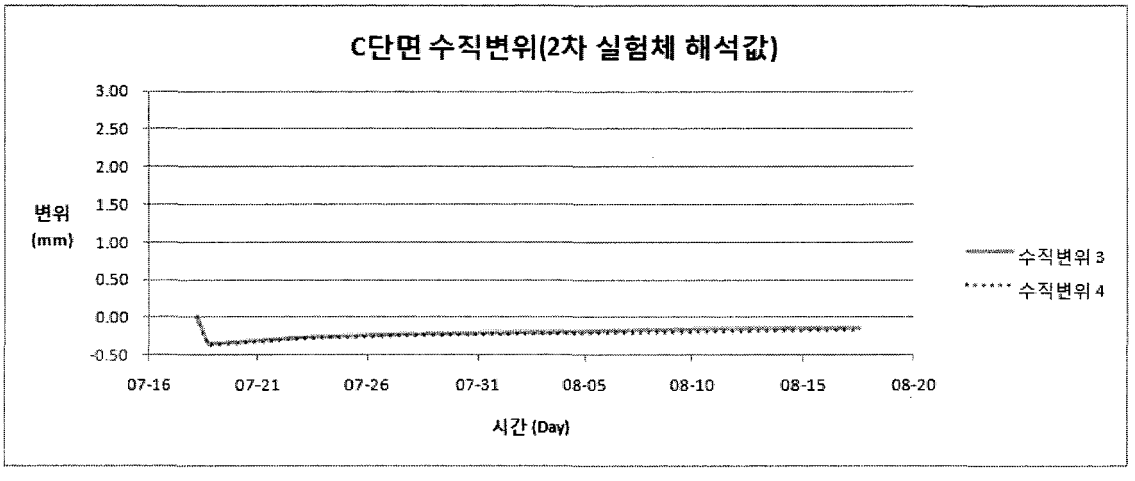


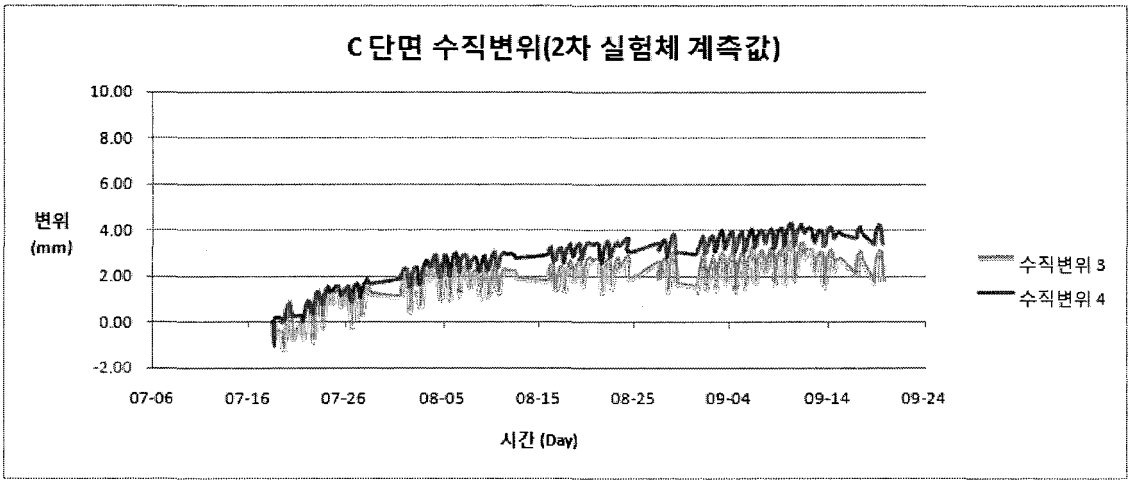


연속교의 특성으로 인하여 하중 재하시 C단면에는 상향 변위가 발생하며, 하중 재하 이후 자중에 의한 영향으로 하향 변위가 지속되는 양상을 보이고 있다.



시험결과 또한 하중 재하시 상향 변위가 발생하였다가 시간이 경과함에 따라 실험체의 자중에 의한 영향으로 하향 변위가 발생되고 있다.

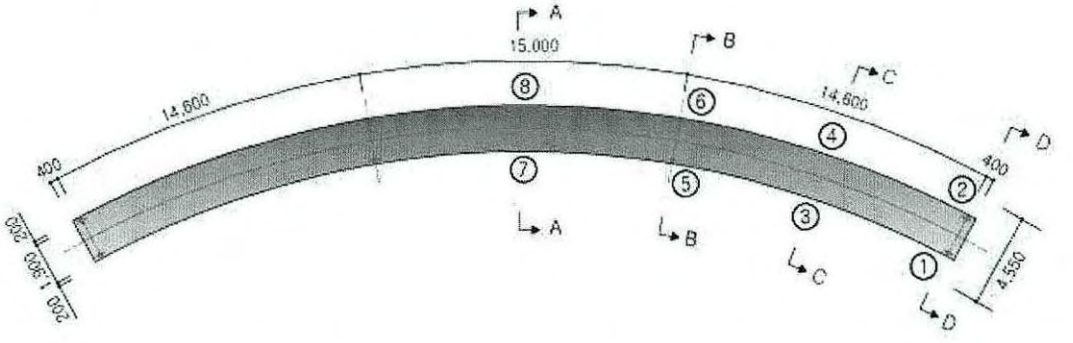


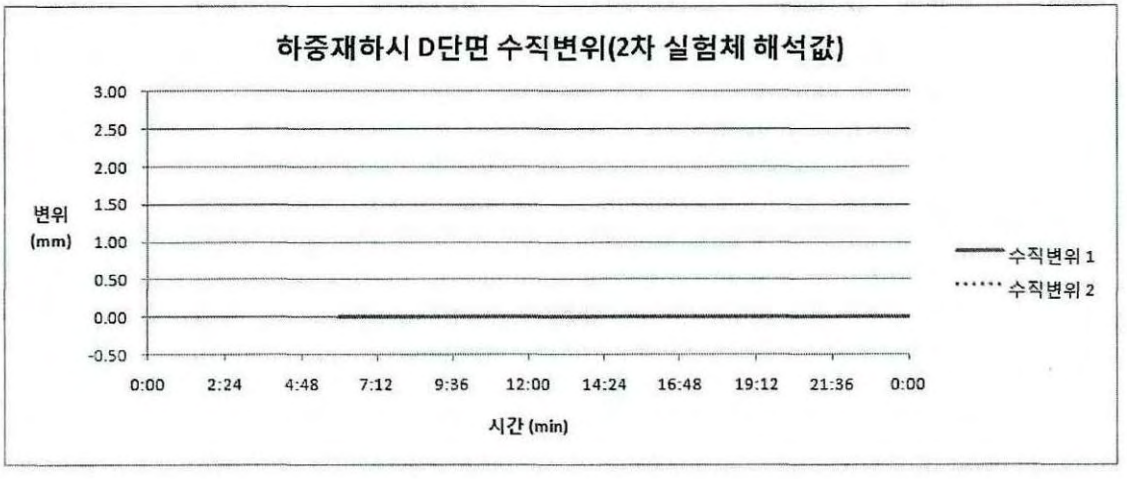


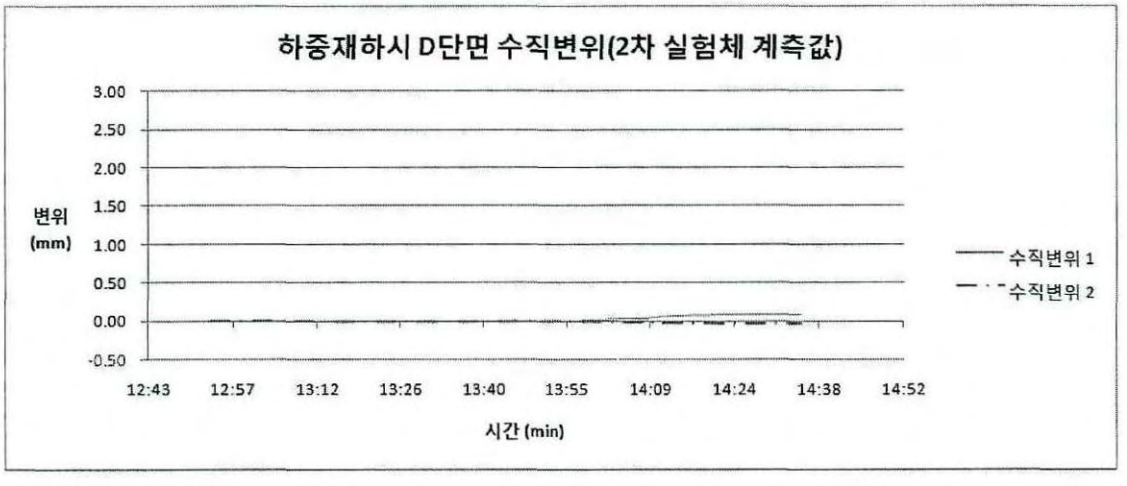
해석결과의 경우 변동량이 작은데 비하여 실험 결과는 그 변동량이 크게 나타나고 있음을 볼 수 있다. 하중재하 직후의 값은 해석값과 실측값이 유사하게 나타나

고 있으나, 시간 경과에 따른 수직 변위의 양상은 차이가 나타나고 있다. 해석값의 경우 하중에 의한 하향변위가 발생하여 하중재하 직후에 비하여 약간의 변화가 있으며, 최종적으로는 상향 변위 상태로 유지되고 있지만, 실측값의 경우 하중에 의한 하향변위가 해석값에 비하여 크게 발생되어 최종적으로는 하향 변위가 발생되고 있는 것으로 나타나고 있다. 이는 전체 하중에 의한 해석상의 변위가 실측값보다 적게 발생되어 나타난 현상이다.

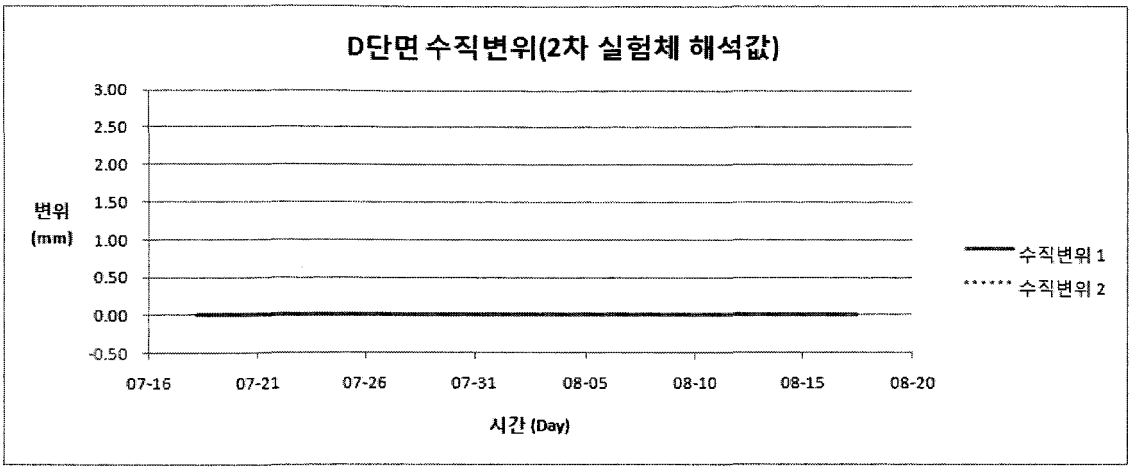
④ D단면

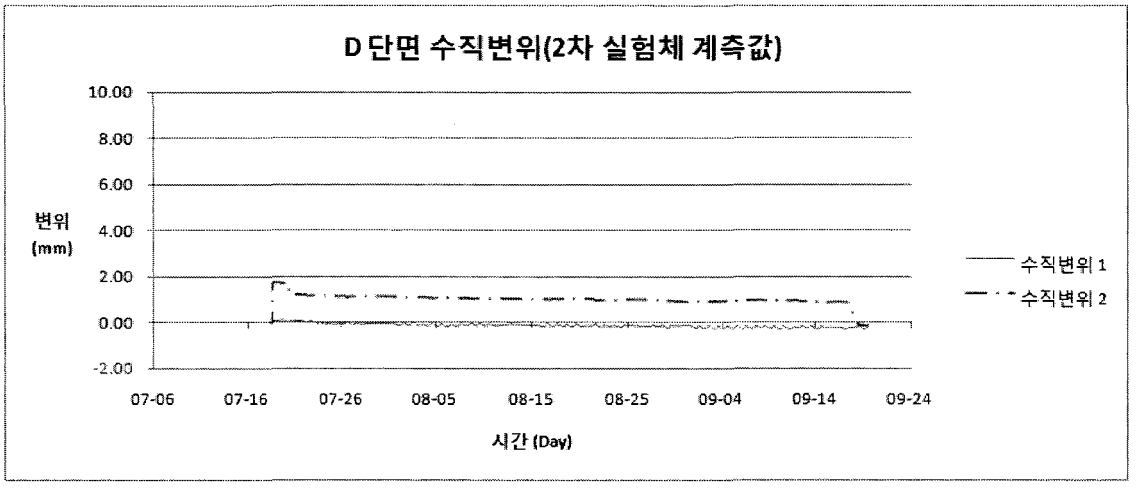






해석치와 계측치의 비교에 있어서 하중재하 직후까지는 두 값이 거의 일치 하여 타나타고 있다.





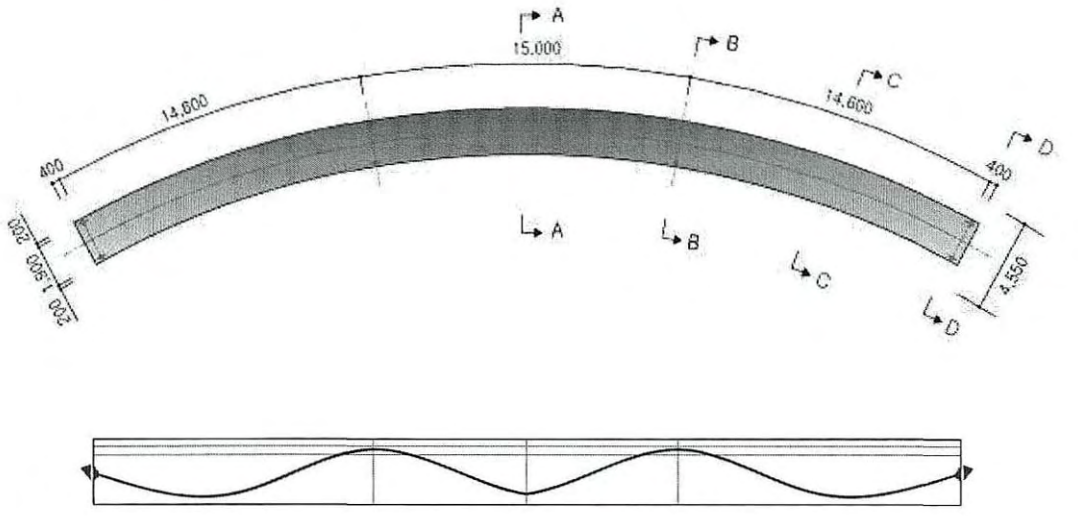
실험결과상으로 3경간 연속보에 추가 하중이 없는 경우 자중에 의해 단부 내측에서는 미소하지만 지속적인 상향 변위가 지속되고 있음을 확인할 수 있었으며, 해석결과는 거의 변동이 없는 것으로 나타나고 있다. 단 2차 실험체의 2번 측정점의 LVDT를 고정하는 고정 프레임에 외적 충격이 가해져 변위가 크게 나타난 것으로 보이며, 충격에 의한 고정프레임의 이동을 제거하면, 최종적인 위치의 실제 변위가 미소한 상태로 남아있는 것을 확인할 수 있다.

⑤ 처짐에 대한 분석 결론

해석치와 계측치의 비교에 있어서 하중재하 직후까지는 두 값이 거의 일치 하지만 시간경과에 따라 실측치의 경우 그 변위가 계속 증가하며, 해석치의 경우 변화가 거의 없게 나타나 서로 차이를 보이고 있다.

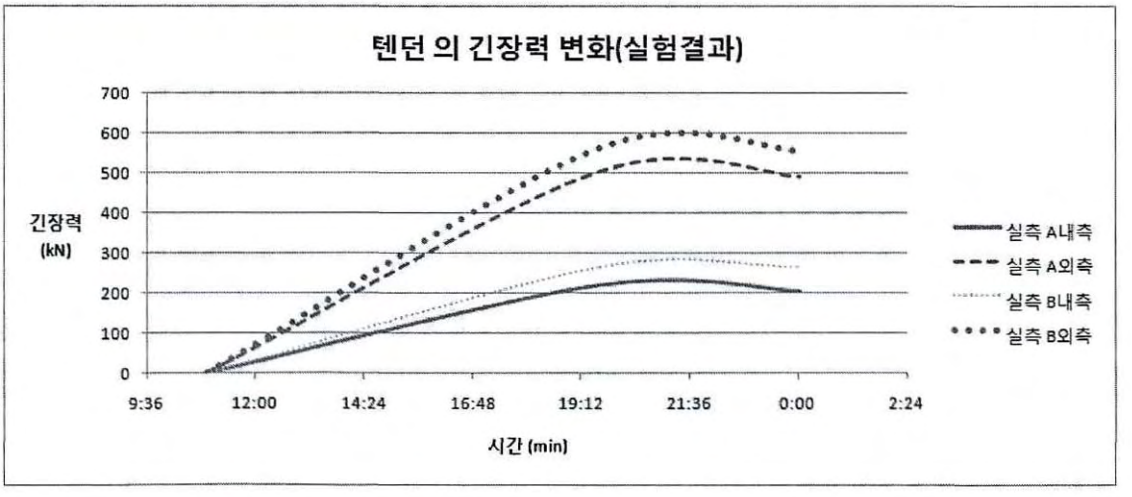
변위가 크게 발생하지 않는 내측 지점부의 값의 차이는 약 1mm 정도의 오차를 보이고 있으며, 상대적으로 변위가 크게 발생하는 경간 중앙부의 값은 최대 6mm의 오차를 보이고 있다.

라. 텐던의 긴장력

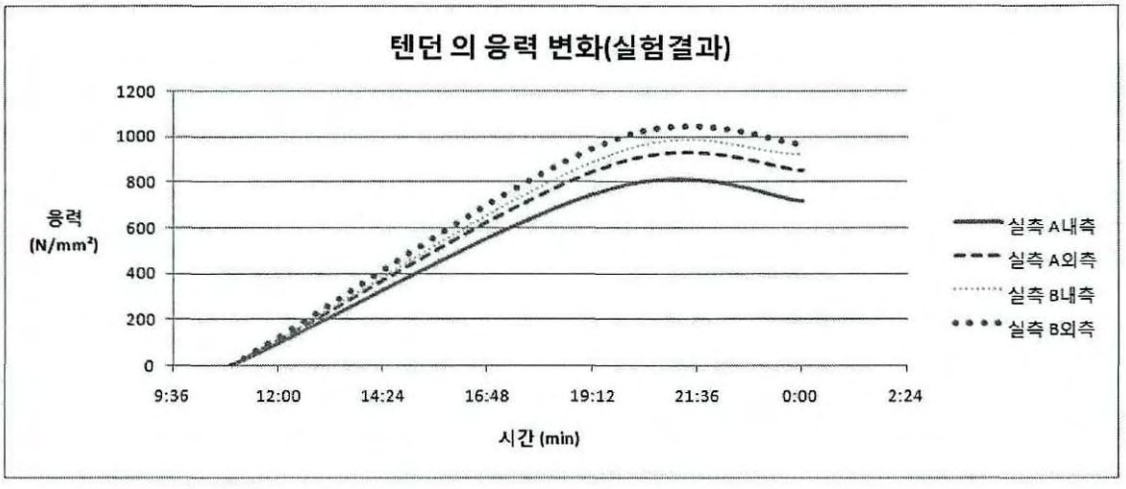


텐던의 계측값은 1일 온도변화에 따른 실험체의 변형에 의하여, 1일 주기 파형 곡선을 그리고 있으나, 온도변화를 고려하지 않은 해석결과와의 비교를 위하여, 계측결과를 필터링하여 해석결과와 비교 하였다.

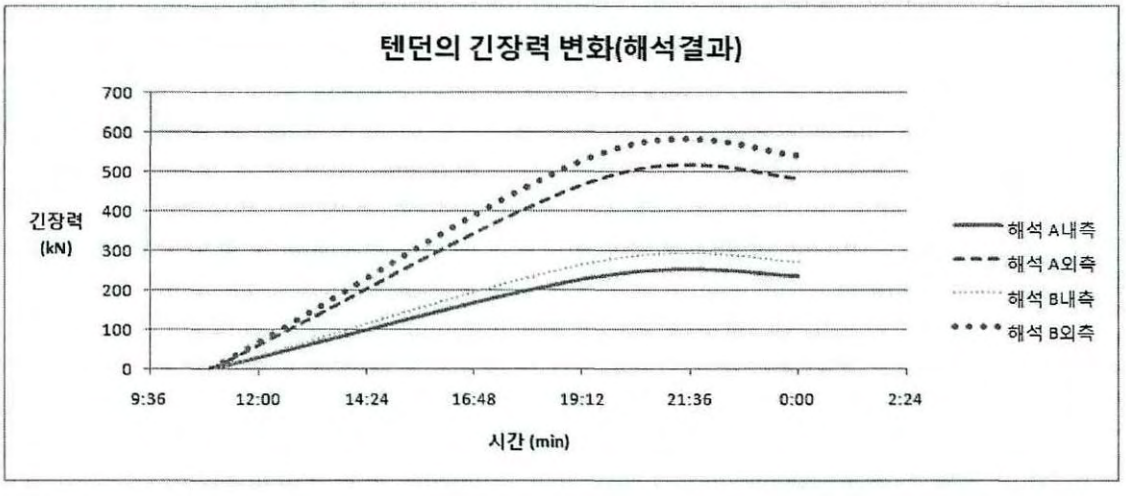
① 긴장 직후 계측값



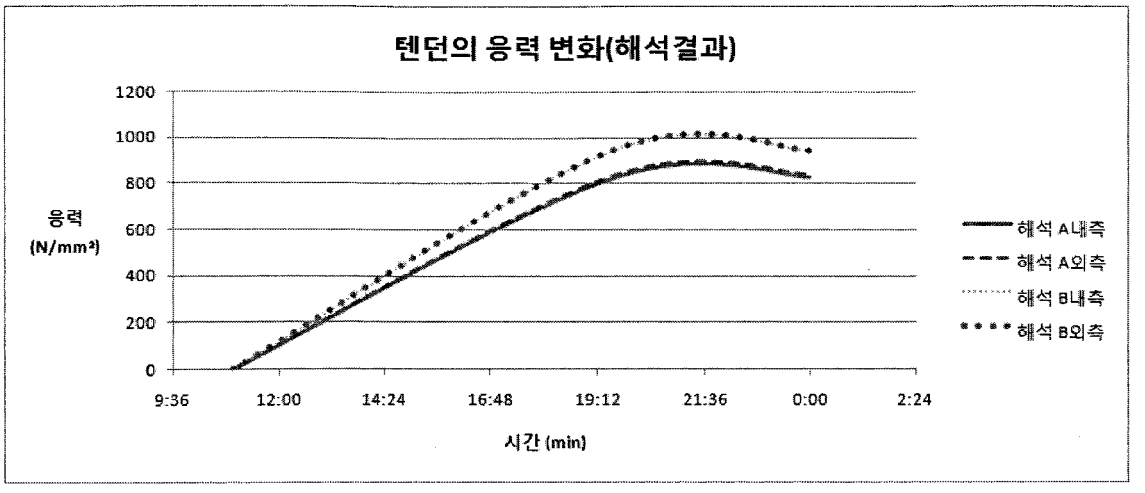
지점	긴장력(kN)	손실량(kN)	거리(m)
A 내측	221.00 (62.82%)	130.82 (37.18%)	22.50
A 외측	455.63 (65.24%)	242.78 (34.76%)	22.50
B 내측	265.23 (75.38%)	86.60 (24.62%)	15.00
B 외측	555.99 (79.61%)	142.41 (20.39%)	15.00



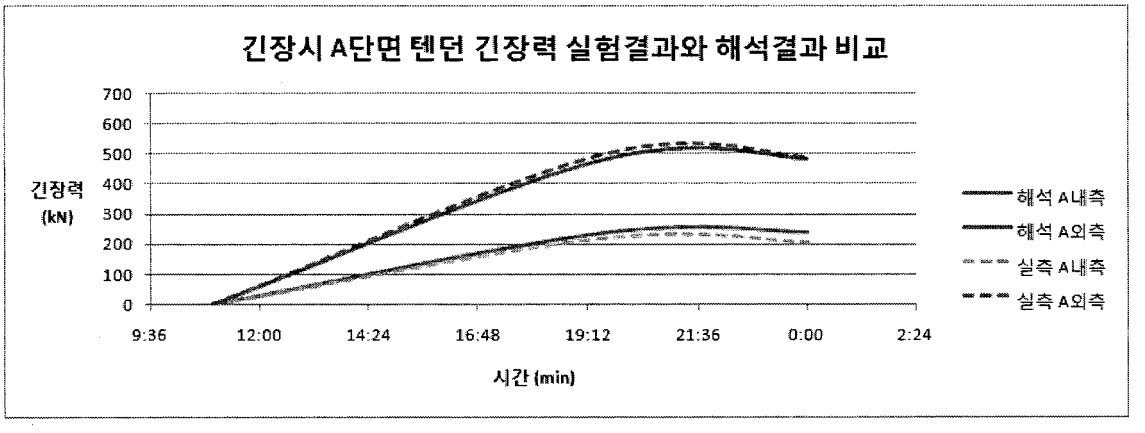
② 긴장 직후 해석값

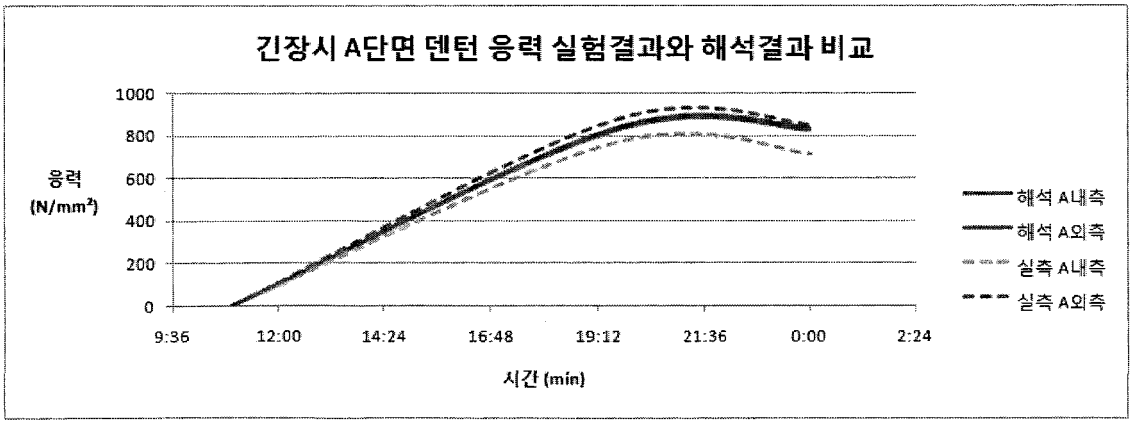


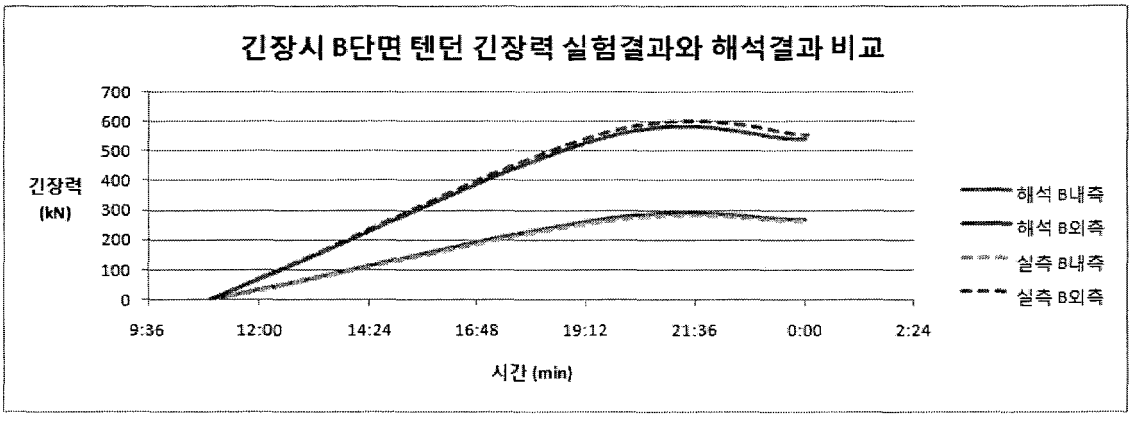
지점	긴장력(kN)	손실량(kN)	거리(m)
A 내측	241.00 (68.50%)	110.83 (31.50%)	22.50
A 외측	483.30 (69.20%)	215.11 (30.80%)	22.50
B 내측	269.60 (76.63%)	82.23 (23.37%)	15.00
B 외측	552.80 (79.15%)	145.61 (20.85%)	15.00

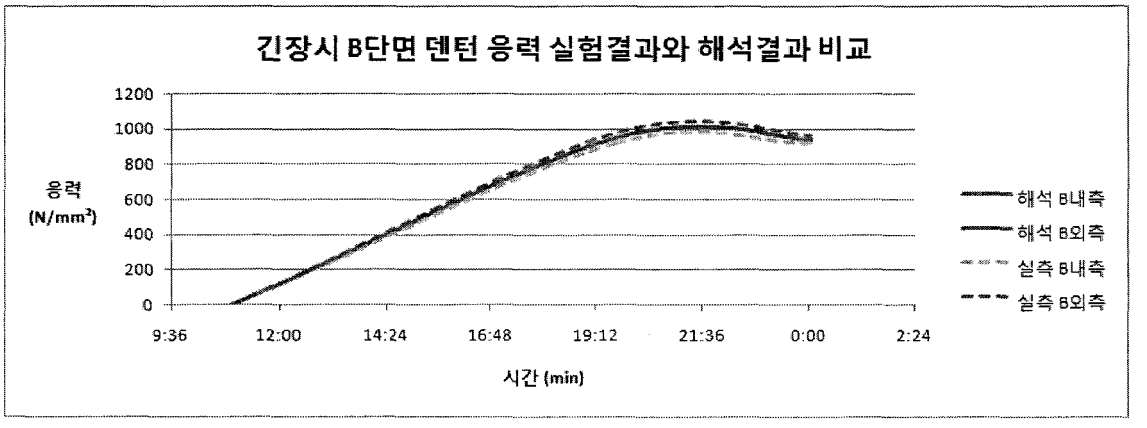


③ 실험결과와 해석결과의 비교

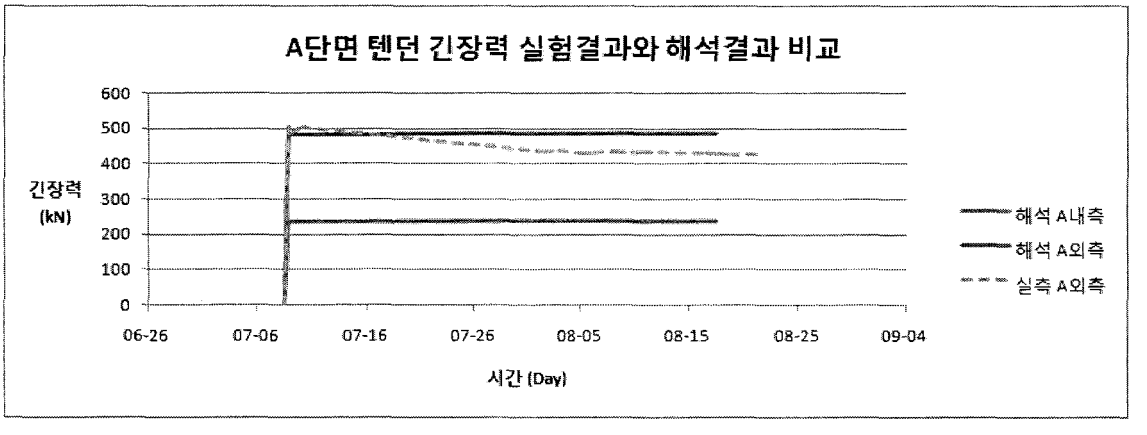


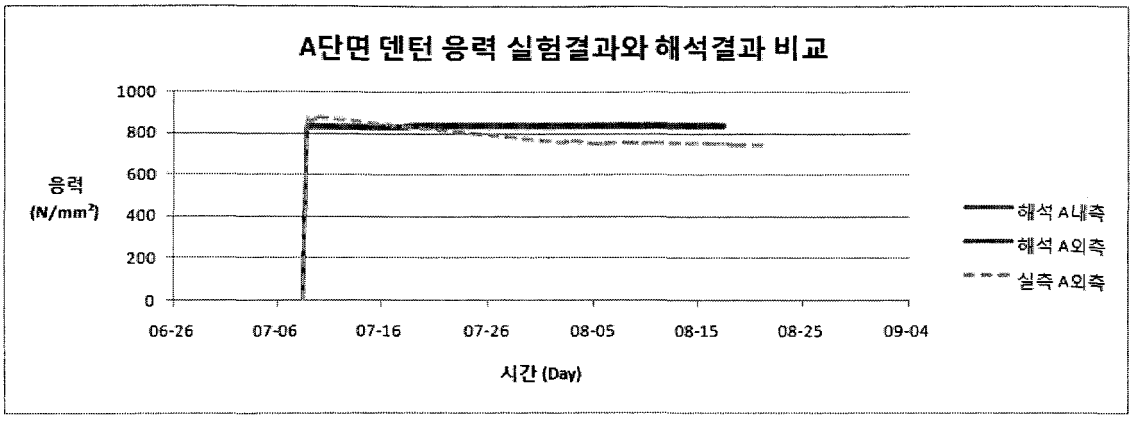




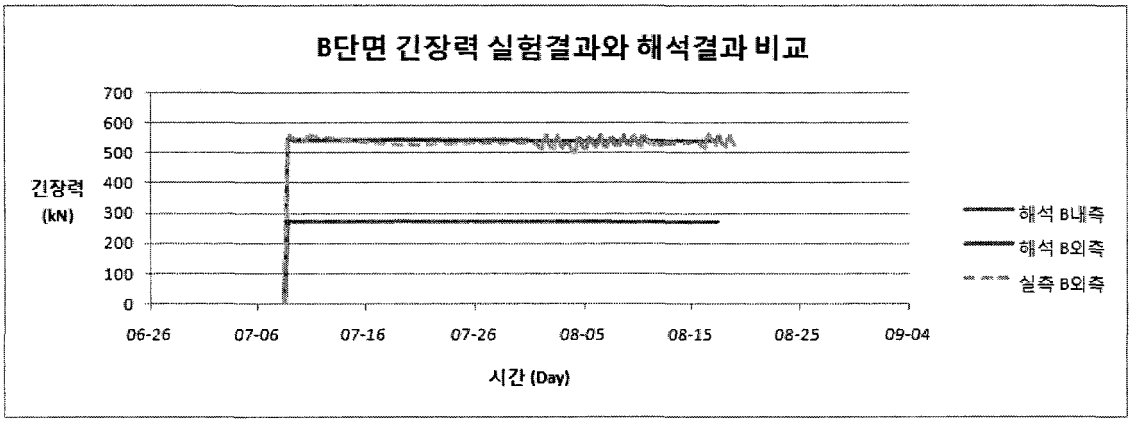


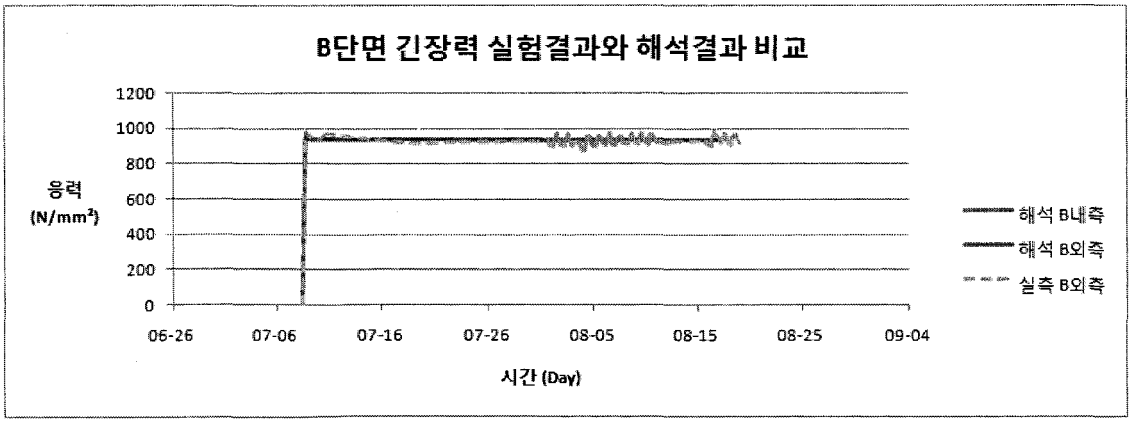
텐던의 해석결과와 계측결과를 비교해 보면 긴장직후에는 거의 일치 하여 나타나고 있으며, 오차범위 2%이내의 매우 높은 정확성을 보이고 있다.





A단면 외측에서 시간경과에 따른 시간 의존적 긴장력 손실의 경우 약 8% 차이가 나타나고 있으나, 실험결과상의 긴장력 감소량이 너무 크기에 확인하지 못한 실험상의 오류로 판단된다.





B단면 외측에서 시간경과에 따른 시간 의존적 긴장력 손실의 해석결과와 실험결과가 일치하여 나타나고 있다.

3. 1·2차 실험체에 대한 실험결과와 해석결과 비교 검토

대상 실험체에 대한 실제 실험을 통한 계측결과와 본 연구를 통하여 개발된 3차원 PSC 쉘 요소를 이용한 해석결과에 대한 비교 분석과정을 통해 다음과 같은 결론을 도출할 수 있었다.

① 해석과정에 고려하기 어렵거나 사소한 것이라 판단해 해석과정에서 배제한 동바리의 해체과정도 실제 실험체의 변형에 적지 않은 영향을 발생시키며, 이러한 현상을 확대 해석하면, 대형 실험체의 경우 실제 계측을 통해 실험체의 변형을 확인해 가며 시공을 하지 않는 이상, 각각의 시공단계 해석을 세분화하여 단계별 상태 파악이 이루어 져야 안전한 시공이 가능할 것으로 판단된다.

② 짧은 연구기간동안 연구를 진행하기 위하여 실험체의 제작 후 하중재하 실험이 바로 수행되었으며, 이때의 실험 결과를 분석하는 과정에서 시공 완료 후 실험체가 안정되지 않은 상태에서 재하 실험이 이루어 졌다는 것을 확인할 수 있었다. 실험과정에서 재하된 하중이 실험체에 큰 영향을 주지 않을 정도의 작은 크기의 하중 이였기에 특별한 문제가 발생되지 않고, 실험체가 안정되었으나, 이것 또한 실제 실험체의 시공과 개통시기의 결정에 있어서 실험체 안정화 여부가 중요한 사항이 될 수 있다는 판단을 하게 하였다.

③ 콘크리트라는 재료가 변수를 많이 가지고 있는 재료임에도 불구하고 매우 높은 정확도의 해석결과를 얻을 수 있었으며, 특히 지점부 반력과 텐던의 긴장력 부분에서 PSC 쉘 요소를 이용한 해석결과는 실험결과와 매우 일치하는 경향을 보이고 있어, 실험체의 시공 중에 많은 인력과 시간 그리고 비용을 들이지 않고도 해석을 통한 실험체의 거동 파악 및 시공단계별 안전성 확보가 가능하리라 판단된다.

④ 실험체의 변형에 대한 해석결과와 실험결과 값에서는 하중재하 직후, 즉 탄성변형에 있어서는 쉘 요소의 해석값이 실험값과 일치하여 나타나고 있으나, 시간의존적 변형에 있어서는 다소 차이가 발생하고 있으며, 이것이 사용 콘크리트의 재료적 결함에 의한 것인지, 아니면 해석상의 콘크리트 장기변형에 대한 영향에 대한 고려가 상대적으로 적게 반영되어 있는 것인지 확인할 필요가 있을 것으로 사료된다.

제 5 절 PSC 곡선교의 해석 및 설계기법

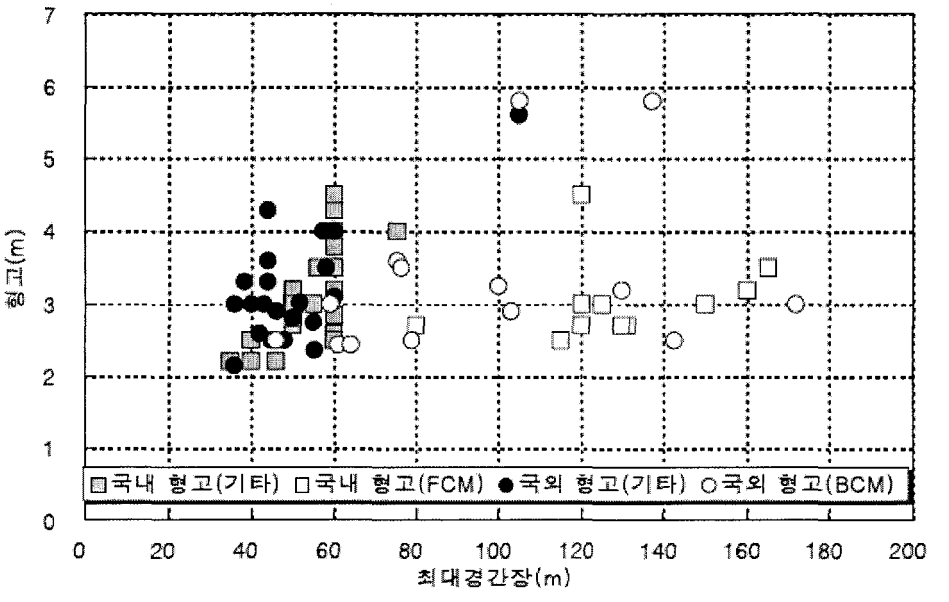
1. PSC 곡선교의 거동특성에 관한 매개변수 연구

가. 해석모델 및 매개변수 선정

(1) 해석모델

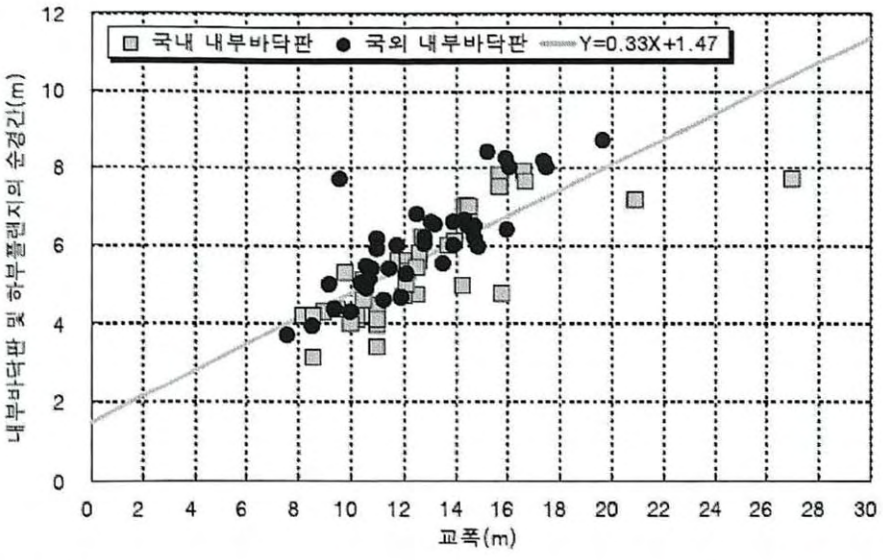
PSC 교량의 가설공법으로는 동바리공법(FSM, Full Staging Method), 압출공법(ILM, Incremental Launching Method), 이동식 지보공법(MSS, Moveable Scaffolding Method), 캔틸레버공법(FCM, Free Cantilever Method)등이 있다. FSM공법은 프리스트레스트 콘크리트 가설 공법 중 가장 일반적인 공법으로 콘크리트를 타설하는 경간 전체에 동바리를 설치하여 타설된 콘크리트가 소정의 강도에 도달할때까지 콘크리트의 자중, 거푸집 등의 중량을 동바리가 지지토록 하는 방식으로 가설공사비가 저렴하고 경간의 변화 및 선형이나 폭원에 대한 제한 없이 널리 사용되는 형식이다. ILM공법은 교대 후방에 설치한 주형 제작장에서 교량의 상부 구조물을 1 세그먼트(Segment)씩 제작하여 포스트 텐션 방법에 의해 프리스트레스를 도입시킨 후 유압재크와 미끄럼 받침을 이용해 교량의 교축방향으로 송출하여 가설하는 공법으로 직선구간 및 일정곡률반경을 가진 구간에서만 사용 가능하며 추진코와 추진장비, 전용 가설받침이 필요하며 비교적 긴 연장의 교량의 적합한 공법이다. MSS공법은 이동 가능한 지보공에 거푸집을 부착하여 한 지간씩 콘크리트를 타설하고 프리스트레스를 도입하는 시공 공법으로 한 지간장의 이동 거푸집과 그 양측의 추진코 및 교각에 붙은 가설받침이 필요하며. 이동식 지보(MSS) 제작비가 고가이므로 연장이 길수록 유리하다. FCM공법은 시공시 교량 하부에서 교량 상부 구조를 지지토록 하는 지보공을 사용하지 않고 이동식 작업차(Form Traveller)를 이용하여 교각에서부터 양측으로 서로 균형을 잡으면서 한 세그먼트(Segment)씩 연속적으로 가설하는 공법 가설공사비가 타 가설공법에 비해 비교적 고가이며, 연장이 길수록 유리한 공법이다. 본 매개변수 연구에서는 PSC 교량의 여러 가설공법 중 곡선교 시공에 적합하고 또 널리 사용되는 FSM공법을 적용한 교량을 해석모델로 선정하여 본 연구에서 개발한 PSC전용 준적합 쉘요소를 이용하여 시공단계해석을 수행하였다. 해석대상의 교량의 제원은 연속교의 특성

을 반영하기 위하여 3경간 연속으로 지간길이 40m, 총지간길이 120m 교량이며, 단면제원은 곡선반경이 작은 교량인 램프교의 실제 교량제원과 "PSC박스거더교 설계 선진화를 통한 물량절감, 품질향상 방안 수립 연구보고서"(한국건설기술연구원, 2004)의 PSC박스거더교의 설계 현황 분석 결과를 참고로 하여 단면치수를 결정하였다.



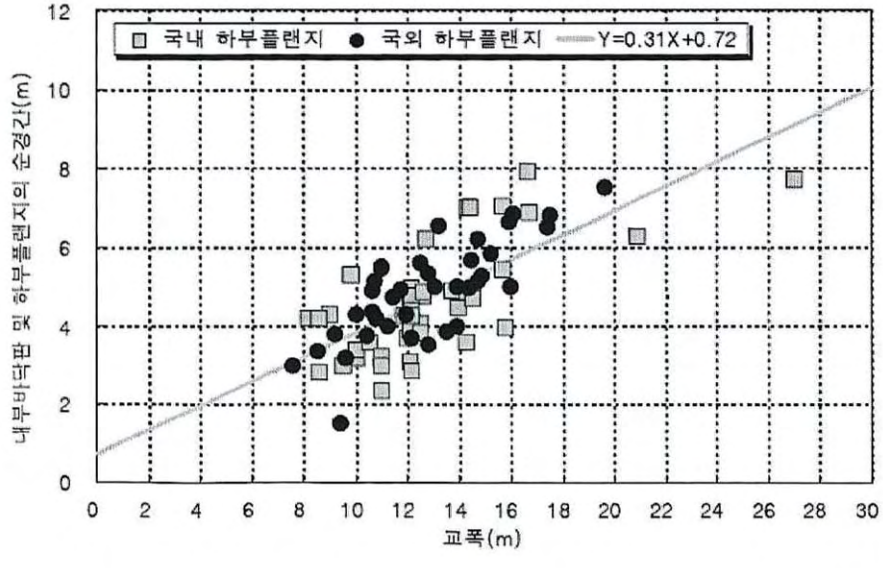
<그림 3.5.1. 교량의 경간장에 따른 형고 (한국건설기술연구원,2004)>

PSC박스거더교의 최대경간장과 형고와의 관계는 그림 3.5.1과 같으며, 경간장이 40m 일 때 형고는 약 2~3.5m 사이에 분포하고 있고 본 예제에서는 3m를 적용하였다.



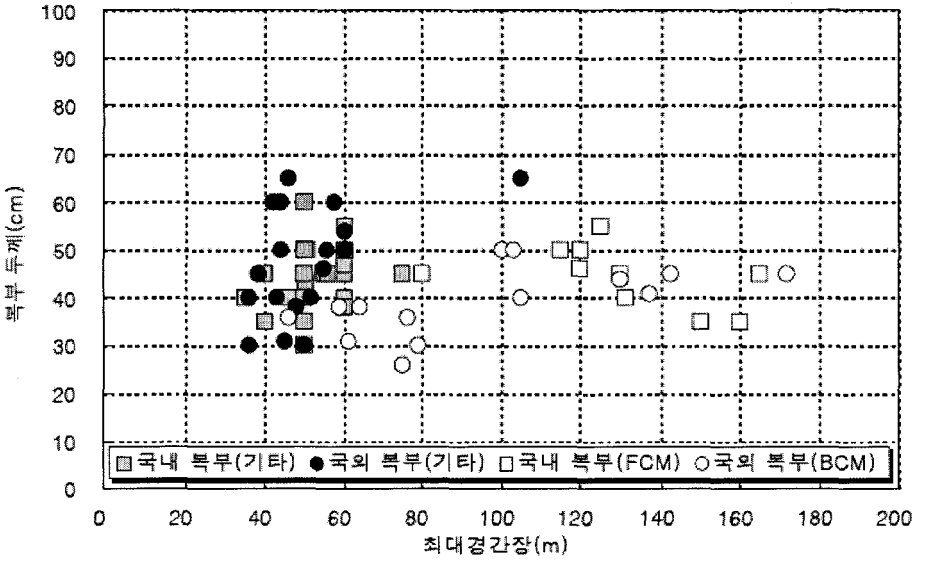
<그림 3.5.2. 교폭에 따른 상부슬래브의 순경간 (한국건설기술연구원,2004)>

PSC박스거더교 교폭과 상부슬래브의 순경간은 그림 3.5.2와 같은 비례관계를 보였다. 본 예제에서의 교량의 교폭 8.67m에서의 상부슬래브의 순경간은 3.2~4.3m가 사용되었으며, 본 예제에서는 4.23m의 상부플랜지 순경간을 설계에 적용하였다. 상부슬래브의 두께는 국내의 경우 250~300㎜, 외국의 경우 200~250㎜로 설계 적용되어 있으며, 본 예제의 상부슬래브 두께는 중앙부에서 240㎜, 단부에서는 200㎜를 적용하였다.

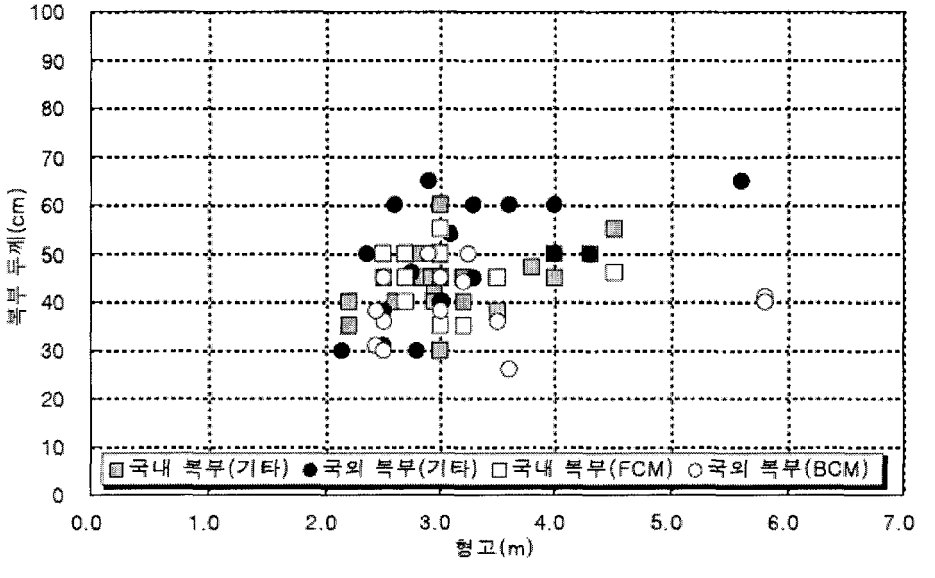


<그림 3.5.3. 교폭에 따른 하부슬래브의 순경간 (한국건설기술연구원,2004)>

PSC박스거더교 교폭과 하부슬래브의 순경간은 그림 3.5.3와 같은 비례관계를 보였다. 본 예제에서의 교량의 교폭 8.67m에서의 하부슬래브의 순경간은 3.0~4.3m가 사용되었으며, 본 예제에서는 3.7m의 하부플랜지 순경간을 설계에 적용하였다. 상부슬래브의 두께는 국내의 경우 250㎜, 외국의 경우 200㎜와 1800㎜로 설계 적용되어 있으며, 본 예제에서는 250㎜를 적용하였다.

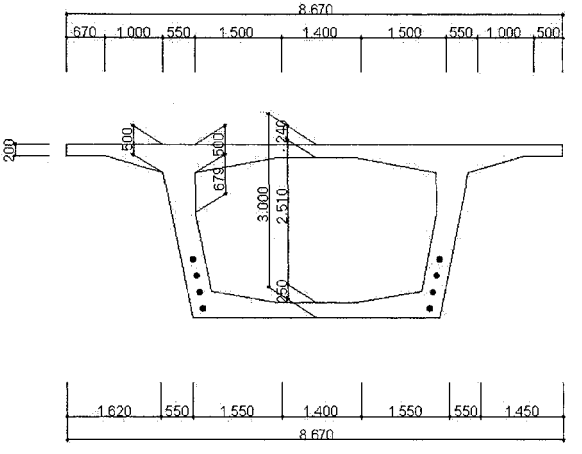


<그림 3.5.4(a). 교량의 경간장에 따른 복부 두께 (한국건설기술연구원,2004)>

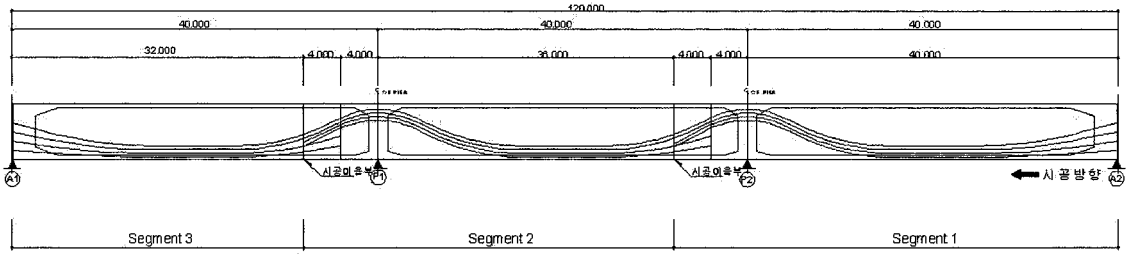


<그림 3.5.4(b). 교량의 형고에 따른 복부 두께 (한국건설기술연구원,2004)>

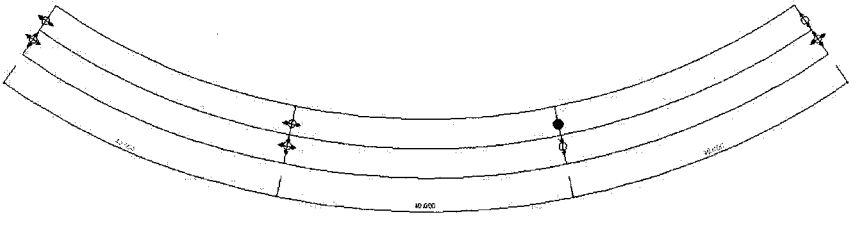
PSC박스거더교 경간장 및 형고에 따른 복부 두께는 그림 3.5.4와 같으며 본 예제에서의 교량의 경간장 40m, 형고 3m를 적용할 경우 복부두께는 약 300㎜~600㎜가 사용되었으며, 본 예제에서는 500㎜를 적용하였다. 해석모델의 횡단면 제원은 그림 3.5.5(a)와 같으며 3.5.5(b), 3.5.5(c)에 해석교량의 종단면도와 긴장재 배치도 및 평면도를 나타내었다.



<그림 3.5.5(a). 해석대상교량의 표준횡단면도>



<그림 3.5.5(b). 해석대상교량의 종단면도 및 긴장재 배치도>



<그림 3.5.5(c). 해석대상교량의 평면도 및 슈 배치도>

(2) 매개변수

PSC 곡선교 거동에 영향을 미치는 여러 변수중에 지간길이와 곡선반경의 함수인 내부중심각과 곡선교 내·외측의 긴장력을 변수로 하여 매개변수 연구를 수행하였다.

곡선교에 있어서 내·외측 거동차이는 곡선반경이 작아질수록 거동차이가 클것으로 예측되므로 본 연구에서는 직선교량과 곡선반경을 300m, 150m, 100m, 80m, 60m로 감소시켜가며 매개변수연구를 진행하며, PSC 곡선교에 있어서 내·외측 긴장력이 거동의 영향을 미치게 되므로 내·외측 긴장력의 차이를 내·외측의 동일한 긴장력을 적용한 경우와, 내측의 긴장력을 25% 감소시킨 경우, 외측의 긴장력을 30% 증가시킨 경우를 변수로 선정하였으며 표 3.5.1, 표 3.5.2 에 본 연구에서 사용한 매개변수를 나타내었다.

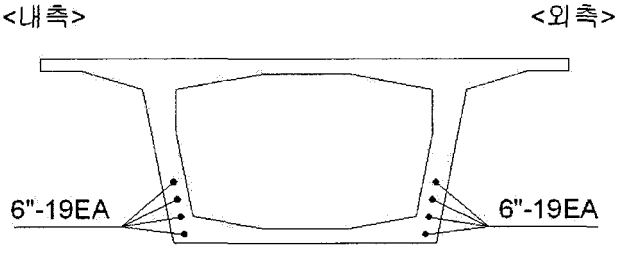
<표 3.5.1. 본 연구에 적용한 매개변수 (긴장력)>

CASE 1	내측100%, 외측100%
CASE 2	내측75%, 외측100%
CASE 3	내측100%, 외측130%

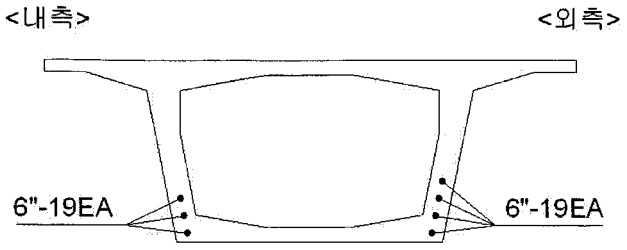
* 100% : 6"-19EA텐던을 한측면에 4개 배치

* 75% : 6"-19EA텐던을 한측면에 3개 배치

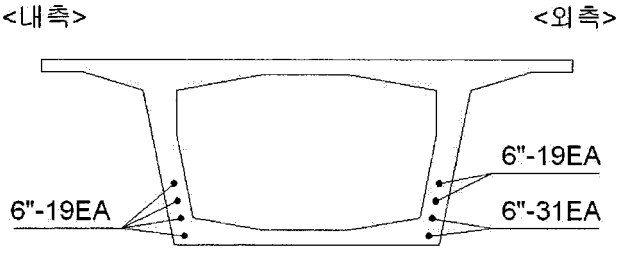
* 130% : 6"-19EA와 6''-31EA텐던을 한측면에 2개씩 배치



<그림 3.5.6(a). CASE 1>



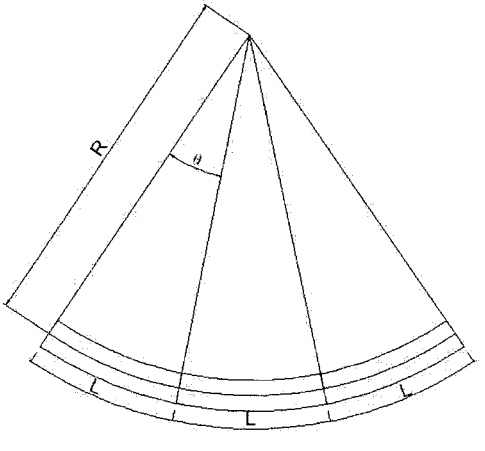
<그림 3.5.6(b). CASE 2>



<그림 3.5.6(c). CASE 3>

<표 3.5.2. 본 연구에 적용한 매개변수 (곡선반경,내부중심각(Θ))>

구 분	곡선반경 (R) [m]	내부중심각(Θ) [°]
CASE A	직선	0
CASE B	300	7.639
CASE C	150	15.279
CASE D	100	22.918
CASE E	80	28.648
CASE F	60	38.197



<그림 3.5.7. 지간길이(L), 곡선반경(R), 내부중심각(Θ)>

그림 3.5.7 에 곡선반경(R)과 내부중심각(Θ)의 관계를 나타내었으며, 지간길이(L)가 일정한 경우 곡선반경이 작아질수록 내부중심각은 증가하게 된다.

수치해석에 적용한 재료물성치와 교량의 시공단계는 표 3.5.3과 표 3.5.4와 같다.

<표 3.5.3. 해석에 사용되는 재료의 물성치>

콘크리트	Fck	4.0MPa
	단위질량	2,500kg/㎥
	탄성계수	28600MPa
긴장재	항복강도	1600MPa
	인장강도	1900MPa
	탄성계수	20000MPa
	곡률마찰계수	0.25
	파상마찰계수	0.0066
	도입긴장력	1330MPa

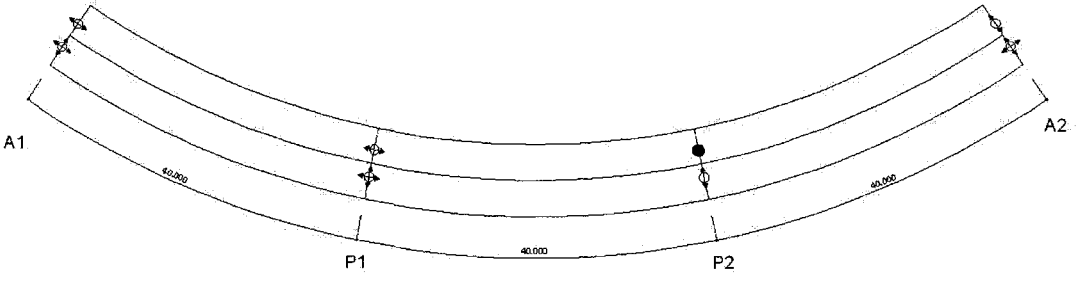
<표 3.5.4. 시공단계>

STAGE1	Segment1 타설
STAGE2	Segment2 타설
STAGE3	Segment3 타설
STAGE4	시공완료후 27년 경과

나. 곡선반경별 내·외측 거동 특성

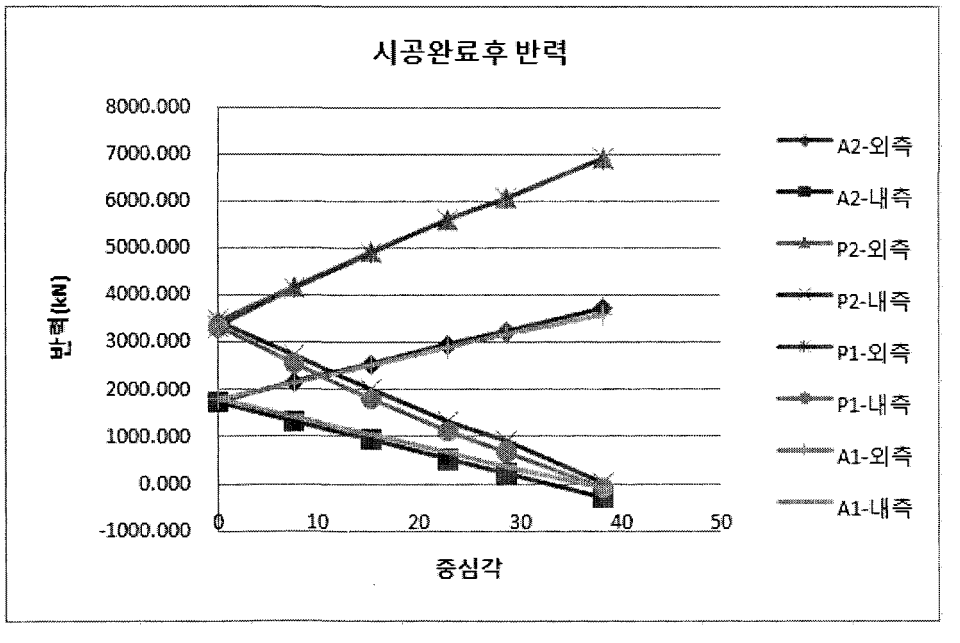
곡선반경 즉 내부중심각이 변화함에 따라 PSC 곡선교의 내·외측 거동의 특성을 분석하기 위하여 내·외측에 동일한 긴장력을 적용한 후 내부중심각을 변화시켜가면서 구조해석을 수행한 후 내·외측의 반력특성, 변위특성, 응력특성을 검토하였다.

(1) 반력특성

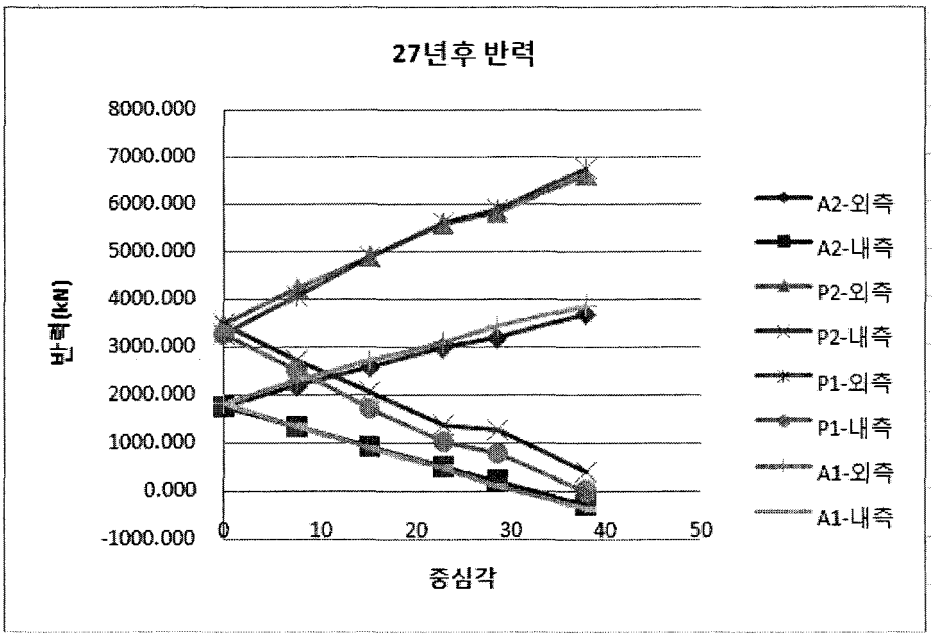


<그림 3.5.8. 해석모델의 슈 배치도>

(가) 내부중심각(곡선반경) 변화에 따른 전체반력 특성



<그림 3.5.9. 내부중심각 변화에 따른 전체반력 변화(1) - STAGE3>



<그림 3.5.10. 내부중심각 변화에 따른 전체반력 변화(2) - STAGE4>

그림 3.5.9와 그림 3.5.10에서 보면 시공단계 STAGE3과 STAGE4에서의 전체반력은 내·외측에 동일한 긴장력 적용한 경우 내부중심각이 증가함에 따라 (동일지간일 경우 곡선반경이 작아짐에 따라) 반력의 증감량이 선형적으로 증가하는 것을 알 수 있다. 내·외측에 반력을 보면 외측반력은 증가하고 내측반력은 감소하는 경향을 나타내며, 각 지점별 증감량은 중간지점부인 P1, P2 지점의 반력이 단부지점부인 A1, A2 지점의 반력보다 반력의 변화량이 크게 나타났다. 지점별 내측지점의 반력 감소량은 중간지점이 단부지점보다 크지만 직선교의 단부지점의 반력이 중간지점의 반력보다 작기 때문에 그림에서 알 수 있듯이 단부지점 내측 반력의 경우 내부중심각이 증가할수록 반력이 감소하여 내부중심각이 약35°정도 이후에는 부반력이 발생하는 것으로 나타났다.

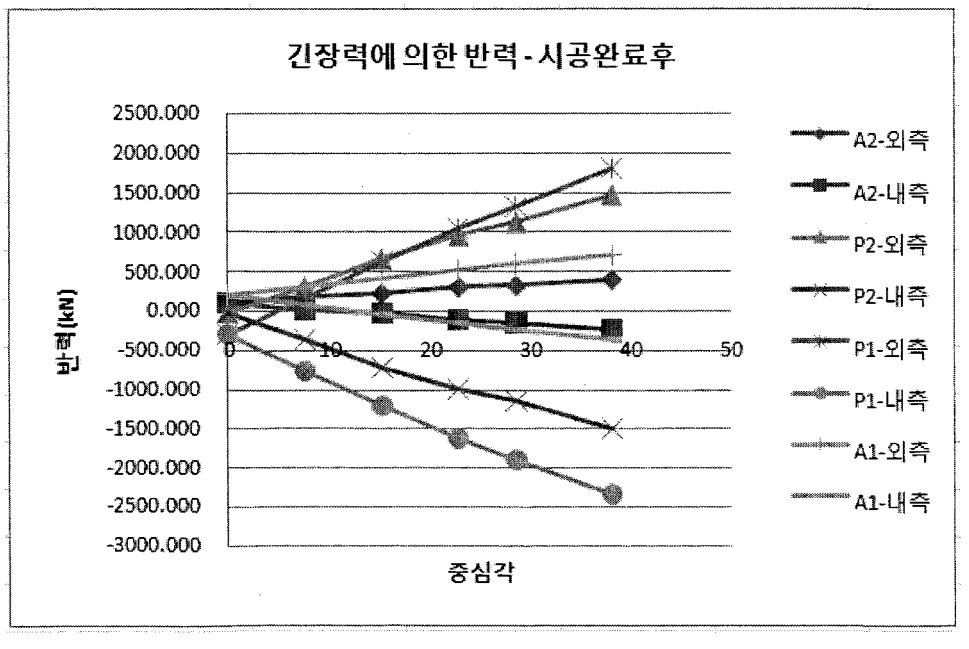
<표 3.5.5. 내부중심각 증가에 내측지점 반력(kN) -Stage3>

내부중심각(°)	A2-내측	P2-내측	P1-내측	A1-내측
0	1751.000	3468.000	3333.000	1796.000
7.639	1328.000	2746.000	2554.000	1421.000
15.279	942.299	1998.000	1805.000	1047.000
22.918	518.388	1328.000	1105.000	665.394
28.648	210.463	896.510	687.284	360.297
38.197	-293.168	34.586	-91.690	-98.090

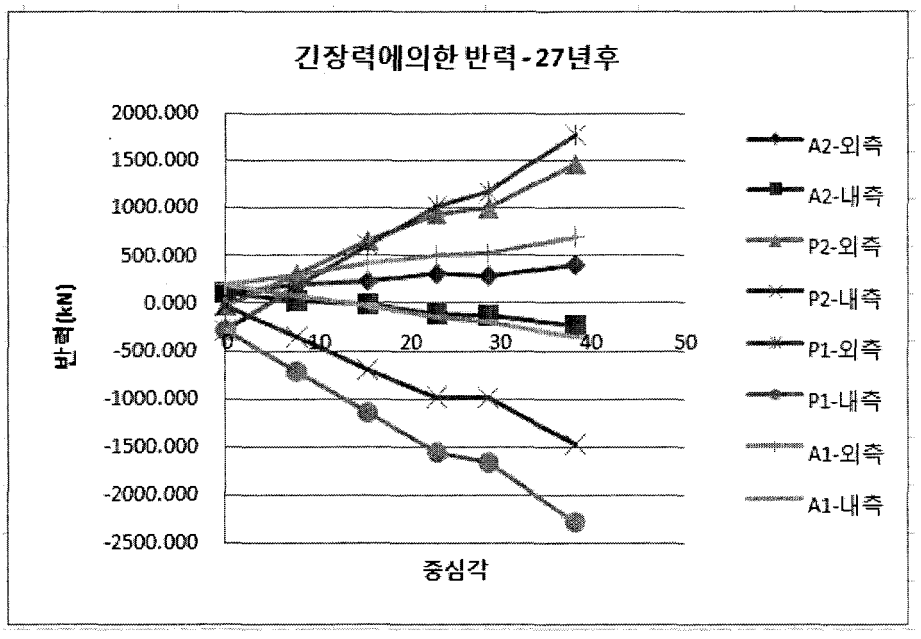
<표 3.5.6. 내부중심각 증가에 내측지점 반력(kN) -Stage4>

내부중심각(°)	A2-내측	P2-내측	P1-내측	A1-내측
0	1761.000	3484.000	3281.000	1824.000
7.639	1338.000	2714.000	2519.000	1347.000
15.279	924.529	2049.000	1717.000	891.237
22.918	502.767	1378.000	1031.000	486.578
28.648	211.975	1265.000	775.655	93.960
38.197	-283.427	410.468	6.401	-371.457

(나) 내부중심각(곡선반경) 변화에 따른 긴장력에 의한 반력 특성



<그림 3.5.11. 내부중심각 변화에 따른 긴장력에 의한 반력 변화(1) - STAGE3>



<그림 3.5.12. 내부중심각 변화에 따른 긴장력에 의한 반력 변화(2) - STAGE4>

그림 3.5.11 및 3.5.12를 보면 긴장력에 의한 반력은 내·외측 동일 긴장력 적용시 내부중심각이 증가함에 따라 (동일지간일 경우 곡선반경이 작아짐에 따라) 반력의 증감량이 선형적으로 증가하는 것을 알 수 있다. 내·외측의 반력을 보면 긴장력에 의해 내측반력은 감소하고 외측반력은 증가하는 경향을 나타내며 지점위치별 증감량을 살펴보면 중간지점부인 P1, P2지점의 반력이 단부지점인 A1, A2 지점보다 반력의 변화량이 크게 나타났다. 긴장력이 전체반력에 미치는 영향은 직선교에서는 거의 없으나 곡선교에 있어서는 내부중심각이 증가함에 따라 반력이 증가하여 전체 반력에 10%~26%정도로 매우 영향이 큰 것으로 나타났으며 특히 내측지점에서는 (-)반력이 크게 발생되어 내측지점 부반력 발생에 큰 영향을 주는 요인임을 알 수 있었다.

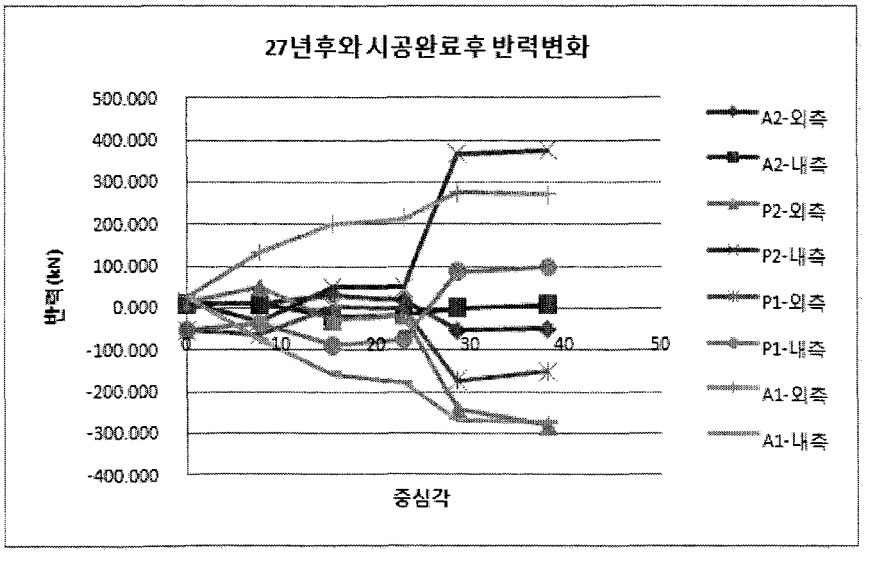
<표 3.5.7. 중심각 증가에 따른 긴장력에 의한 내측지점에 반력(kN) - Stage3>

내부중심각(°)	A2-내측	P2-내측	P1-내측	A1-내측
0	110.953	-18.350	-295.611	202.929
7.639	24.320	-348.143	-753.834	82.900
15.279	-18.420	-705.708	-1194.000	-35.730
22.918	-108.794	-985.645	-1609.000	-149.849
28.648	-148.821	-1127.000	-1882.000	-231.124
38.197	-231.092	-1483.000	-2332.000	-364.214

<표 3.5.8. 중심각 증가에 따른 긴장력에 의한 내측지점에 반력(kN) - Stage4>

내부중심각(°)	A2-내측	P2-내측	P1-내측	A1-내측
0	110.757	-26.600	-278.527	194.387
7.639	24.760	-351.102	-721.266	79.850
15.279	-17.610	-704.010	-1150.000	-33.770
22.918	-107.657	-980.938	-1555.000	-143.916
28.648	-130.514	-987.780	-1657.000	-201.586
38.197	-229.895	-1477.000	-2273.000	-353.043

(다) 시공완료후 시간경과에 따른 전체반력 특성



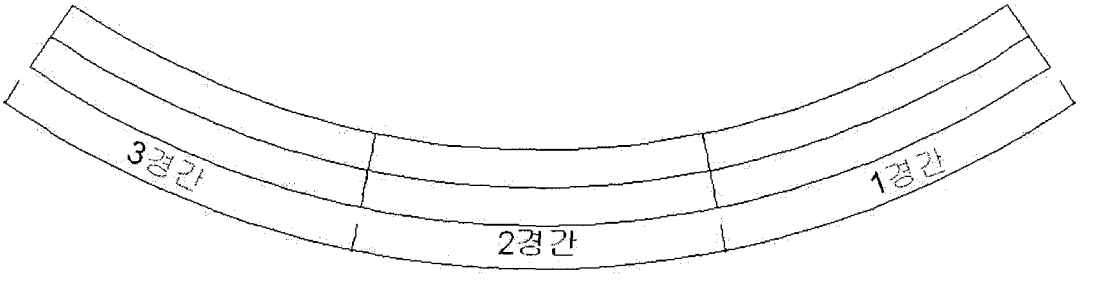
<그림 3.5.13. 시공완료후 시간경과에 따른 전체반력 변화>

시공완료후 시간이 경과함에 따른 반력의 변화를 보면 내부중심각이 증가함에 따라 반력의 증감량이 커지는 것을 알 수 있다. P2지점 내측, A1지점 외측은 시공완료 후 기간이 경과함에 따라 반력이 증가하는 것으로 나타났으며 A1지점 내측, P2지점 외측, P1지점 외측은 반력이 줄어드는 것으로 나타났다. 특히 부반력 발생에 취약한 단부내측지점 중 A1지점 내측의 경우 시간경과에 따른 반력 감소량이 가장 크게 나타나 시간경과에 따른 부반력 발생에 가장 취약한 지점으로 판단되었다.

<표 3.5.9. 시간경과에 따른 지점반력 변화(kN)>

내부 중심각(°)	A2-외측	A2-내측	P2-외측	P2-내측	P1-외측	P1-내측	A1-외측	A1-내측
0	10.000	10.000	16.000	16.000	-52.000	-52.000	28.000	28.000
7.639	11.000	10.000	51.000	-32.000	-63.000	-35.000	134.000	-74.000
15.279	33.000	-17.770	-28.000	51.000	4.000	-88.000	203.000	-155.763
22.918	19.000	-15.621	-15.000	50.000	-1.000	-74.000	214.000	-178.816
28.648	-53.000	1.512	-242.000	368.490	-172.000	88.371	275.000	-266.337
38.197	-49.000	9.741	-281.000	375.882	-151.000	98.091	271.000	-273.367

(2) 변위특성



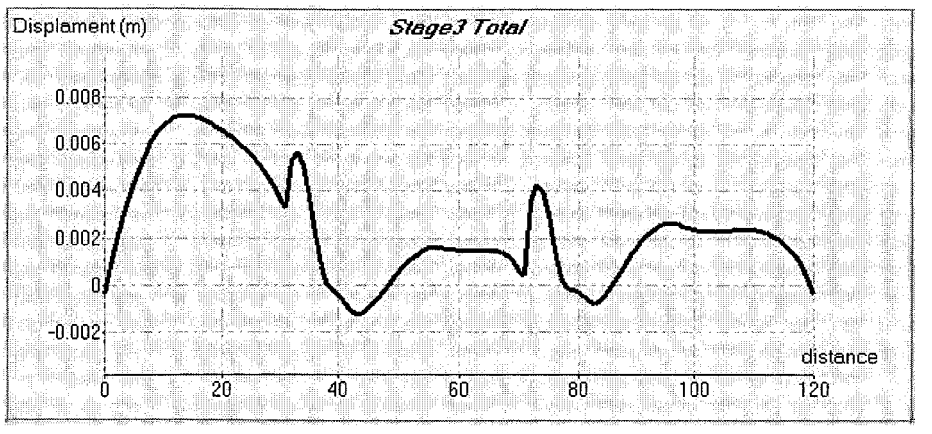
<그림 3.5.14. 해석교량의 경간구성>

(가) 변위해석결과

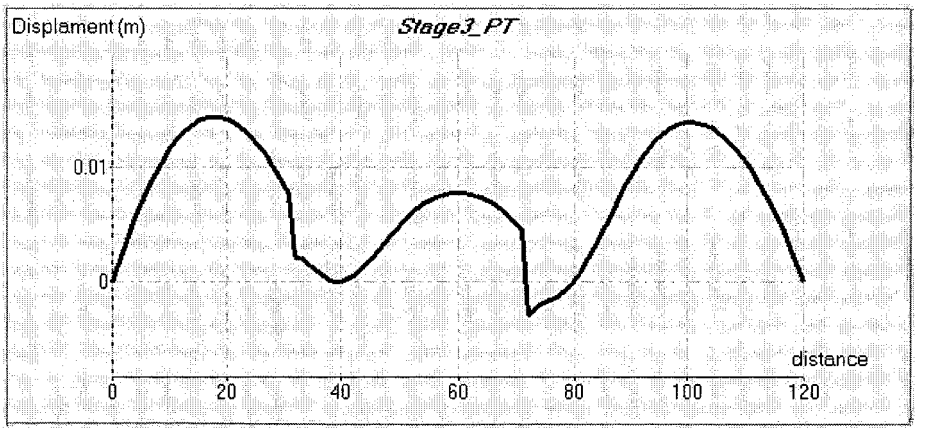
① 직선 (CASE A)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 전체변위

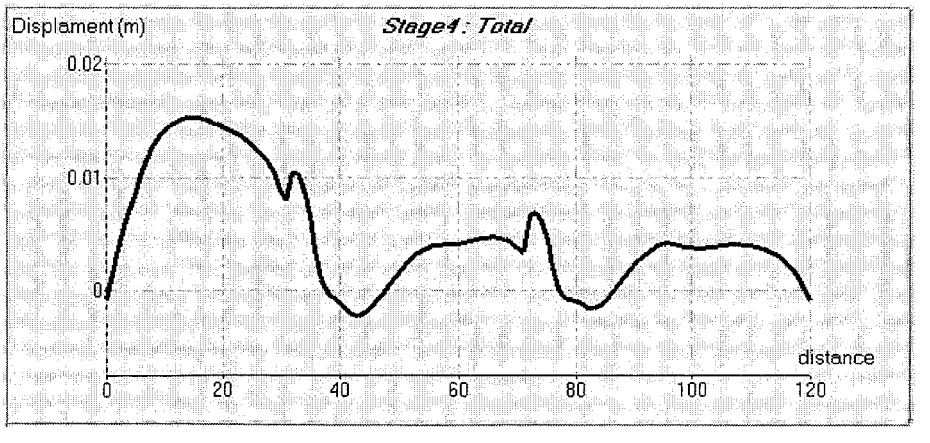


• 긴장력에 의한 변위

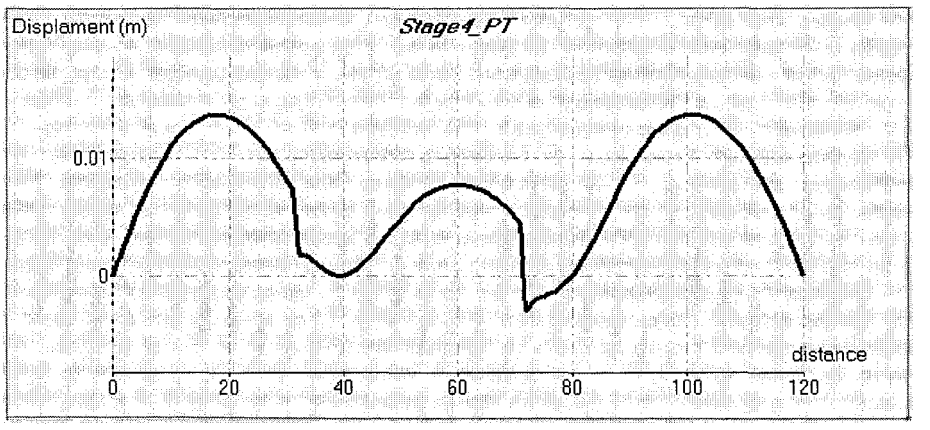


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 전체변위

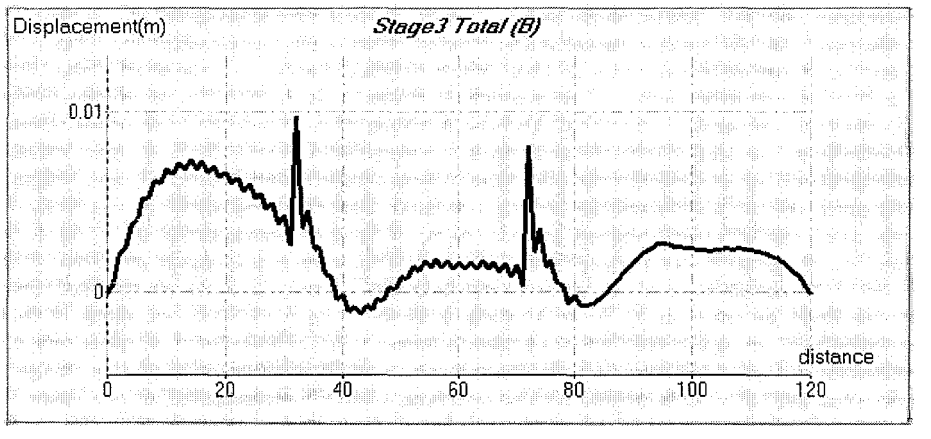


• 긴장력에 의한 변위

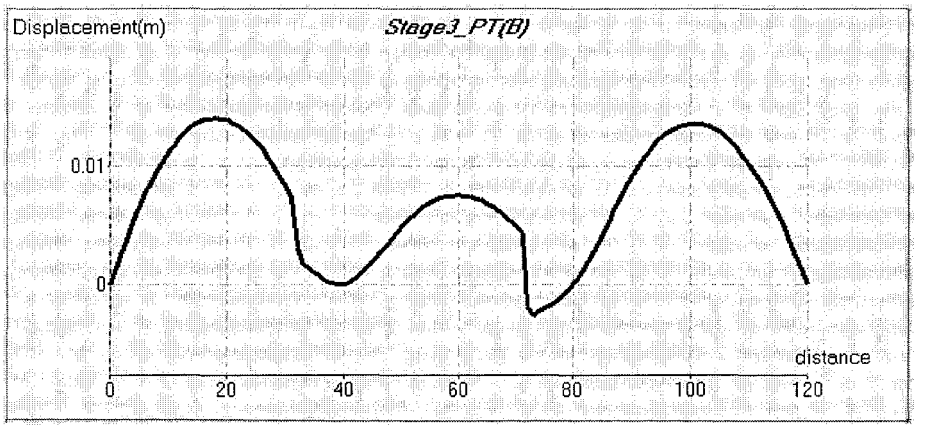


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 전체변위

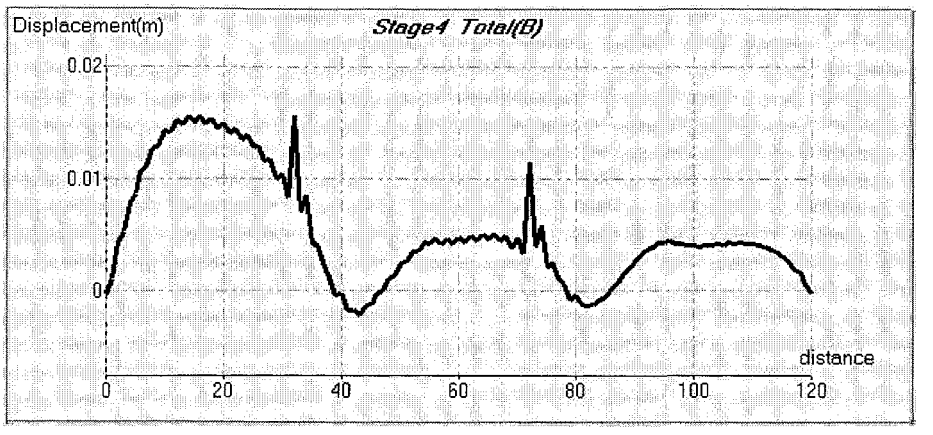


• 긴장력에 의한 변위

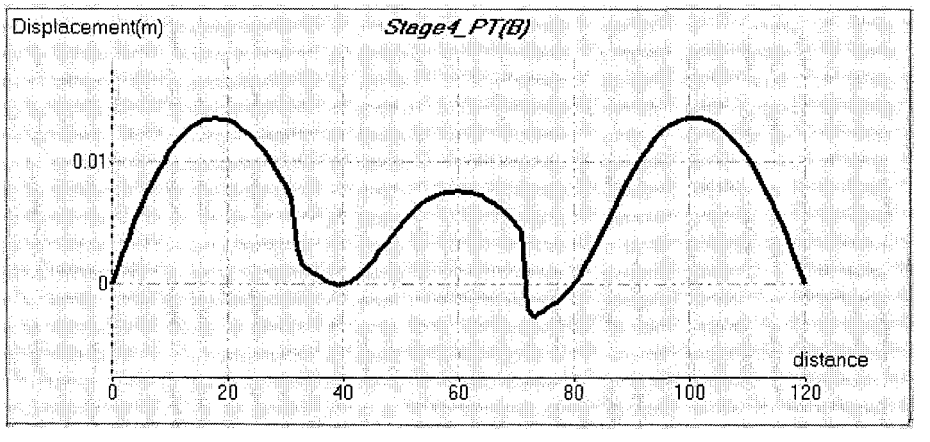


- 하부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 전체변위



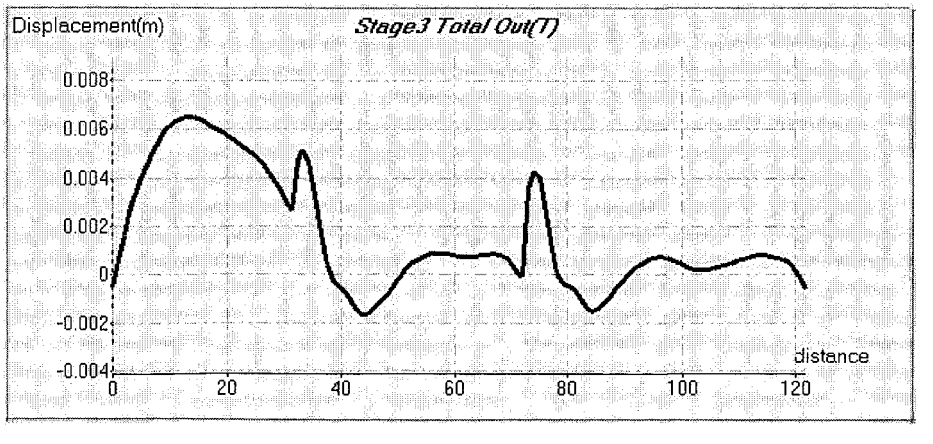
• 긴장력에 의한 변위



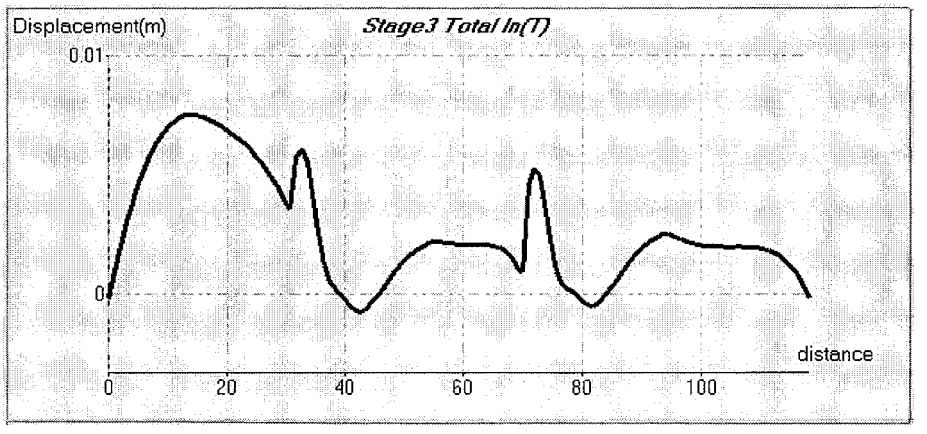
② 내부중심각 7.639° (R=300m) (CASE B)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

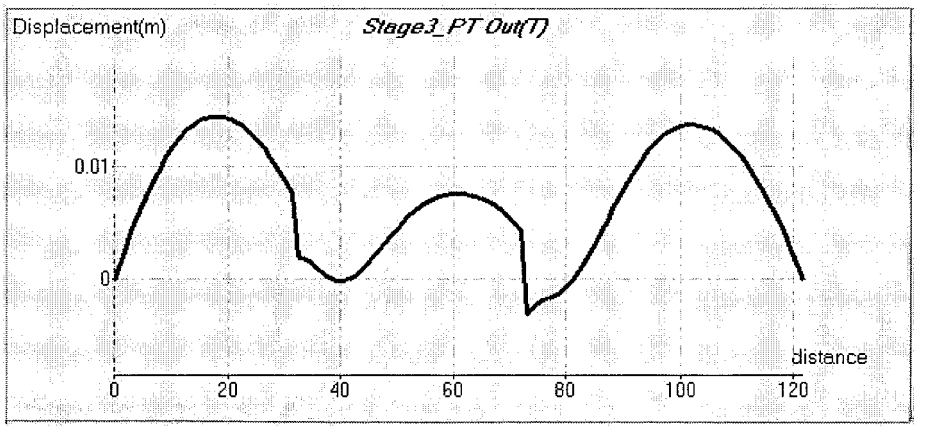
• 전체변위(외측)



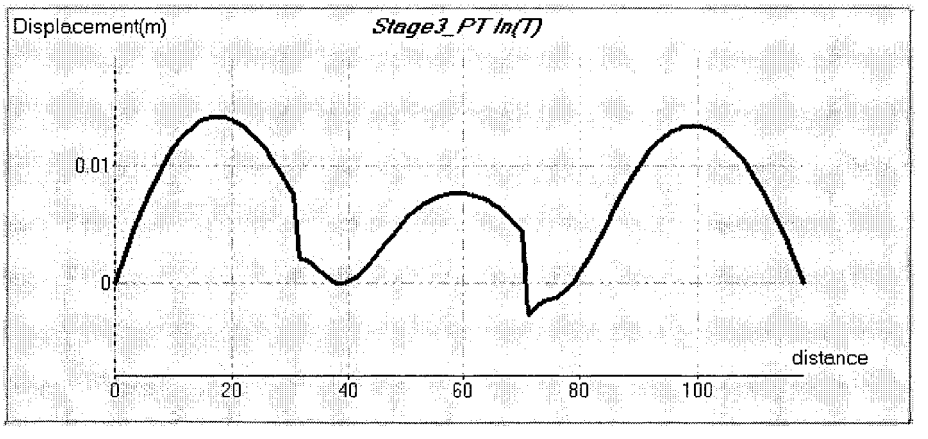
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)

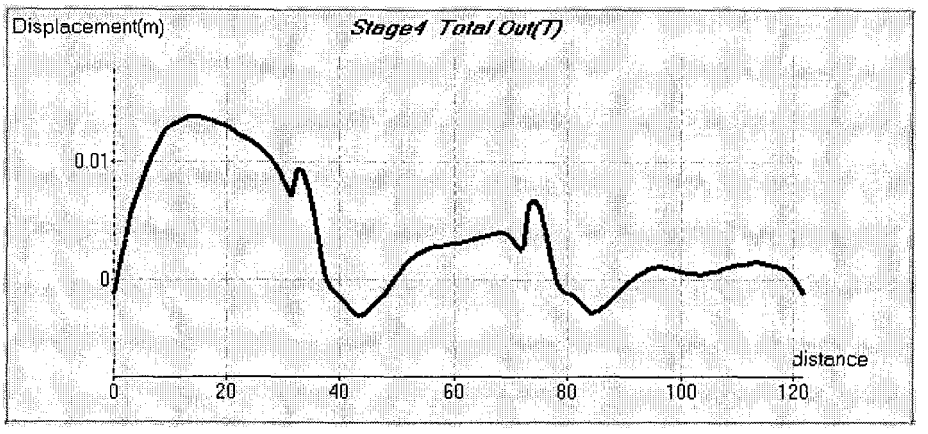


• 긴장력에 의한 변위 (내측)

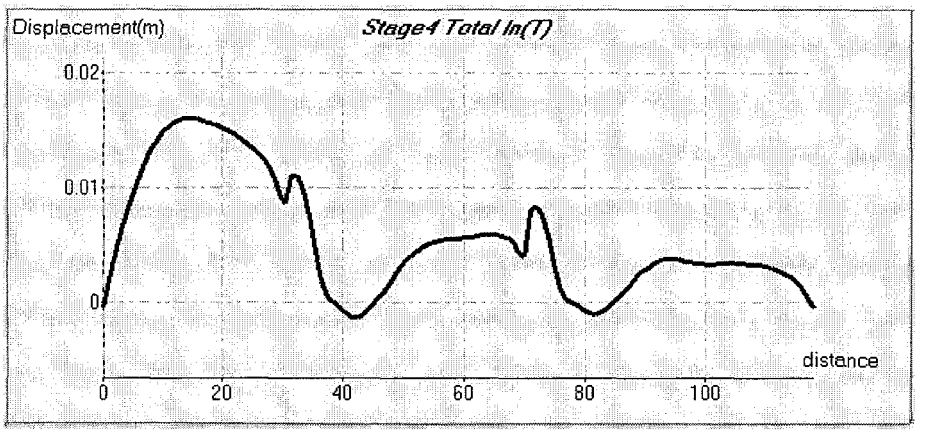


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

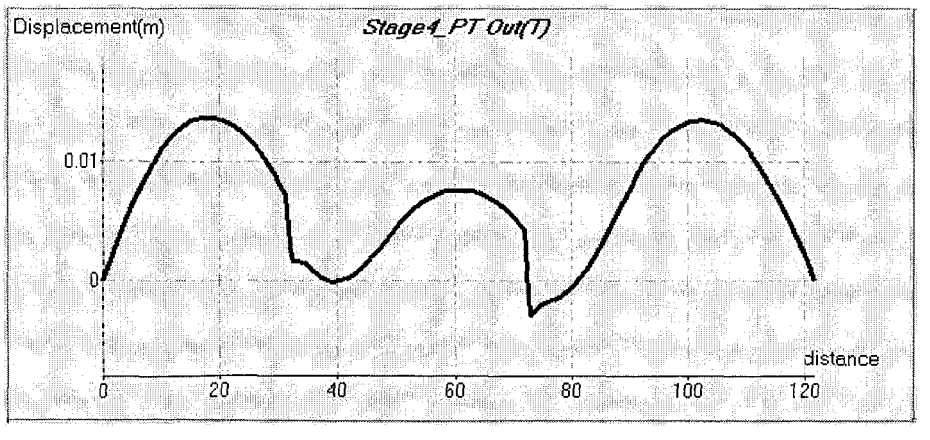
• 전체변위(외측)



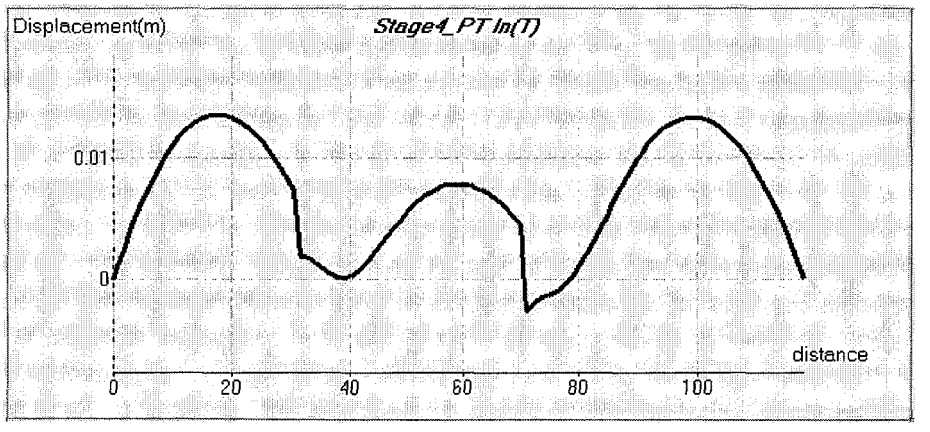
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)

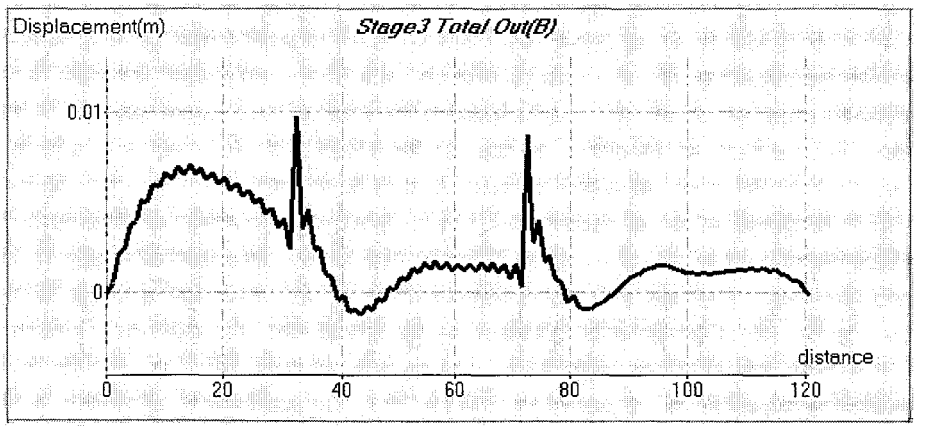


• 긴장력에 의한 변위 (내측)

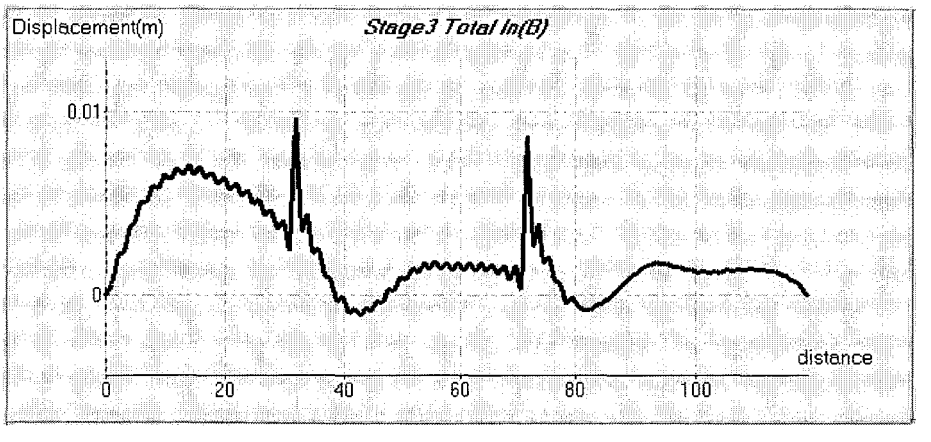


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

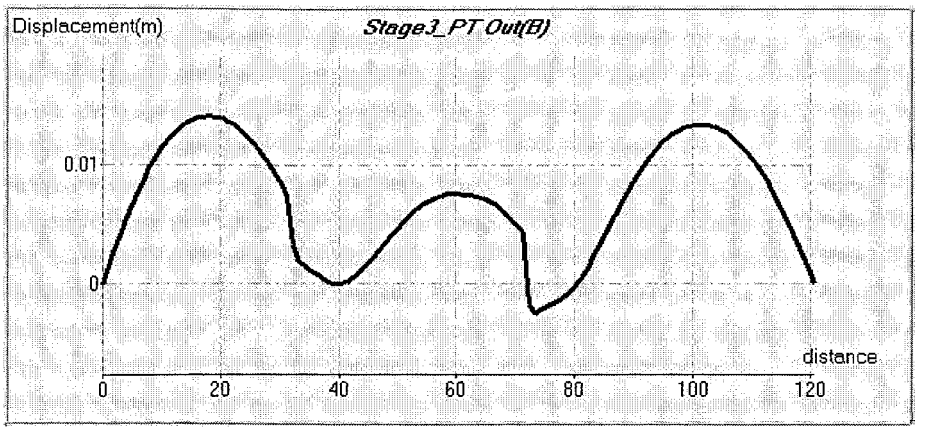
• 전체변위(외측)



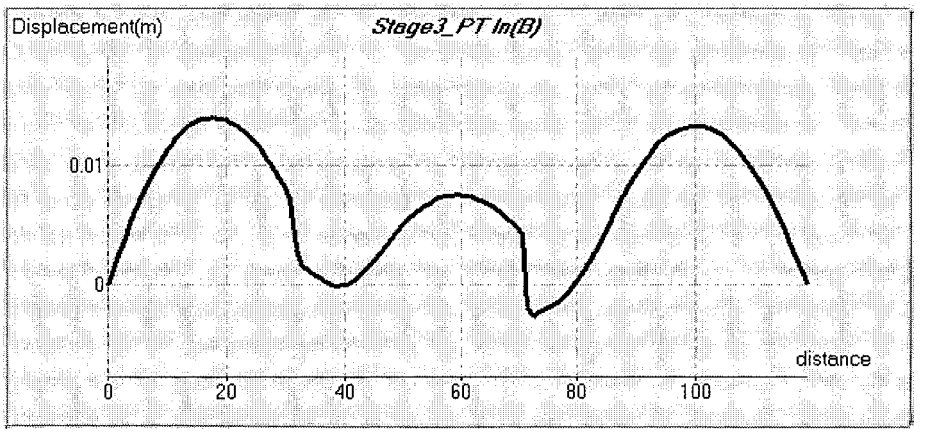
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)

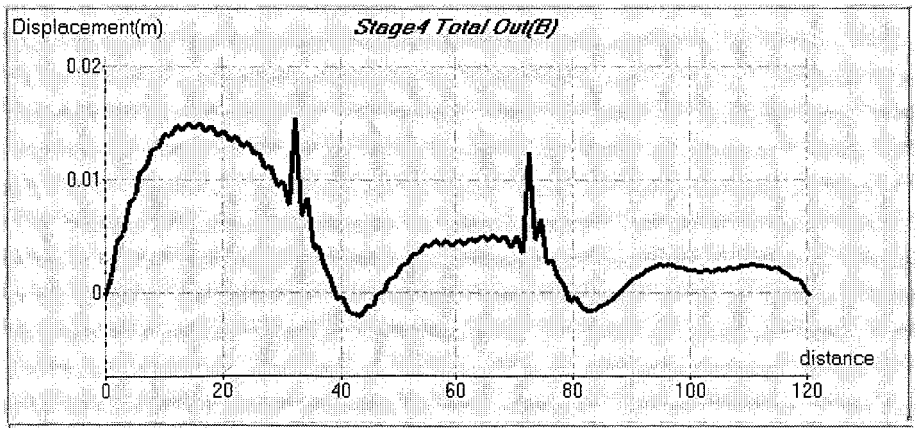


• 긴장력에 의한 변위 (내측)

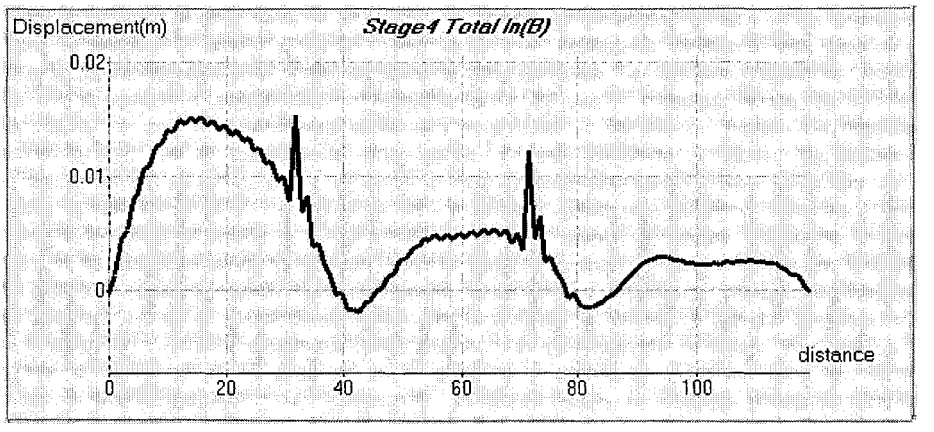


하부플랜지 처짐 (STAGE4)

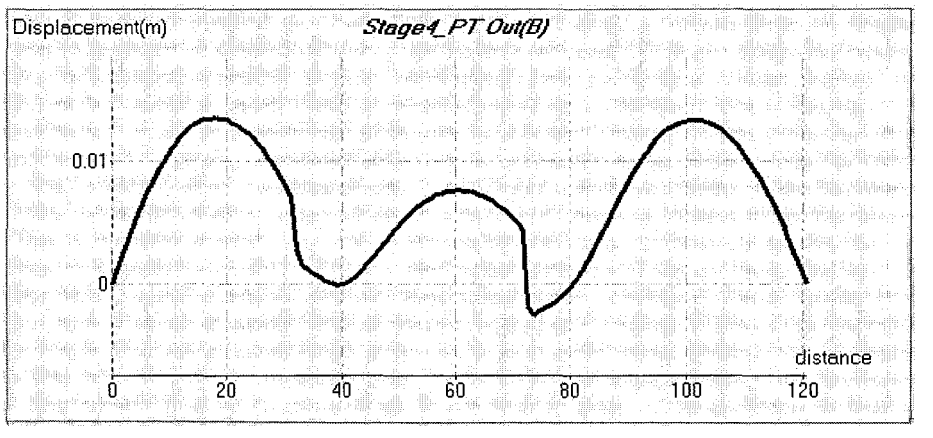
• 전체변위(외측)



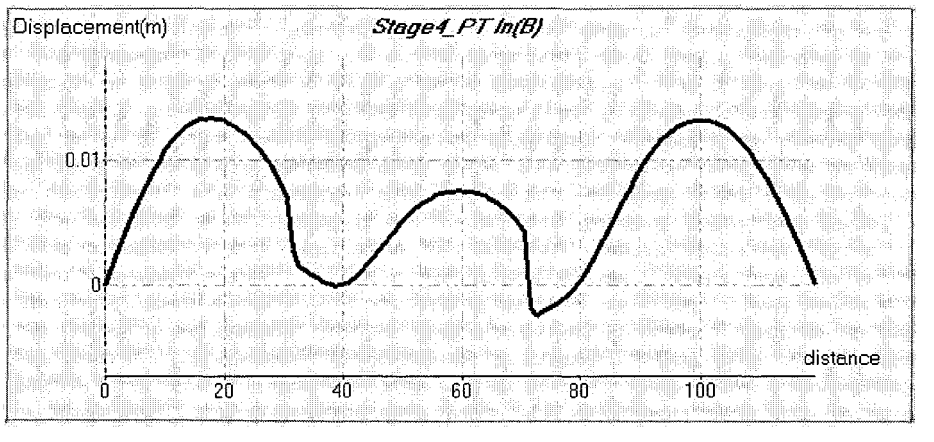
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)



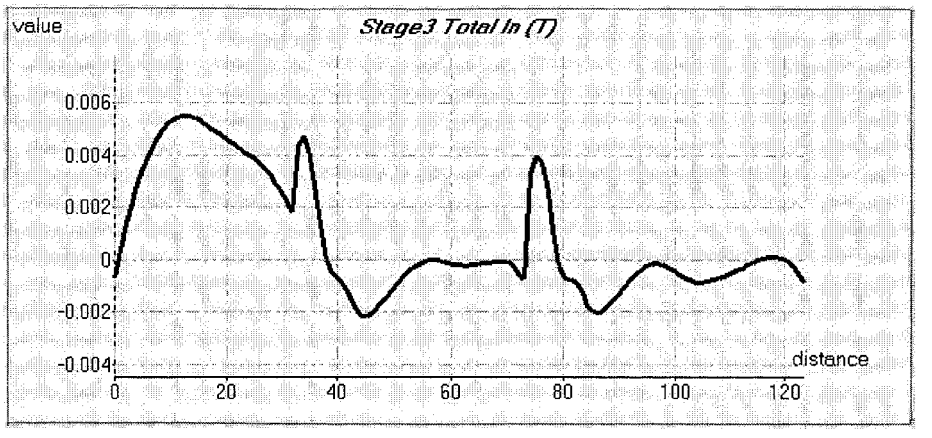
• 긴장력에 의한 변위 (내측)



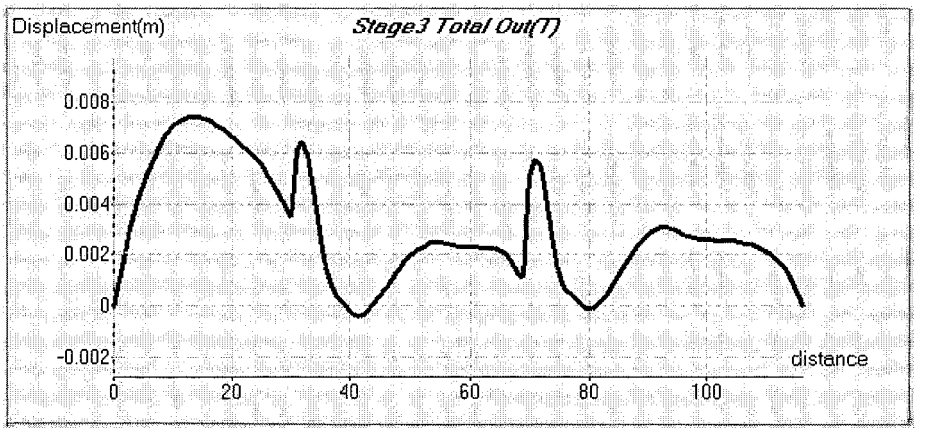
③ 내부중심각 15.279° (R=150m) (CASE C)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

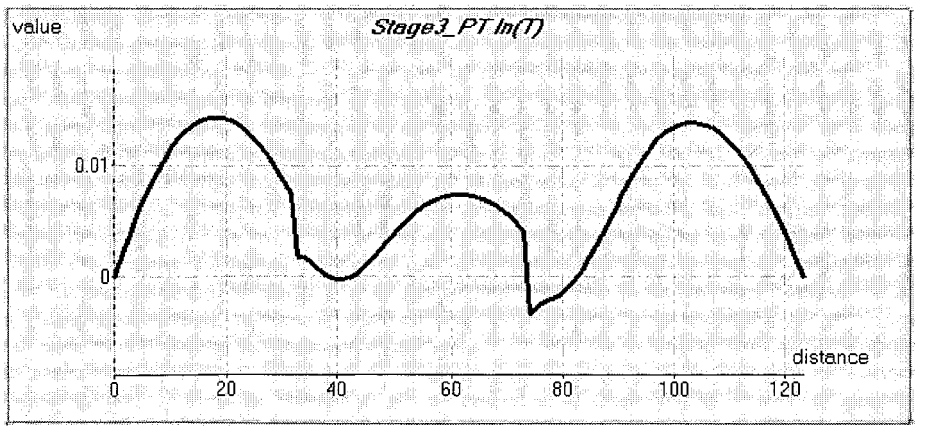
• 전체변위(외측)



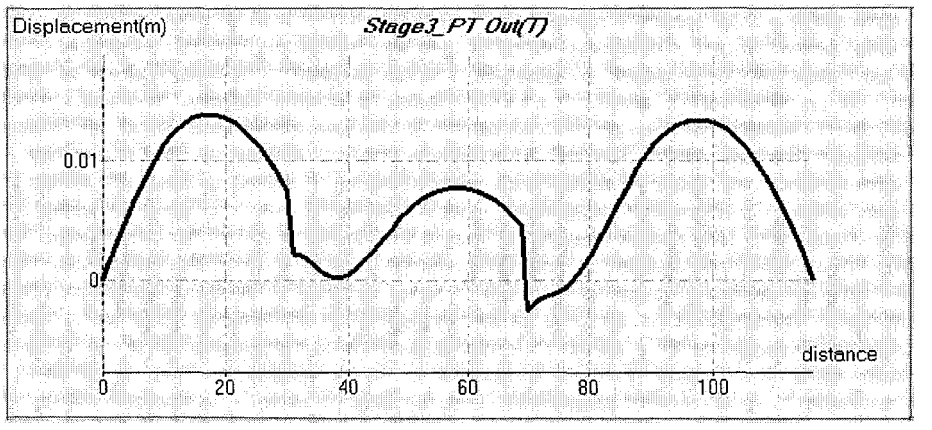
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)

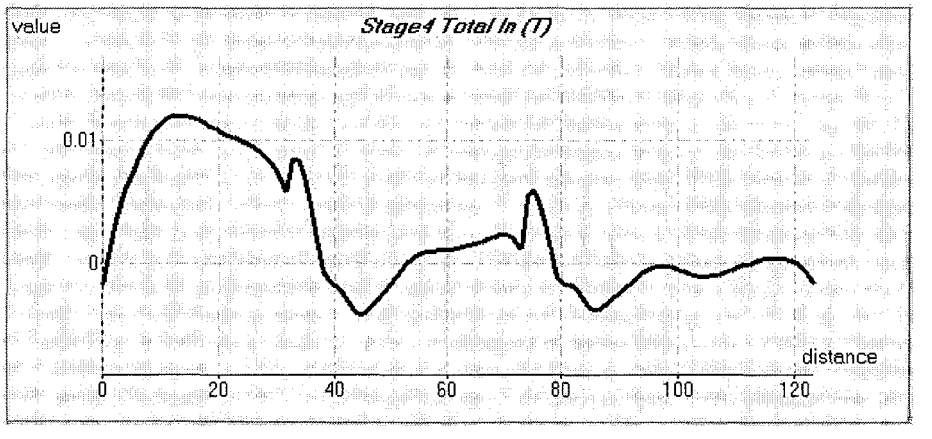


• 긴장력에 의한 변위 (내측)

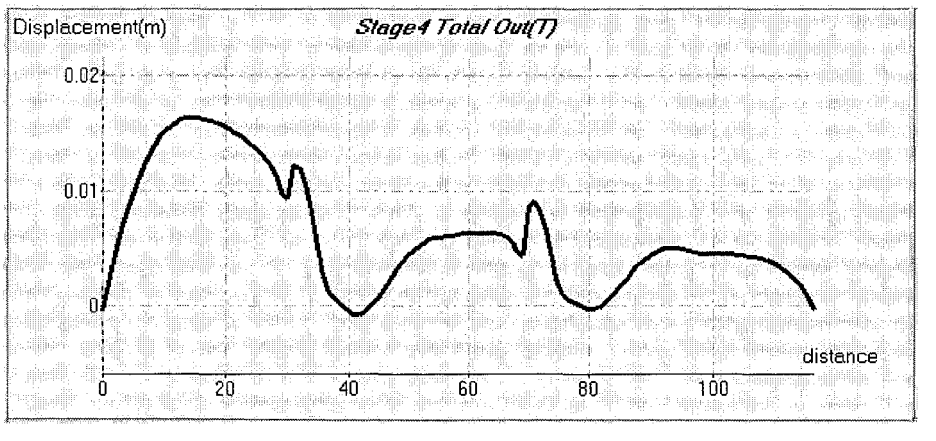


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

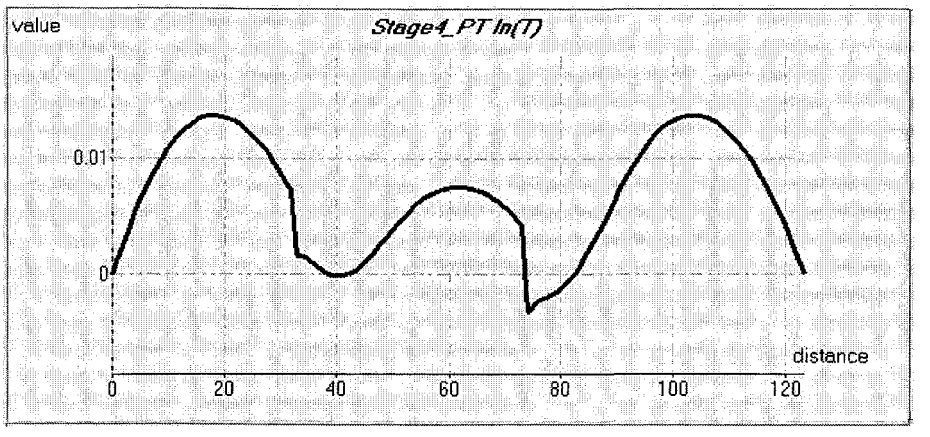
• 전체변위(외측)



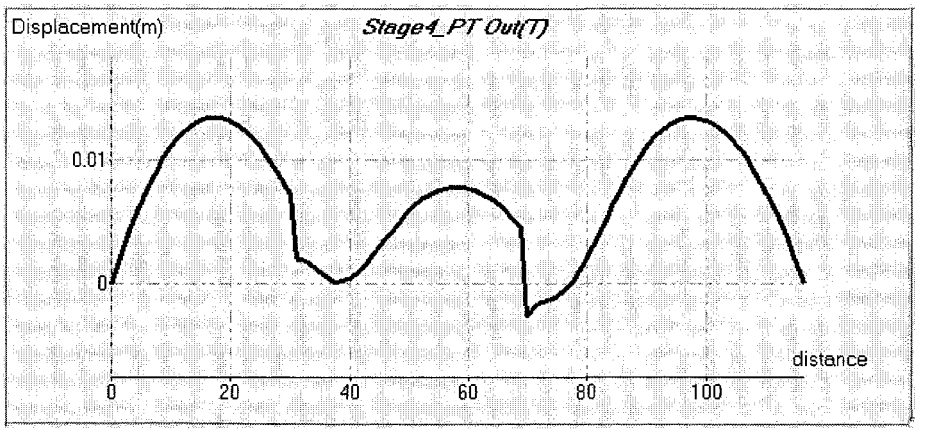
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)

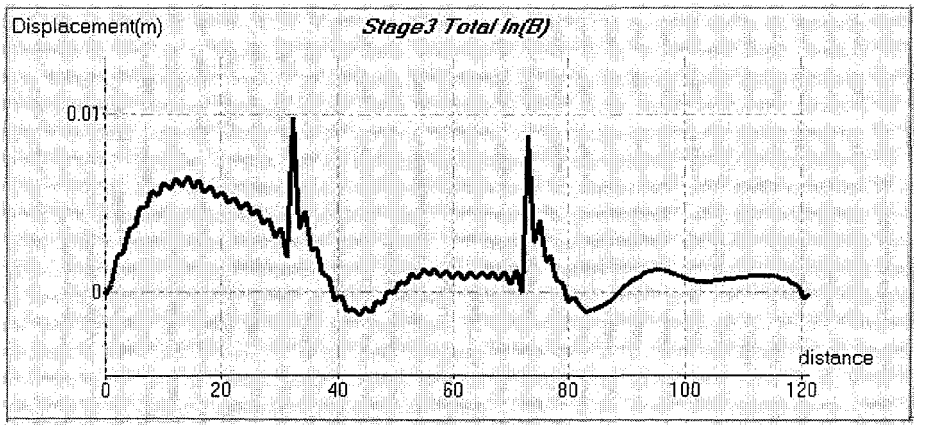


• 긴장력에 의한 변위 (내측)

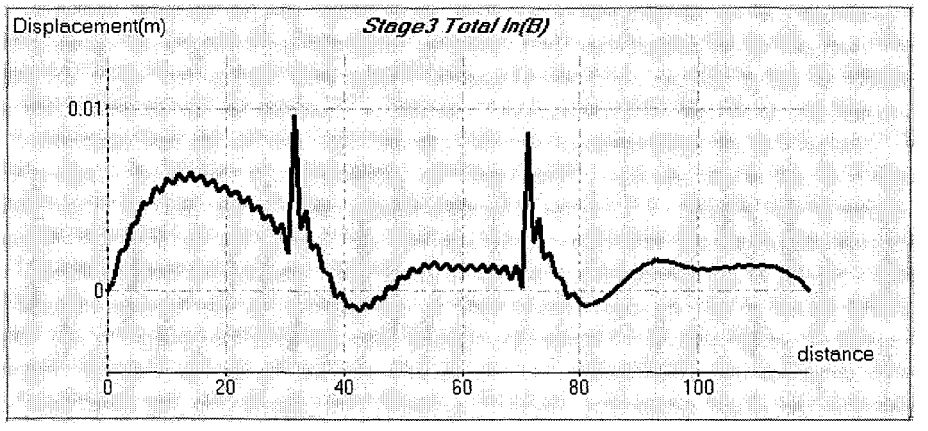


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

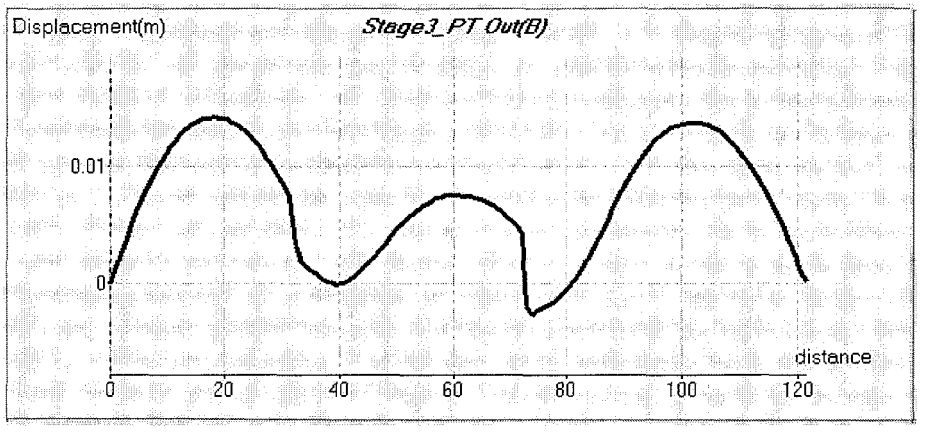
• 전체변위(외측)



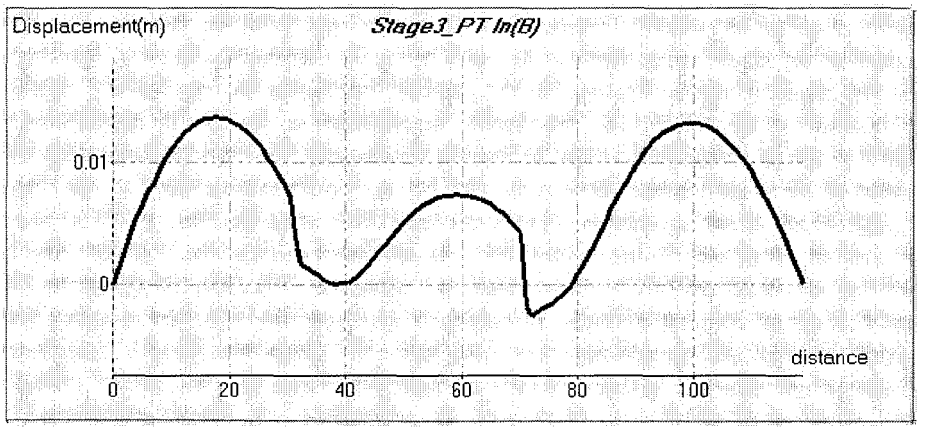
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)

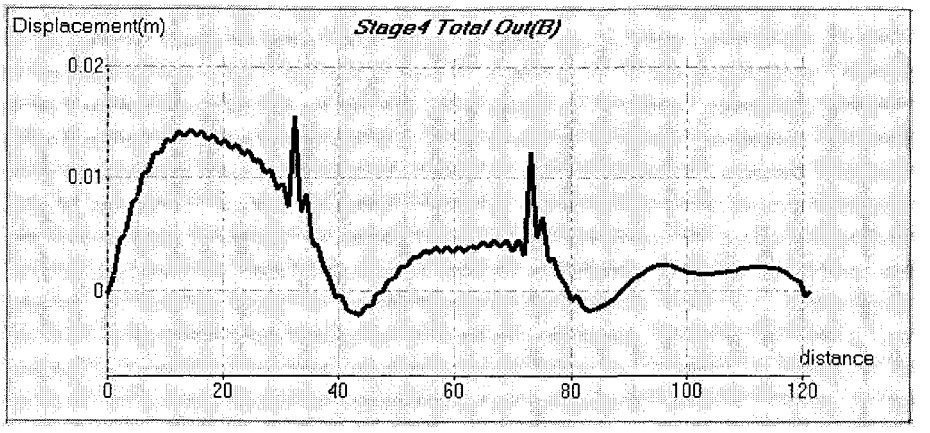


• 긴장력에 의한 변위 (내측)

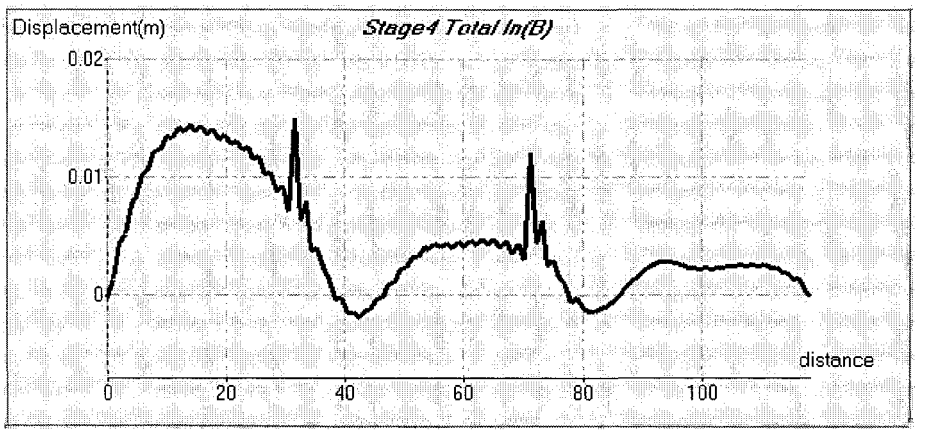


하부플랜지 처짐 (STAGE4)

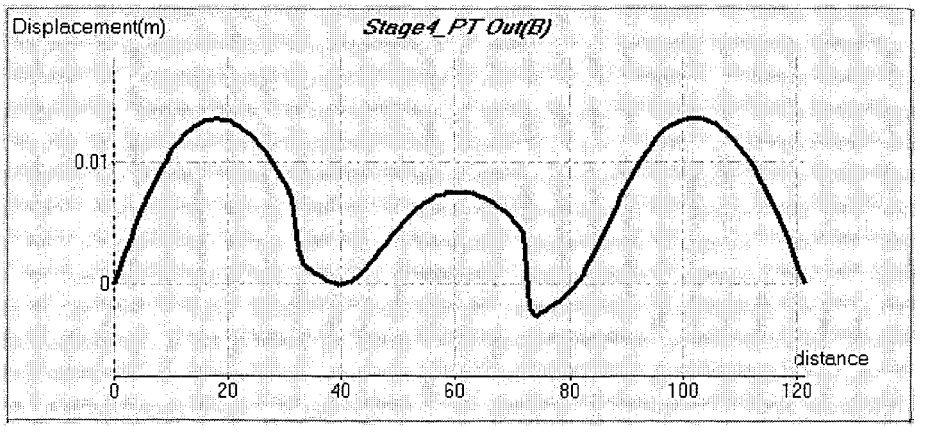
• 전체변위(외측)



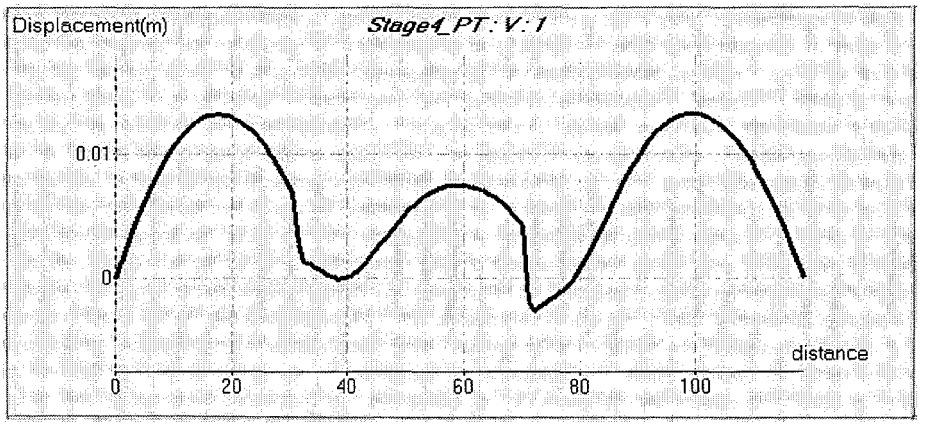
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)



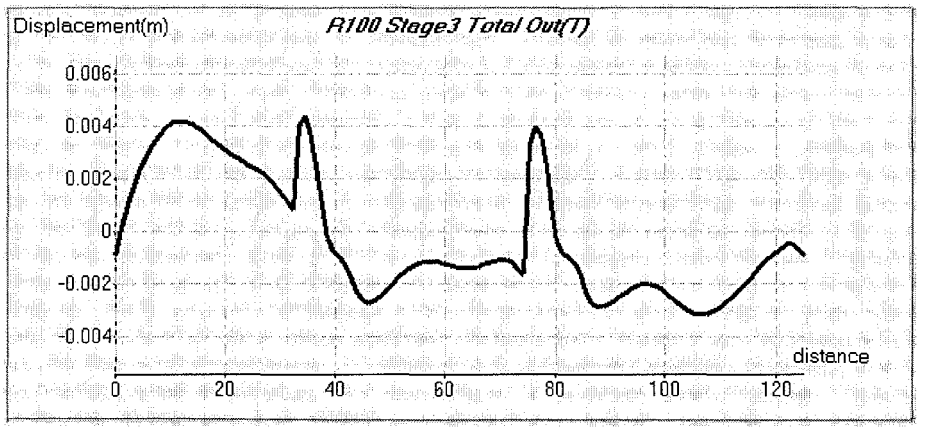
• 긴장력에 의한 변위 (내측)



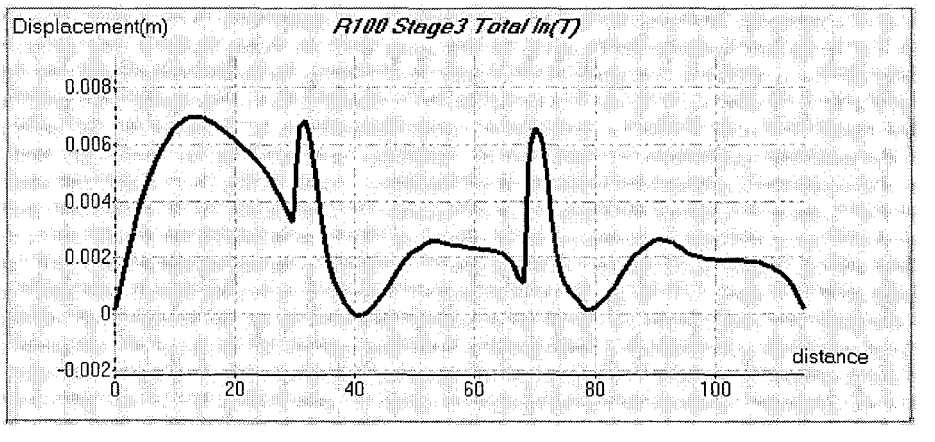
④ 내부중심각 22.918° (R=100m) (CASE D)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

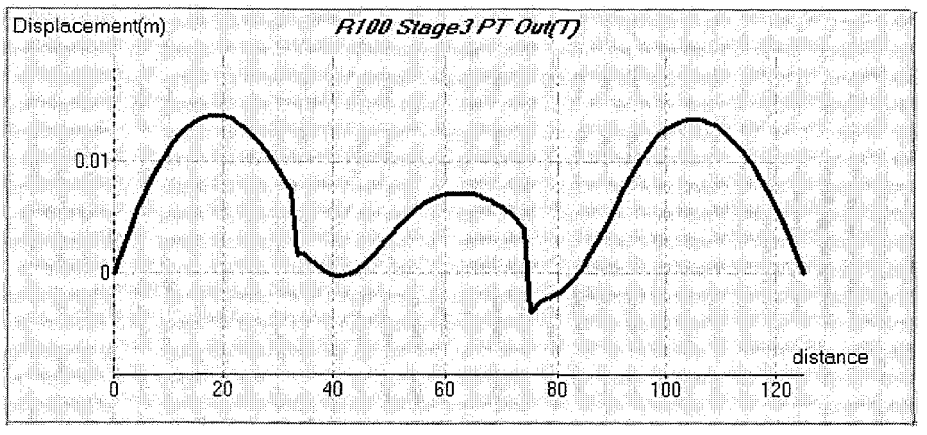
• 전체변위(외측)



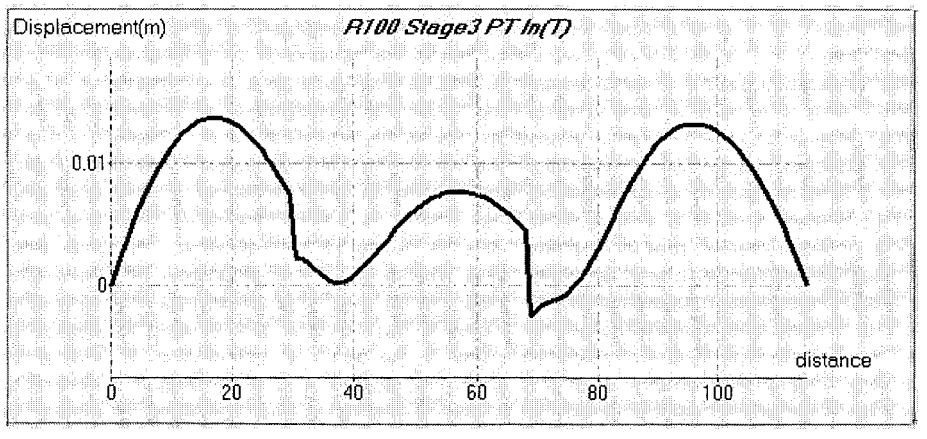
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)

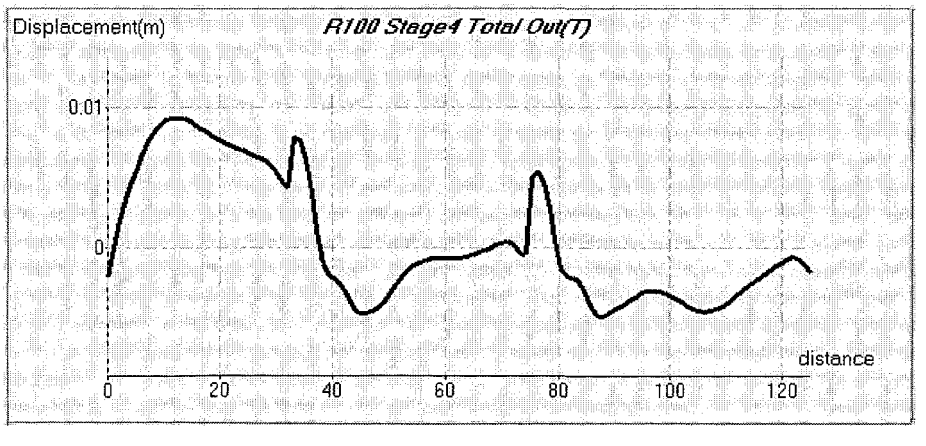


• 긴장력에 의한 변위 (내측)

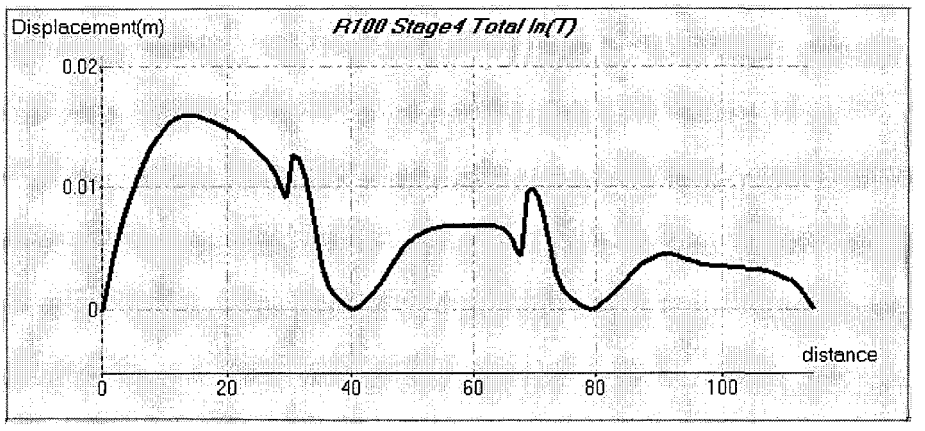


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

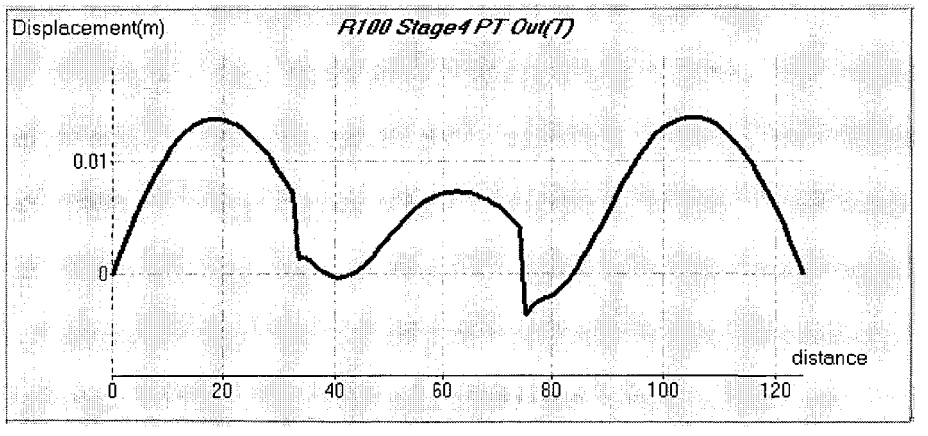
• 전체변위(외측)



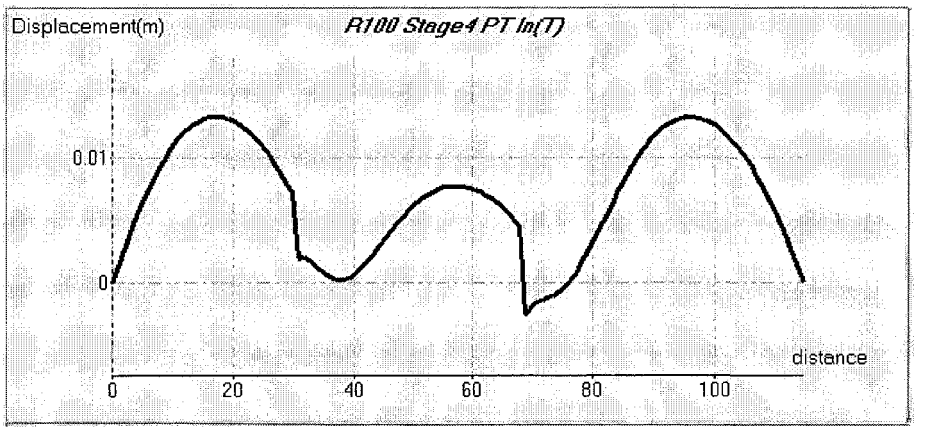
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)

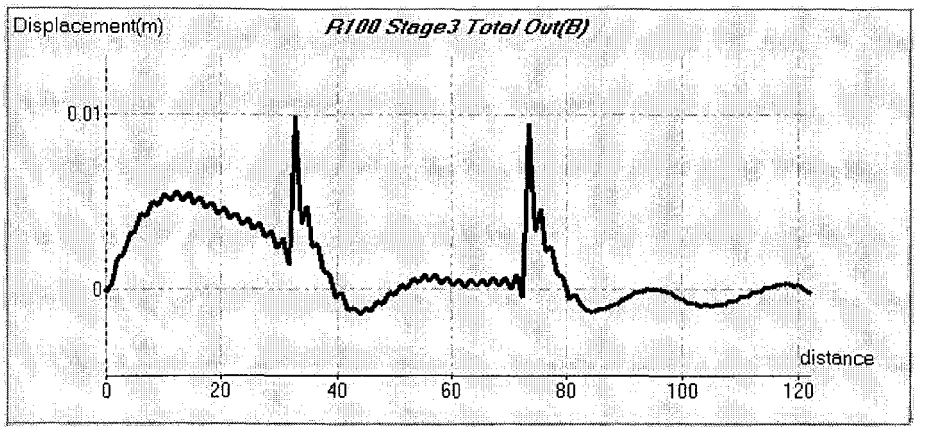


• 긴장력에 의한 변위 (내측)

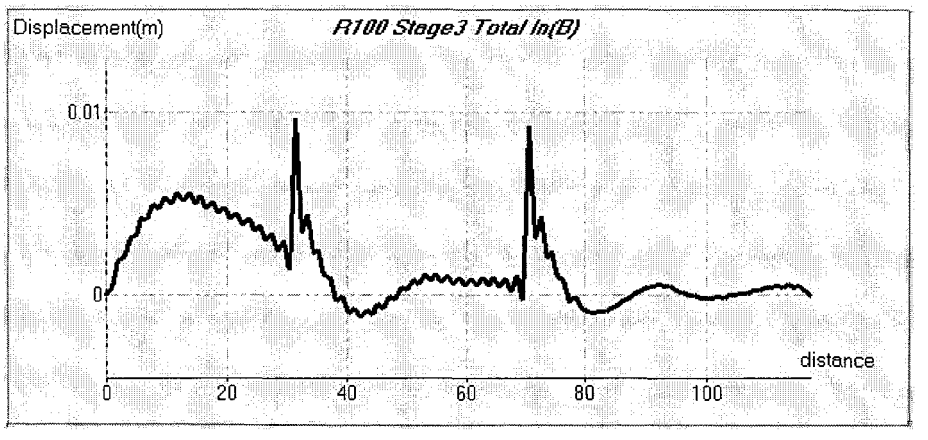


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

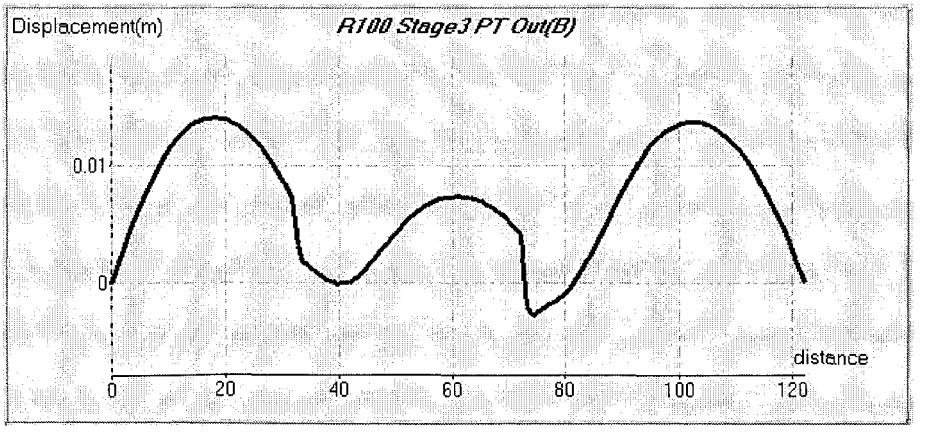
• 전체변위(외측)



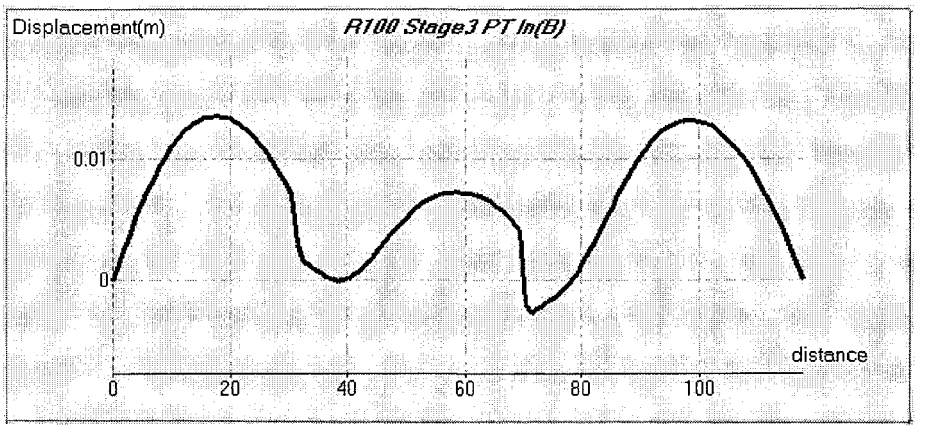
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)

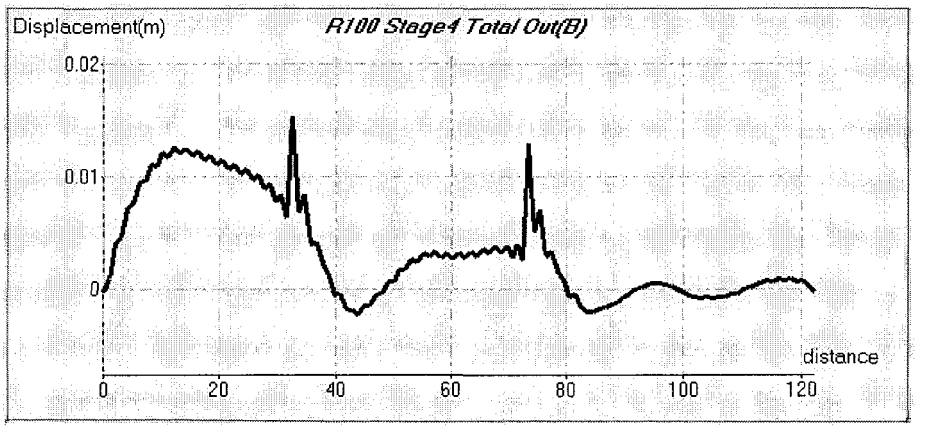


• 긴장력에 의한 변위 (내측)

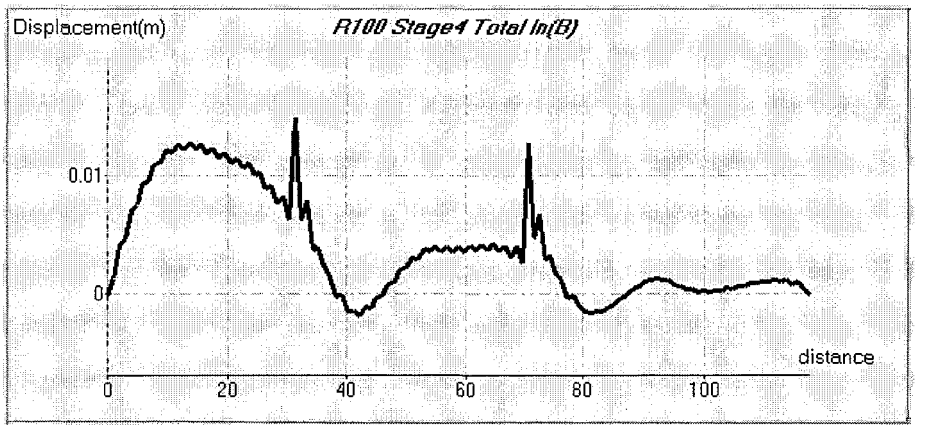


하부플랜지 처짐 (STAGE4)

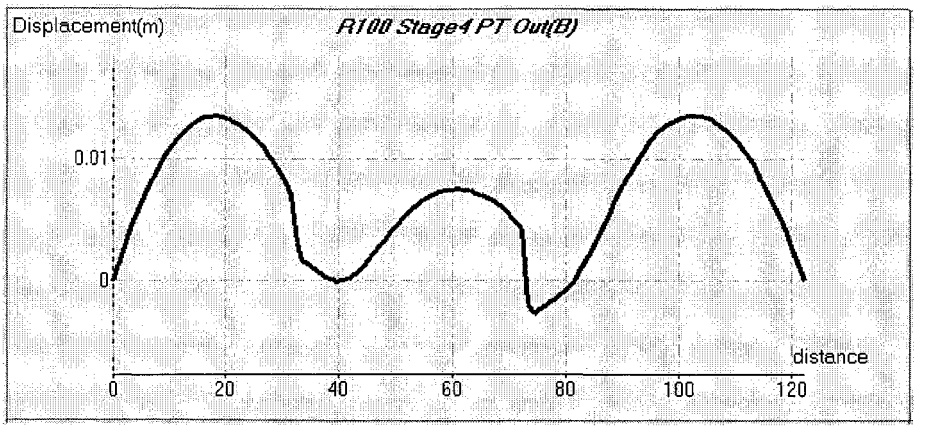
• 전체변위(외측)



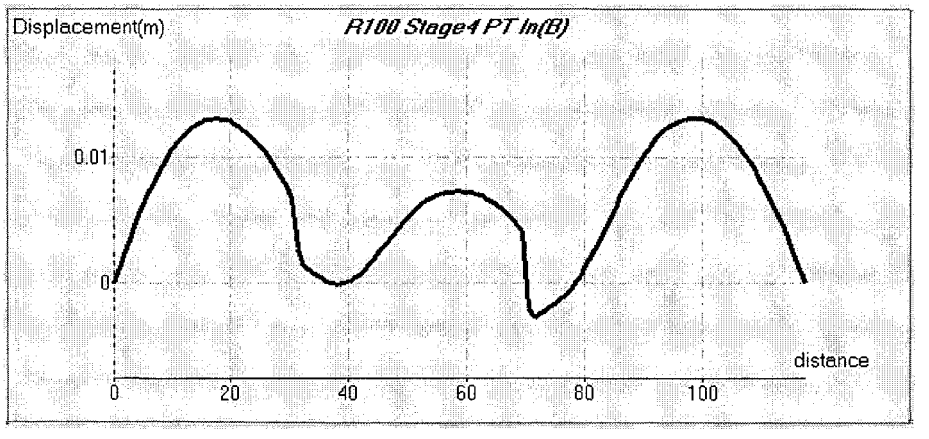
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)



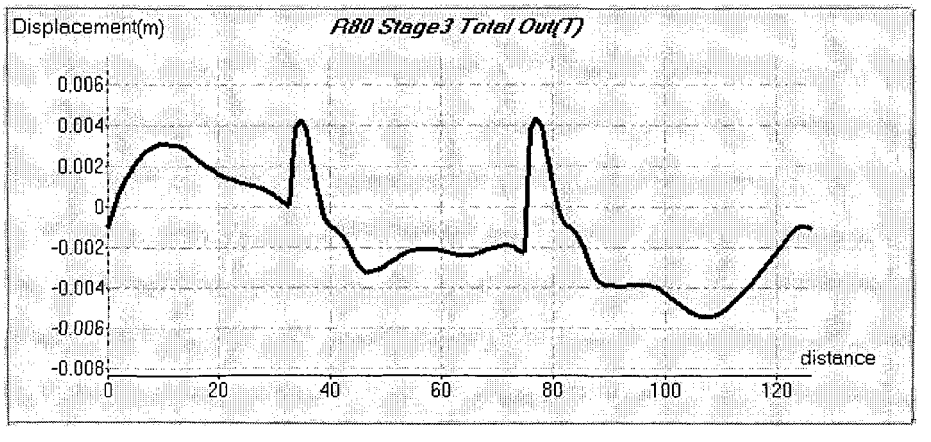
• 긴장력에 의한 변위 (내측)



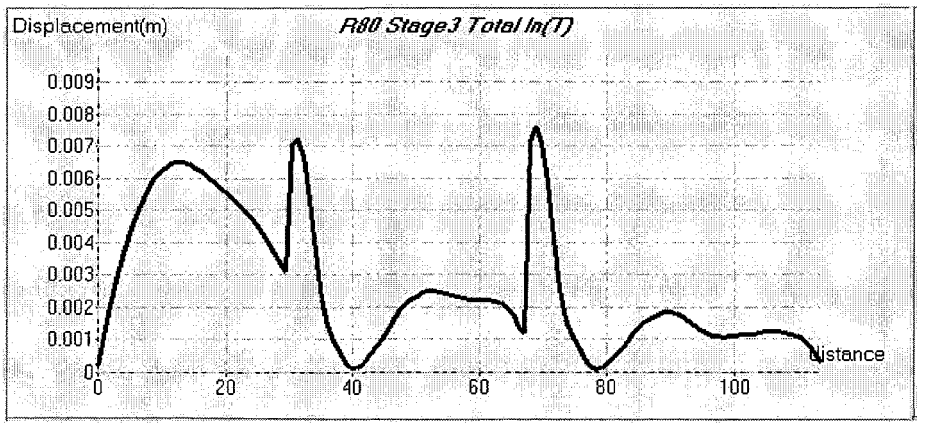
⑤ 내부중심각 28.648° (R=80m) (CASE E)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

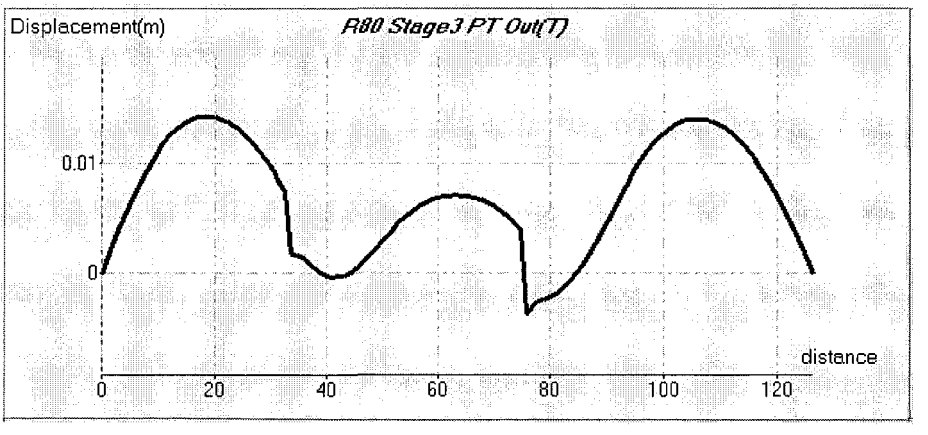
• 전체변위(외측)



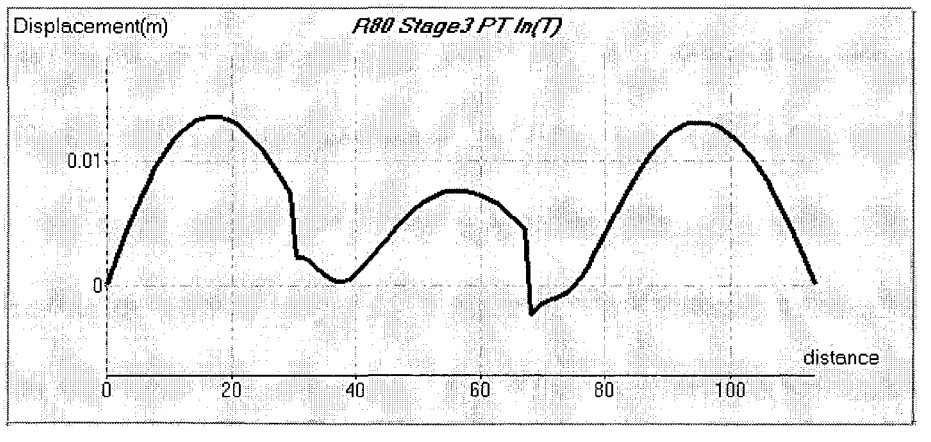
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)

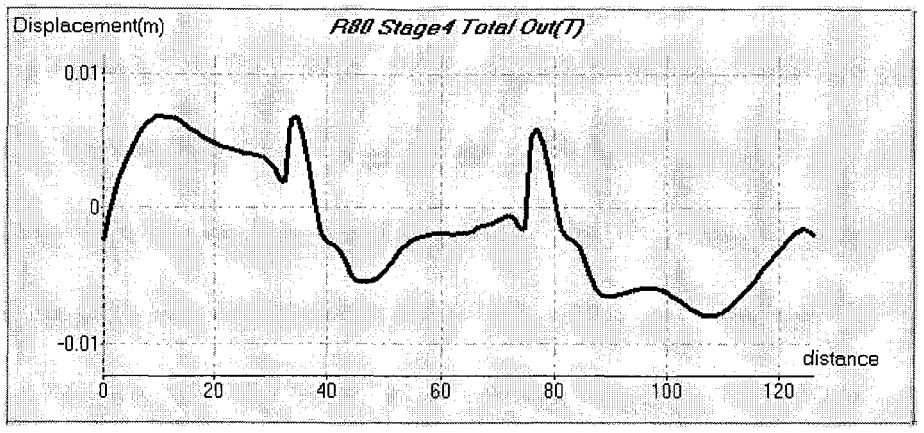


• 긴장력에 의한 변위 (내측)

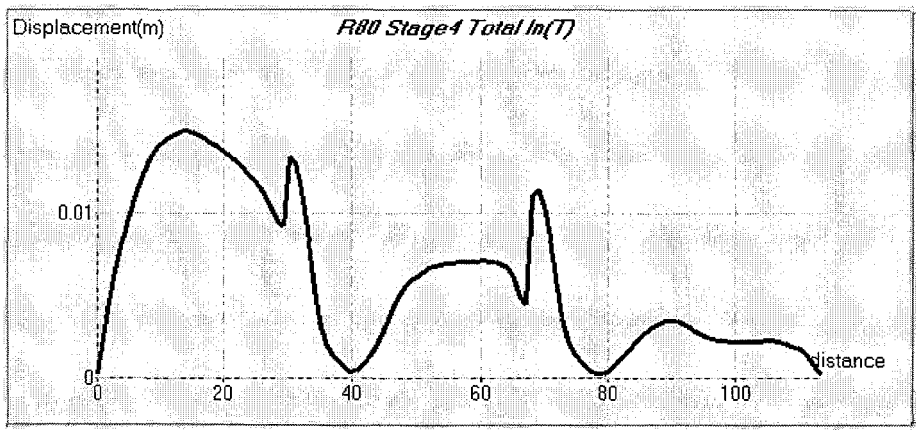


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

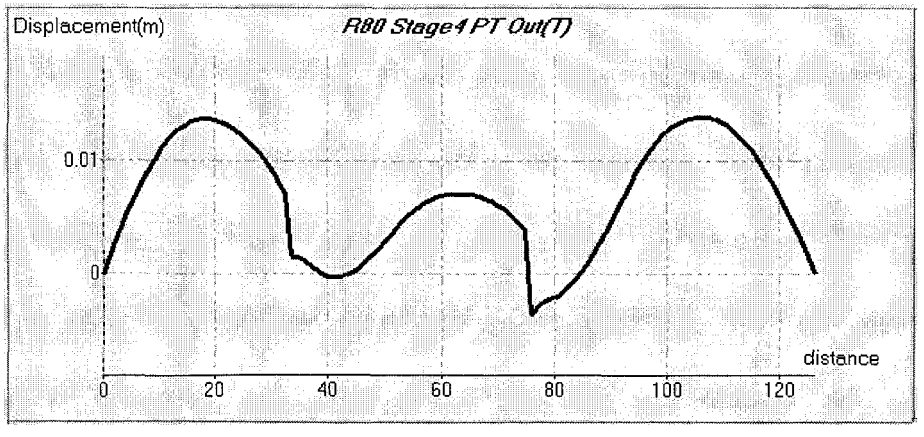
• 전체변위(외측)



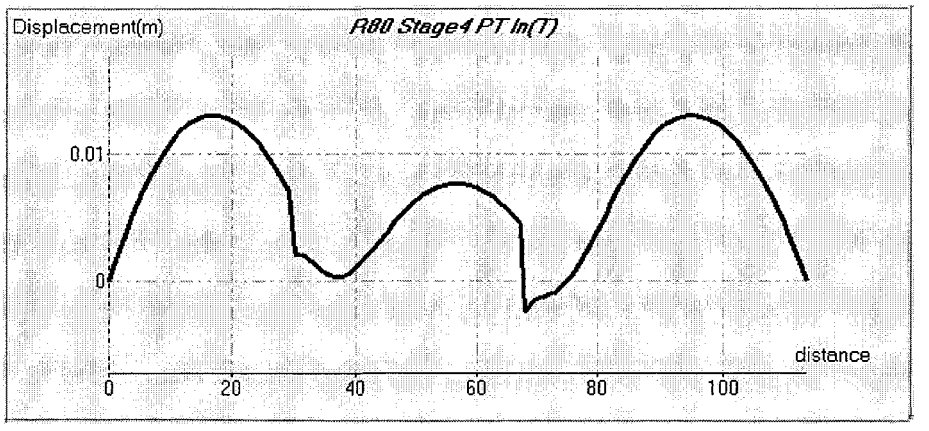
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)

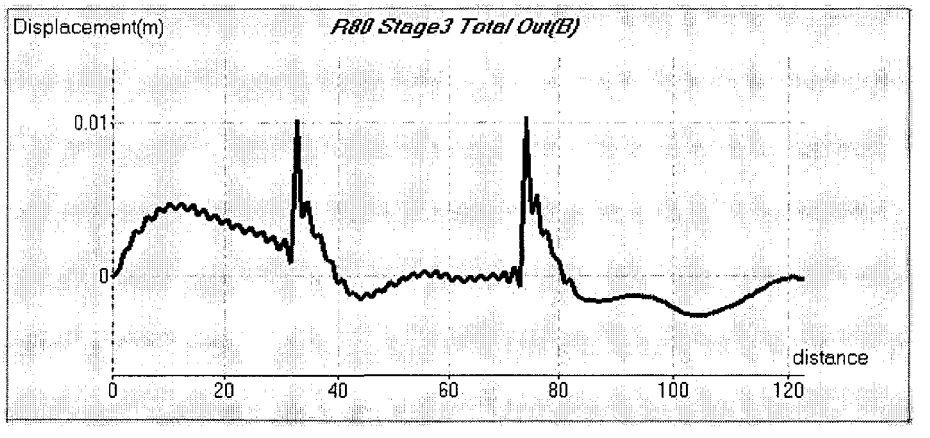


• 긴장력에 의한 변위 (내측)

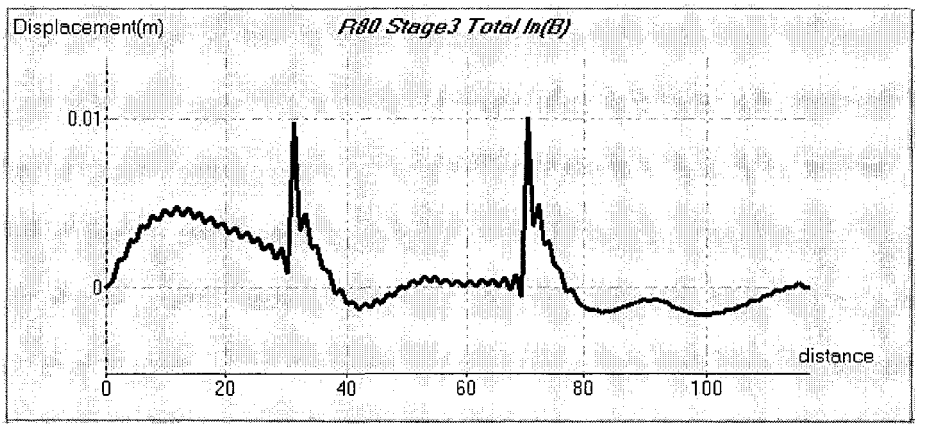


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

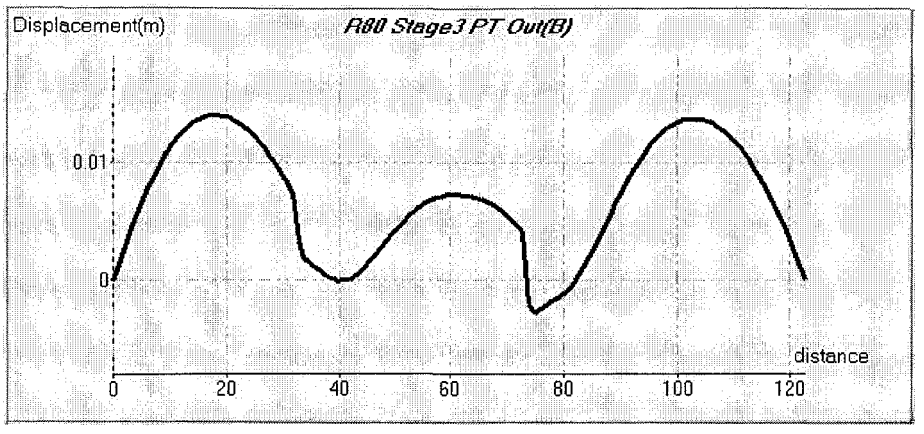
• 전체변위(외측)



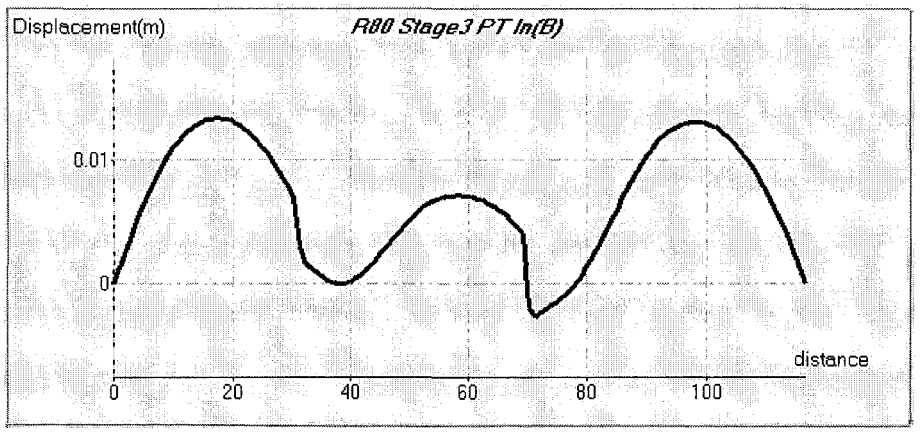
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)

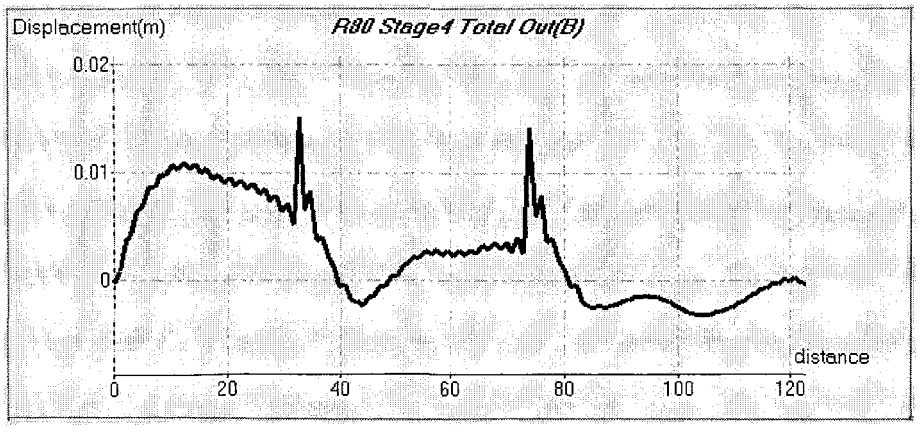


• 긴장력에 의한 변위 (내측)

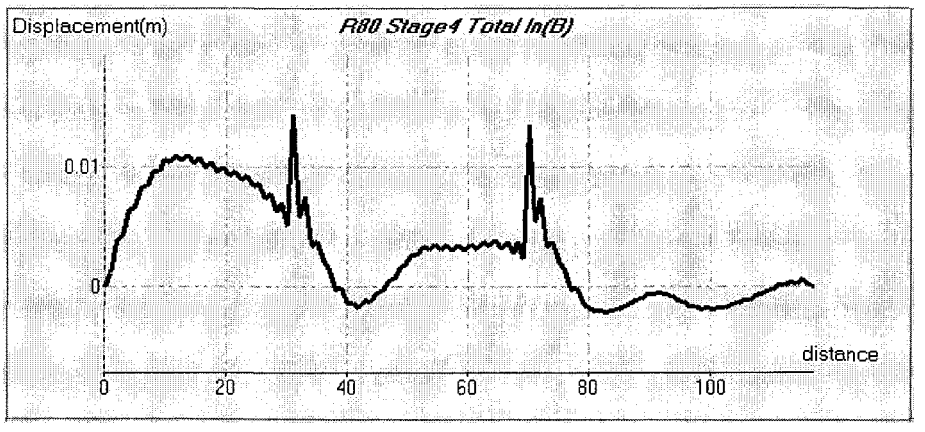


하부플랜지 처짐 (STAGE4)

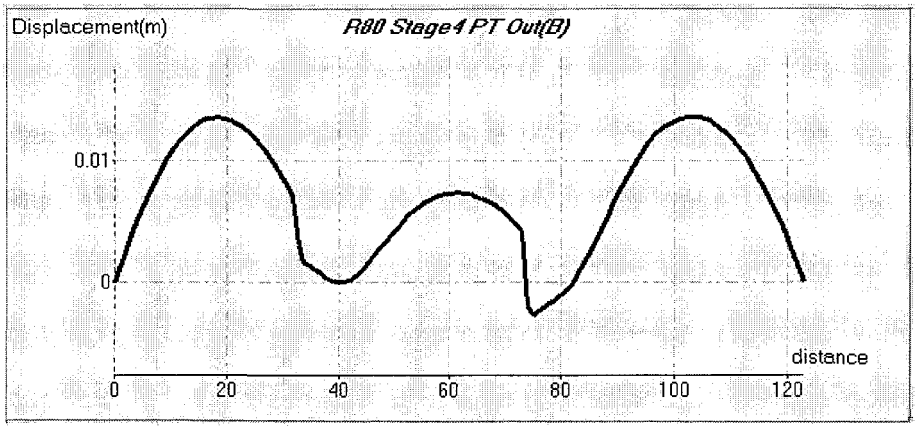
• 전체변위(외측)



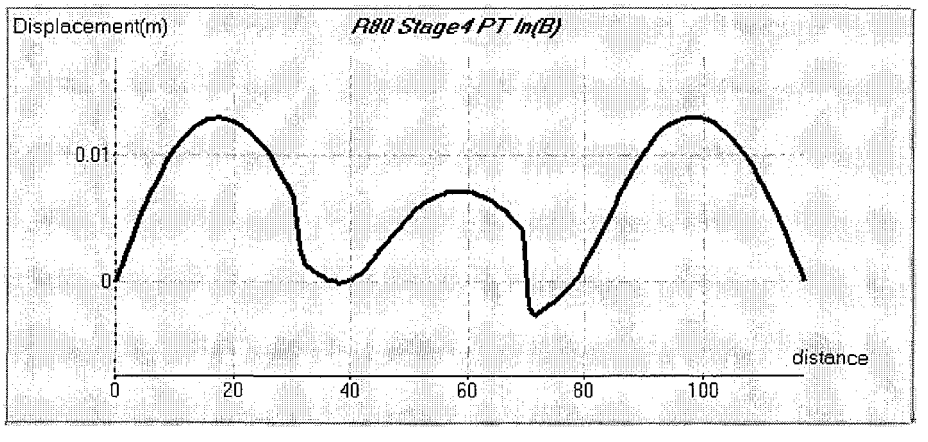
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)



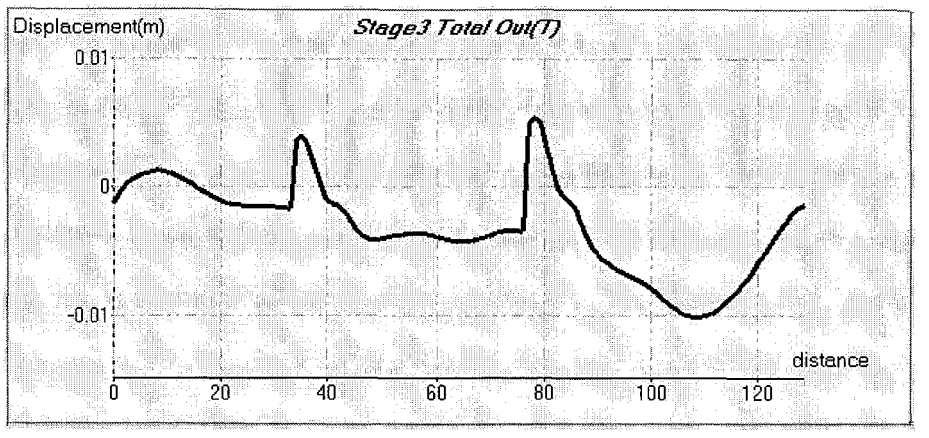
• 긴장력에 의한 변위 (내측)



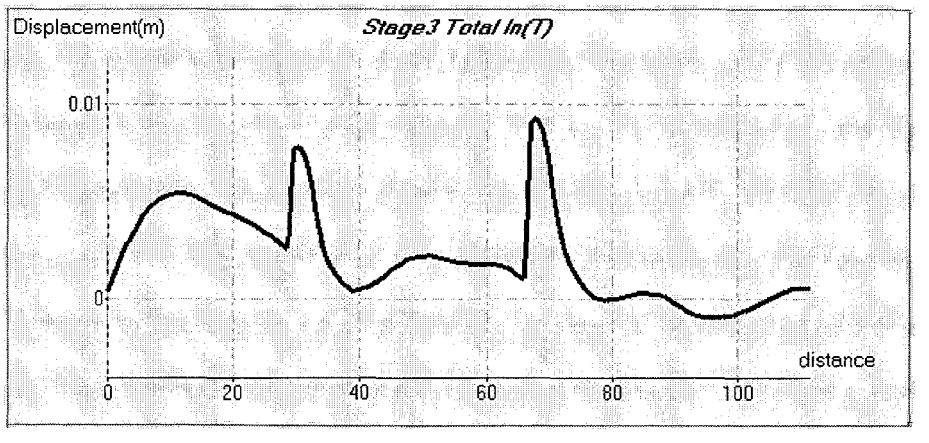
⑥ 내부중심각 38.197° (R=60m) (CASE E)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

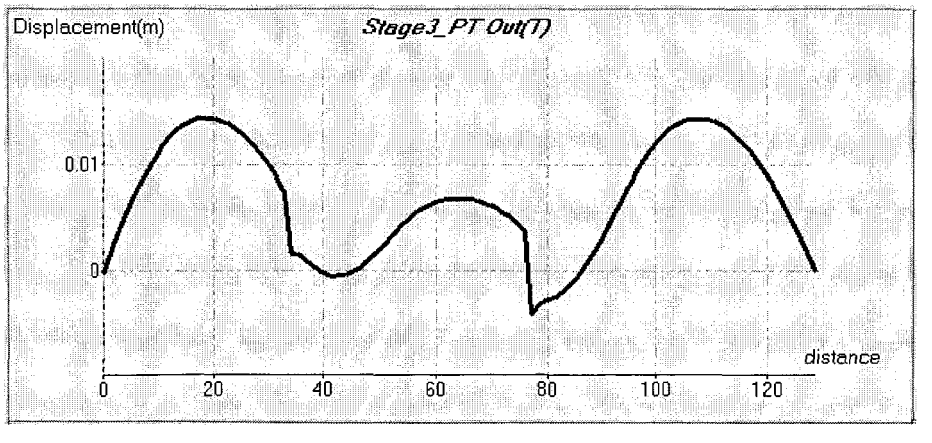
• 전체변위(외측)



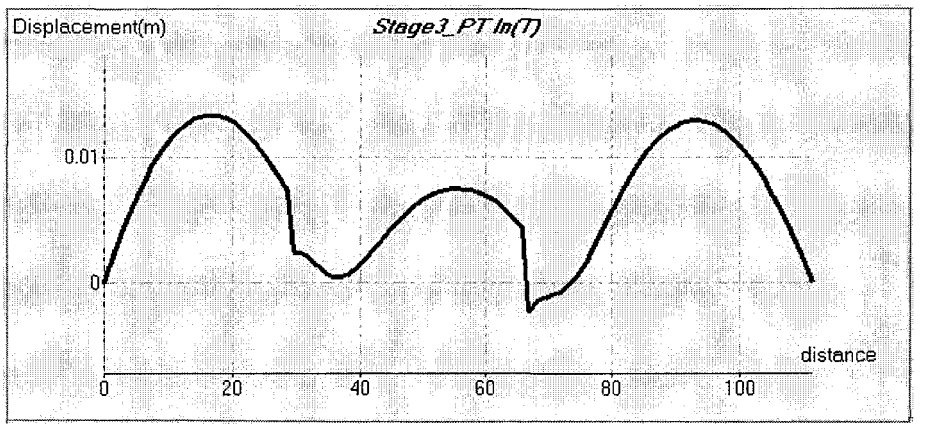
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)

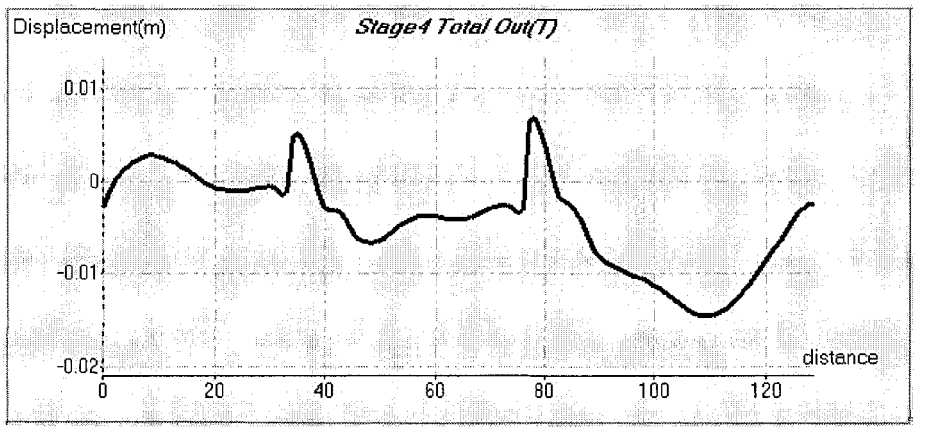


• 긴장력에 의한 변위 (내측)

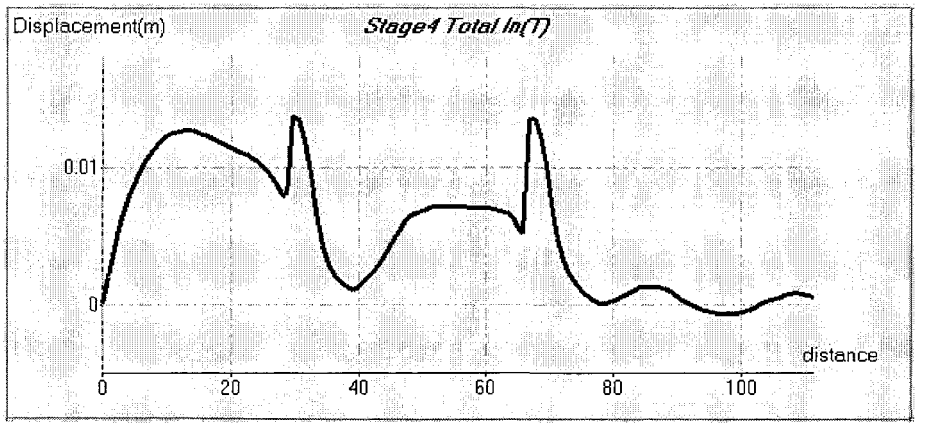


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

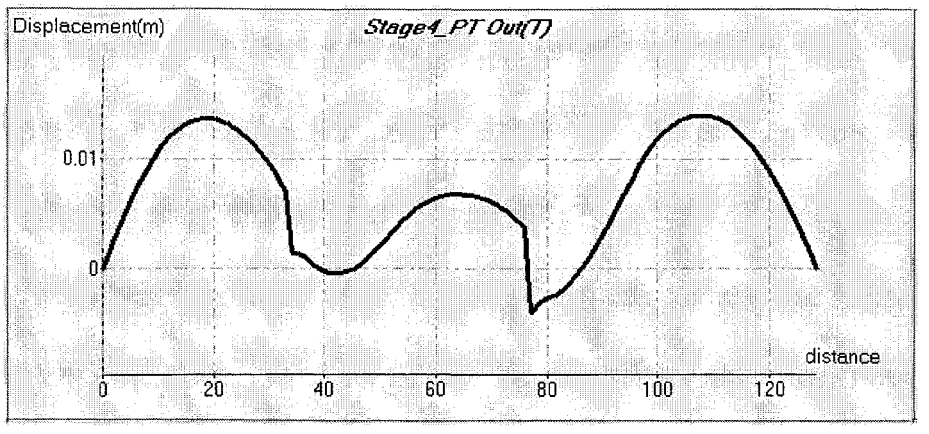
• 전체변위(외측)



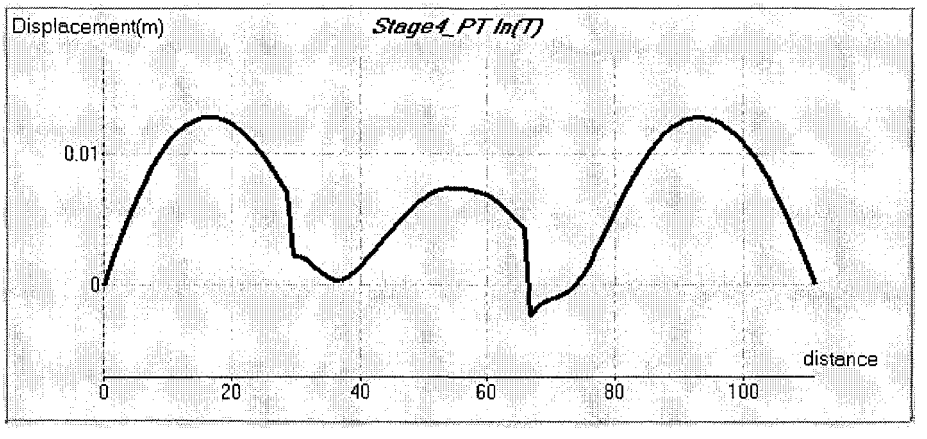
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)

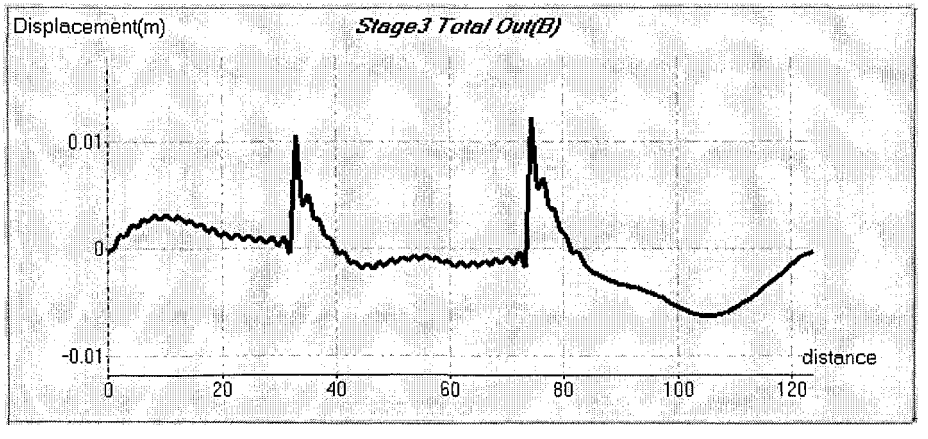


• 긴장력에 의한 변위 (내측)

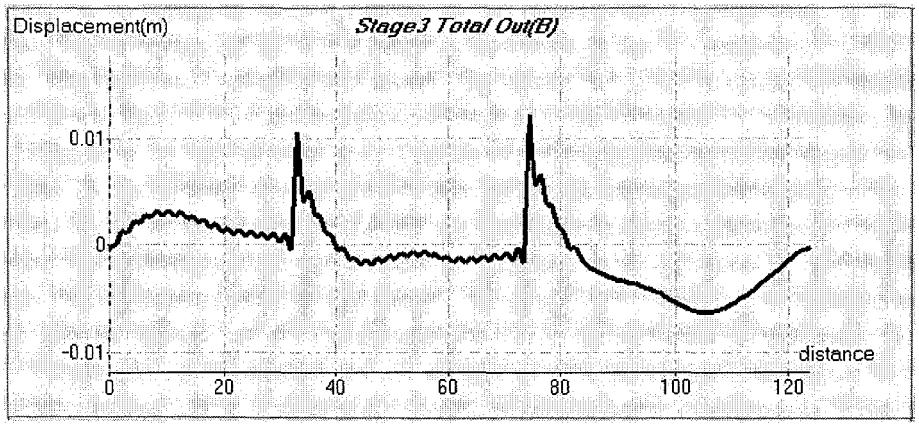


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

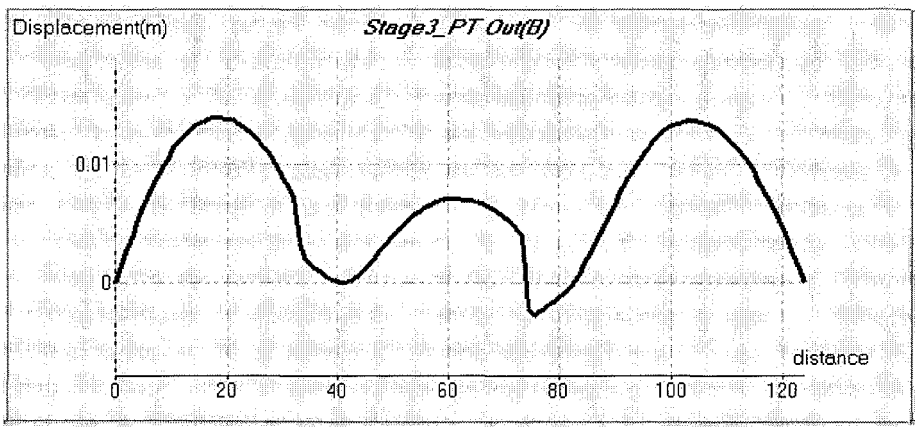
• 전체변위(외측)



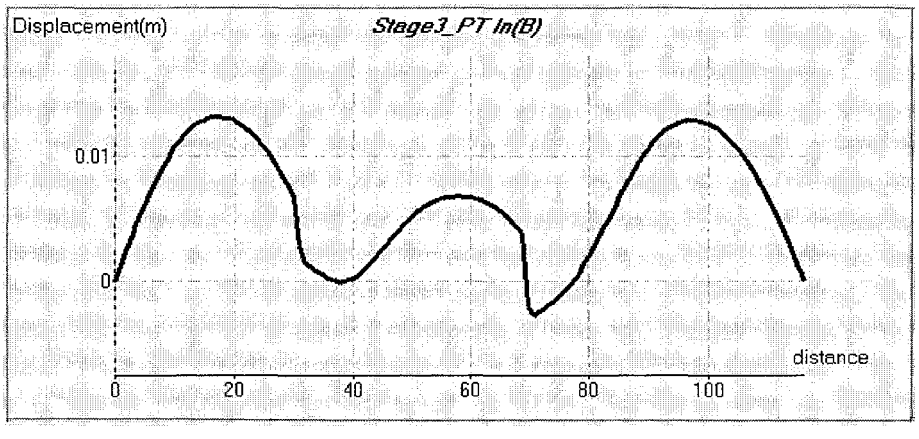
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)

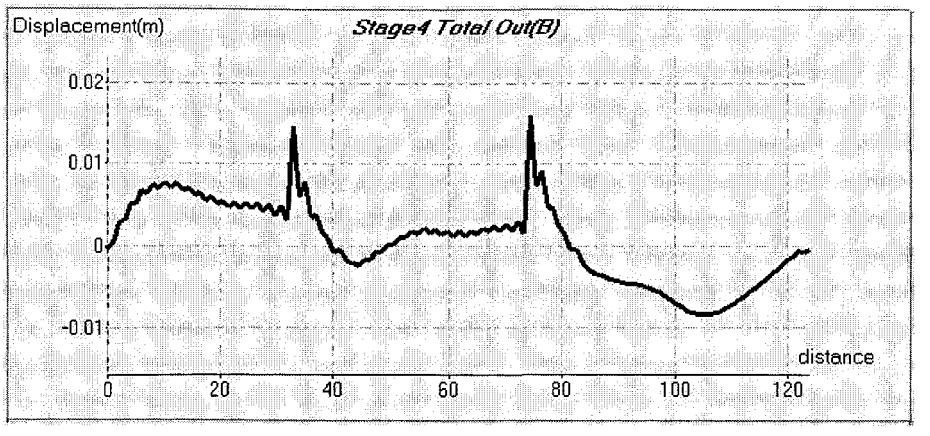


• 긴장력에 의한 변위 (내측)

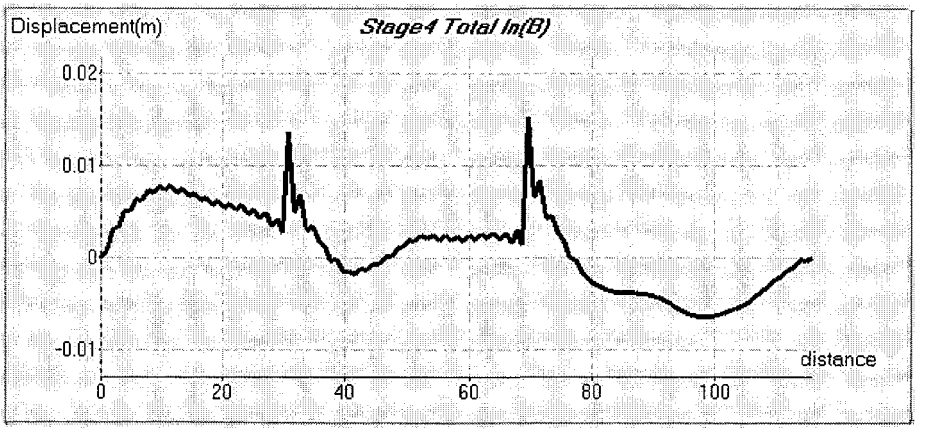


하부플랜지 처짐 (STAGE4)

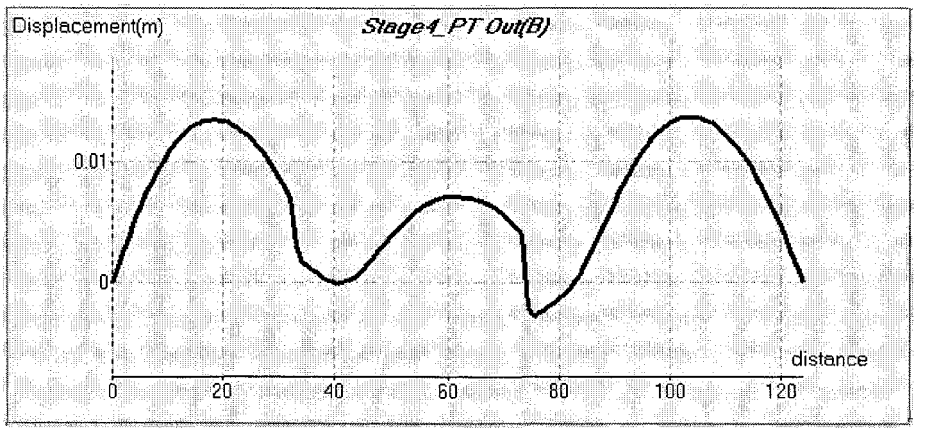
• 전체변위(외측)



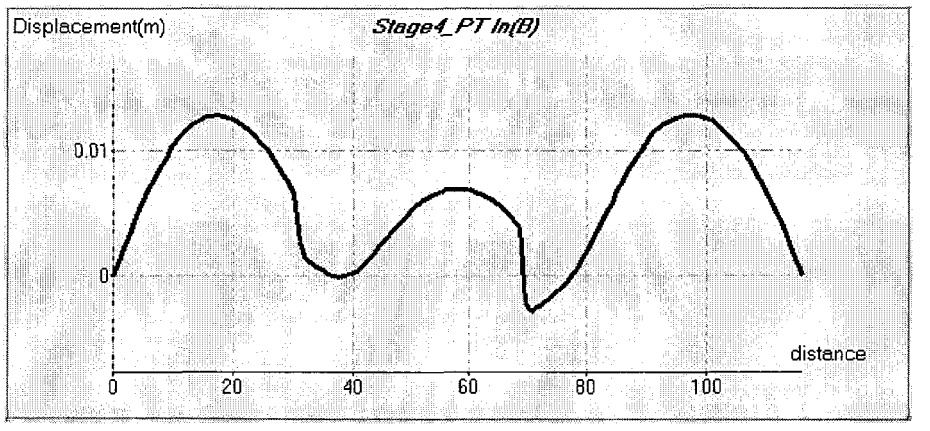
• 전체변위(내측)



• 긴장력에 의한 변위 (외측)

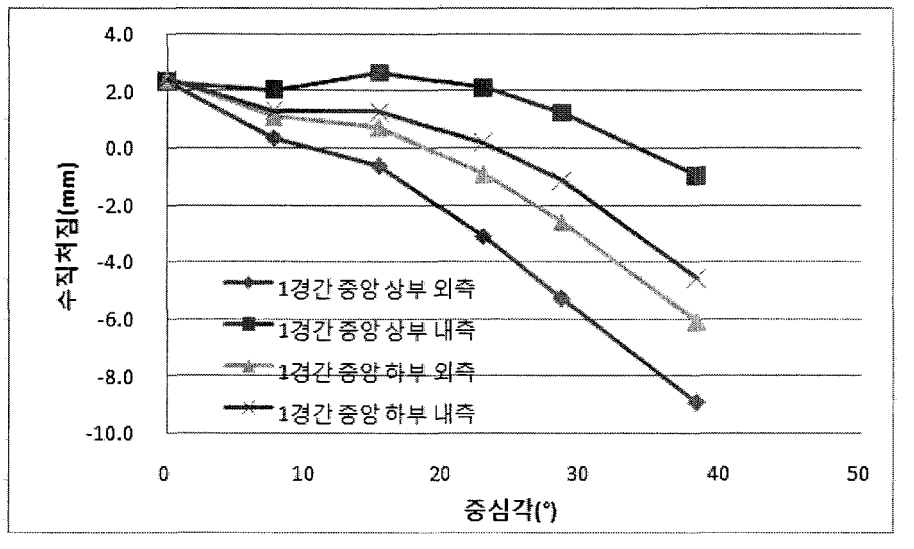


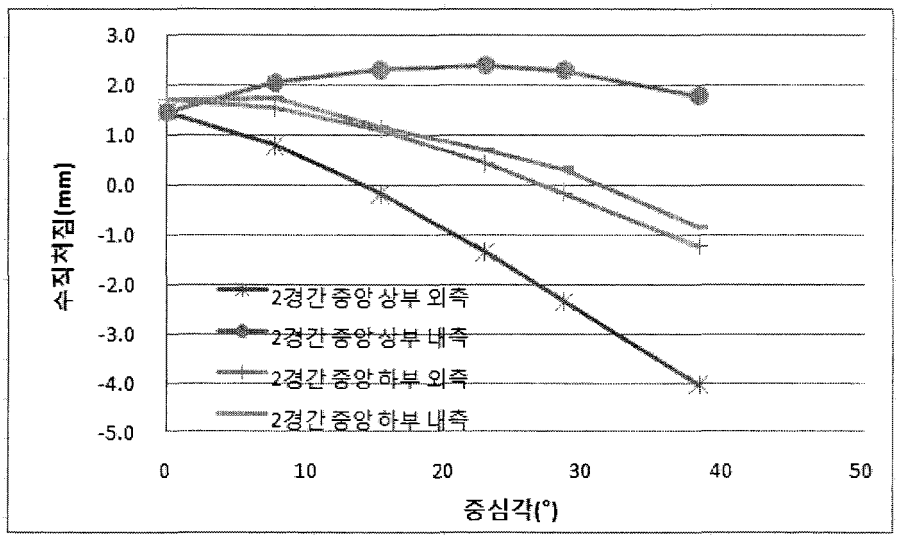
• 긴장력에 의한 변위 (내측)

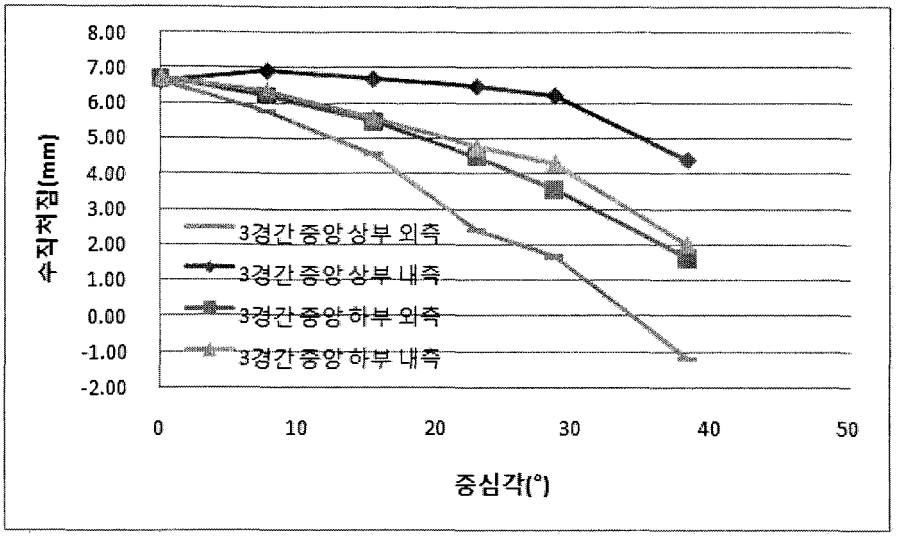


(나) 내부중심각(곡선반경) 변화에 따른 전체변위 특성

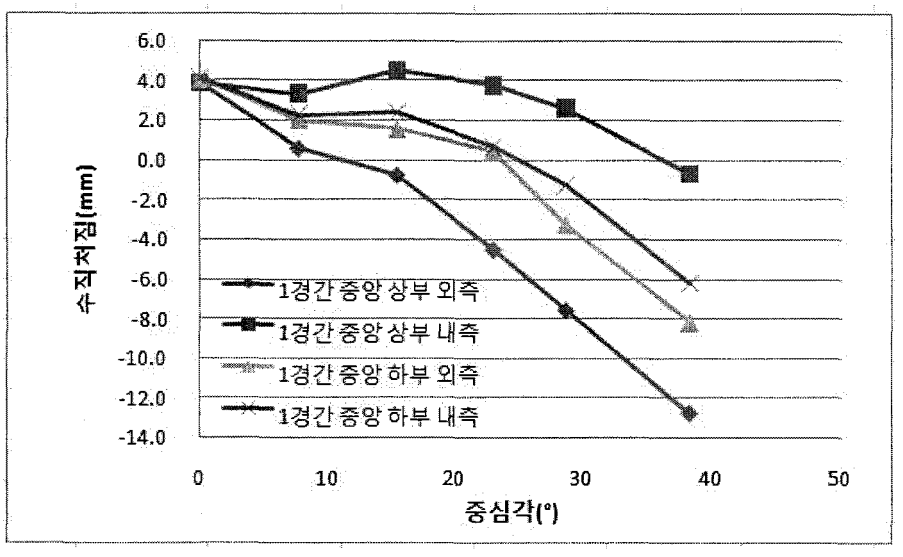
① 내부중심각(곡선반경) 변화에 따른 전체변위

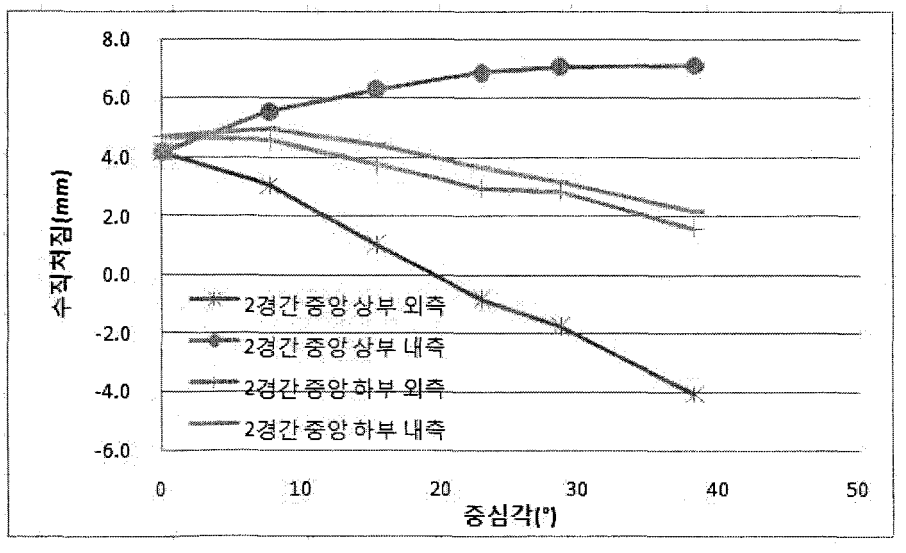


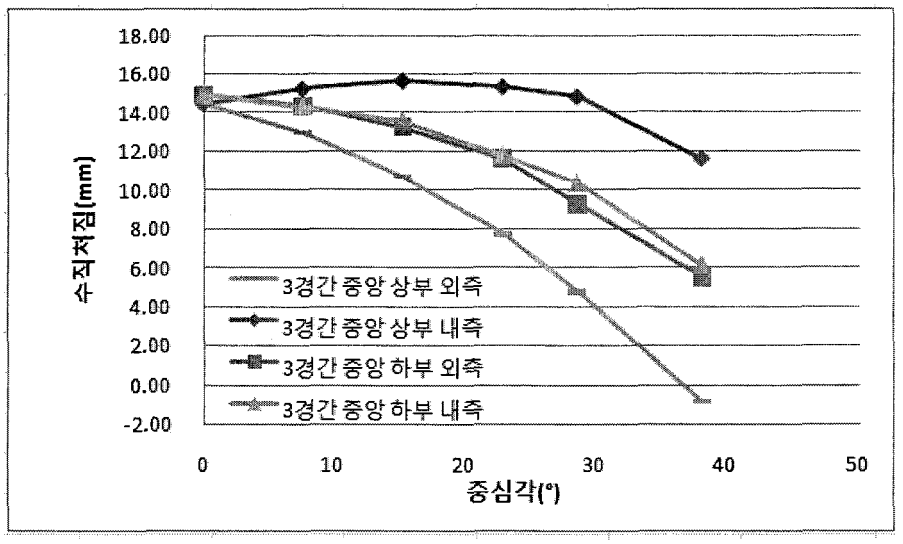




<그림 3.5.15. 내부중심각 변화에 따른 전체 변위변화 -STAGE3>

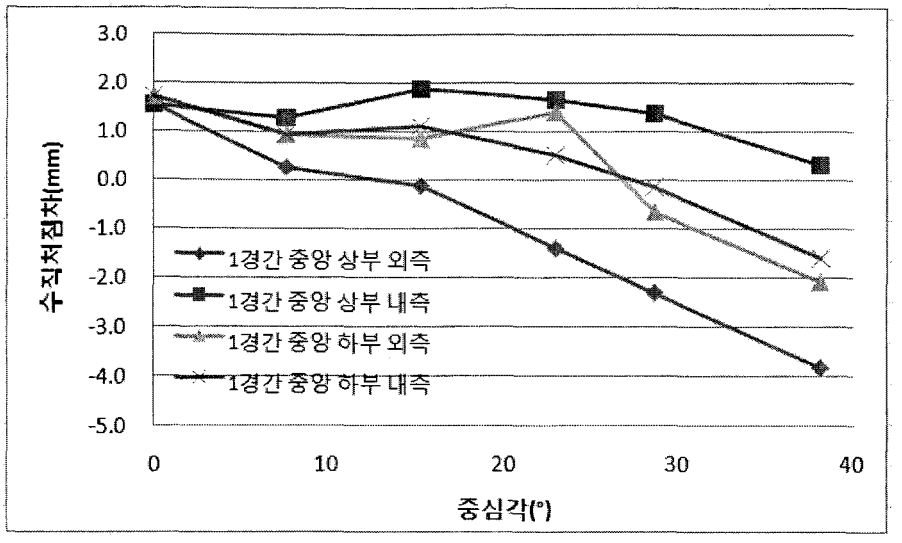


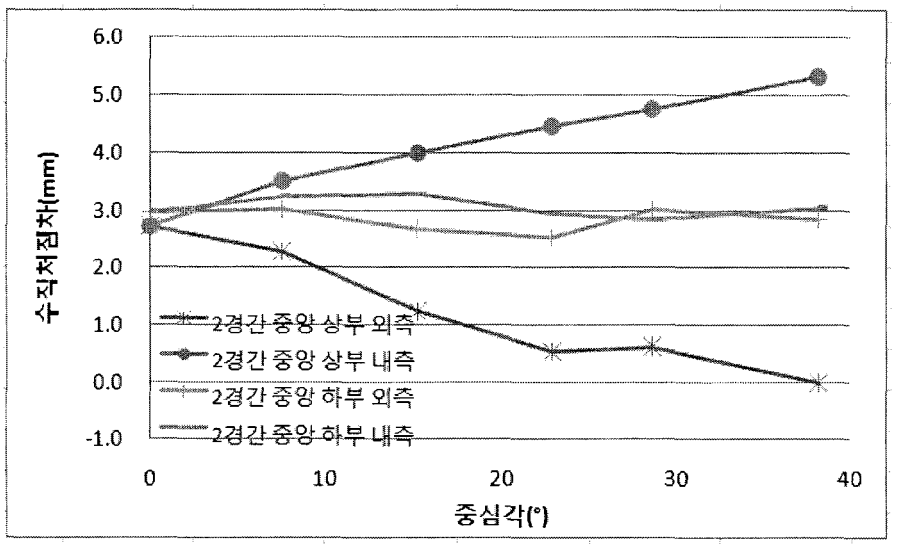


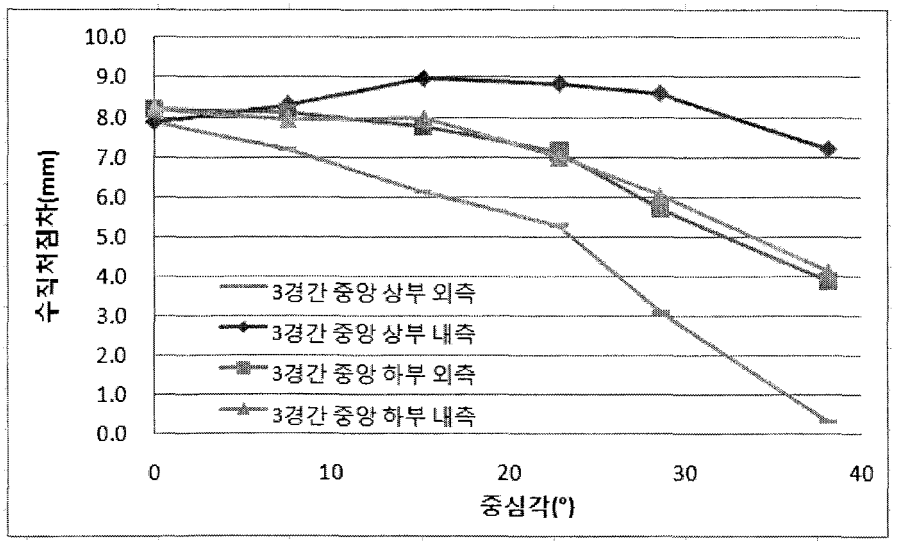


<그림 3.5.16. 내부중심각 변화에 따른 전체 변위변화 -STAGE4>

시공완료단계에서의 상·하부, 내·외측 변위를 보면 내부중심각이 증가함에 따라 2경간 상부내측변위를 제외한 모든 지점에서 하향으로 증가하는 것으로 나타났다. 2경간 상부내측변위는 시공완료시에는 내부중심각이 25°까지는 상향으로 증가하는 경향을 보이다가 25°이후에 감소하는 경향을 나타내며, 시공완료후에는 내부중심각이 증가함에 따라 상향으로 증가하는 경향을 나타낸다. 시공완료 후 27년이 경과한 시점에서의 상·하부, 내·외측 변위를 보면 2경간 상부내측과 3경간 상부 내측 변위를 제외한 모든 지점에서 하향으로 증가하는 경향을 볼 수 있으며 2경간 상부내측 변위는 상향으로 증가하는 경향을 3경간 중앙 상부 내측변위는 15°까지는 상향으로 증가하다가 그 이후로는 하향으로 감소하는 경향을 나타내었다. 내부중심각 증가에 따른 변위의 변화량은 외측경간인 1,3경간이 내측경간인 2경간보다 크게 나타났으며, 위치별 변위변화량을 보면 상부외측의 변화량이 가장 크며, 다음으로는 하부외측, 하부내측순이며 상부내측의 변위변화가 가장 작게 나타나는 것을 알 수 있었다.



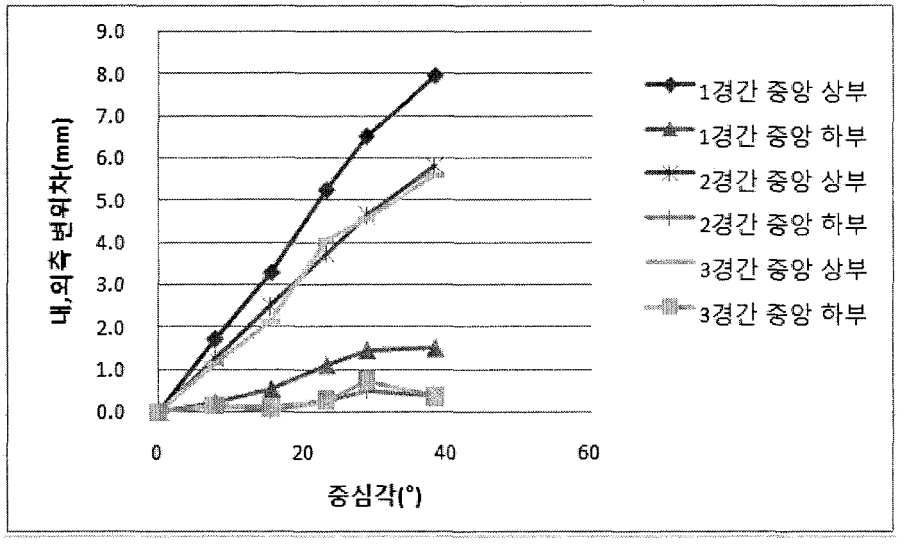




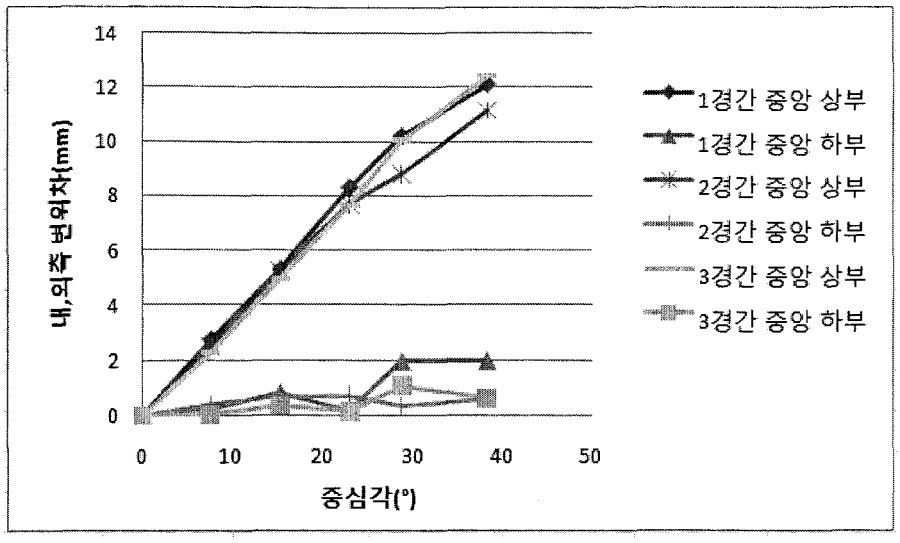
<그림 3.5.17. 시공완료후 27년경과시점과 시공완료시 변위차>

그림 3.5.17 은 시간완료후에 시간이 경과함에 따라 각 지점의 변위의 변화를 알아보기 위하여 시공완료후 27년이 경과한 시점과 시공완료시에 변위차를 그래프로 나타낸 것이다. 1경간에서의 변위변화는 상부내측을 제외하고는 내부중심각이 작은 경우에는 변위가 상향으로 증가하며, 큰 경우에는 하향으로 증가하는 것으로 나타났으며 상부내측은 상향으로 증가하는 것으로 나타났다. 2경간에서는 상·하부, 내·외측 변위 모두 상향으로 변위가 증가하는 경향이 나타났으며 내부중심각이 증가함에 따라 상부외측변위의 변화량은 감소, 상부내측변위의 변화량은 증가하는 것으로 나타났다. 3경간에서의 변위의 변화량은 시간이 경과함에 따라 모든 위치에서 상향으로 변위가 증가하는 경향을 나타내며 내부중심각이 증가함에 따라 변위 변화량이 감소하는 경향을 나타났다. 각 경간별 시공완료후 시간이 경과함에 따른 변위의 증가량은 3경간이 가장 크며, 1경간, 2경간 순으로 외측경간이 내측경간보다 변위 증가량이 큰 것으로 나타났다.

② 내부중심각(곡선반경) 변화에 따른 내·외측 변위차

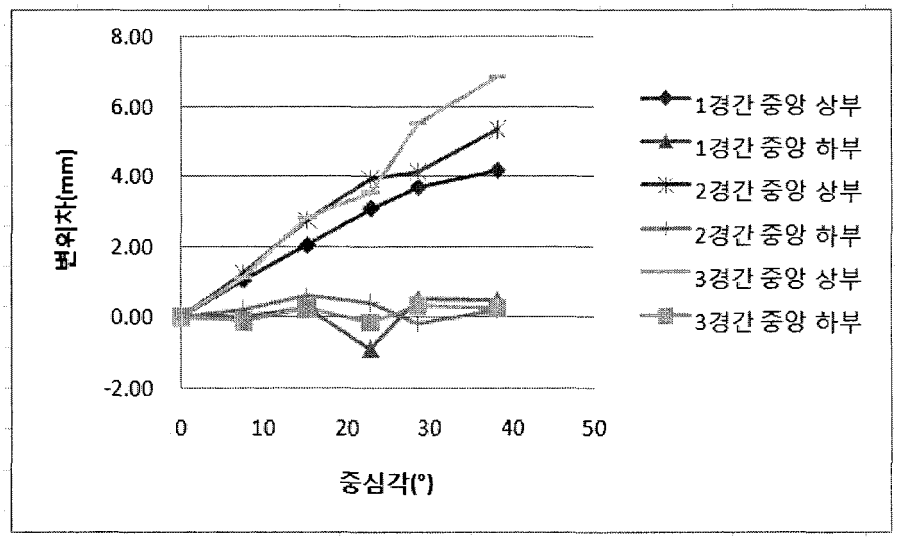


<그림 3.5.18(a). 내부중심각 변화에 따른 내·외측변위차 -STAGE3>



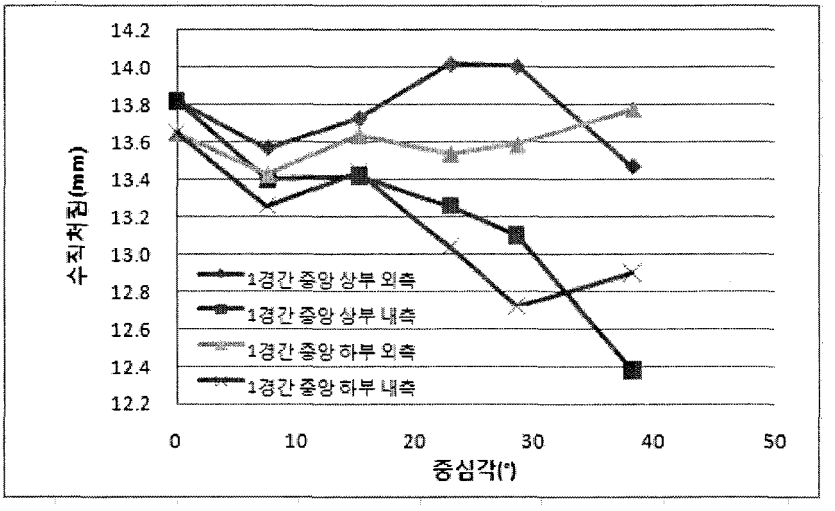
<그림 3.5.18(b). 내부중심각 변화에 따른 내·외측변위차 -STAGE4>

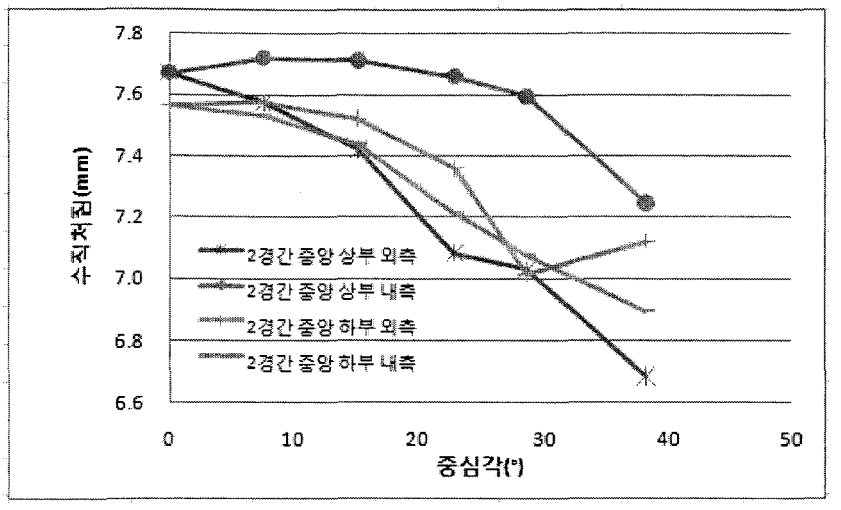
그림 3.5.18에 시공완료후와 시공완료후 27년이 경과한 시점에서의 상부, 하부의 내·외측 변위차를 그래프로 나타내었다. 내·외측의 변위차는 내부중심각이 증가함에 따라 증가하는 것을 알 수 있었고, 상부에서의 변위차가 하부의 변위차 보다 큰 것으로 나타났다. 시공완료시점에서의 상부의 내·외측 변위차는 1경간 상부에서의 변위차가 가장 크게 나타났고, 시간이 경과함에 따라 그림 3.5.18에서 알 수 있듯이 1경간과 다른 경간의 변위차의 차이가 줄어드는 것을 알 수 있었다. 그림 3.5.19에 시간경과에 따른 내·외측 변위차에 변화를 그래프로 나타내었다. 그래프를 보면 상부 내·외측 변위차가 내부중심각이 클수록 크게 증가하는 것을 알 수 있으며 하부 내·외측변위차는 거의 변화가 없는 것을 알 수 있다.



<그림 3.5.19. 시공완료후 27년경과시점과 시공완료시 내·외측 변위차의 변화량

③ 내부중심각(곡선반경) 변화에 따른 긴장력에 의한 변위





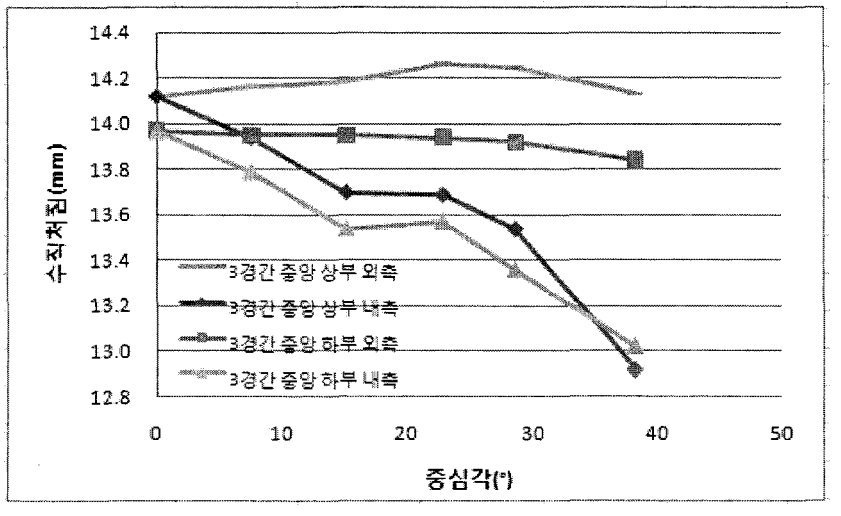
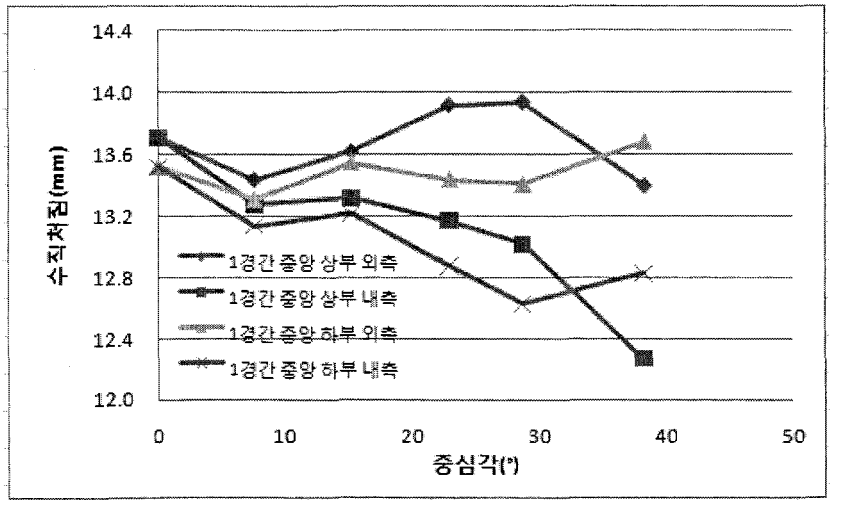
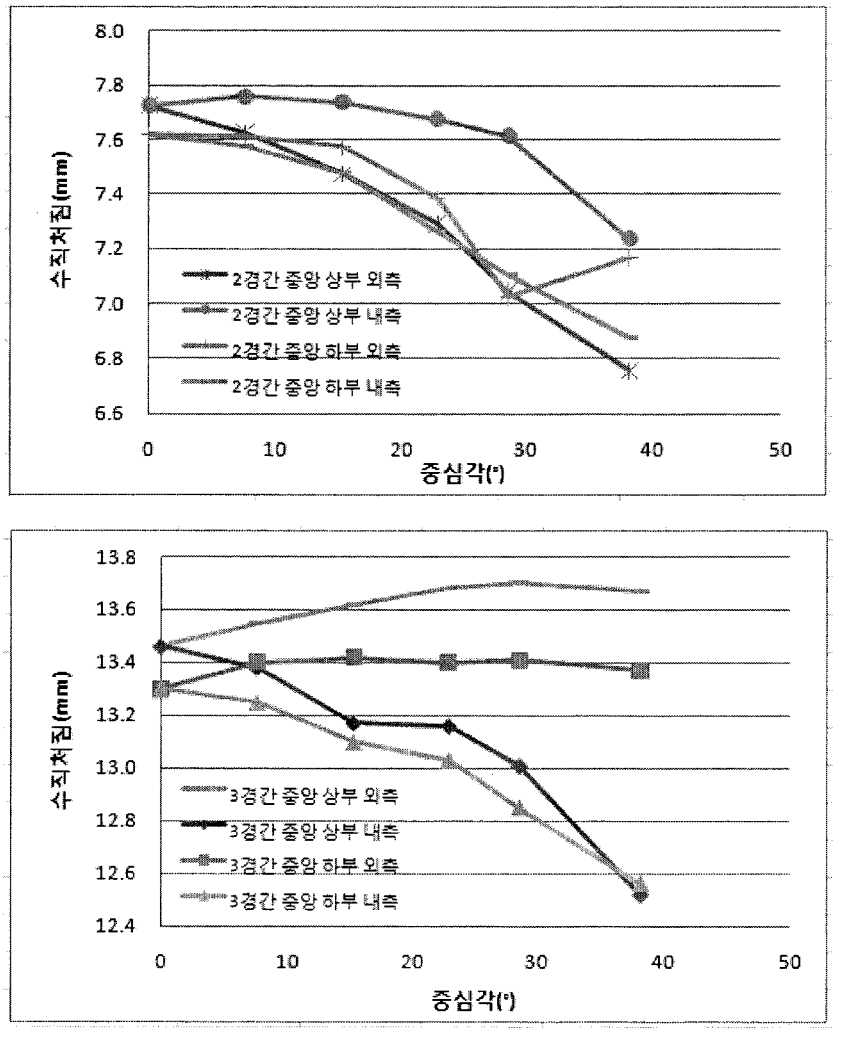


그림 3.5.20. 내부중심각 변화에 따른 긴장력에 의한 변위 -STAGE3>





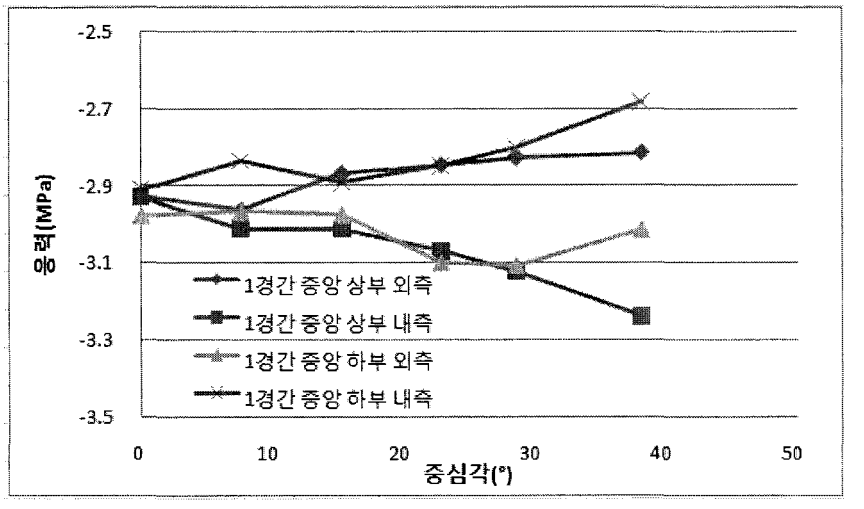
<그림 3.5.21. 내부중심각 변화에 따른 긴장력에 의한 변위 -STAGE4>

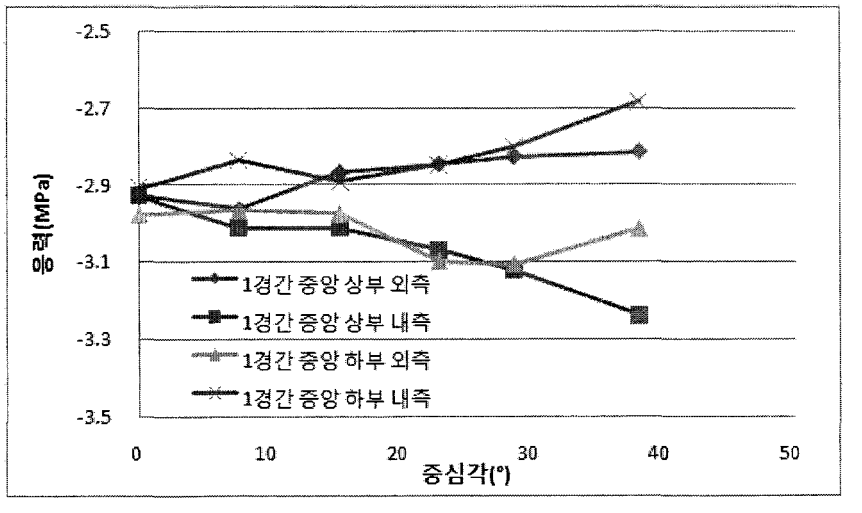
긴장력에 의한 변위는 모든 경간에서 상향변위가 발생하며, 변위량은 내부중심각이 증가함에 따라 감소하는 경향을 나타낸다. 1경간 상부외측의 변위는 내부중심각이 증가함에 따라 10°까지는 감소하는 경향을 보이다가 이후 증가하며 30°이후 다시 감소하는 것으로 나타났다. 1경간 하부외측변위는 중심각이 증가함에 따라 30°까지는 거의 변화가 없었고 이후 조금 증가하였다. 1경간 상부내측과 하부내측의 변위는 내부중심각이 증가함에 따라 감소하는 경향을 보였으며 내부중심각이 증가함에 따라 변위의 감소량은 상부내측과 하부내측이 크고 하부외측과 상부외측은 작게 나타났다. 2경간 상부내측변위는 중심각 20°까지는 증가하며 이후 감소하는 경향을 보이며, 상부외측, 하부 내·외측 변위는 중심각이 증가함에 따라 감소하는 것으로 나타났다. 3경간 하부내측, 상부내측은 중심각이 증가함에 따라 감소하는

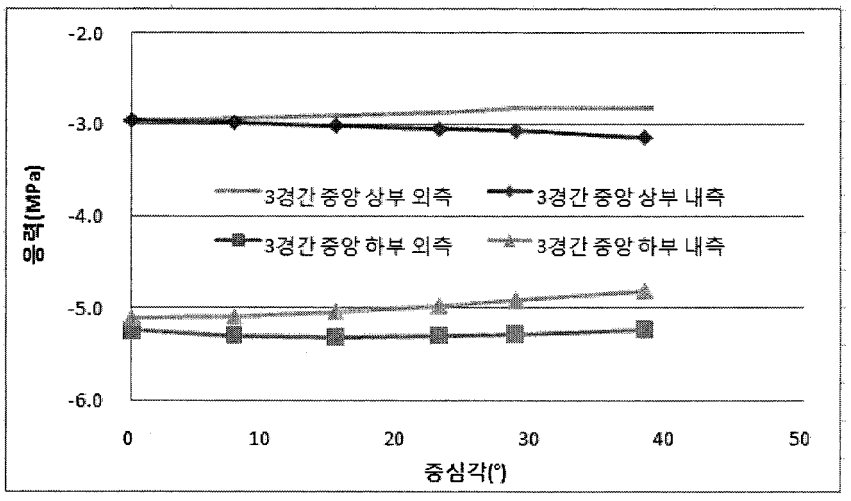
경향을 보이며 상부외측, 하부외측의 변위는 거의 변화가 없는 것으로 나타났다. 내부중심각이 증가함에 따라 측경간인 1,3경간에서는 내측변위의 감소량이 큰 반면에 중앙경간인 2경간에서는 외측변위의 감소량이 큰 것으로 나타났다.

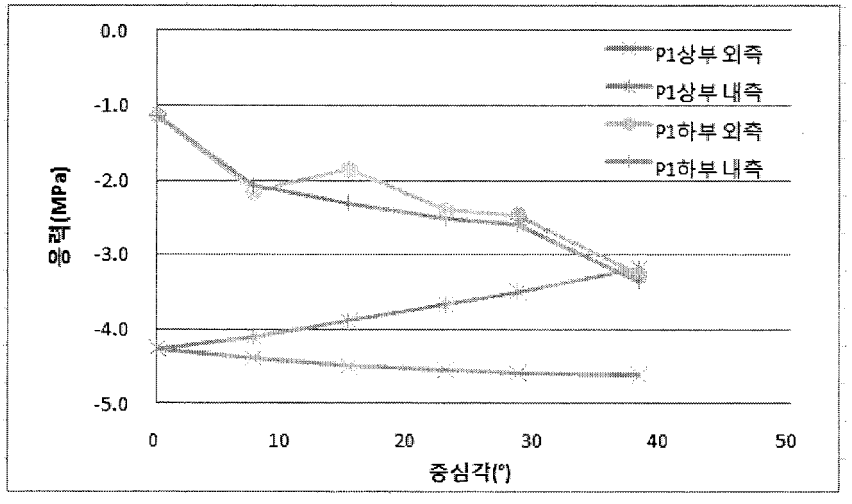
(3) 응력특성

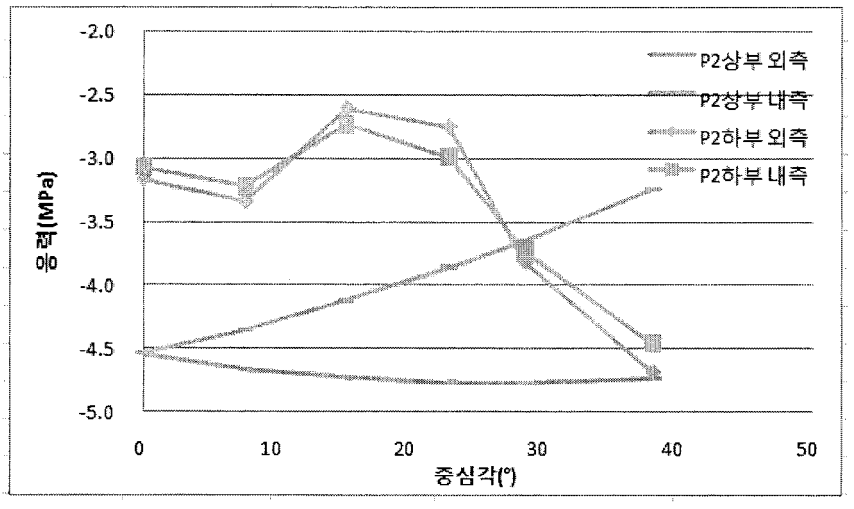
(가) 내부중심각(곡선반경) 변화에 따른 전체응력



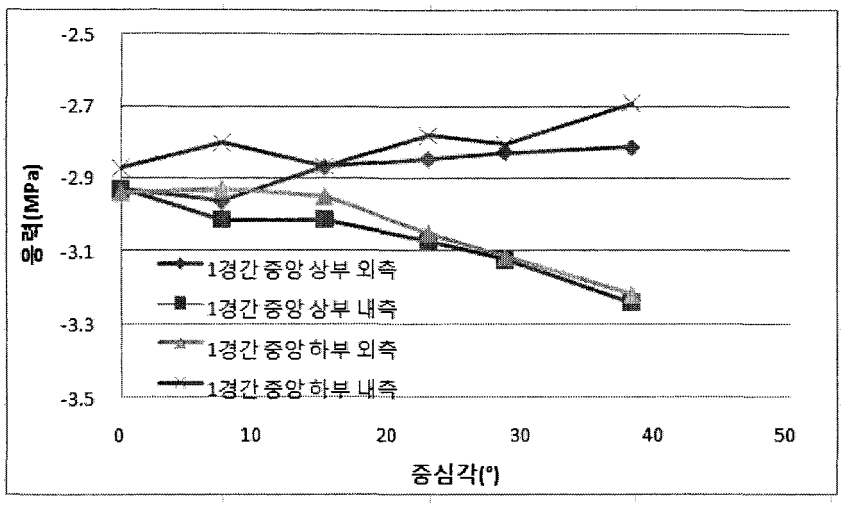


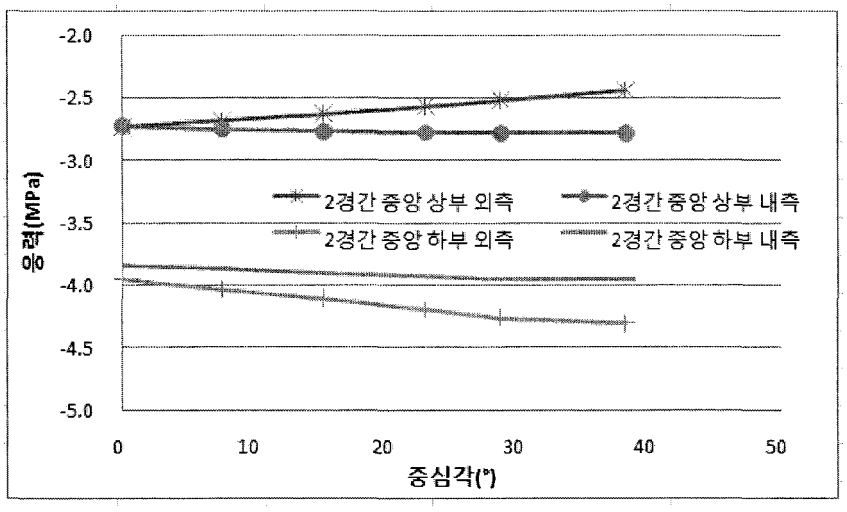


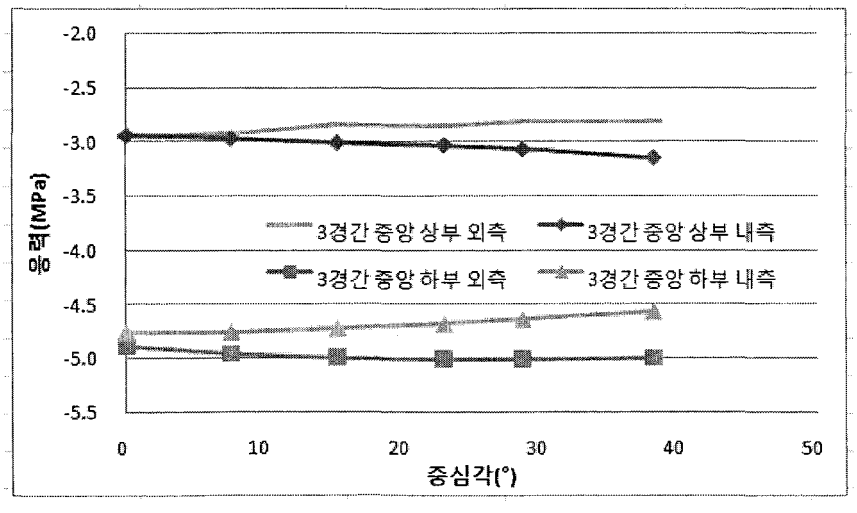


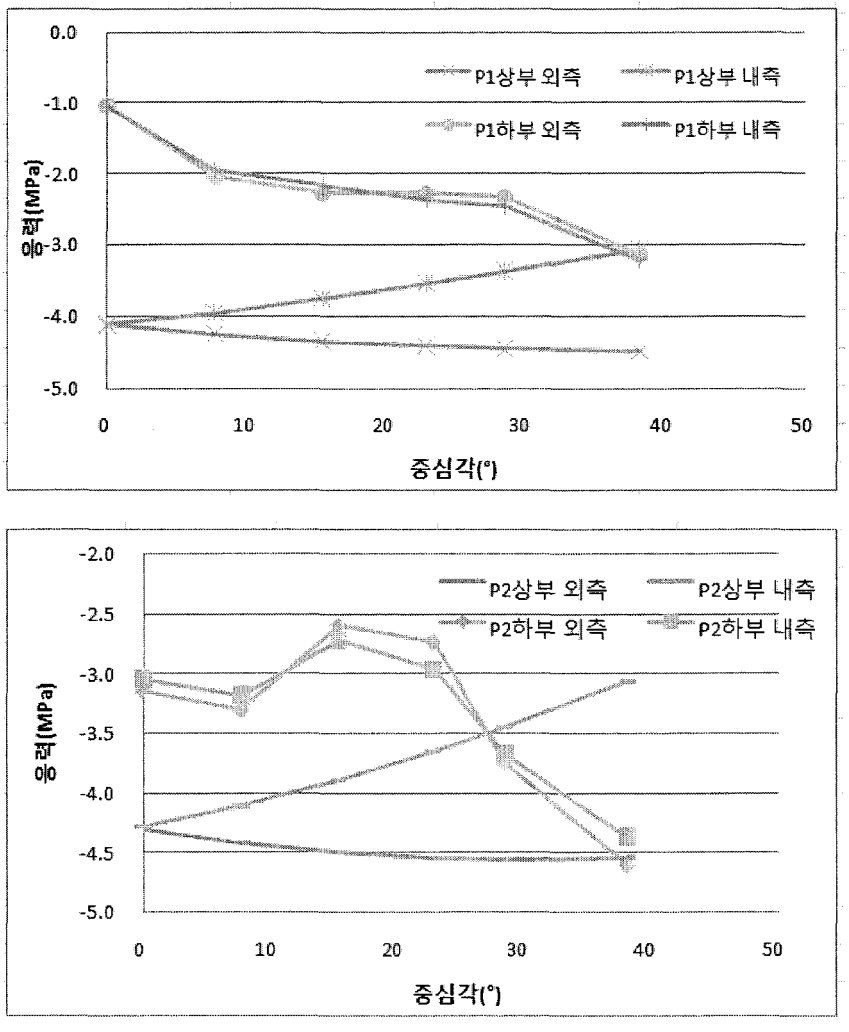


<그림 3.5.22. 내부중심각 변화에 따른 전체응력변화 -STAGE3>


-2.5
-2.7
-2.9
-3.1
-3.3
-3.5
응력(MPa)
1경간 중앙 상부 외측
1경간 중앙 상부 내측
1경간 중앙 하부 외측
1경간 중앙 하부 내측
0
10
20
30
40
50
중심각(°)


-2.0
-2.5
-3.0
-3.5
-4.0
-4.5
-5.0
응력(MPa)
2경간 중앙 상부 외측
2경간 중앙 상부 내측
2경간 중앙 하부 외측
2경간 중앙 하부 내측
0
10
20
30
40
50
중심각(°)

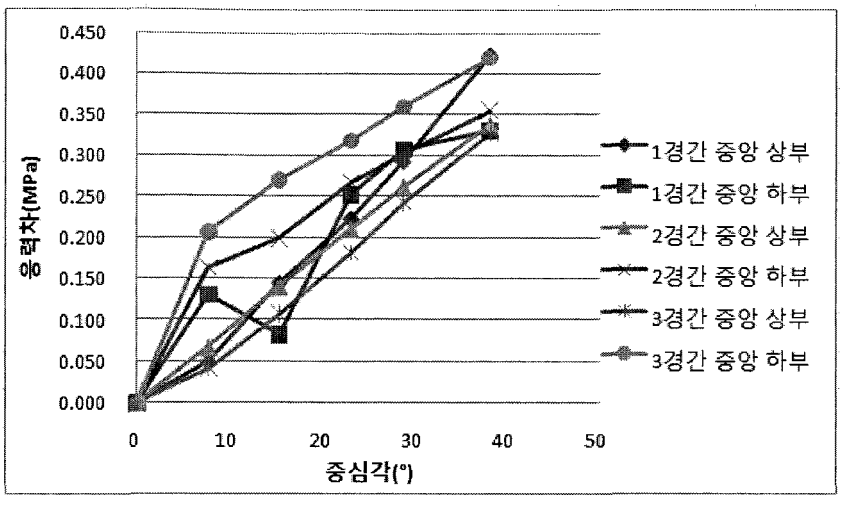

-2.0
-2.5
-3.0
-3.5
-4.0
-4.5
-5.0
-5.5
응력(MPa)
3경간 중앙 상부 외측
3경간 중앙 상부 내측
3경간 중앙 하부 외측
3경간 중앙 하부 내측
0
10
20
30
40
50
중심각(°)

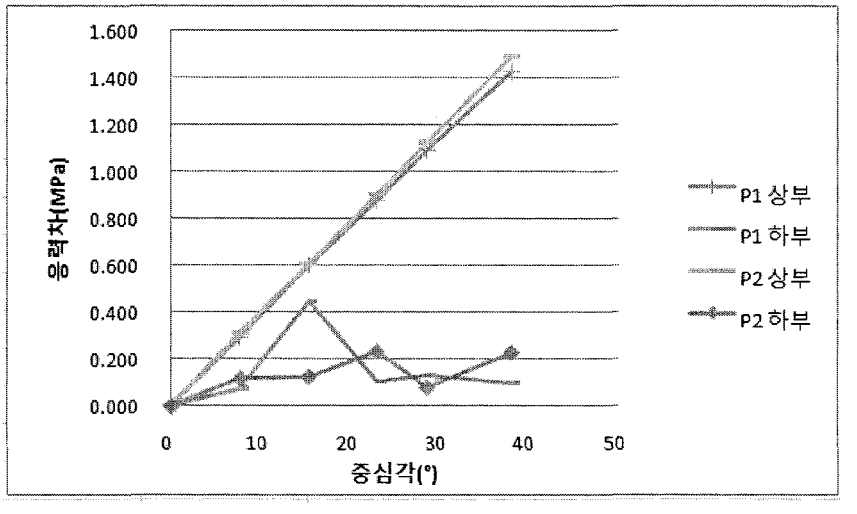


<그림 3.5.23. 내부중심각 변화에 따른 전체응력변화 -STAGE4>

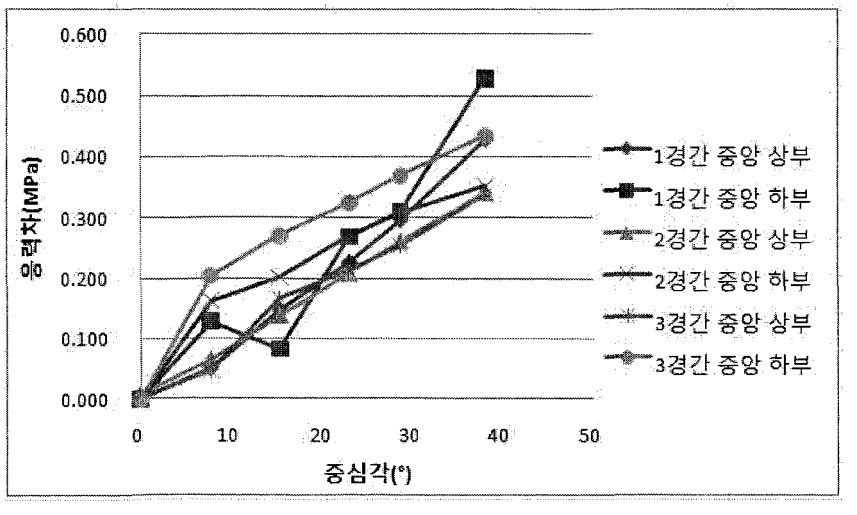
지간 중앙에서의 응력은 내부중심각이 증가함에 따라 상부응력은 외측은 감소하고 내측은 증가하는 경향을 나타내며, 하부응력은 외측은 증가하고 내측은 감소하는 경향을 나타낸다. 지점부에서의 응력은 상·하부응력 모두 외측은 증가하고 내측은 감소하는 경향을 나타낸다. 내부중심각이 증가함에 따른 응력의 변화량은 지간 중앙에서보다 지점부 응력의 변화량이 크게 나타나며 지점부 상부 내측응력의 변화가 가장 큰 것을 알 수 있었다.

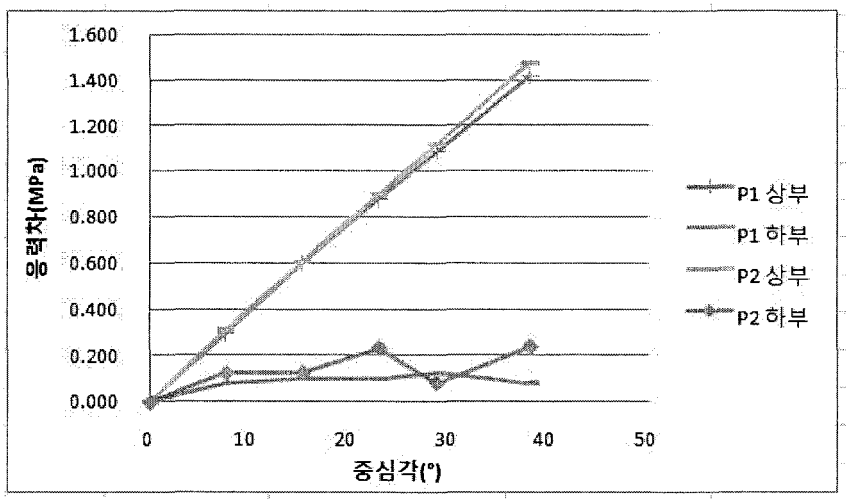
(나) 내부중심각(곡선반경) 변화에 따른 내·외측 응력차





<그림 3.5.24. 내부중심각 변화에 따른 내·외측 응력차 -STAGE3>

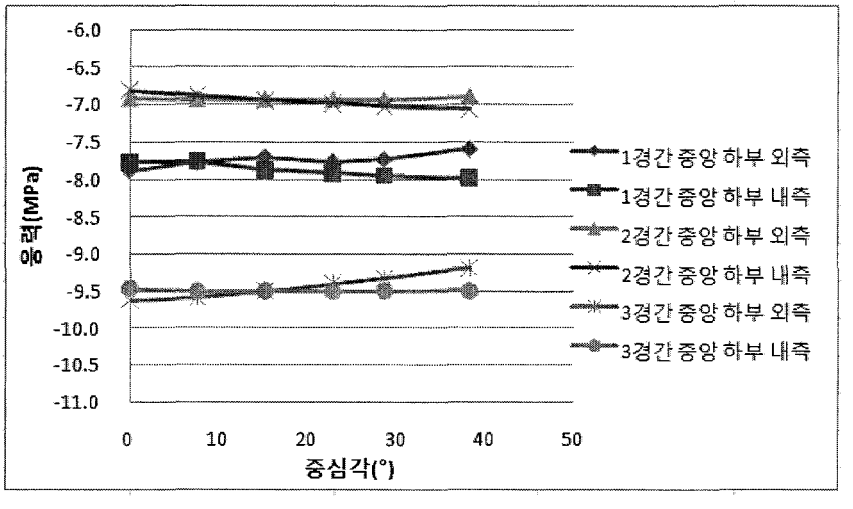


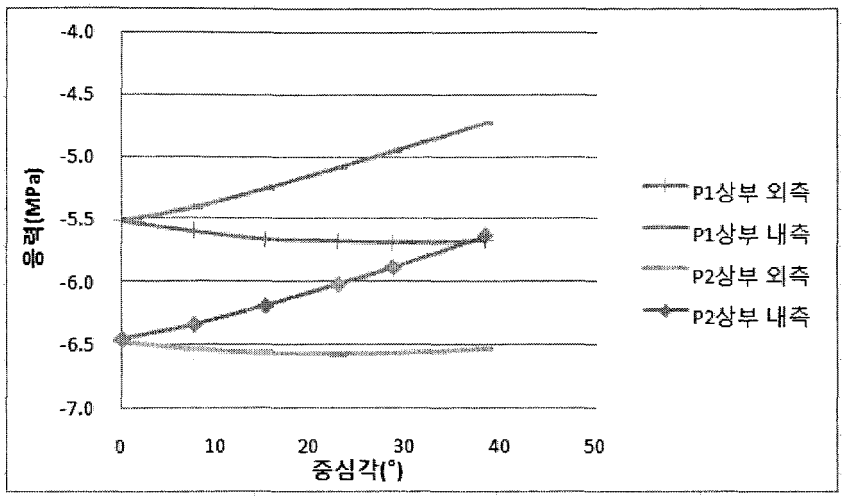


<그림 3.5.25. 내부중심각 변화에 따른 내·외측 응력차 -STAGE4>

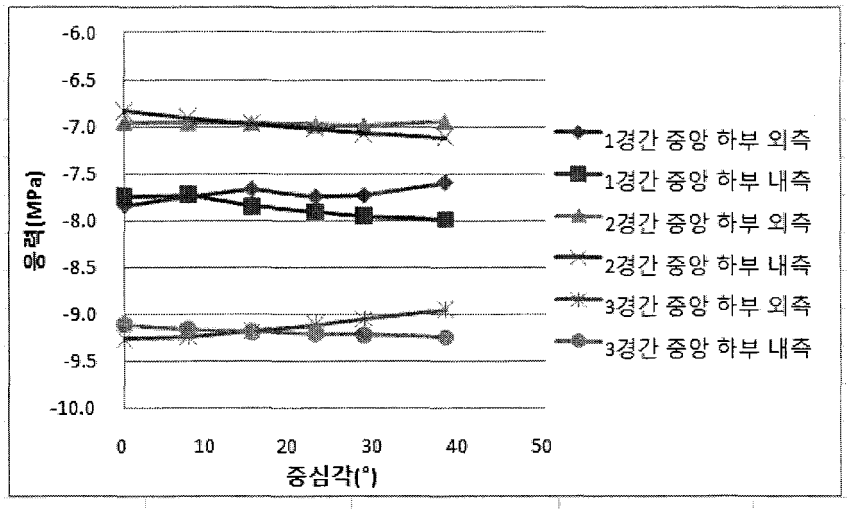
그림 3.5.24와 그림 3.5.25에 시공완료후와 시공완료후 27년이 경과한 시점에서의 상부, 하부의 내·외측 응력차를 그래프로 나타내었다. 내·외측의 응력차는 내부중심각이 증가함에 따라 증가하는 것을 알 수 있었다. 지간중앙부는 상부와 하부의 응력차의 크기 차이가 거의 없는 것을 알 수 있었으며, 지점부에서의 상부응력이 내부중심각이 증가함에 따라 내·외측 응력차가 가장 크게 발생하는 것으로 나타났다. 시공완료후 시간이 경과함에 따른 내·외측 응력차의 변화는 1경간 중앙하부에서 응력차가 다소 증가하였으며 나머지는 거의 변화가 없는 것으로 나타났다.

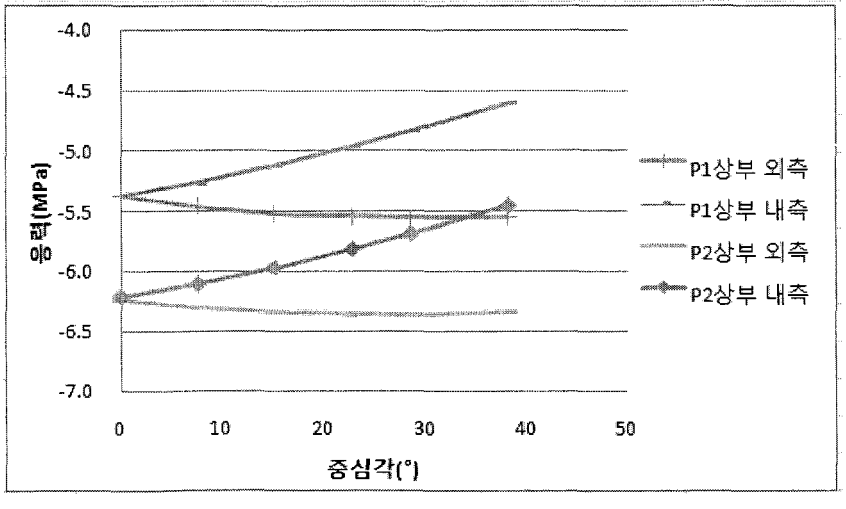
(다) 내부중심각(곡선반경) 변화에 따른 긴장력에 의한 응력





<그림 3.5.26. 내부중심각 변화에 따른 긴장력에 의한 응력 -STAGE3>





<그림 3.5.27. 내부중심각 변화에 따른 긴장력에 의한 응력 -STAGE4>

내부중심각 변화에 따른 긴장력에 의한 응력을 살펴보기 위해 지간중앙부에서는 하부응력, 지점부에서는 상부응력을 그림 3.5.26과 그림 3.5.27에 나타내었다. 내부중심각이 증가함에 따라 지간중앙부 외측의 하부응력은 감소하는 경향을 보이며 내측은 증가하는 경향을 나타낸다. 지점부 외측의 상부응력은 증가하는 경향을 보이며 내측은 감소하는 것을 알 수 있었다.

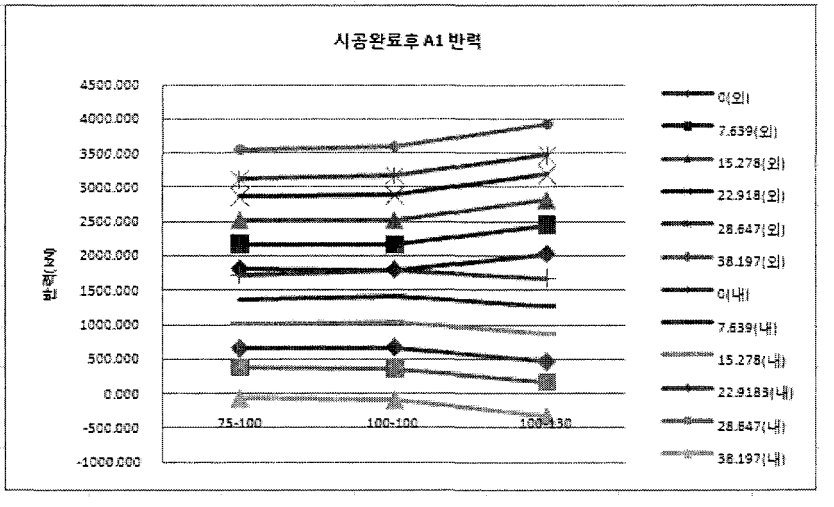
긴장력에 의한 지간 중앙부에서의 하부응력은 3경간과 1경간이 크고 2경간에서의 응력이 가장 작게 발생되었으며 지점부에서의 응력은 P2에서의 응력이 P1에서의 응력보다 다소 크게 발생하는 것을 알 수 있었다.

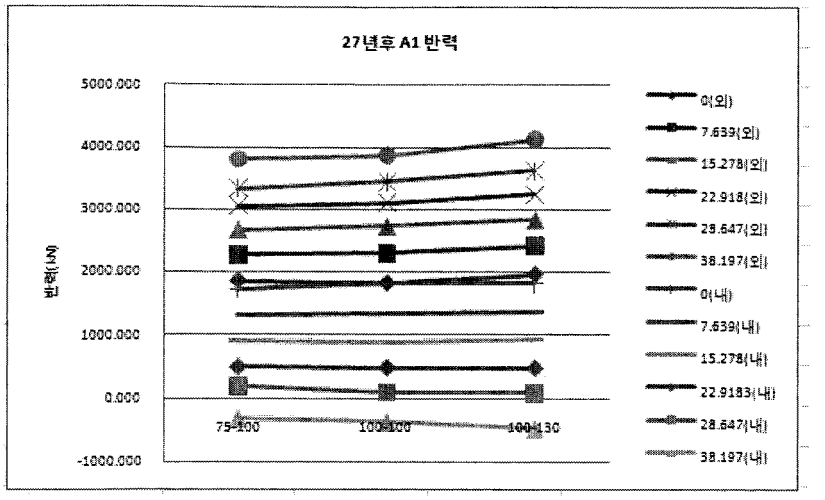
다. 내·외측 긴장력 변화에 따른 거동 특성

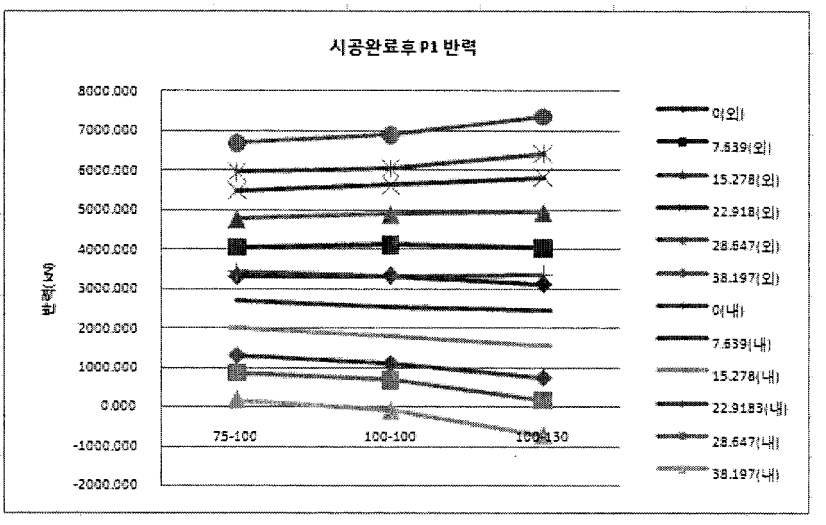
PSC 곡선교의 내·외측 긴장력에 따른 PSC 곡선교의 내·외측 거동의 특성을 분석하기 위하여 내·외측에 동일한 긴장력을 변화시킨 후 내부중심각을 변화시켜가면서 구조해석을 수행한 후 내·외측의 반력특성, 변위특성, 응력특성을 검토하였다.

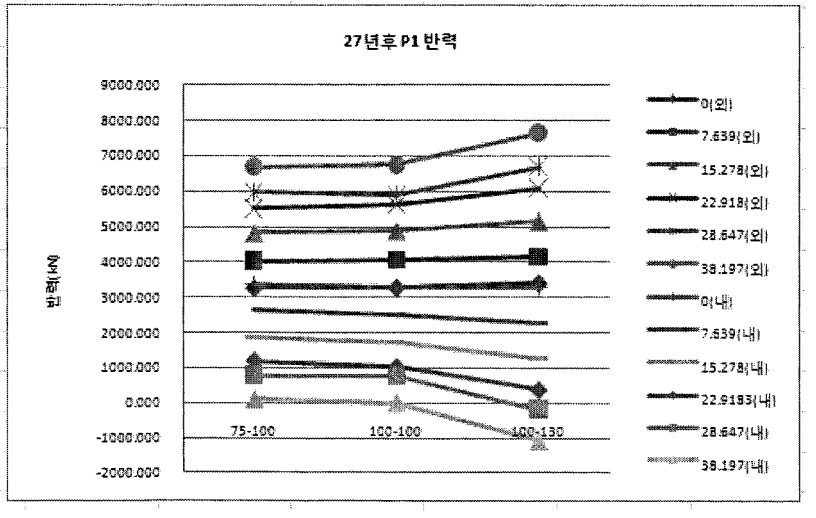
(1) 반력특성

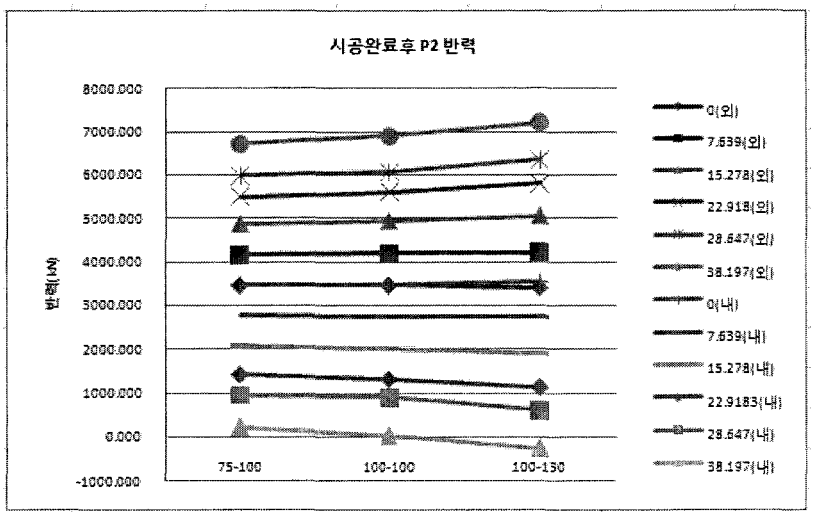
(가) 내·외측 긴장력 변화에 따른 전체반력 특성

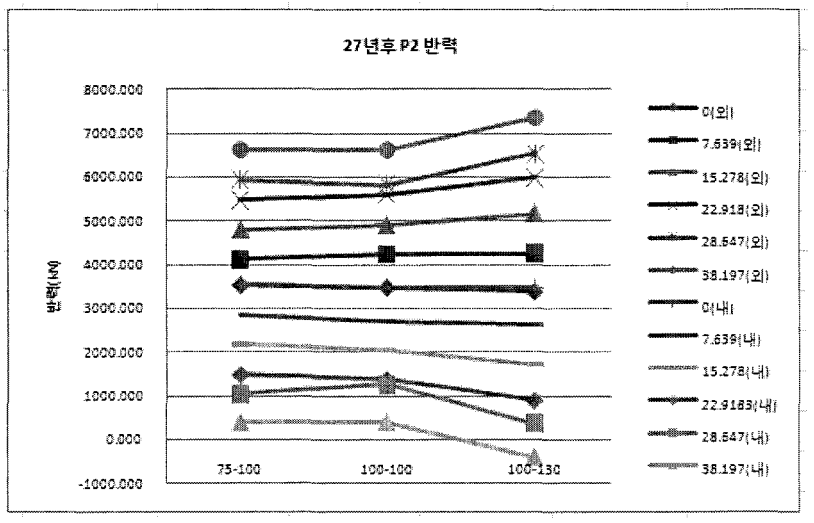


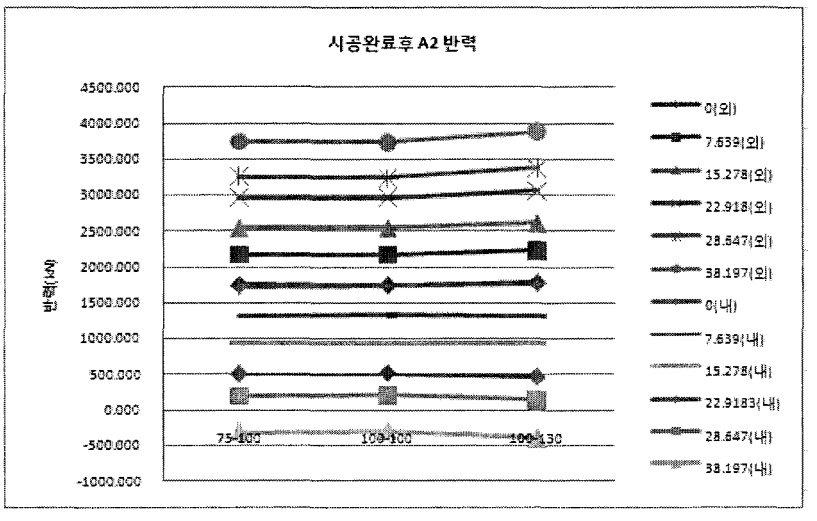

27년후 A1 반력
5000.000
4000.000
3000.000
2000.000
1000.000
0.000
-1000.000
75-100
100-100
100-130
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)

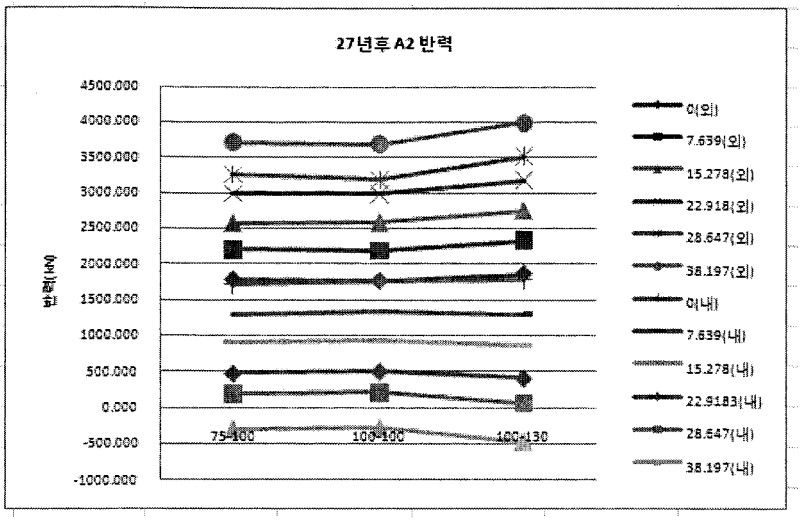

시공완료후 P1 반력
8000.000
7000.000
6000.000
5000.000
4000.000
3000.000
2000.000
1000.000
0.000
-1000.000
-2000.000
75-100
100-100
100-130
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)


27년후 P1 반력
9000.000
8000.000
7000.000
6000.000
5000.000
4000.000
3000.000
2000.000
1000.000
0.000
-1000.000
-2000.000
75-100
100-100
100-130
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)


시공완료후 P2 반력
8000.000
7000.000
6000.000
5000.000
4000.000
3000.000
2000.000
1000.000
0.000
-1000.000
반력(kg)
75-100
100-100
100-130
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)


27년후 P2 반력
8000.000
7000.000
6000.000
5000.000
4000.000
3000.000
2000.000
1000.000
0.000
-1000.000
반력(kg)
75-100
100-100
100-130
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)

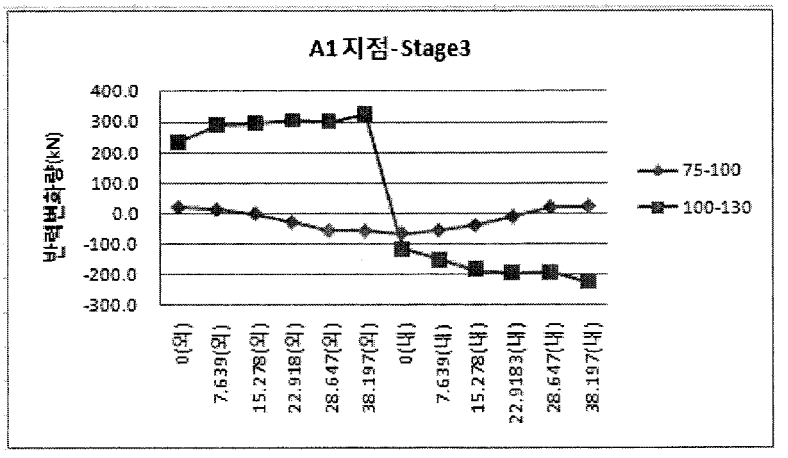

시공완료후 A2 반력
4500.000
4000.000
3500.000
3000.000
2500.000
2000.000
1500.000
1000.000
500.000
0.000
-500.000
-1000.000
반력(kg)
75-100
100-100
100-130
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)

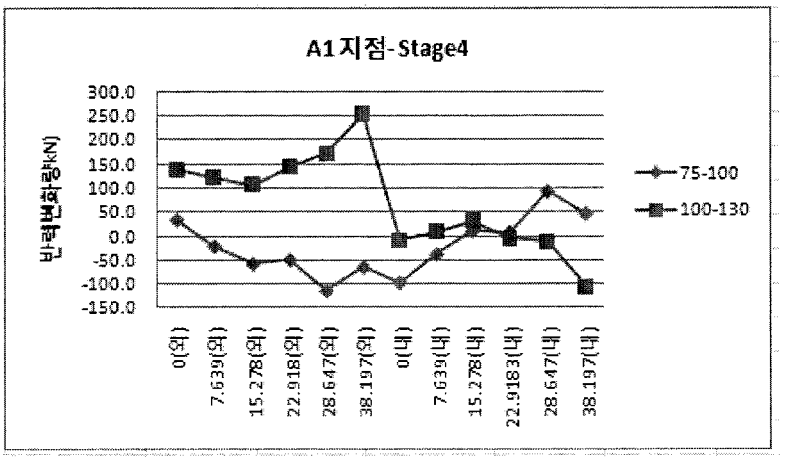


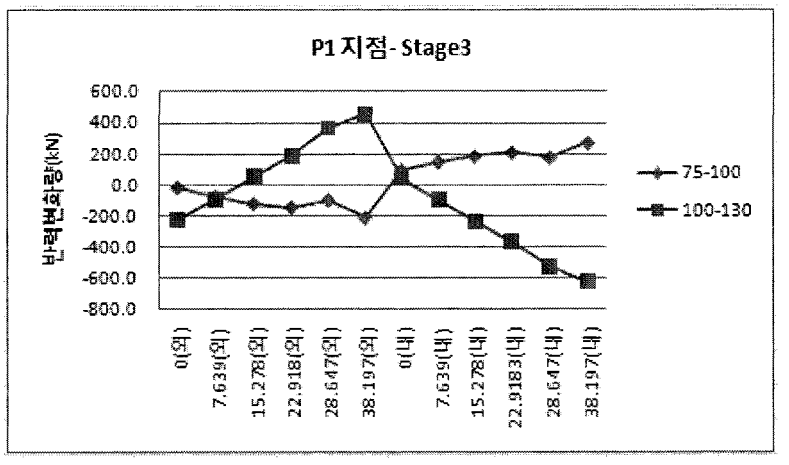
<그림 3.5.28. 긴장력 변화에 따른 각 지점별 전체반력 변화>

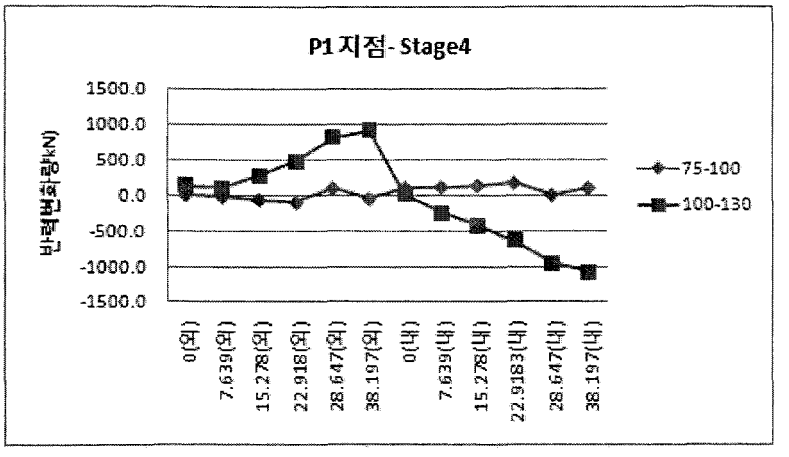
(*가로축 : 내측긴장력비율-외측긴장력비율 *범례 : 내부중심각(내측,외측))

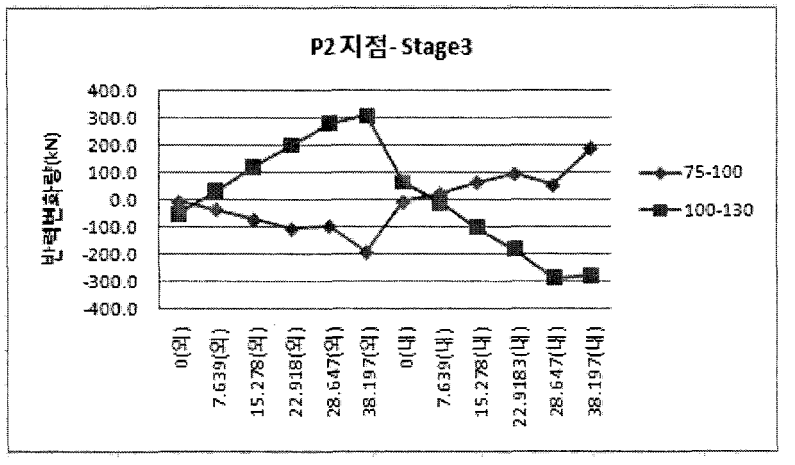
내측 긴장력을 75% 적용한 경우 내부중심각이 38.197°인 경우에 내·외측 지점반력변화를 보면 외측의 반력은 시공완료단계에서 A1지점 -59kN, P1지점 -214kN, P2지점 -190kN이 감소하고, 시공완료후 27년 경과후에는 A1지점 -64kN, P1지점 -54kN, P2지점 -5kN이 감소하는 것을 알 수 있으며 내측의 반력의 경우에는 시공완료단계에서 A1지점 21kN, P1지점 270kN, P2지점 191kN이 증가하고, 시공완료후 27년 경과후에는 A1지점 46kN, P1지점 98kN이 증가하는 것을 알 수 있다. 반면 외측 긴장력을 130% 적용한 경우에는 시공완료단계에서 A1지점 325kN, P1지점 456kN, P2지점 310kN이 증가하고, 시공완료후 27년 경과후에는 A1지점 254kN, P1지점 910kN, P2지점 7245kN이 증가하는 것을 알 수 있으며 내측의 반력의 경우에는 시공완료단계에서 A1지점 -224N, P1지점 -625kN, P2지점 -278kN이 감소하고, 시공완료후 27년 경과후에는 A1지점 -106N, P1지점 -1086N이 감소하는 것을 알 수 있다. 내측긴장력을 75% 적용한 경우에는 내·외측 동일 긴장력 적용 모델과 비교하여 내측지점의 반력은 증가하고 외측지점의 반력은 감소하며, 외측긴장력을 130% 적용한 경우에는 외측지점의 반력은 증가하고 내측지점의 반력이 감소하는 것으로 나타났다.

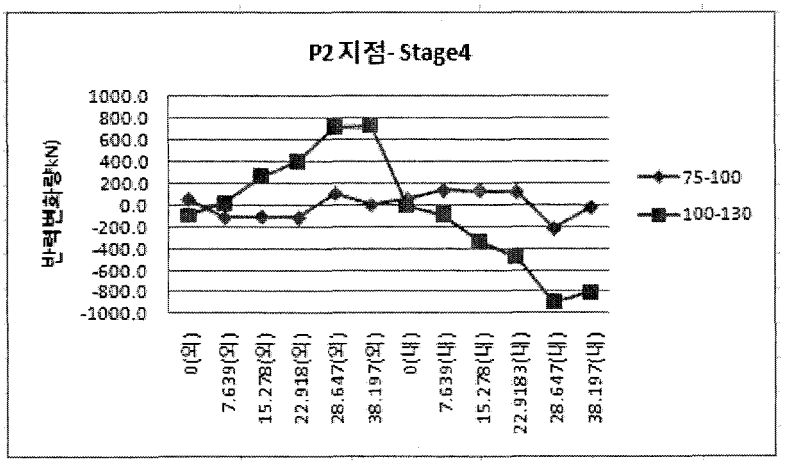

A1 지점-Stage3
반력변화량(kN)
400.0
300.0
200.0
100.0
0.0
-100.0
-200.0
-300.0
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)
75-100
100-130

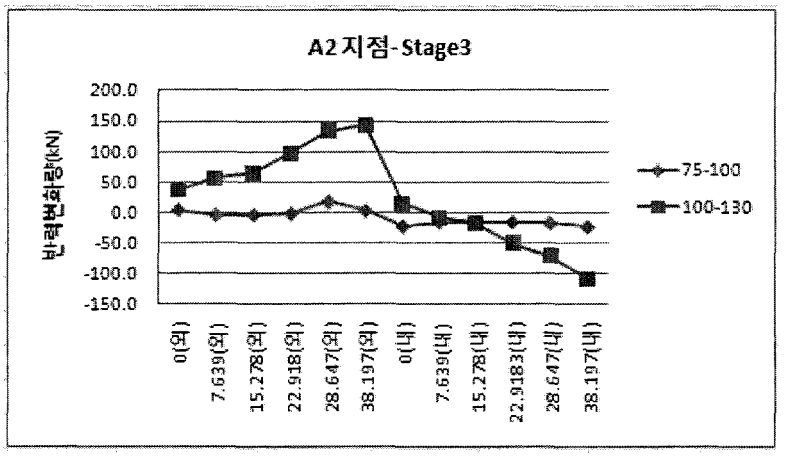

A1 지점-Stage4
반력변화량(kN)
300.0
250.0
200.0
150.0
100.0
50.0
0.0
-50.0
-100.0
-150.0
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)
75-100
100-130

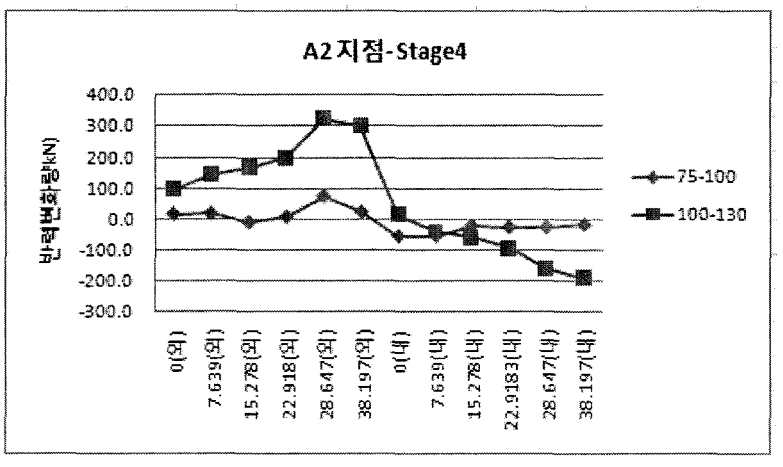

P1 지점-Stage3
반력변화량(kN)
600.0
400.0
200.0
0.0
-200.0
-400.0
-600.0
-800.0
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)
75-100
100-130


P1 지점- Stage4
반력변화량(kN)
1500.0
1000.0
500.0
0.0
-500.0
-1000.0
-1500.0
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)
75-100
100-130


P2 지점- Stage3
반력변화량(kN)
400.0
300.0
200.0
100.0
0.0
-100.0
-200.0
-300.0
-400.0
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)
75-100
100-130


P2 지점- Stage4
반력변화량(kN)
1000.0
800.0
600.0
400.0
200.0
0.0
-200.0
-400.0
-600.0
-800.0
-1000.0
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)
75-100
100-130





<그림 3.5.29. 긴장력 변화에 따른 각 지점별 반력 변화량>

내측에 75%의 긴장력을 적용하는 경우에는 부반력 발생 가능성이 높은 중심각이 큰 단부 내측지점에서의 반력이 소폭 증가하는 것을 확인 할 수 있으며, 중간지점에서는 단부지점보다 반력의 증가량이 크게 나타나는 것을 확인할 수 있다. 외측에 130%의 긴장력을 적용하는 경우에는 외측지점에서의 반력은 증가하고 내측지점에 반력은 감소하는 경향을 나타내며 내부중심각이 큰 단부내측지점에서의 반력감소가 크게 발생되어 부반력 발생에 불리한 것으로 확인되었다. 반력의 변화량은 내측 75%경우보다 외측 130%의 경우가 크게 나타났으며 외측130%의 경우는 내측반력은 감소시키고 외측반력은 증가시키는 작용을 해 내·외측 반력차는 더욱 증가되는 결과를 얻었다.

<표 3.5.10. 내·외측 긴장력 조정에 따른 지점 반력 - Stage3>

지 점	내측-외측 (긴장력비율)	내부중심각(°)					
		0	7.639	15.279	22.918	28.648	38.197
A1외측	75-100	1815.000	2175.000	2523.000	2858.000	3116.000	3541.000
	100-100	1796.000	2164.000	2525.000	2888.000	3174.000	3600.000
	100-130	2031.000	2453.000	2821.000	3194.000	3475.000	3925.000
A1내측	75-100	1729.000	1364.000	1006.000	653.495	379.575	-76.810
	100-100	1796.000	1421.000	1047.000	665.394	360.297	-98.090
	100-130	1679.000	1268.000	864.265	469.228	166.606	-322.136
P1외측	75-100	3315.000	4048.000	4777.000	5480.000	5958.000	6689.000
	100-100	3333.000	4125.000	4898.000	5626.000	6057.000	6903.000
	100-130	3112.000	4033.000	4949.000	5815.000	6422.000	7359.000
P1내측	75-100	3428.000	2701.000	1991.000	1316.000	862.442	178.965
	100-100	3333.000	2554.000	1805.000	1105.000	687.284	-91.690
	100-130	3370.000	2454.000	1569.000	736.778	162.184	-716.886
P2외측	75-100	3463.000	4154.000	4861.000	5502.000	5979.000	6714.000
	100-100	3468.000	4187.000	4932.000	5606.000	6072.000	6904.000
	100-130	3418.000	4222.000	5055.000	5807.000	6352.000	7214.000
P2내측	75-100	3463.000	2771.000	2066.000	1426.000	952.798	225.871
	100-100	3468.000	2746.000	1998.000	1328.000	896.510	34.586
	100-130	3533.000	2736.000	1897.000	1149.000	608.202	-243.653
A2외측	75-100	1755.000	2168.000	2547.000	2959.000	3257.000	3741.000
	100-100	1751.000	2172.000	2551.000	2961.000	3239.000	3738.000
	100-130	1787.000	2228.000	2616.000	3058.000	3372.000	3882.000
A2내측	75-100	1728.000	1312.000	926.553	502.136	192.485	-317.117
	100-100	1751.000	1328.000	942.299	518.388	210.463	-293.168
	100-130	1766.000	1319.000	924.950	467.705	138.331	-400.701

<표 3.5.11. 내·외측 긴장력 조정에 따른 지점 반력 - Stage4>

지 점	내측-외측 (긴장력비율)	내부중심각(°)					
		0	7.639	15.279	22.918	28.648	38.197
A1외측	75-100	1858.000	2277.000	2671.000	3053.000	3336.000	3807.000
	100-100	1824.000	2298.000	2728.000	3102.000	3449.000	3871.000
	100-130	1963.000	2419.000	2835.000	3246.000	3622.000	4125.000
A1내측	75-100	1728.000	1309.000	902.274	496.053	186.453	-325.036
	100-100	1824.000	1347.000	891.237	486.578	93.960	-371.457
	100-130	1815.000	1356.000	923.133	482.887	81.230	-477.466
P1외측	75-100	3279.000	4034.000	4832.000	5519.000	5980.000	6698.000
	100-100	3281.000	4062.000	4902.000	5625.000	5885.000	6752.000
	100-130	3412.000	4159.000	5171.000	6098.000	6702.000	7662.000
P1내측	75-100	3382.000	2630.000	1849.000	1200.000	774.271	104.433
	100-100	3281.000	2519.000	1717.000	1031.000	775.655	6.401
	100-130	3288.000	2266.000	1282.000	390.263	-185.439	-1080.000
P2외측	75-100	3534.000	4119.000	4794.000	5470.000	5930.000	6618.000
	100-100	3484.000	4238.000	4904.000	5591.000	5830.000	6623.000
	100-130	3386.000	4254.000	5161.000	5989.000	6537.000	7347.000
P2내측	75-100	3533.000	2842.000	2175.000	1493.000	1043.000	382.752
	100-100	3484.000	2714.000	2049.000	1378.000	1265.000	410.468
	100-130	3470.000	2619.000	1709.000	899.726	372.400	-397.135
A2외측	75-100	1778.000	2202.000	2574.000	2988.000	3261.000	3713.000
	100-100	1761.000	2183.000	2584.000	2980.000	3186.000	3689.000
	100-130	1859.000	2326.000	2751.000	3180.000	3511.000	3990.000
A2내측	75-100	1706.000	1284.000	903.422	477.503	185.806	-300.539
	100-100	1761.000	1338.000	924.529	502.767	211.975	-283.427
	100-130	1776.000	1300.000	866.571	411.263	56.320	-471.365

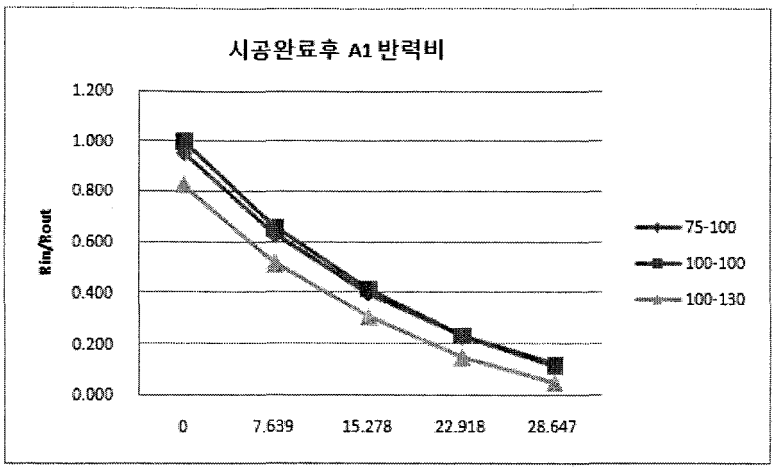
<표 3.5.12. 내·외측 긴장력 조절에 따른 지점 반력의 변화량 - Stage3>
* 긴장력 조절모델과 내·외측에 동일한 긴장력을 적용한 모델과의 반력차이

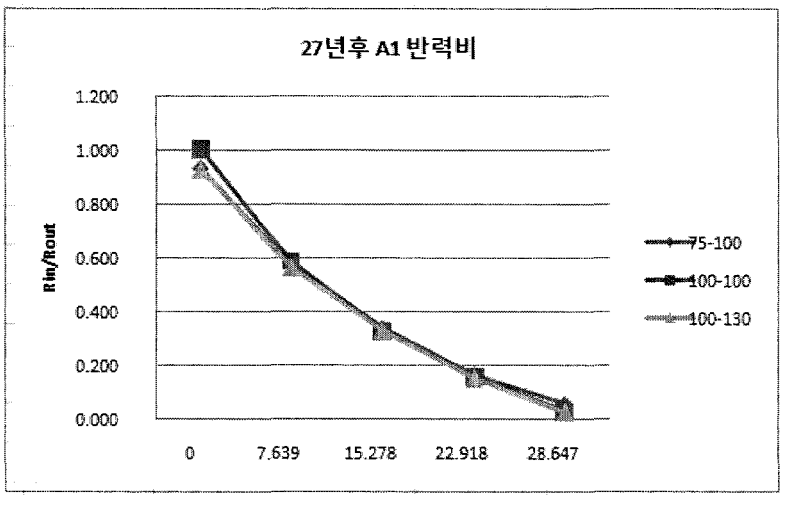
지 점	내측-외측 (긴장력비율)	내부중심각(°)					
		0	7.639	15.279	22.918	28.648	38.197
A1외측	75-100	19.000	11.000	-2.000	-30.000	-58.000	-59.000
	100-130	235.000	289.000	296.000	306.000	301.000	325.000
A1내측	75-100	-67.000	-57.000	-41.000	-11.899	19.278	21.280
	100-130	-117.000	-153.000	-182.735	-196.166	-193.691	-224.046
P1외측	75-100	-18.000	-77.000	-121.000	-146.000	-99.000	-214.000
	100-130	-221.000	-92.000	51.000	189.000	365.000	456.000
P1내측	75-100	95.000	147.000	186.000	211.000	175.158	270.655
	100-130	37.000	-100.000	-236.000	-368.222	-525.100	-625.196
P2외측	75-100	-5.000	-33.000	-71.000	-104.000	-93.000	-190.000
	100-130	-50.000	35.000	123.000	201.000	280.000	310.000
P2내측	75-100	-5.000	25.000	68.000	98.000	56.288	191.285
	100-130	65.000	-10.000	-101.000	-179.000	-288.308	-278.239
A2외측	75-100	4.000	-4.000	-4.000	-2.000	18.000	3.000
	100-130	36.000	56.000	65.000	97.000	133.000	144.000
A2내측	75-100	-23.000	-16.000	-15.746	-16.252	-17.978	-23.949
	100-130	15.000	-9.000	-17.349	-50.683	-72.132	-107.533

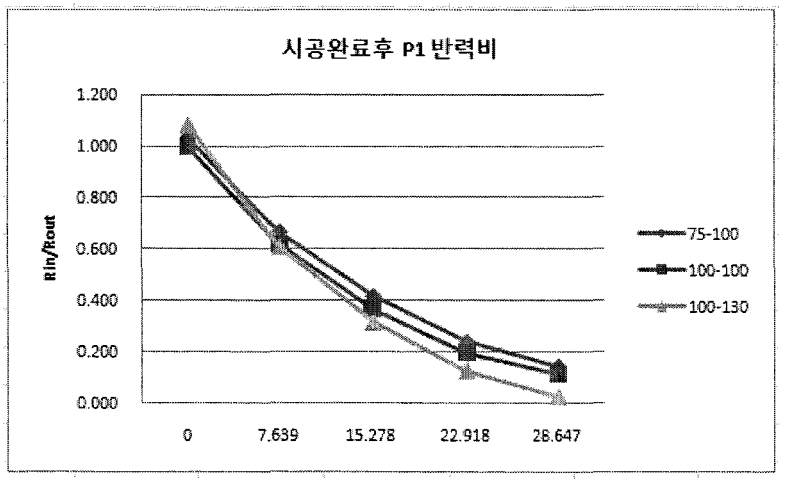
<표 3.5.13. 내·외측 긴장력 조절에 따른 지점 반력의 변화량 - Stage4>
* 긴장력 조절모델과 내·외측에 동일한 긴장력을 적용한 모델과의 반력차이

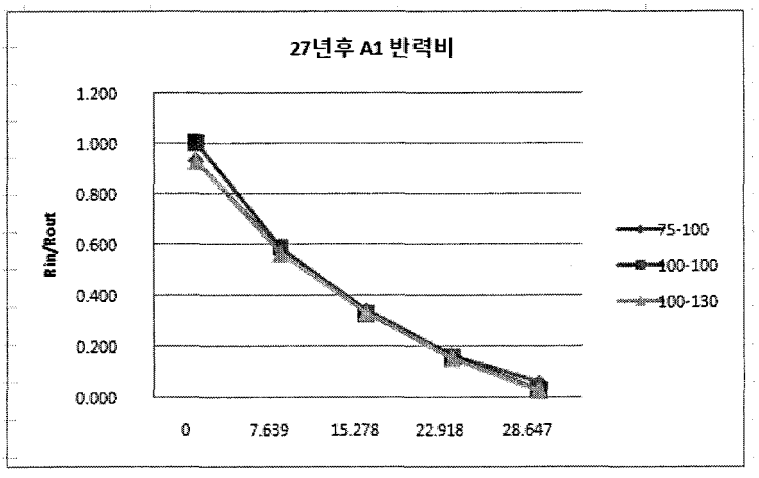
지 점	내측-외측 (긴장력비율)	내부중심각(°)					
		0	7.639	15.279	22.918	28.648	38.197
A1외측	75-100	34.000	-21.000	-57.000	-49.000	-113.000	-64.000
	100-130	139.000	121.000	107.000	144.000	173.000	254.000
A1내측	75-100	-96.000	-38.000	11.037	9.475	92.493	46.421
	100-130	-9.000	9.000	31.896	-3.691	-12.730	-106.009
P1외측	75-100	-2.000	-28.000	-70.000	-106.000	95.000	-54.000
	100-130	131.000	97.000	269.000	473.000	817.000	910.000
P1내측	75-100	101.000	111.000	132.000	169.000	-1.384	98.032
	100-130	7.000	-253.000	-435.000	-640.737	-961.094	-1086.401
P2외측	75-100	50.000	-119.000	-110.000	-121.000	100.000	-5.000
	100-130	-98.000	16.000	257.000	398.000	707.000	724.000
P2내측	75-100	49.000	128.000	126.000	115.000	-222.000	-27.716
	100-130	-14.000	-95.000	-340.000	-478.274	-892.600	-807.603
A2외측	75-100	17.000	19.000	-10.000	8.000	75.000	24.000
	100-130	98.000	143.000	167.000	200.000	325.000	301.000
A2내측	75-100	-55.000	-54.000	-21.107	-25.264	-26.169	-17.112
	100-130	15.000	-38.000	-57.958	-91.504	-155.655	-187.938

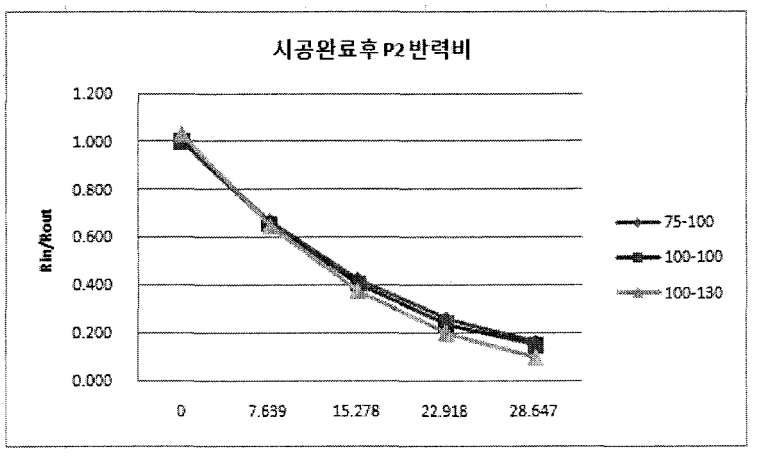
(나) 내·외측 긴장력 변화에 따른 내·외측 반력비

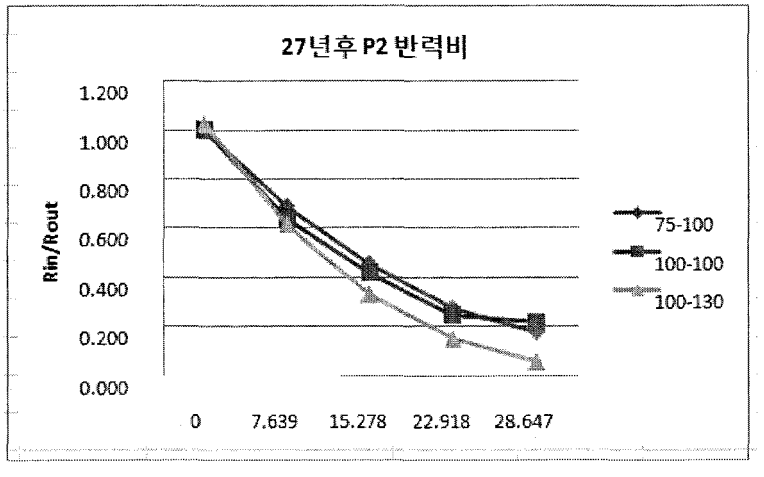


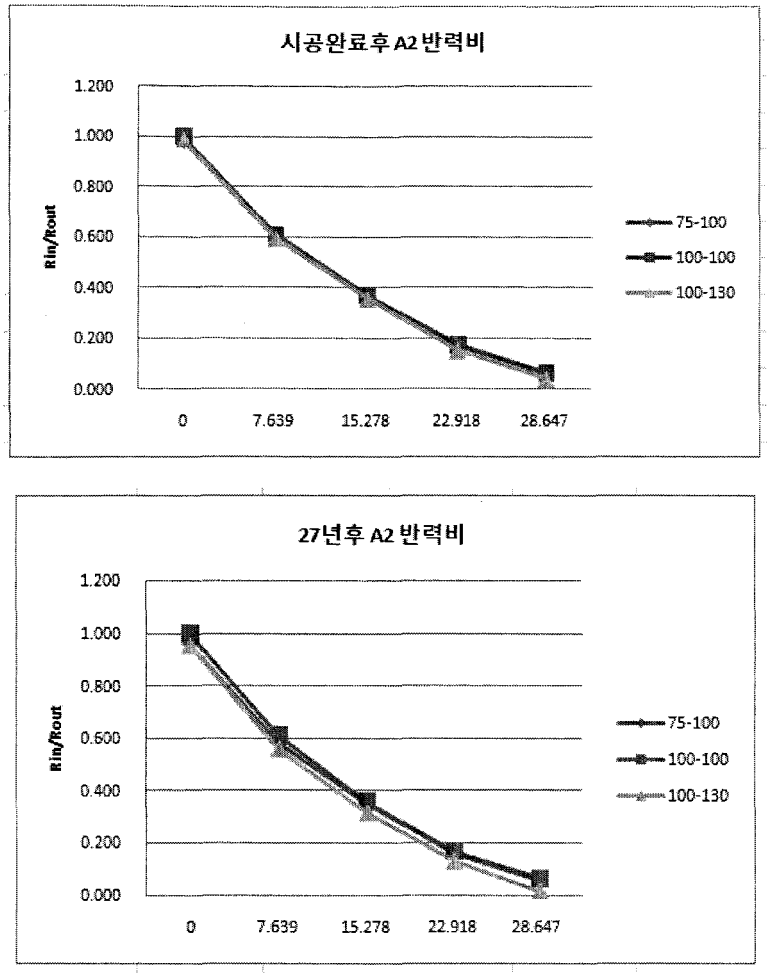





27년후 A1 반력비
1.200
1.000
0.800
0.600
0.400
0.200
0.000
Rin/Rout
0
7.639
15.278
22.918
28.647
75-100
100-100
100-130


시공완료후 P2 반력비
1.200
1.000
0.800
0.600
0.400
0.200
0.000
Rin/Rout
0
7.639
15.278
22.918
28.647
75-100
100-100
100-130


27년후 P2 반력비
1.200
1.000
0.800
0.600
0.400
0.200
0.000
Rin/Rout
0
7.639
15.278
22.918
28.647
75-100
100-100
100-130



<그림 3.5.30. 긴장력 변화에 따른 각 지점별 내·외측 반력비>

(* 범례 : 내측긴장력비율-외측긴장력비율)

내·외측 긴장력 조절에 따른 내·외측 반력의 비를 보면 내부중심각이 증가함에 따라 반력비(내측반력/외측반력)이 감소하며, 이는 동일지간에서 곡선반경이 작을수록 내측과 외측에 반력차가 커짐을 알 수 있었다. 외측에 130%의 긴장력을 적용한 경우가 내측에 75%의 긴장력을 적용한 경우보다 반력비가 작게 나타나며 외측에 130% 적용한 경우에 반력차가 더 크게 나타남을 알 수 있다. 따라서 내·외측 거동의 차이를 줄이기 위한 긴장력 조절은 외측긴장력을 증가시키는 것보다 내측긴장력을 감소시키는것이 반력측면에서 유리하다고 할 수 있다.

내측에 75%의 긴장력을 적용한 경우에 내외측 동일 긴장력을 적용한 경우와 비교해서 단부지점(A1,A2)에서의 내외측 반력차의 감소는 거의 없었으나, 중간지점(P1,P2)에서의 내외측반력차의 감소효과를 확인할 수 있었다.

(2) 변위특성

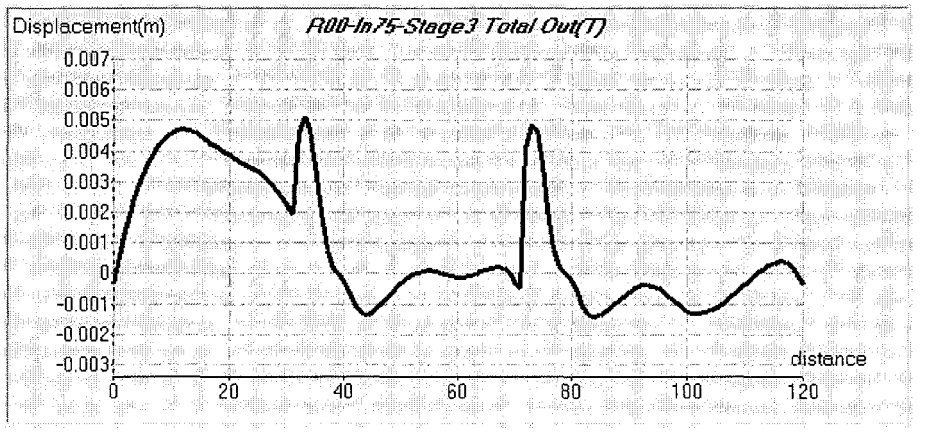
(가) 변위해석결과

① 직선 (CASE A)

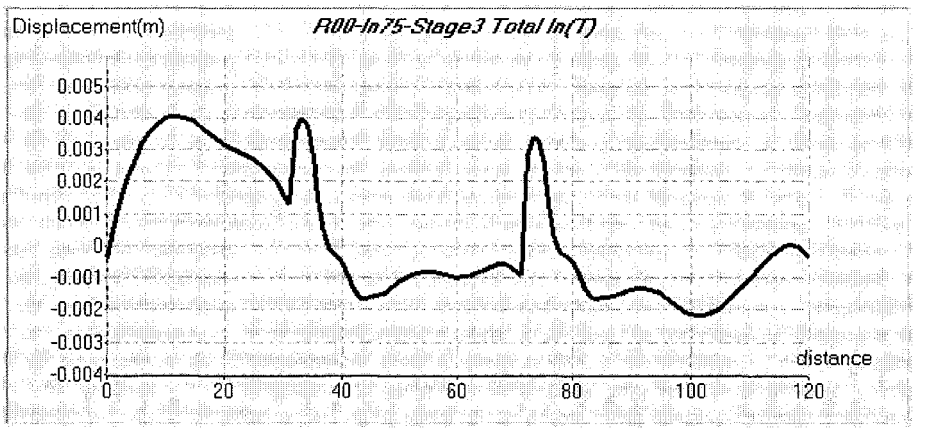
ㄱ. 내측 75%, 외측 100% 긴장력 적용 (CASE 2)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

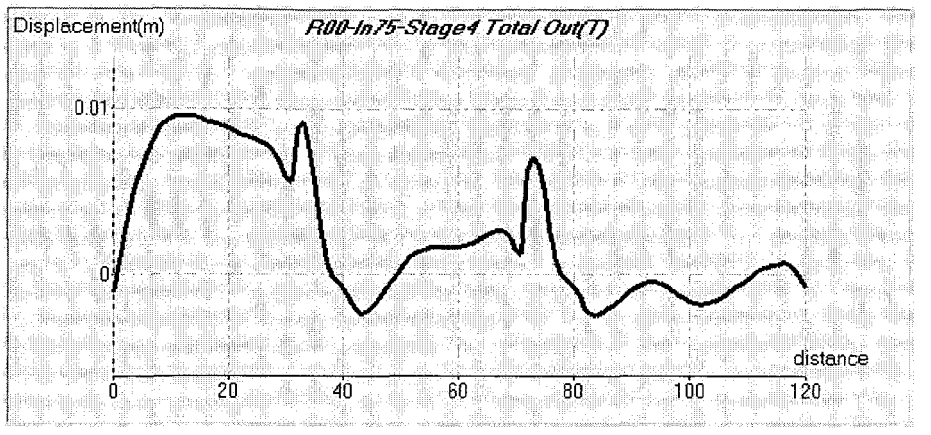


• 내측변위

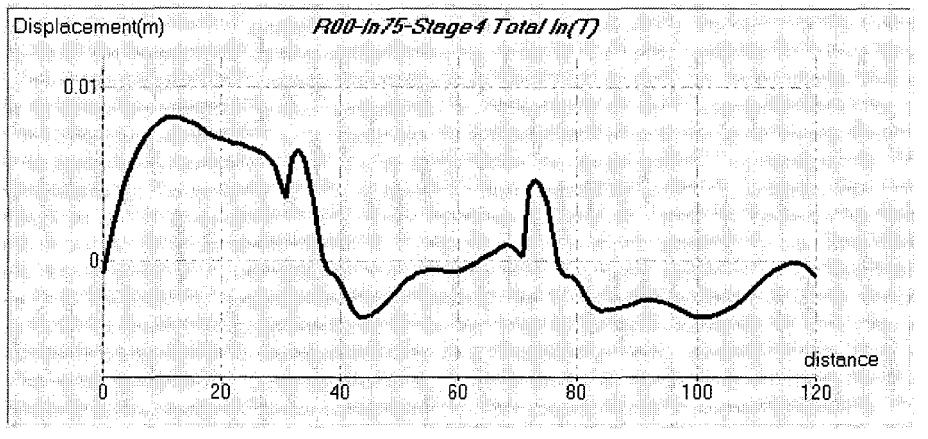


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위

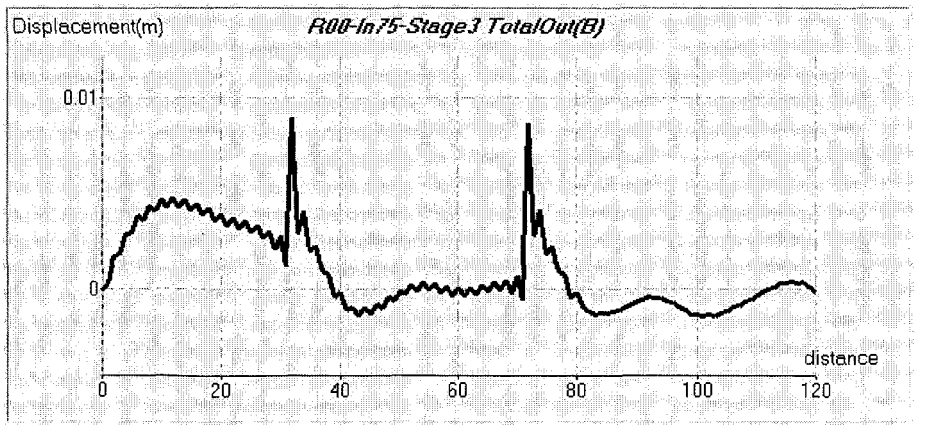


• 내측변위

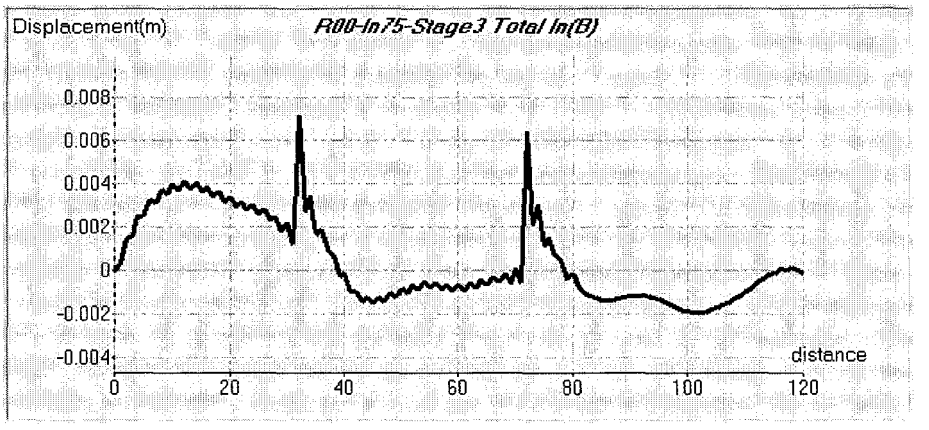


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

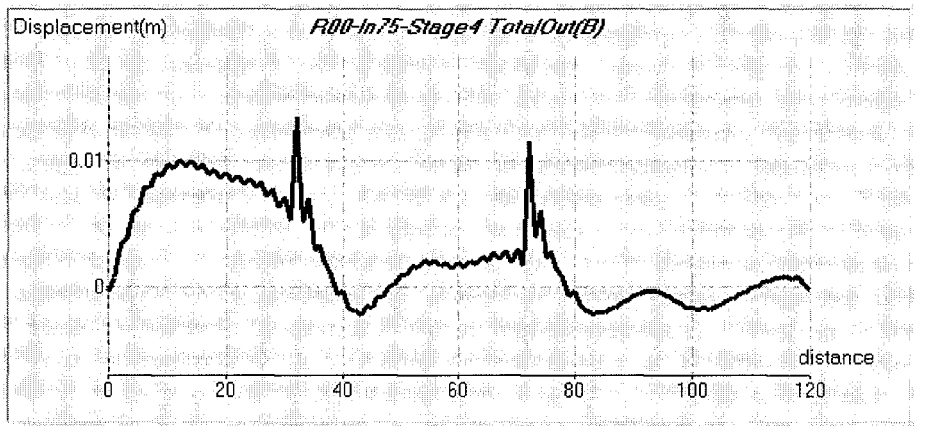


• 내측변위

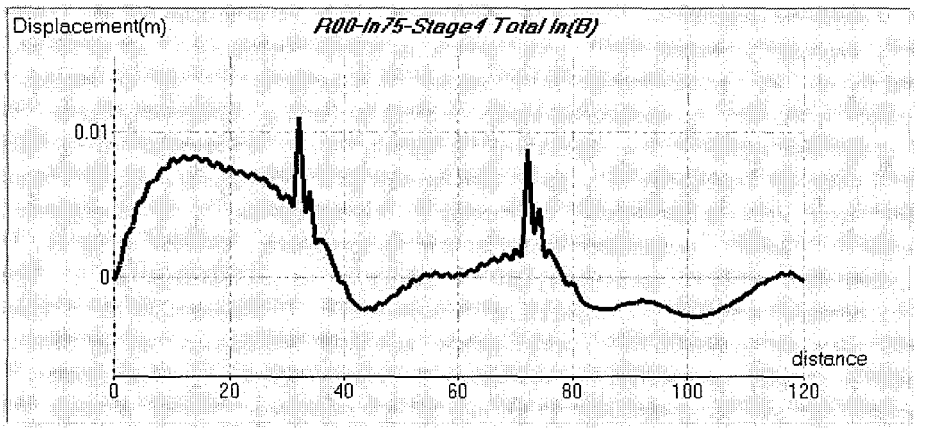


하부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위



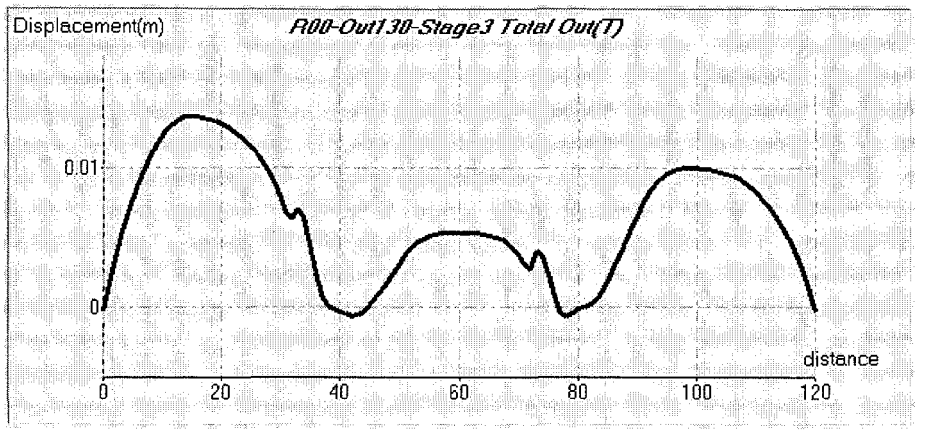
• 내측변위



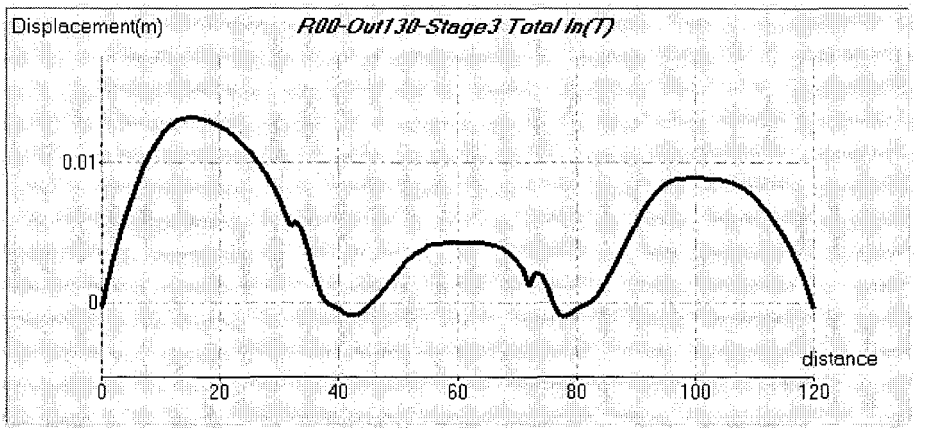
ㄴ. 내측 100%, 외측 130% 긴장력 적용 (CASE 3)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

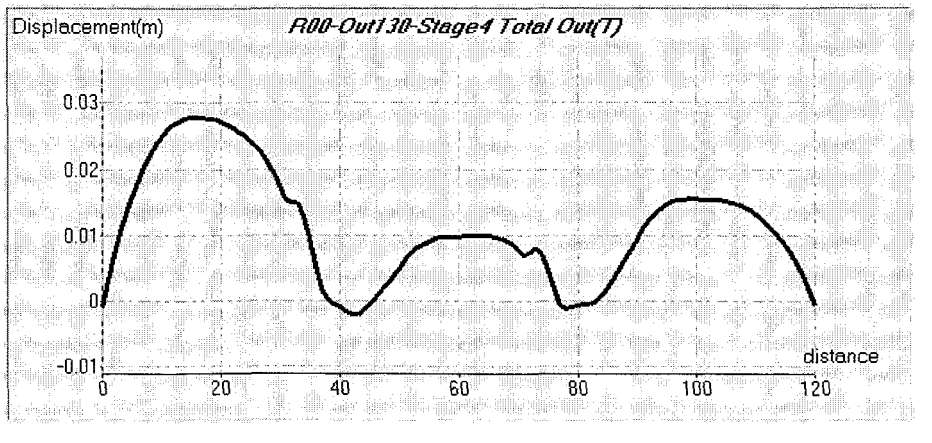


• 내측변위

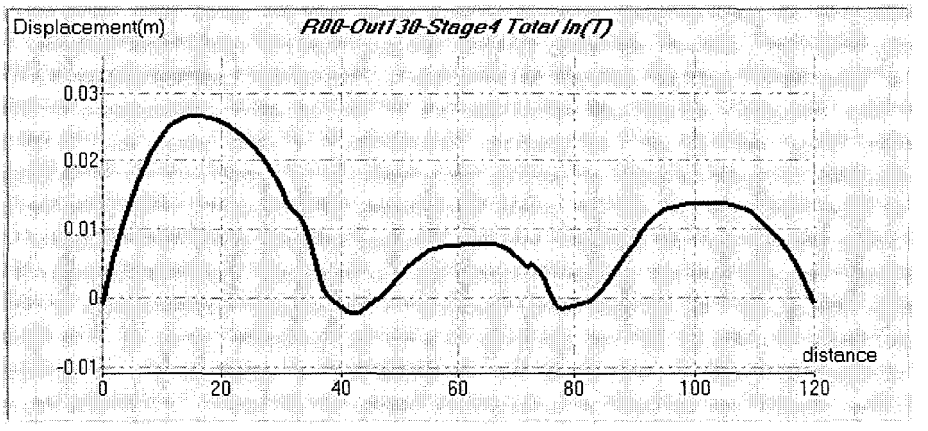


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위

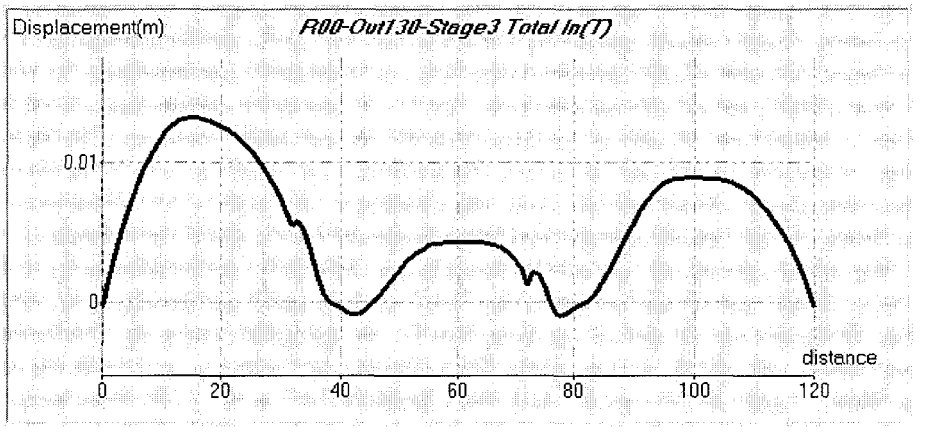


• 내측변위

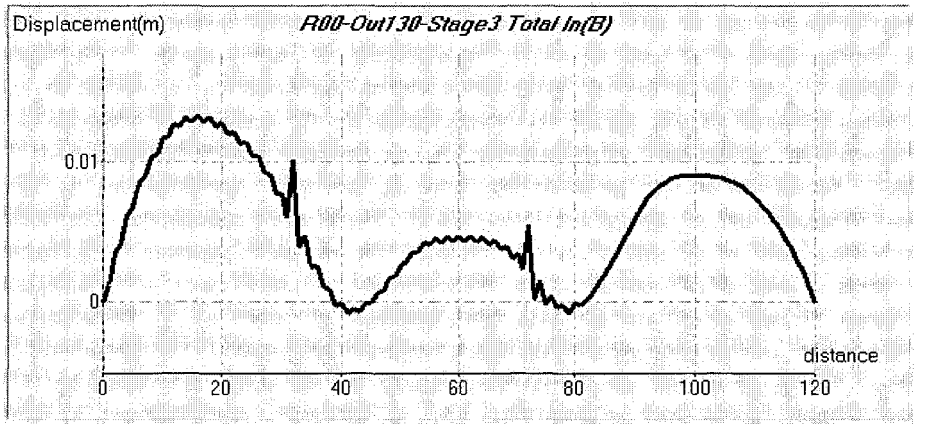


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

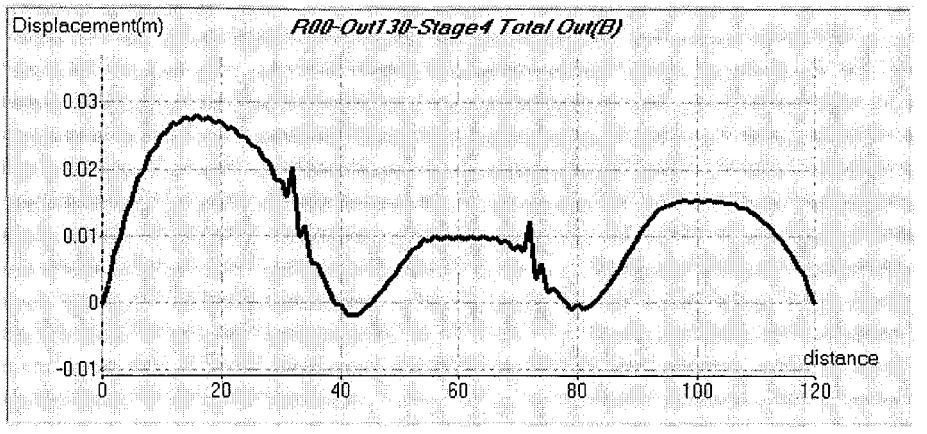


• 내측변위

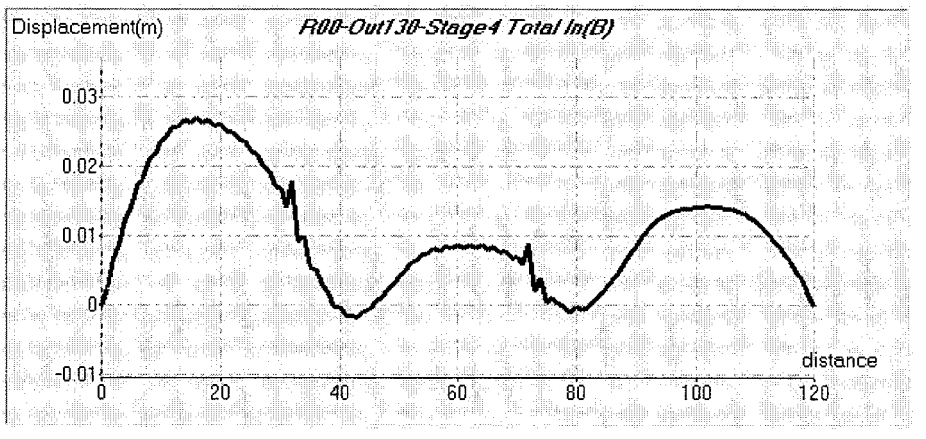


- 하부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위



• 내측변위

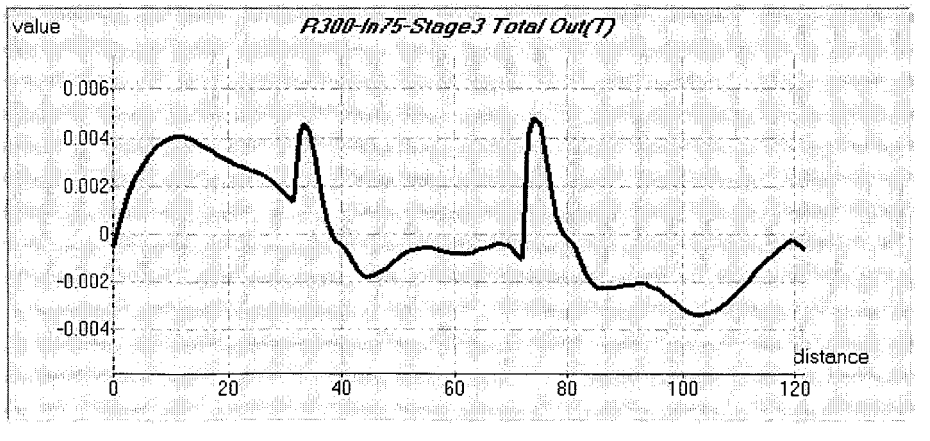


② 내부중심각 7.639° (R=300m) (CASE B)

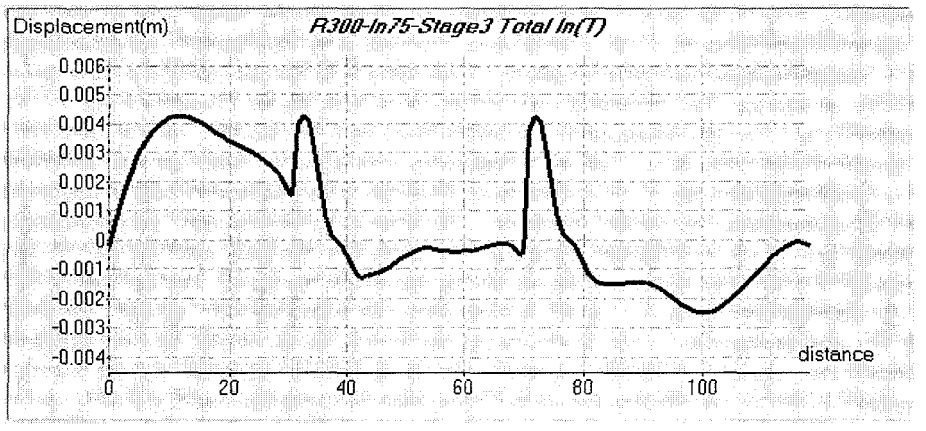
ㄱ. 내측 75%, 외측 100% 긴장력 적용 (CASE 2)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

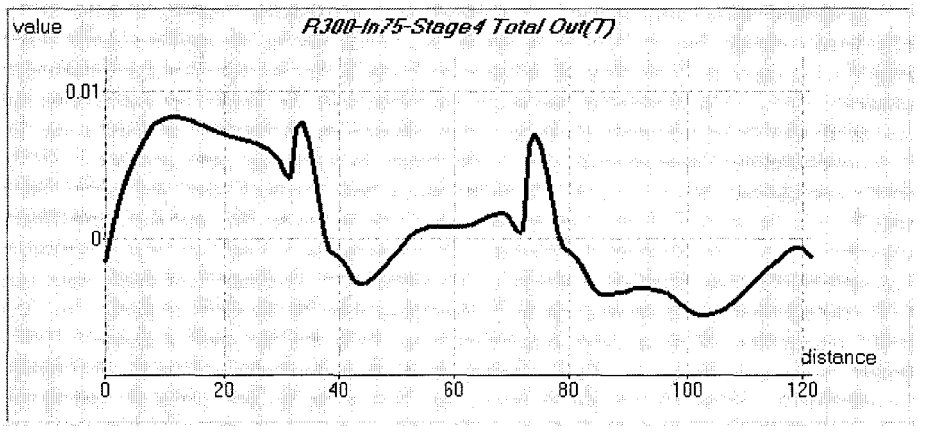


• 내측변위

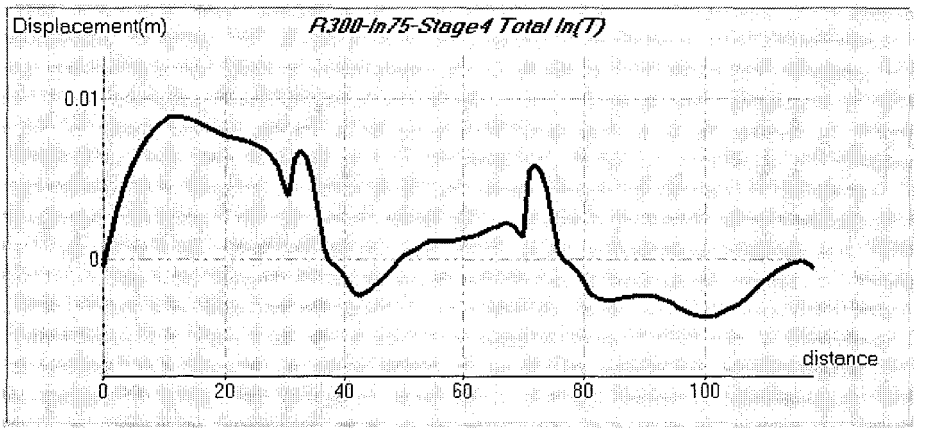


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위

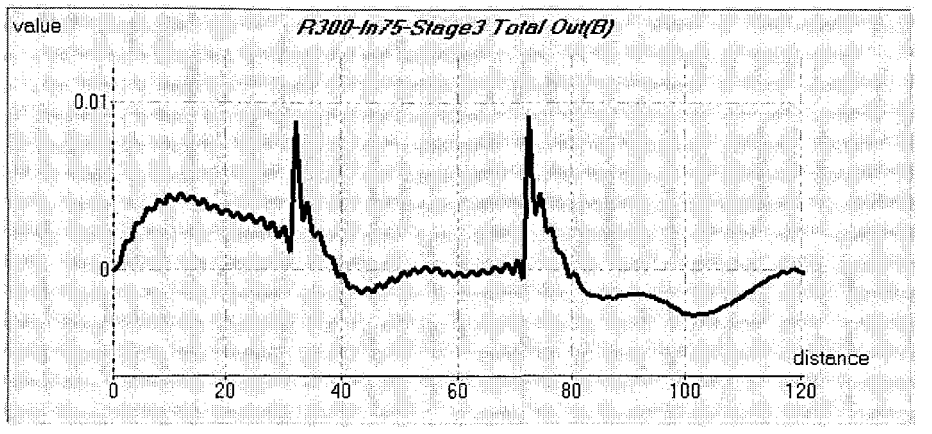


• 내측변위

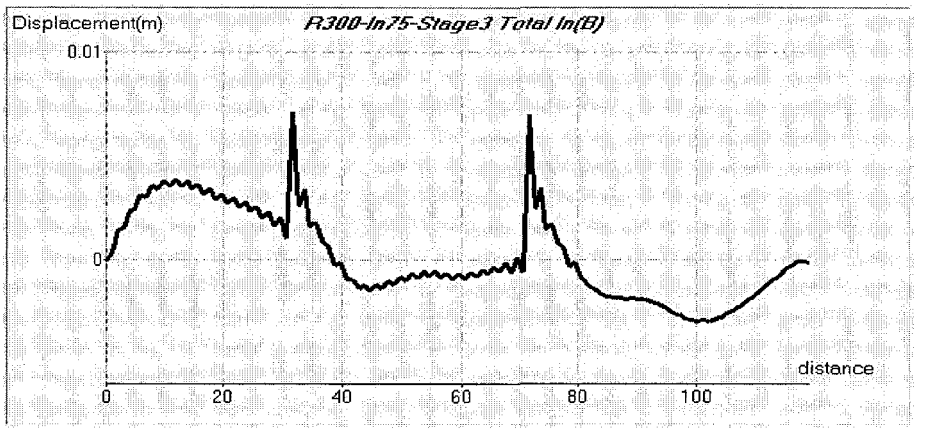


- 하부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

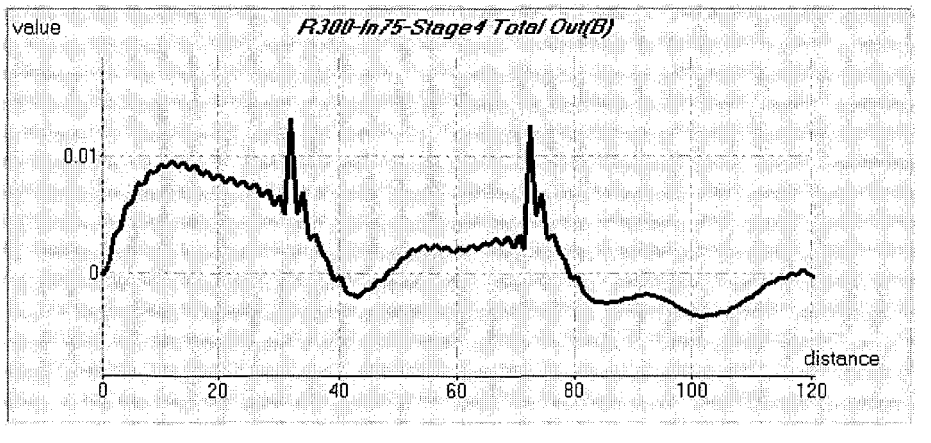


• 내측변위

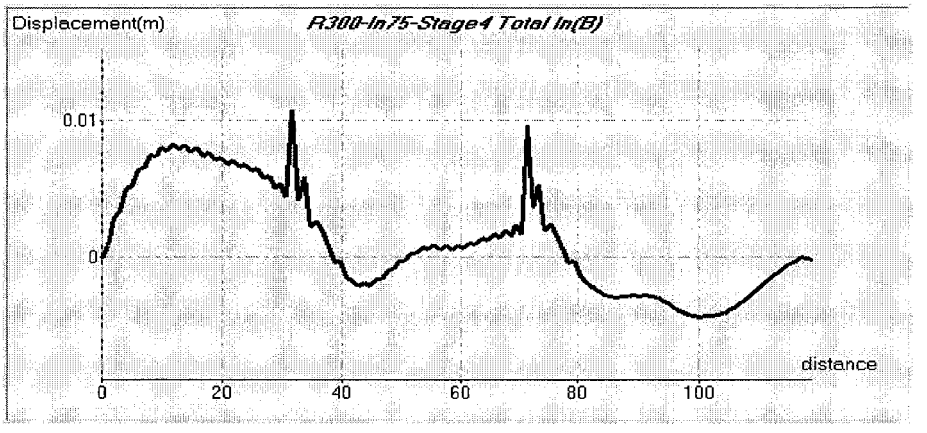


- 하부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위



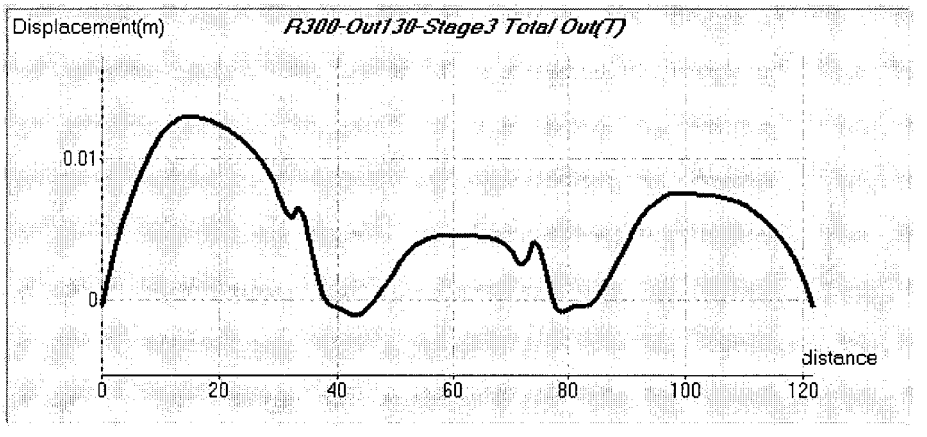
• 내측변위



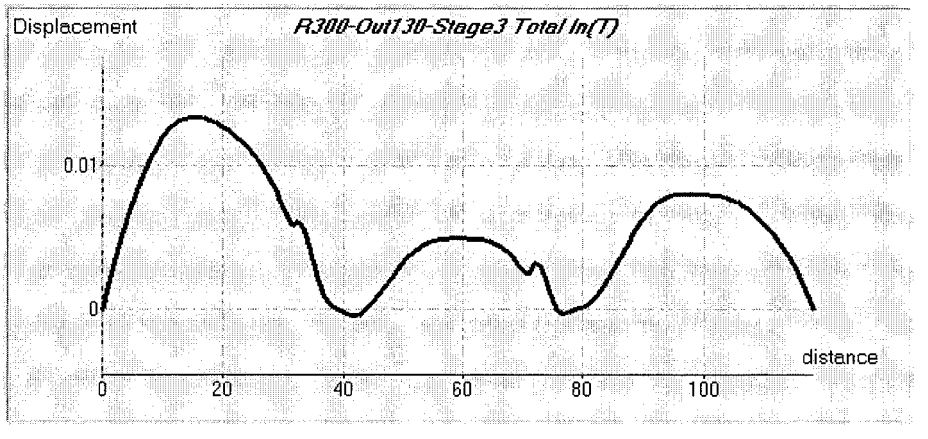
ㄴ. 내측 100%, 외측 130% 긴장력 적용 (CASE 3)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

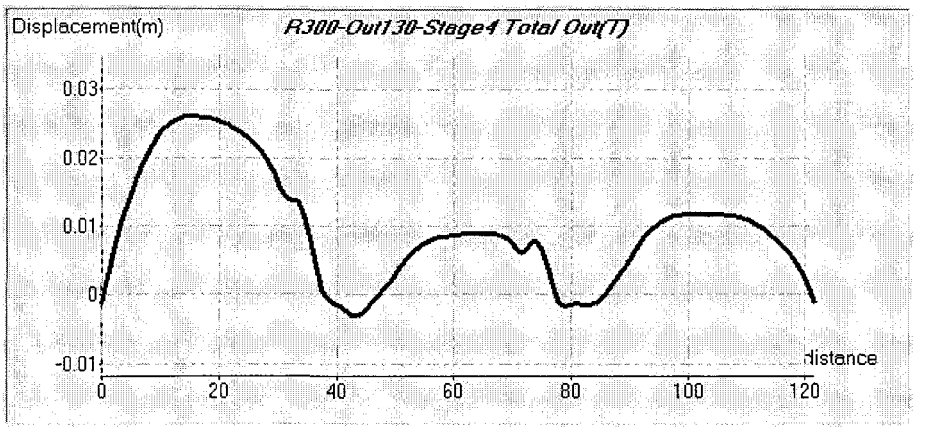


• 내측변위

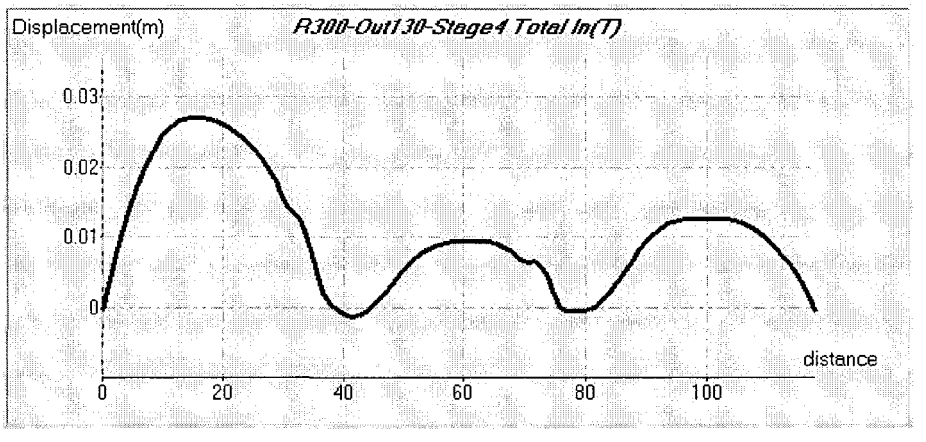


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위

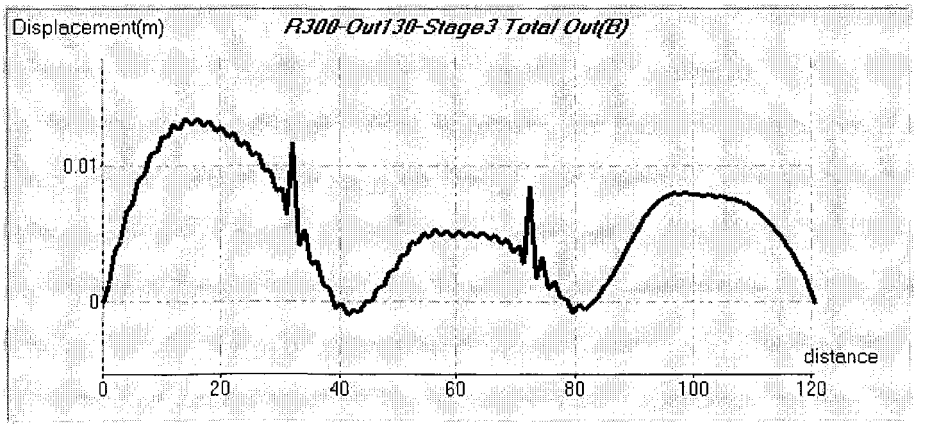


• 내측변위

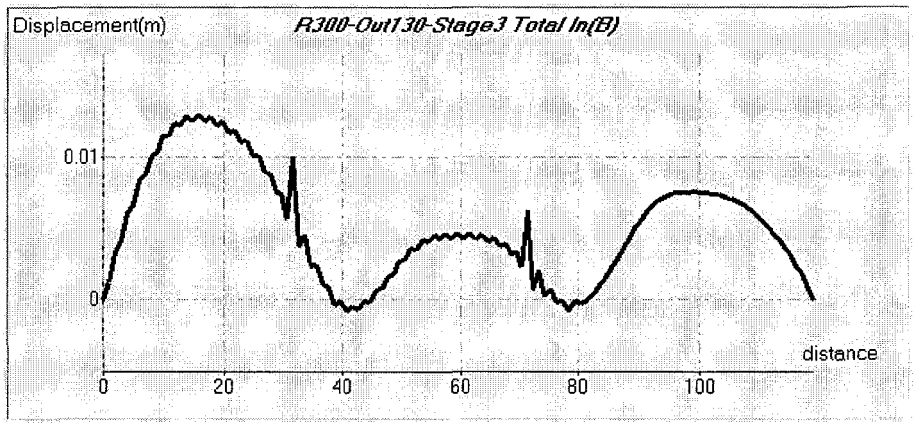


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

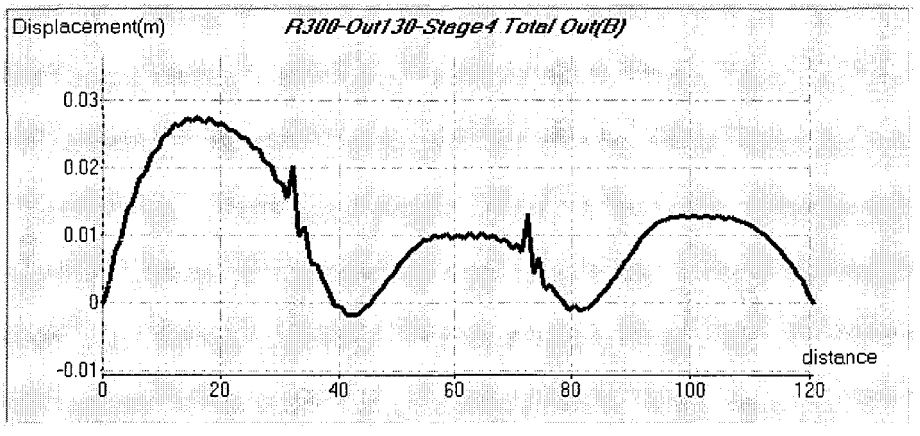


• 내측변위

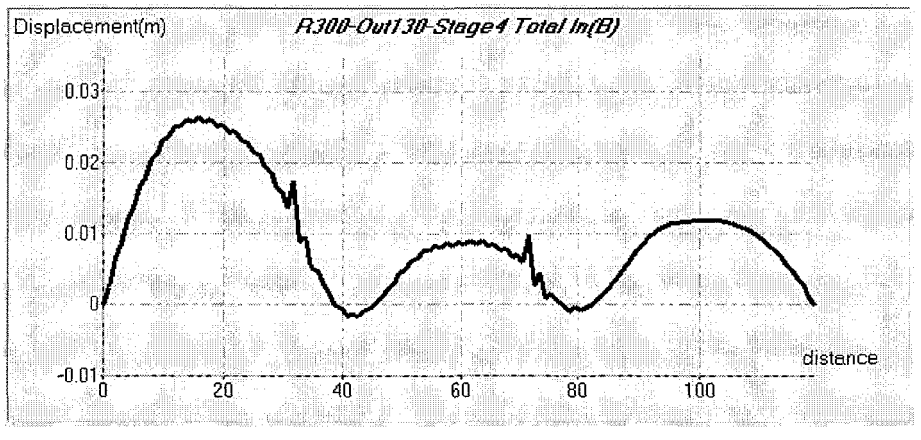


하부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위



• 내측변위

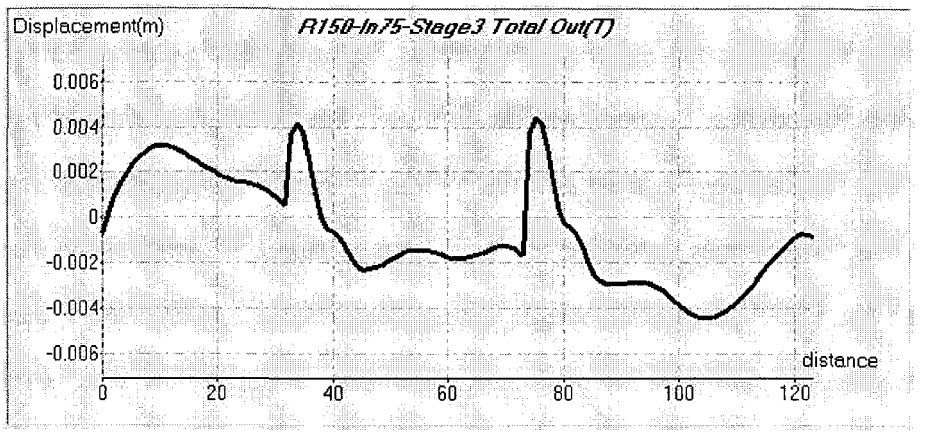


③ 내부중심각 15.279° (R=150m) (CASE C)

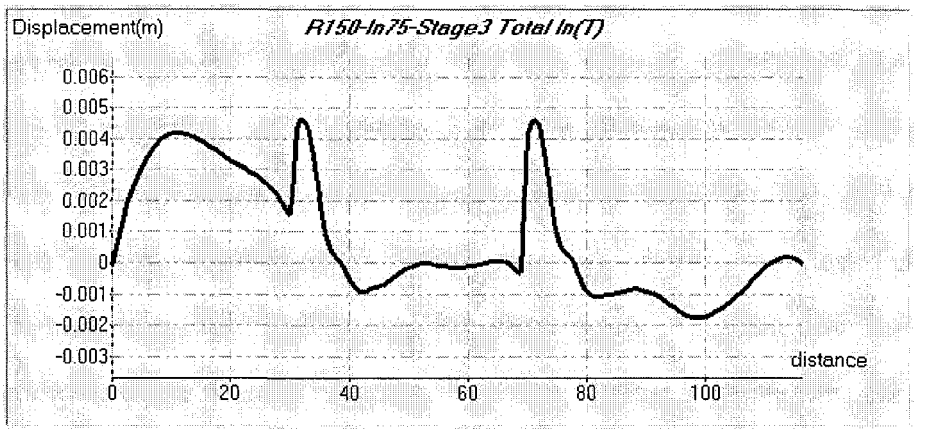
ㄱ. 내측 75%, 외측 100% 긴장력 적용 (CASE 2)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

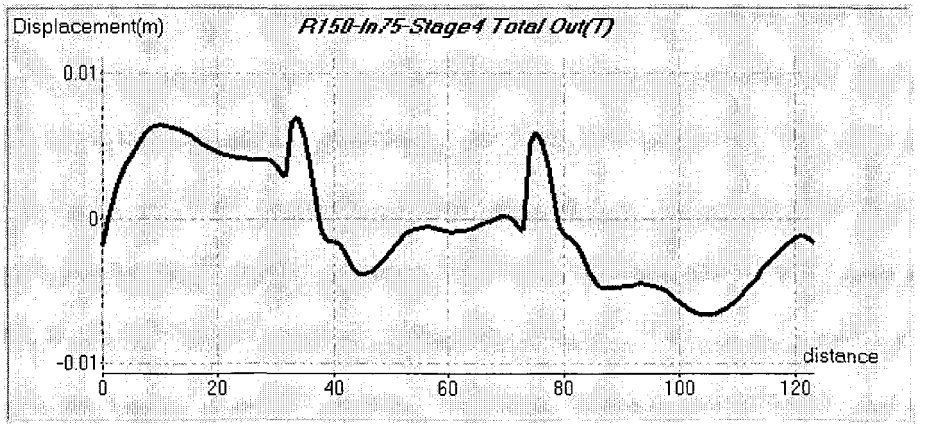


• 내측변위

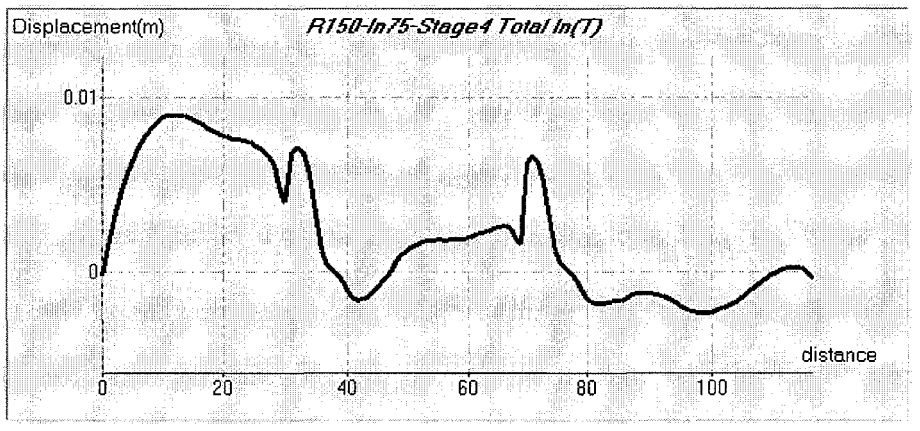


- 상부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위

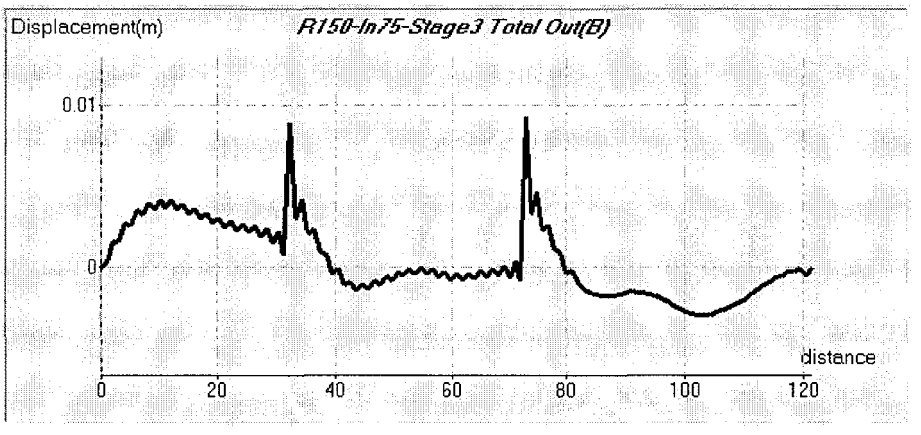


• 내측변위

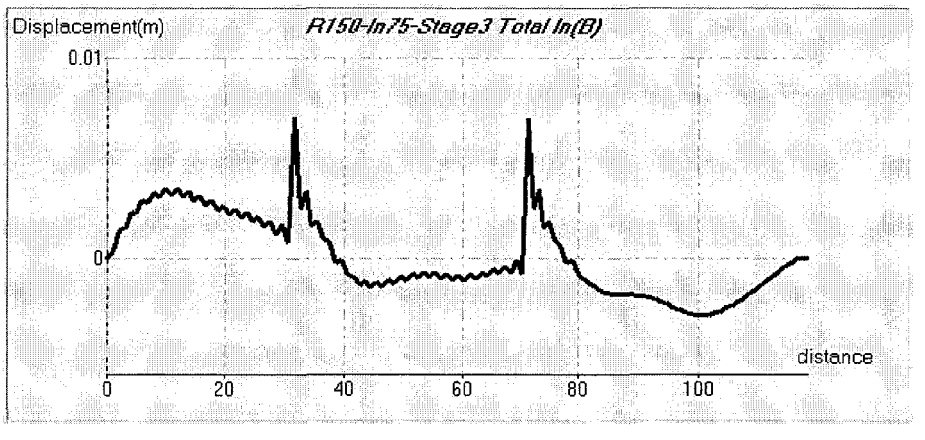


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

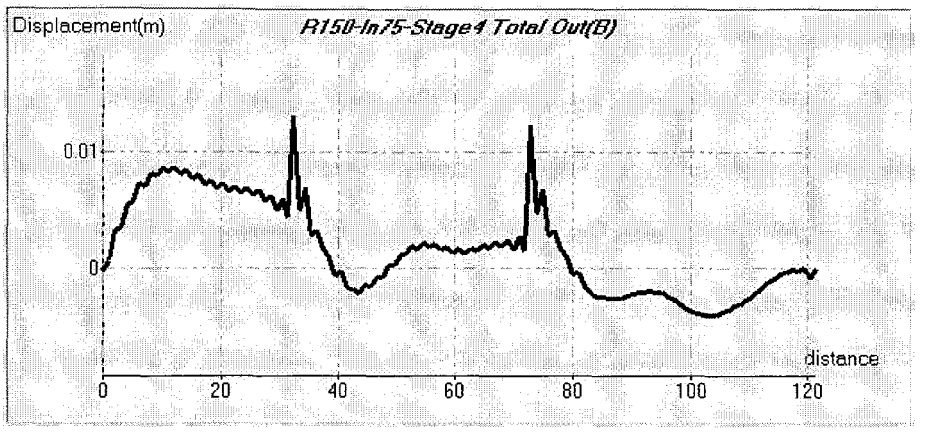


• 내측변위

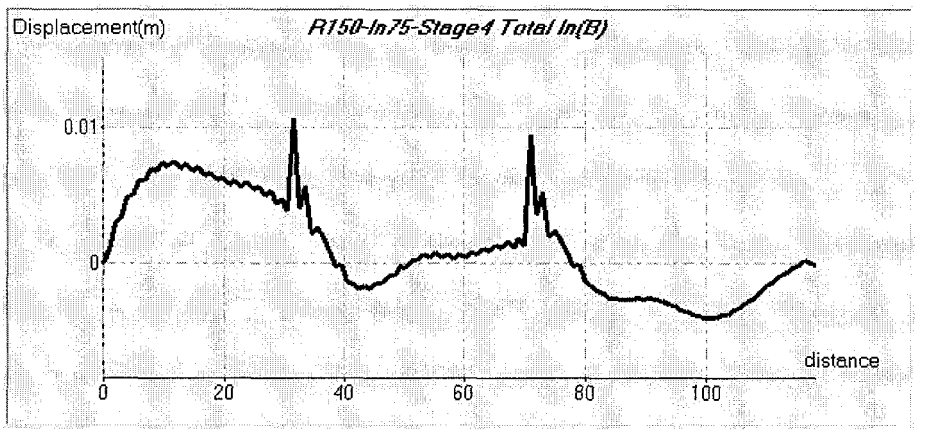


하부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위



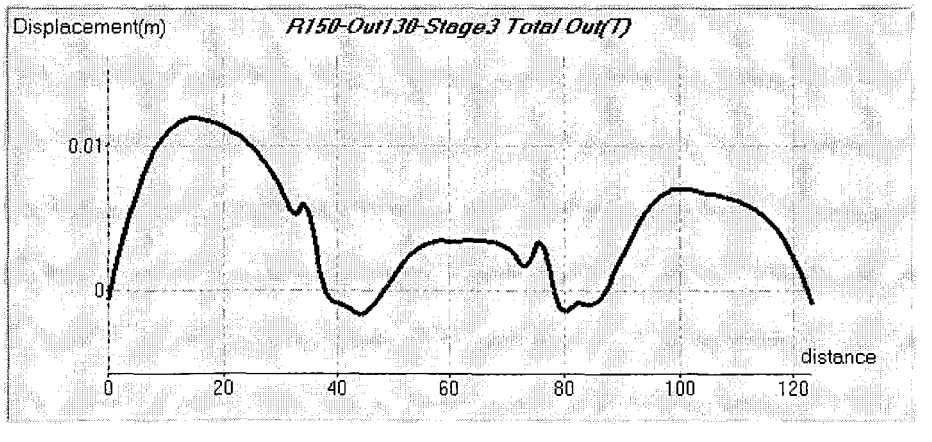
• 내측변위



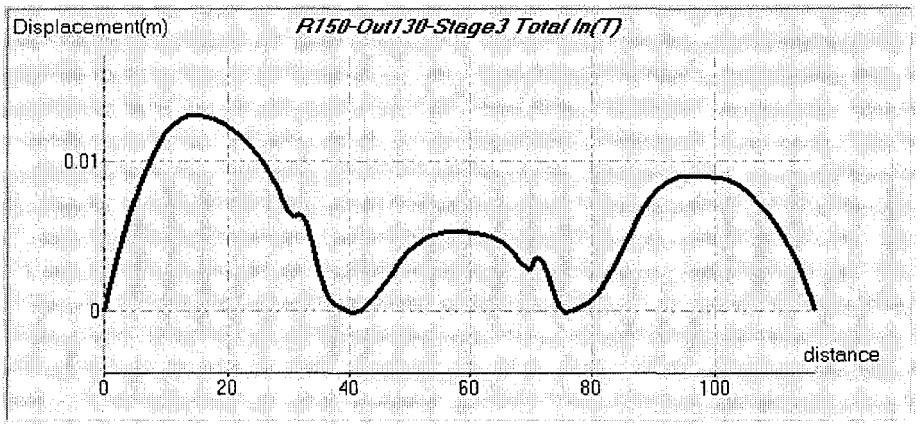
ㄴ. 내측 100%, 외측 130% 긴장력 적용 (CASE 3)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

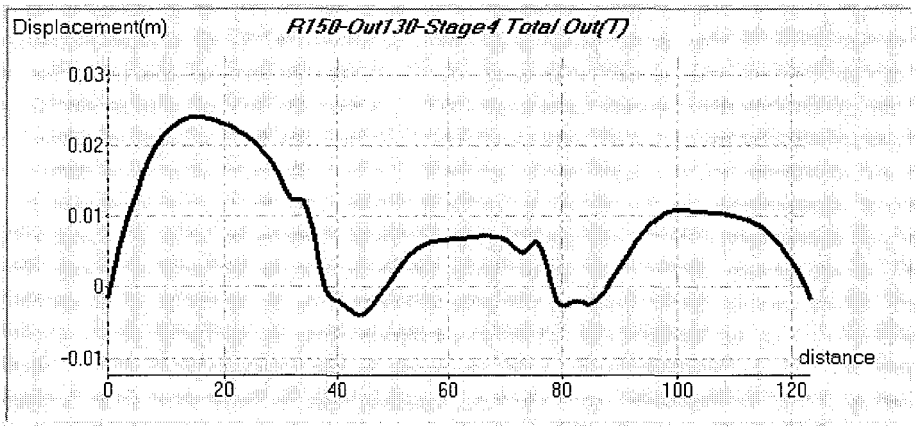


• 내측변위

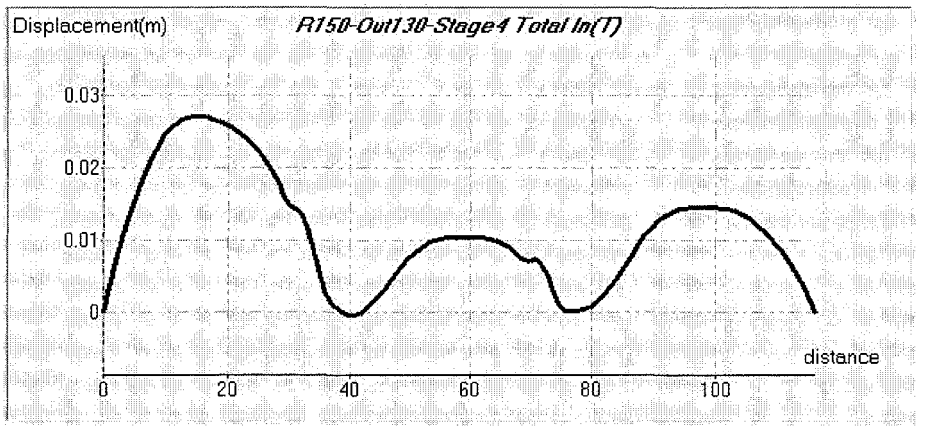


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위

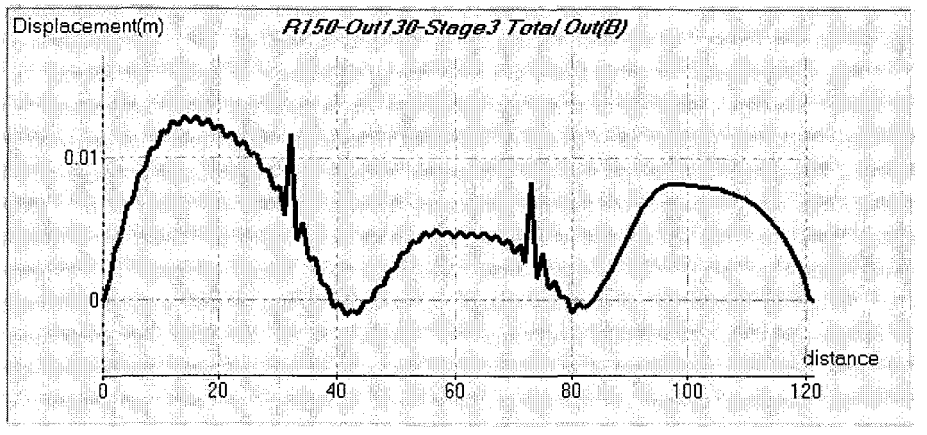


• 내측변위

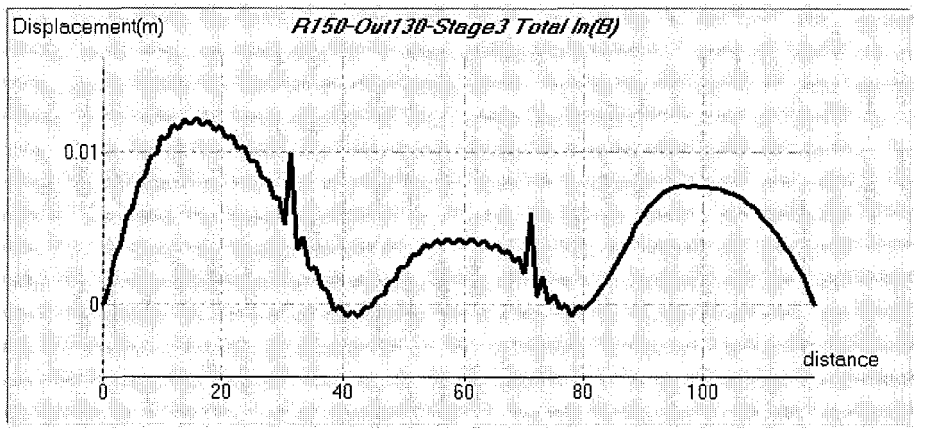


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

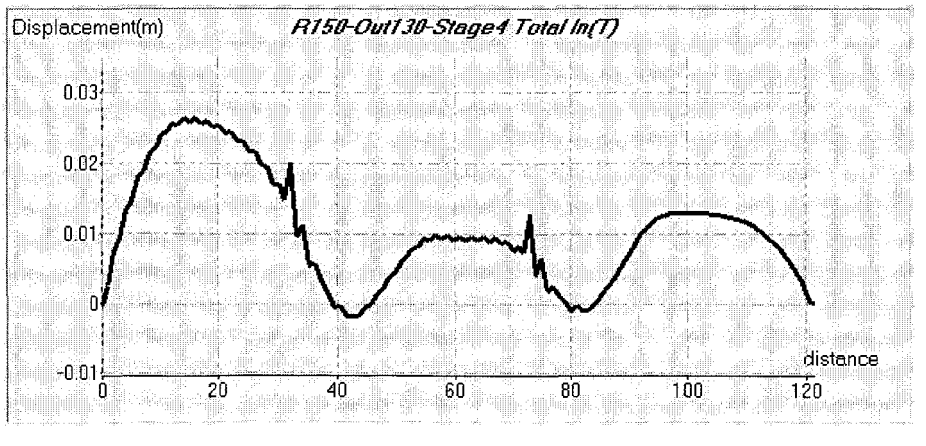


• 내측변위

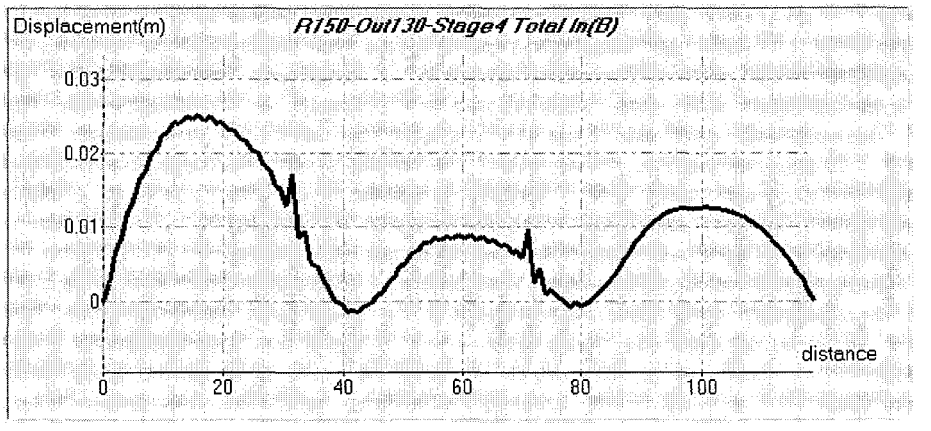


하부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위



• 내측변위

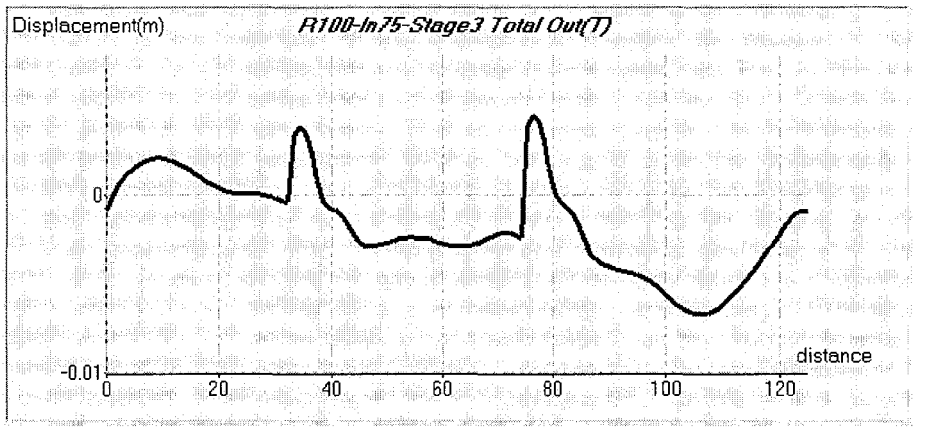


④ 내부중심각 22.918° (R=100m) (CASE D)

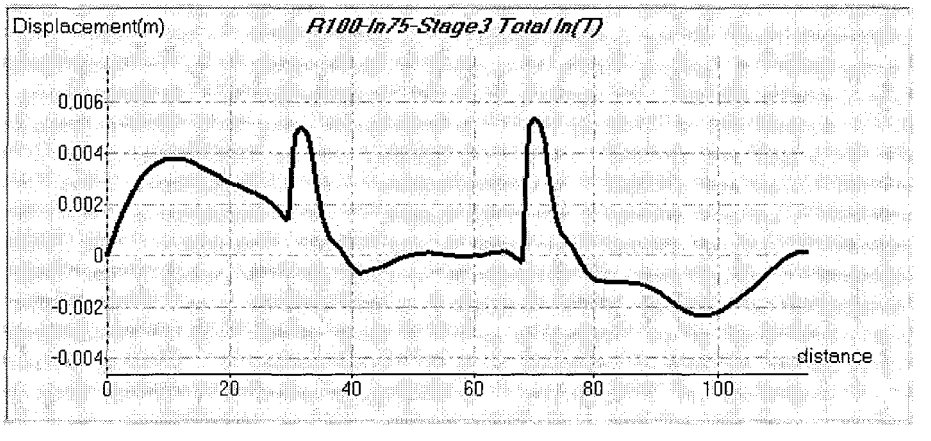
ㄱ. 내측 75%, 외측 100% 긴장력 적용 (CASE 2)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

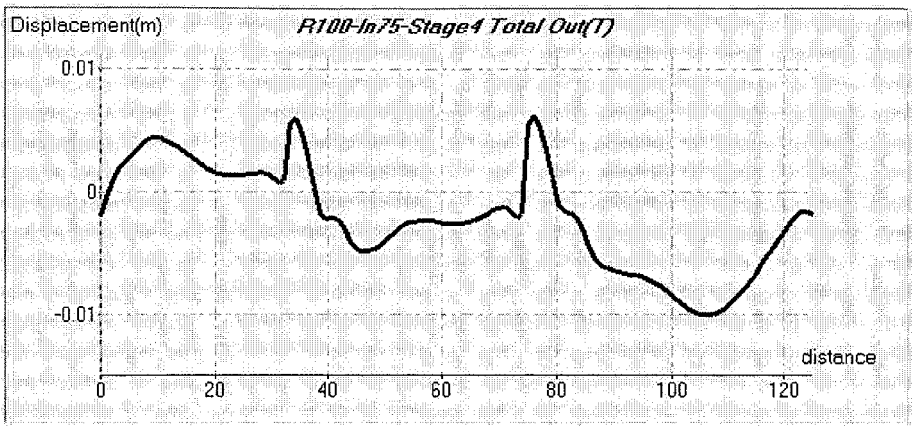


• 내측변위

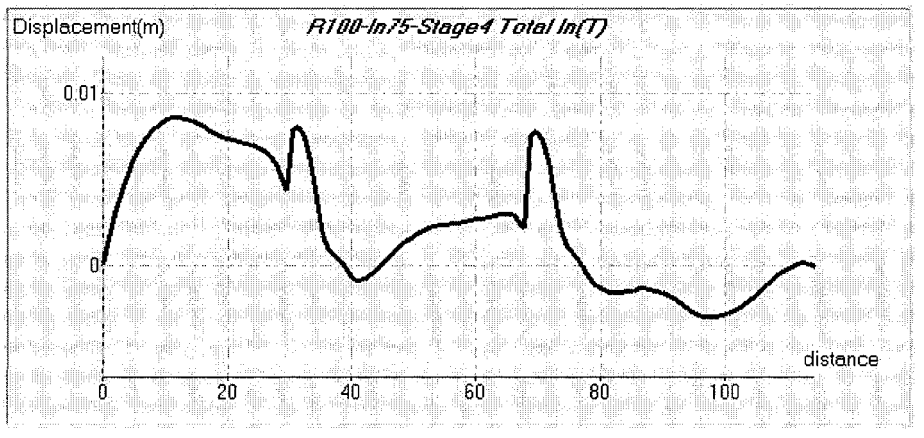


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위

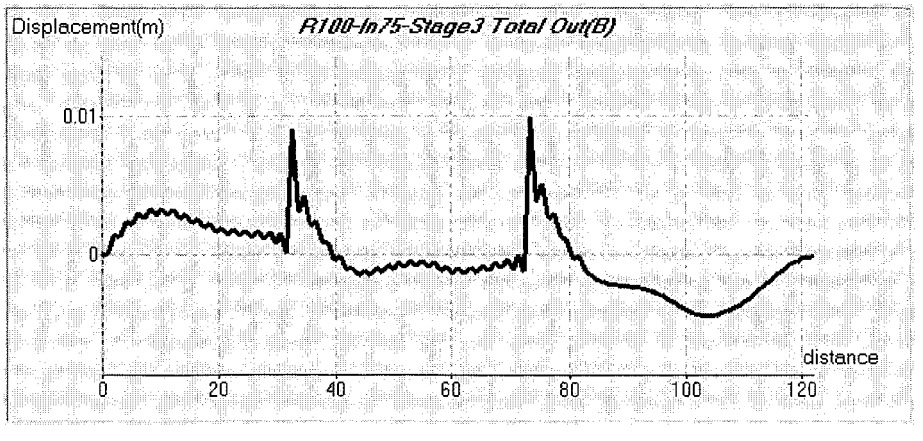


• 내측변위

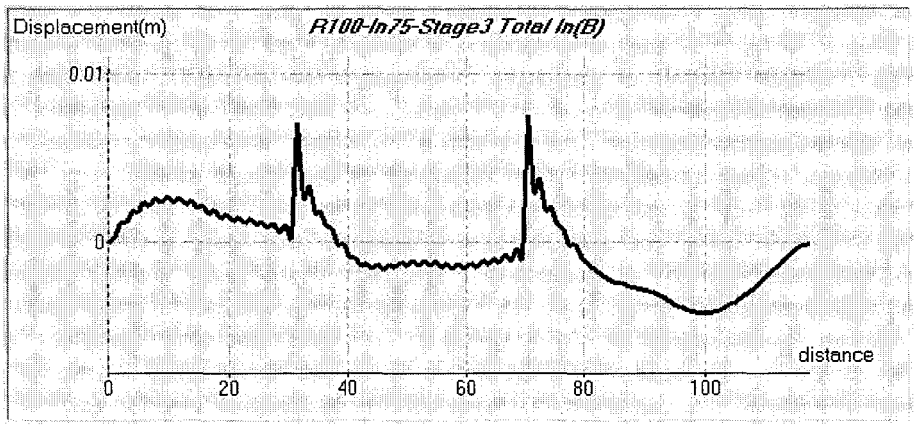


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

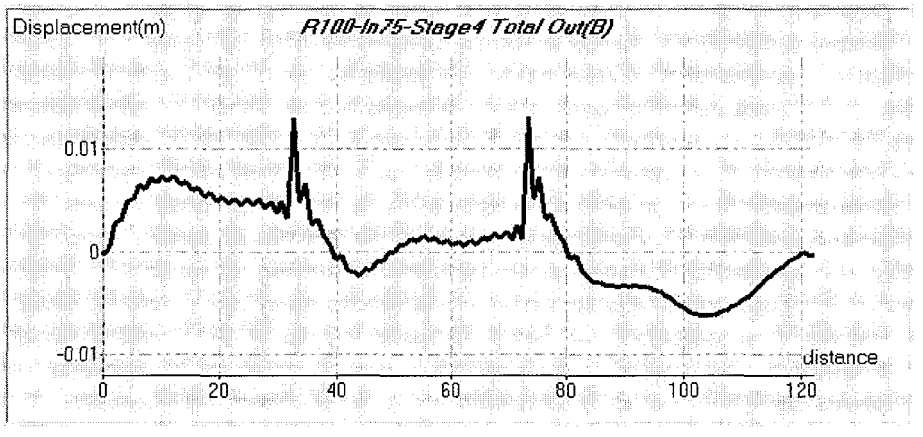


• 내측변위

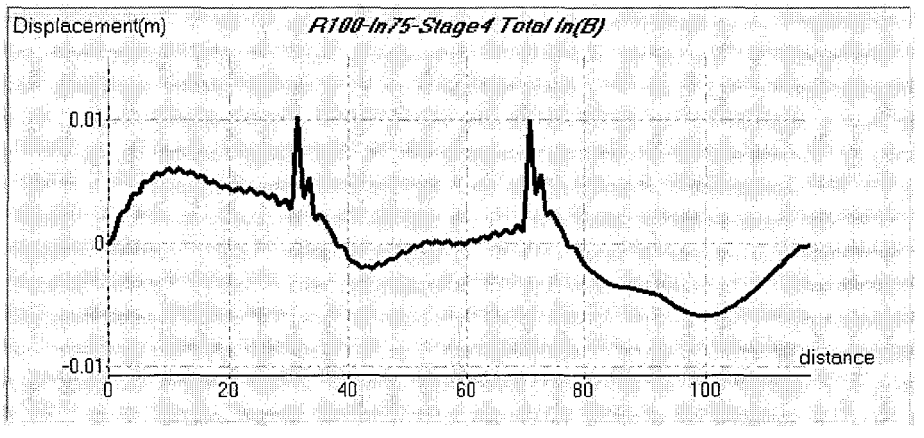


하부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위



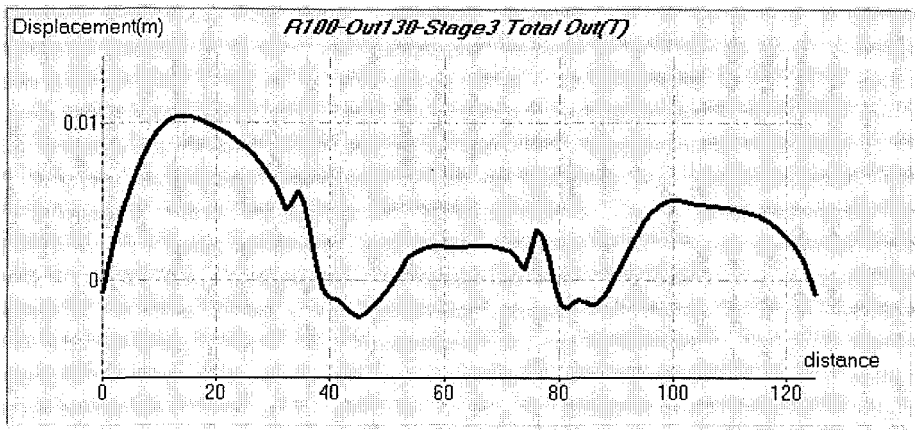
• 내측변위



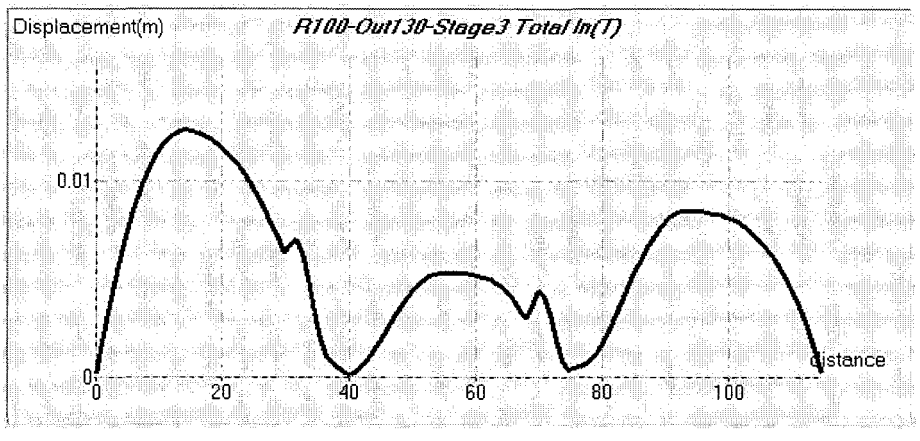
ㄴ. 내측 100%, 외측 130% 긴장력 적용 (CASE 3)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

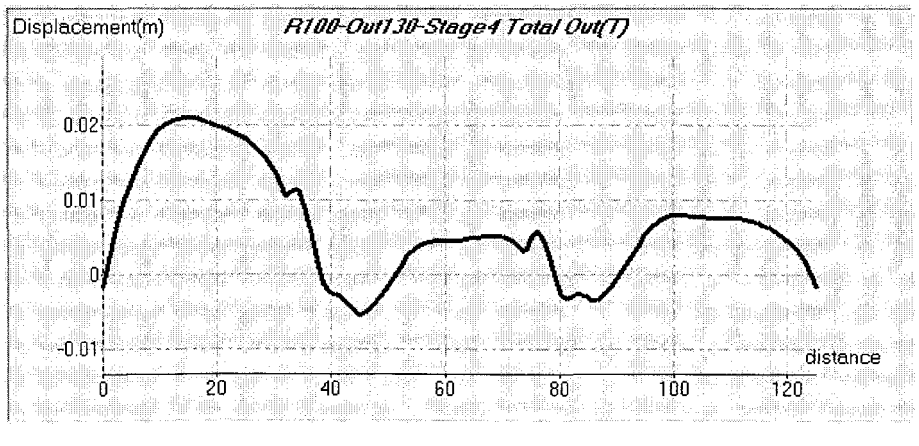


• 내측변위

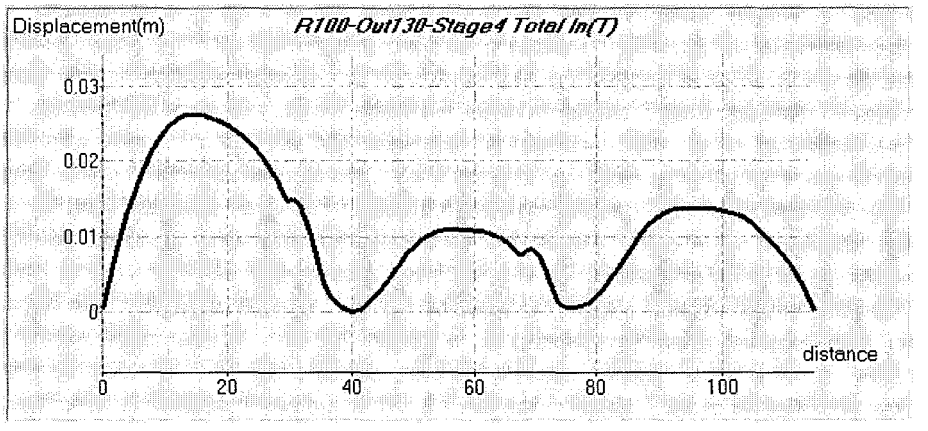


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위

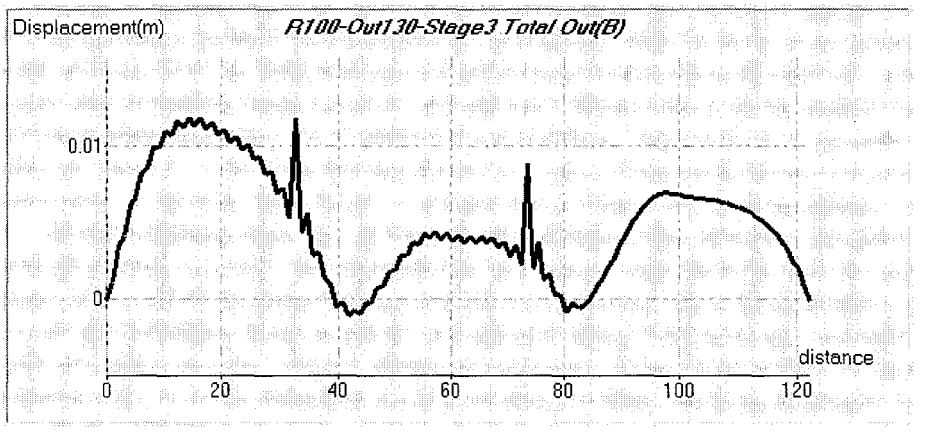


• 내측변위

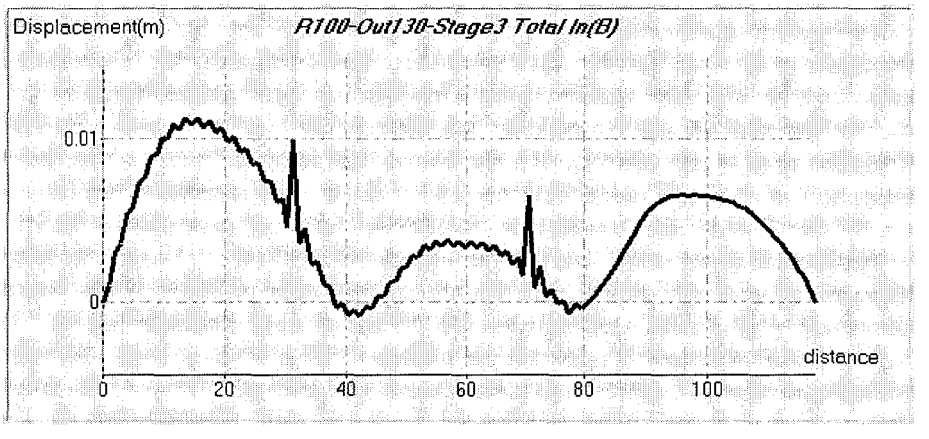


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

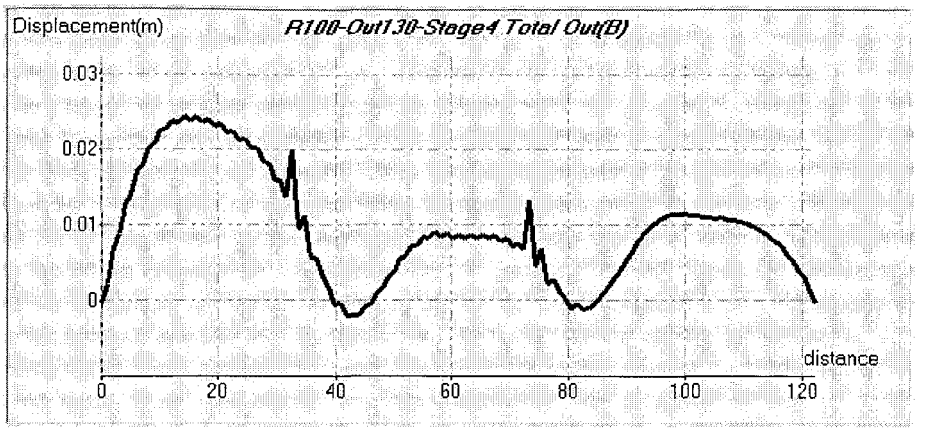


• 내측변위

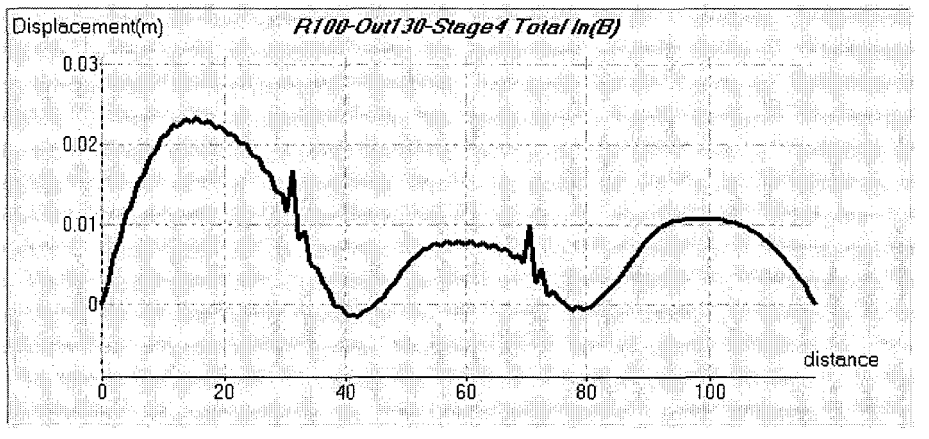


- 하부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위



• 내측변위

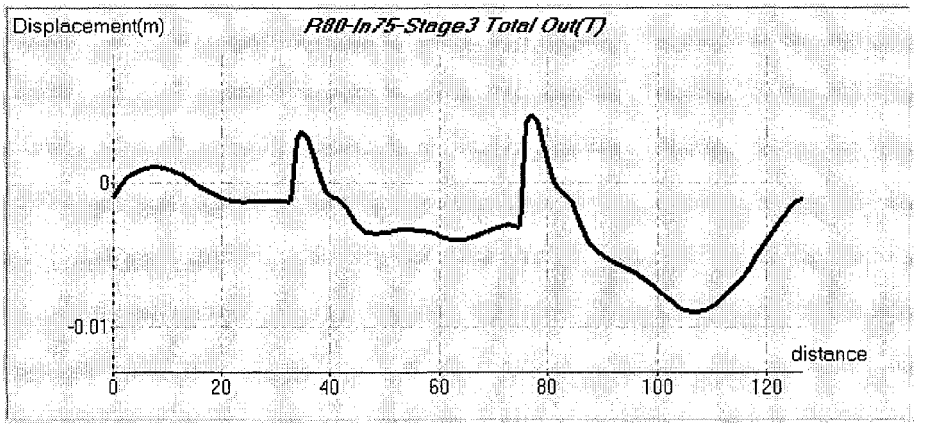


⑤ 내부중심각 28.648° (R=80m) (CASE E)

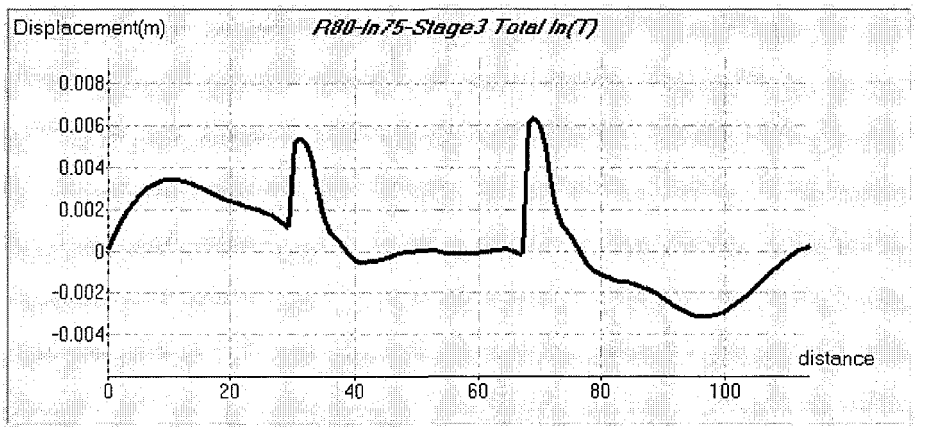
ㄱ. 내측 75%, 외측 100% 긴장력 적용 (CASE 2)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

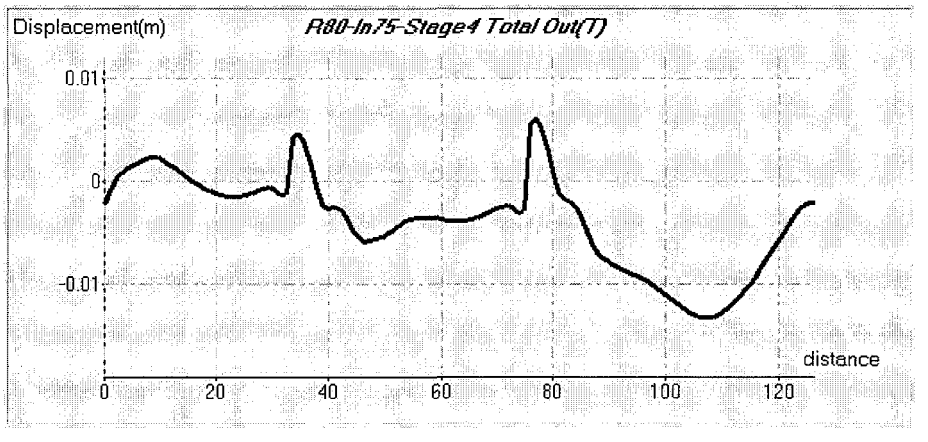


• 내측변위

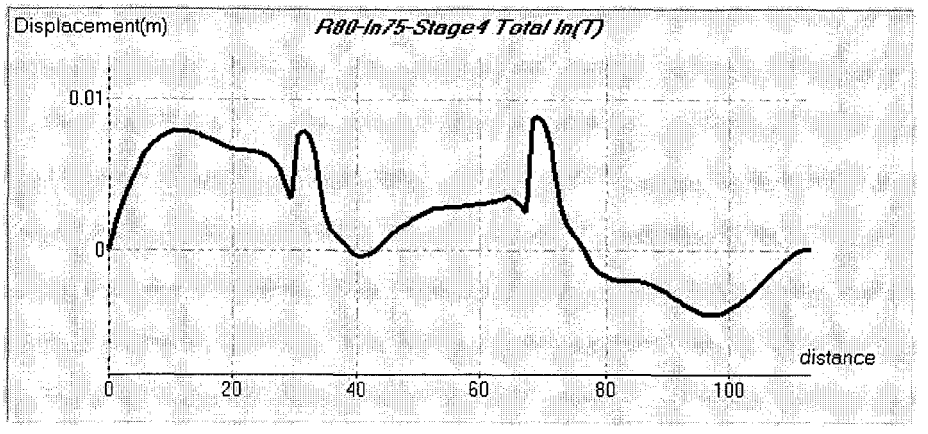


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위

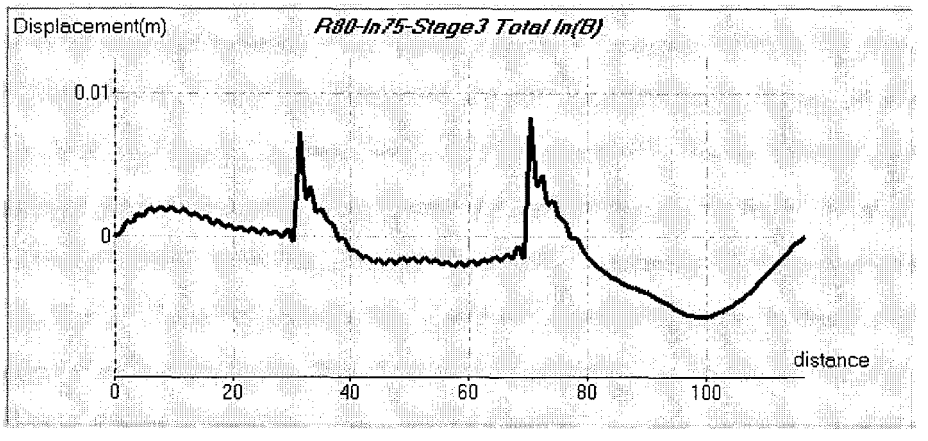


• 내측변위

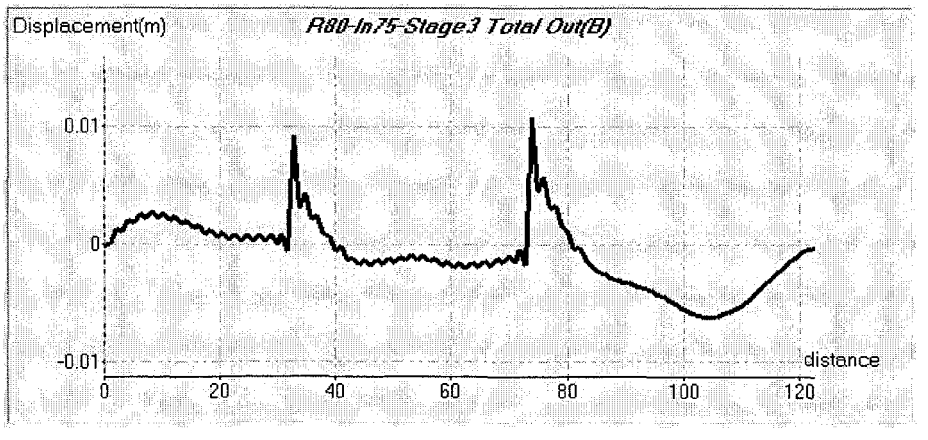


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

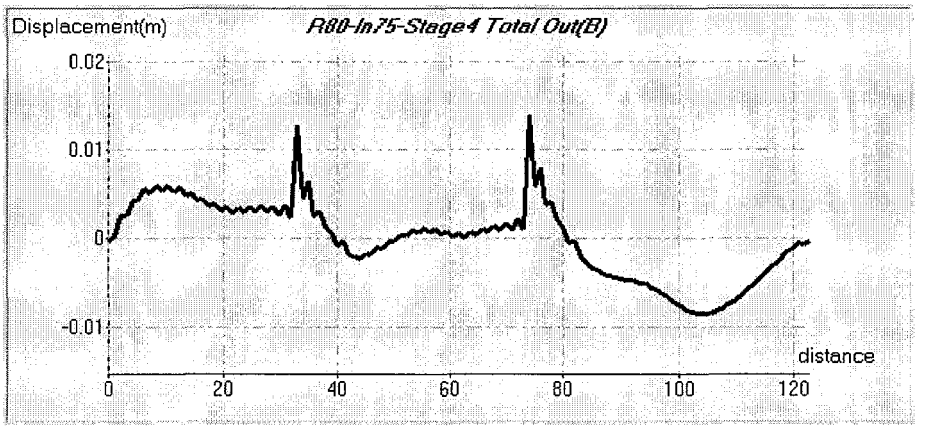


• 내측변위

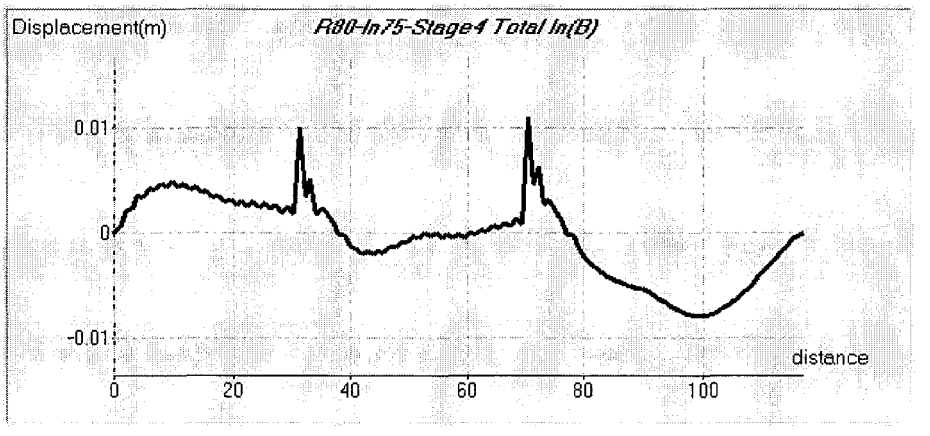


· 하부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위



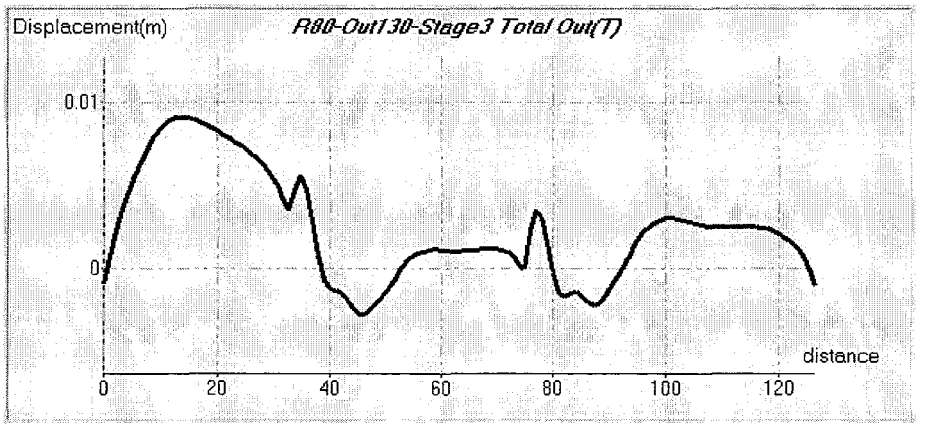
• 내측변위



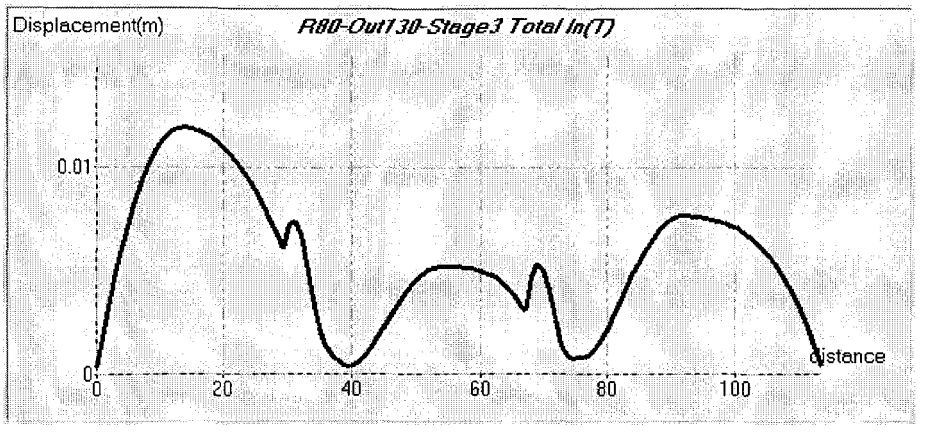
ㄴ. 내측 100%, 외측 130% 긴장력 적용 (CASE 3)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

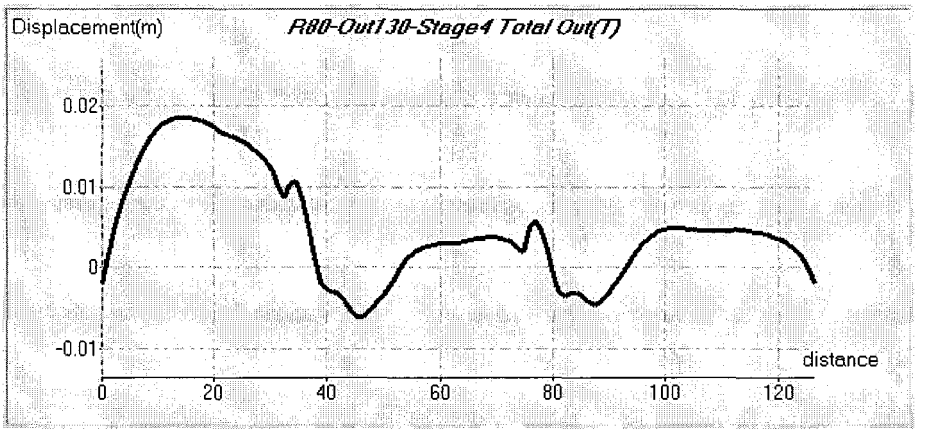


• 내측변위

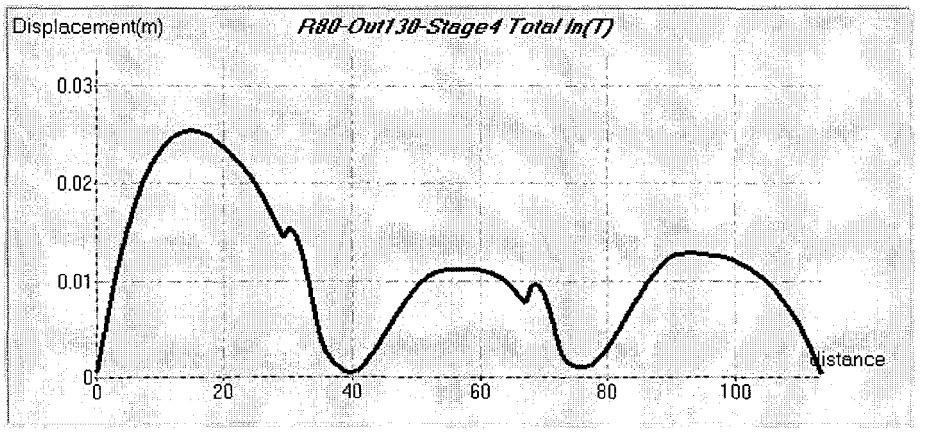


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위

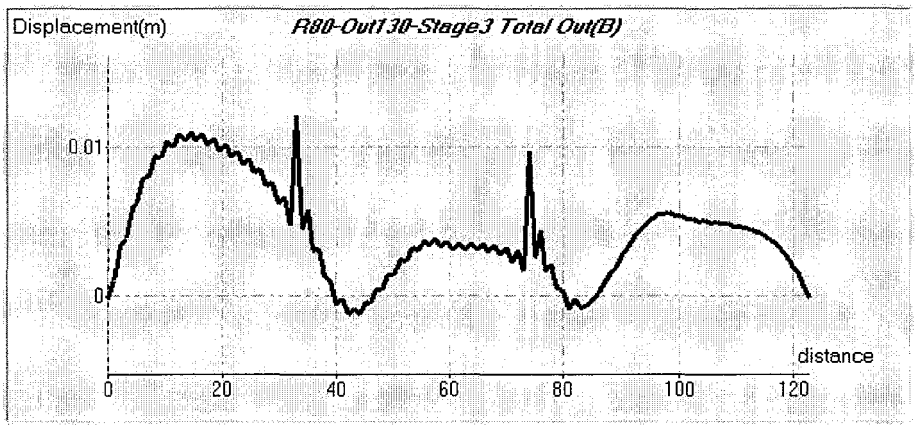


• 내측변위

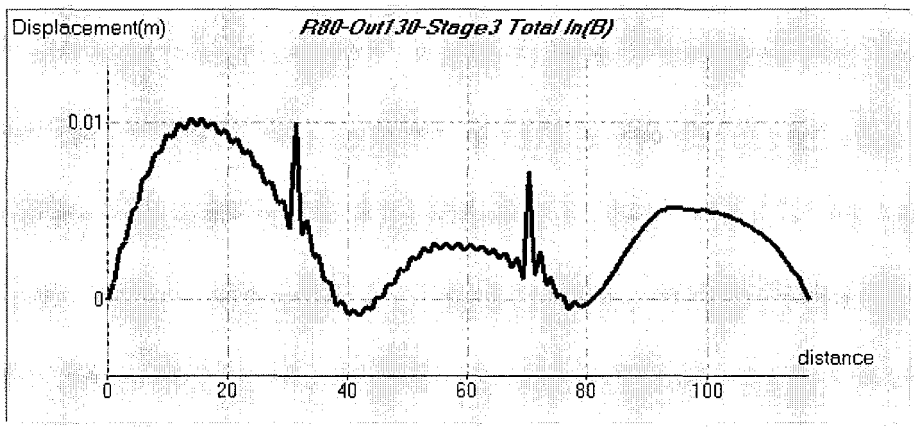


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

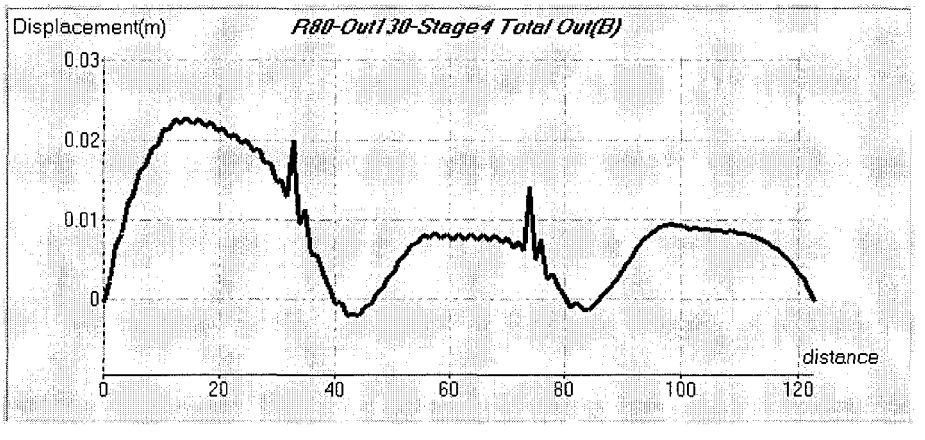


• 내측변위

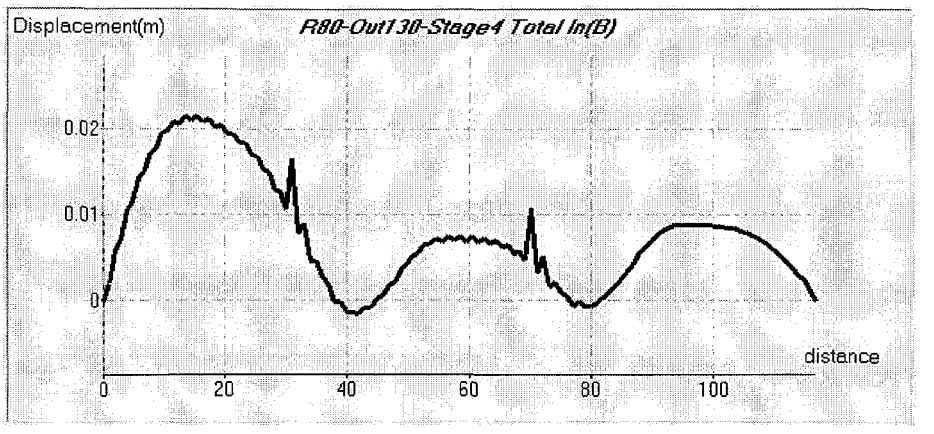


하부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위



• 내측변위

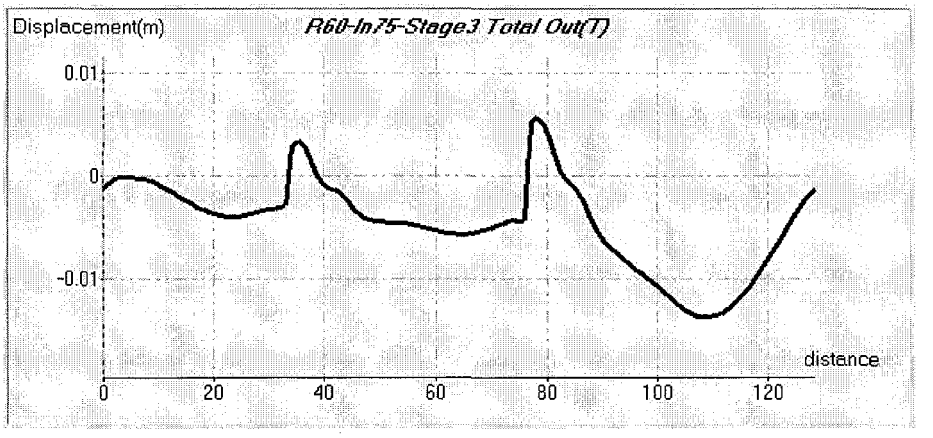


⑥ 내부중심각 38.197° (R=60m) (CASE E)

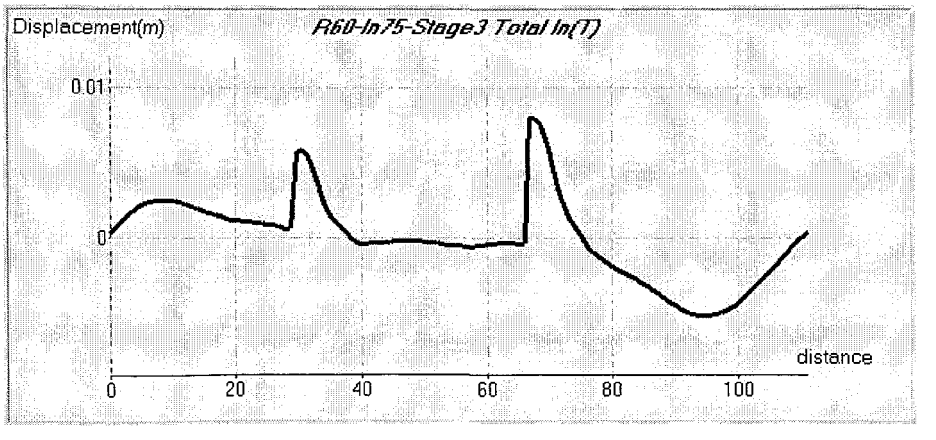
ㄱ. 내측 75%, 외측 100% 긴장력 적용 (CASE 2)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

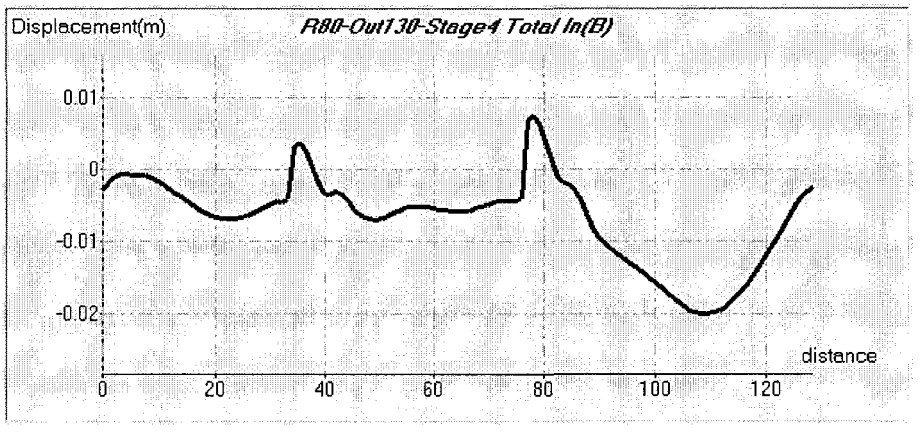


• 내측변위

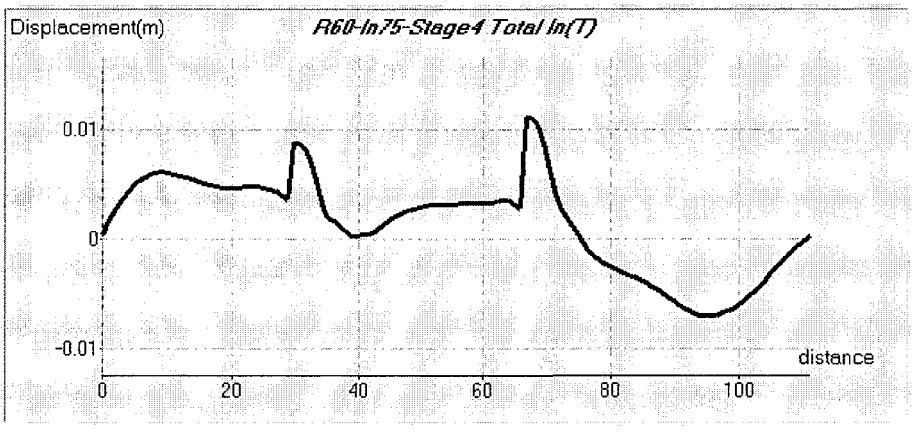


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위

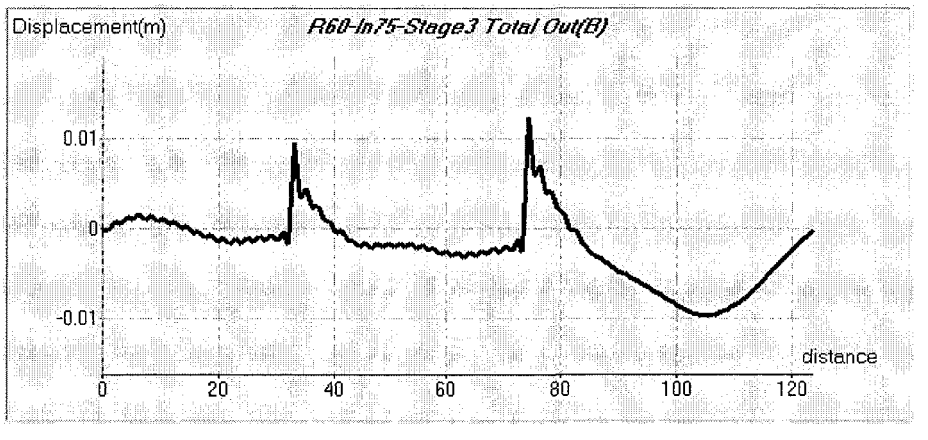


• 내측변위

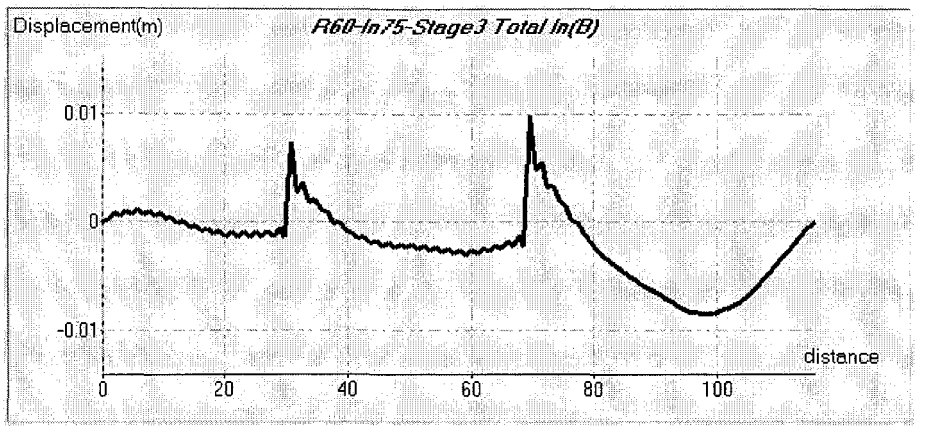


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

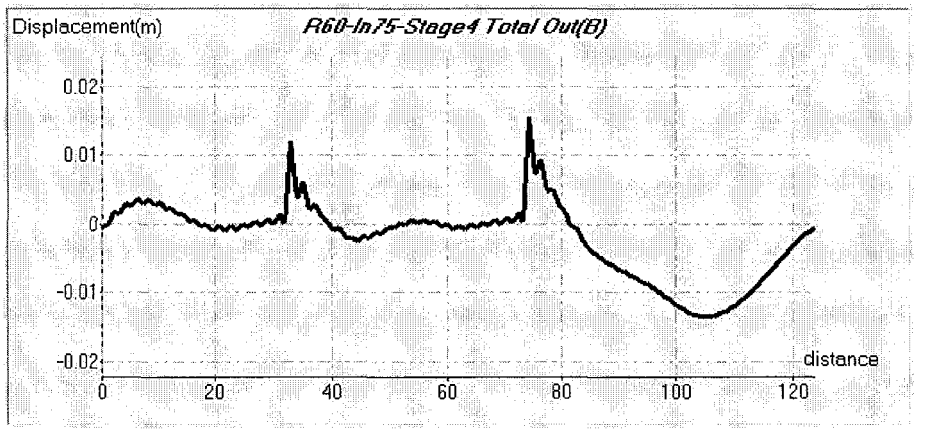


• 내측변위

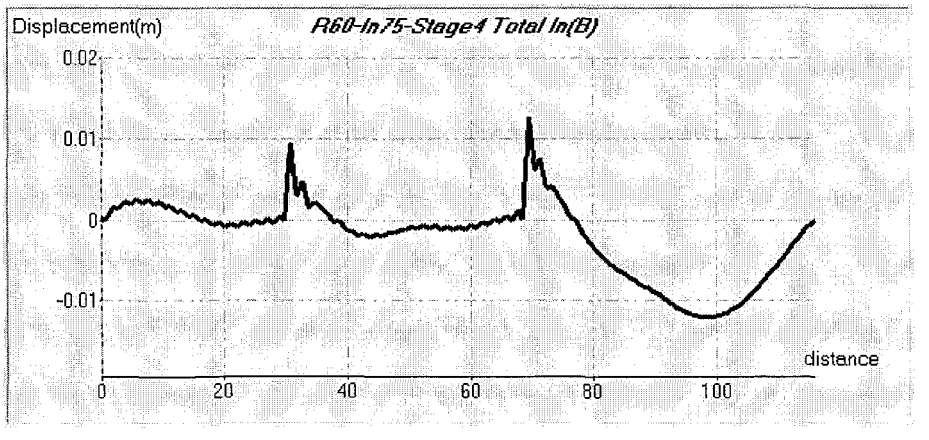


하부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위



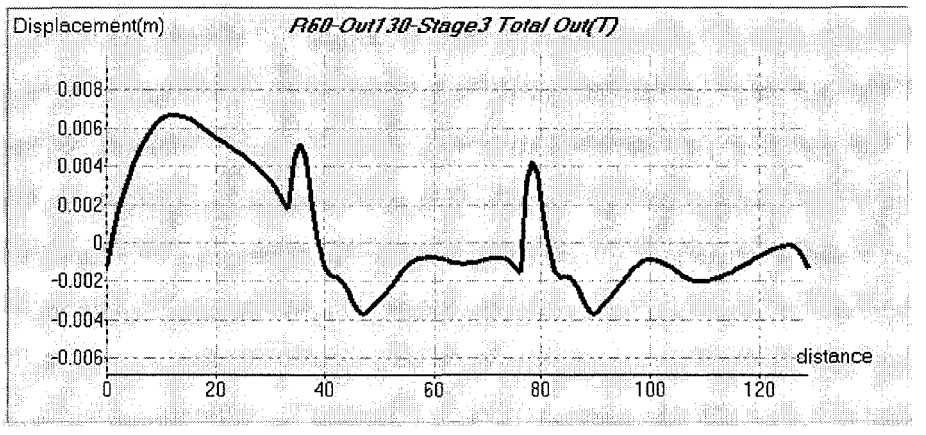
• 내측변위



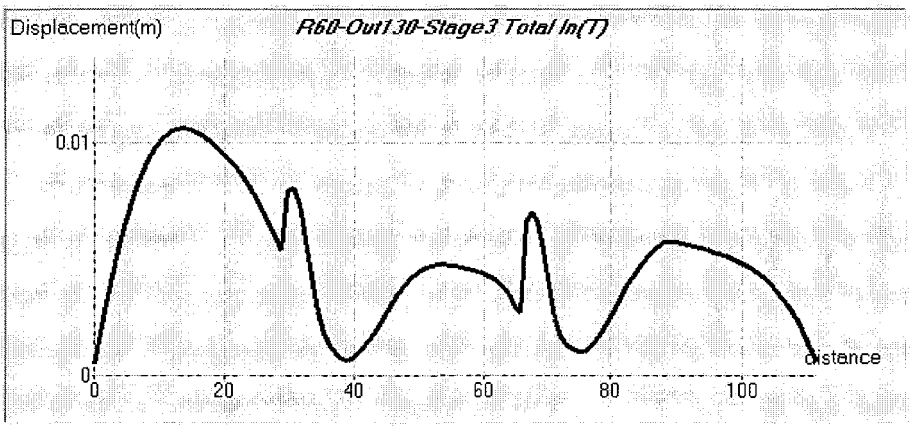
ㄴ. 내측 100%, 외측 130% 긴장력 적용 (CASE 3)

- 상부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

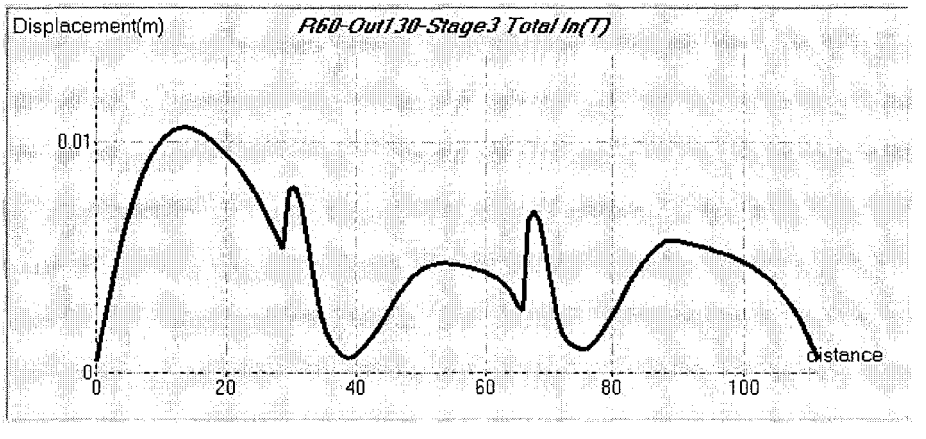


• 내측변위

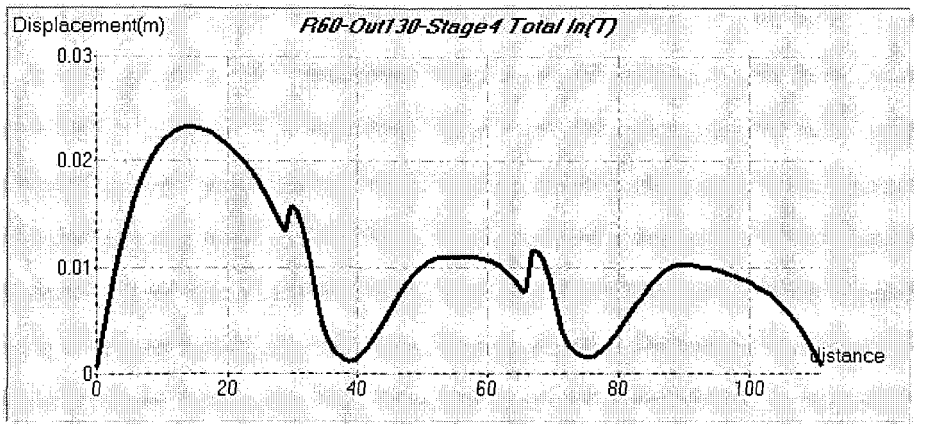


상부플랜지 처짐 (STAGE4)

• 외측변위

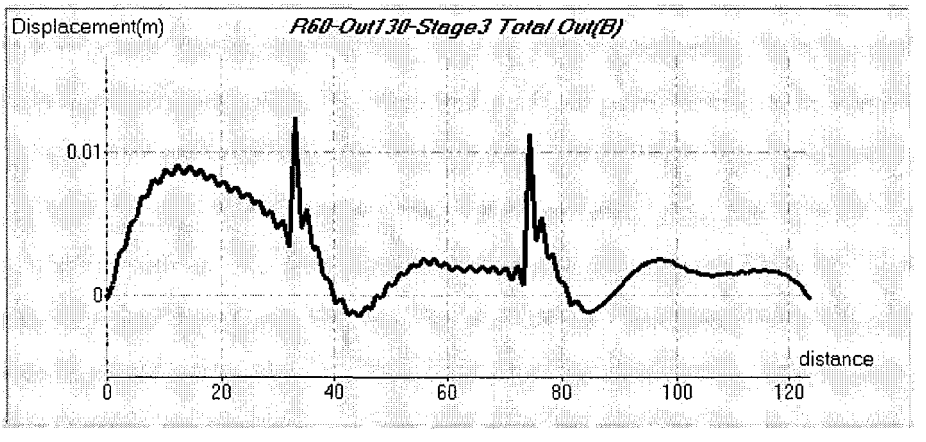


• 내측변위

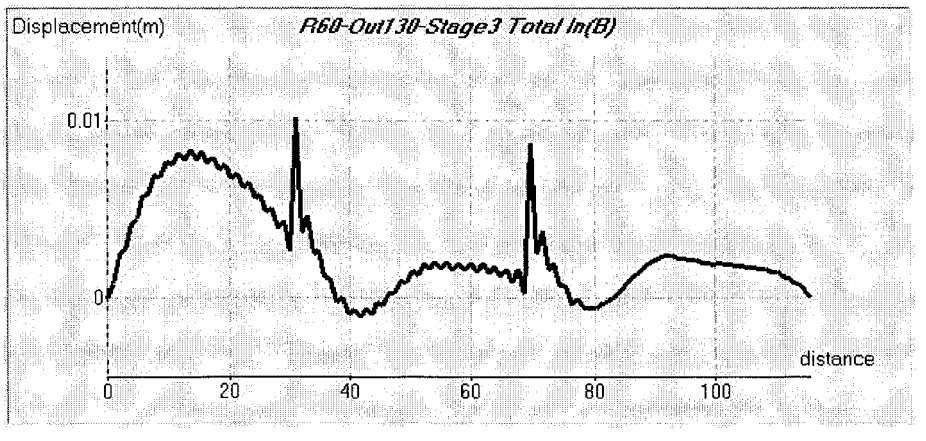


하부플랜지 처짐 (STAGE3)

• 외측변위

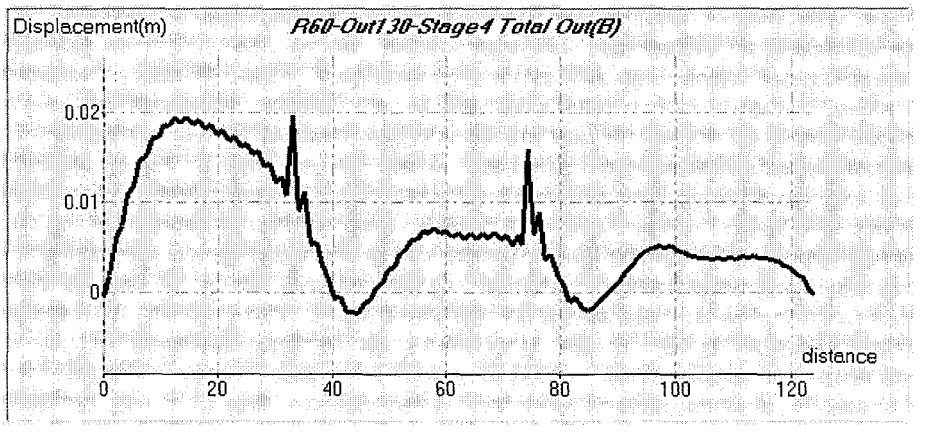


• 내측변위

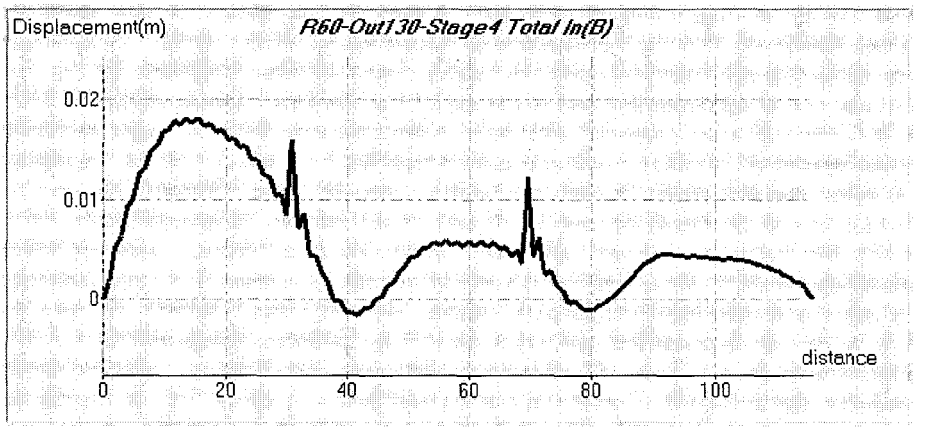


- 하부플랜지 처짐 (STAGE4)

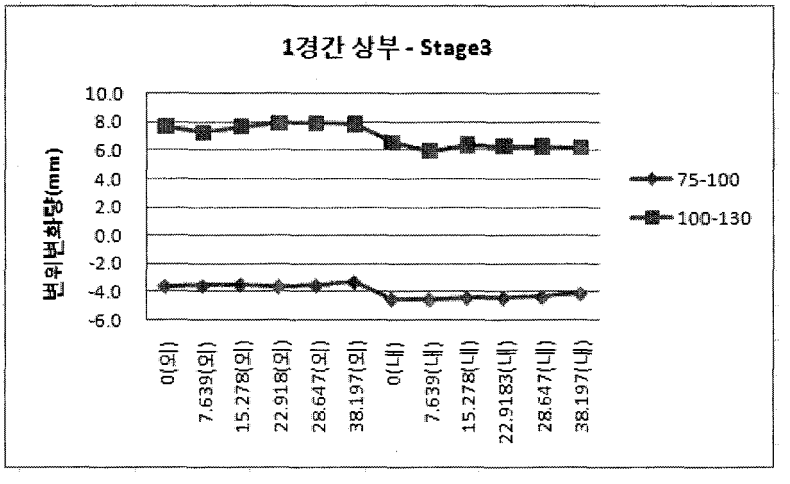
• 외측변위

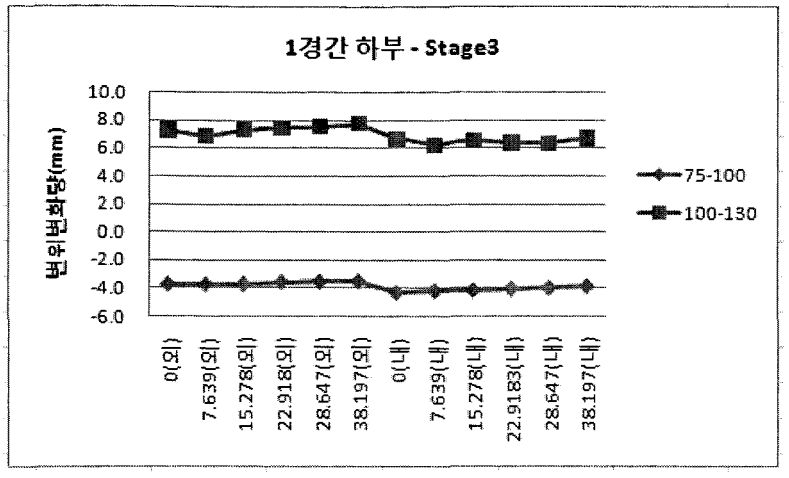


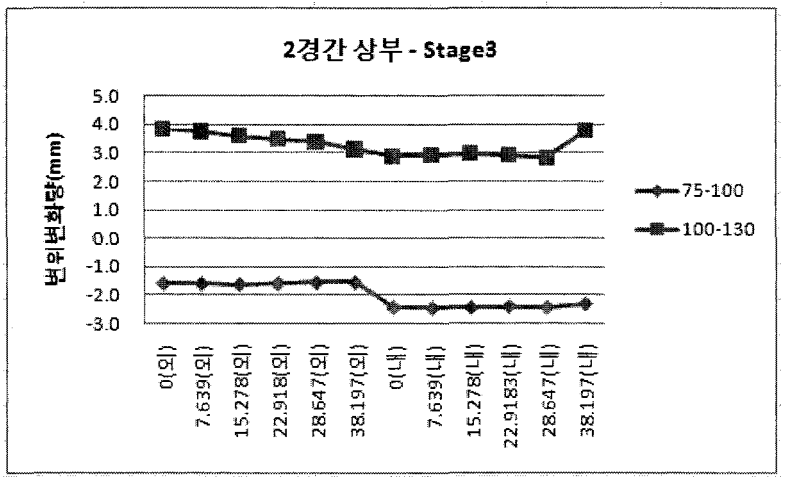
• 내측변위

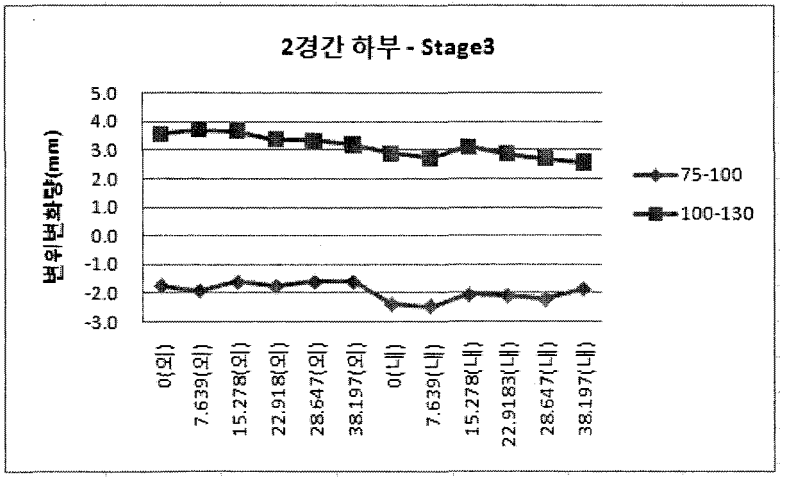


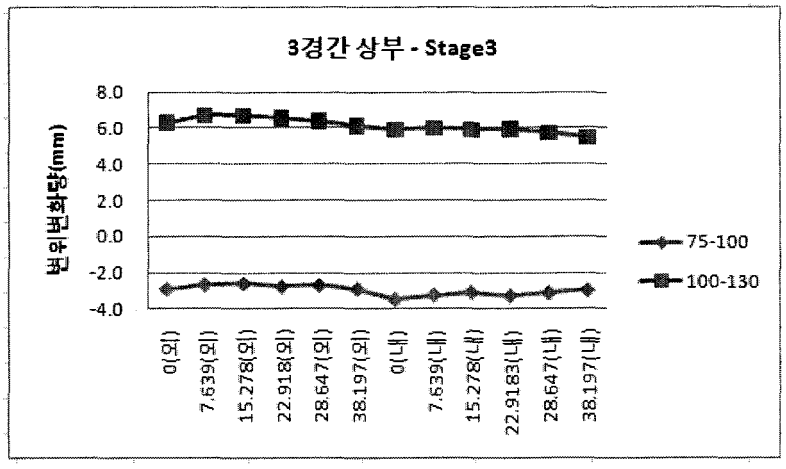
(나) 내·외측 긴장력 조정에 따른 내·외측 변위의 변화량




1경간 하부 - Stage3
변위변화량(mm)
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0.0
-2.0
-4.0
-6.0
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)
75-100
100-130


2경간 상부 - Stage3
변위변화량(mm)
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
0.0
-1.0
-2.0
-3.0
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)
75-100
100-130


2경간 하부 - Stage3
변위변화량(mm)
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
0.0
-1.0
-2.0
-3.0
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)
75-100
100-130



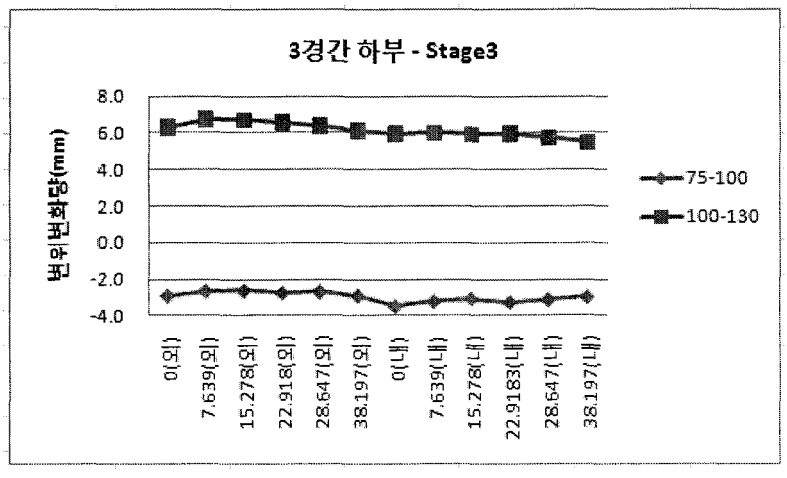
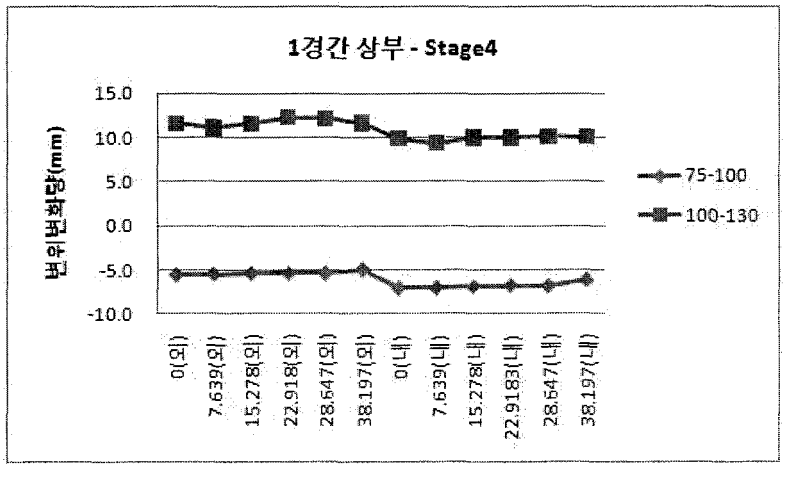
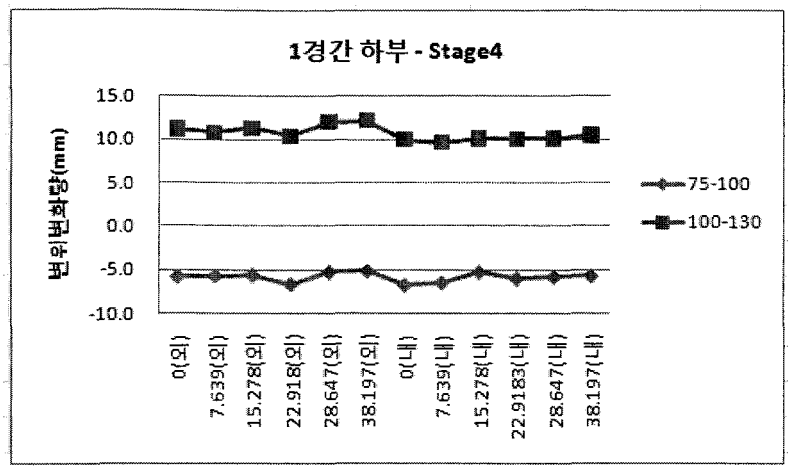
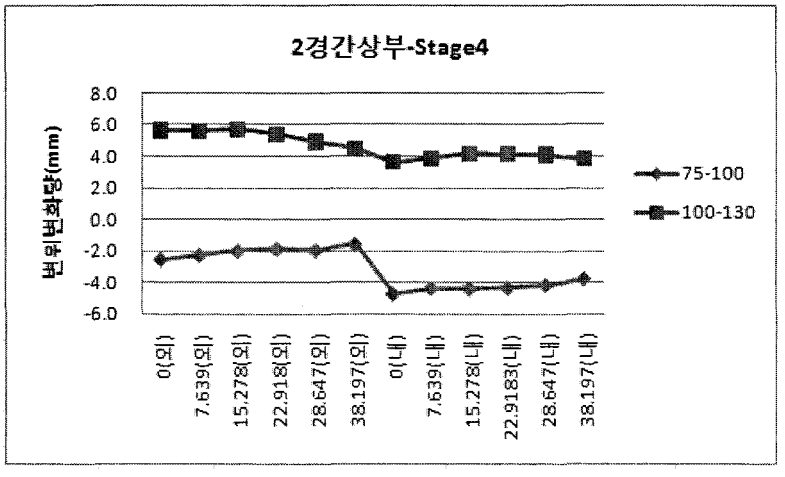
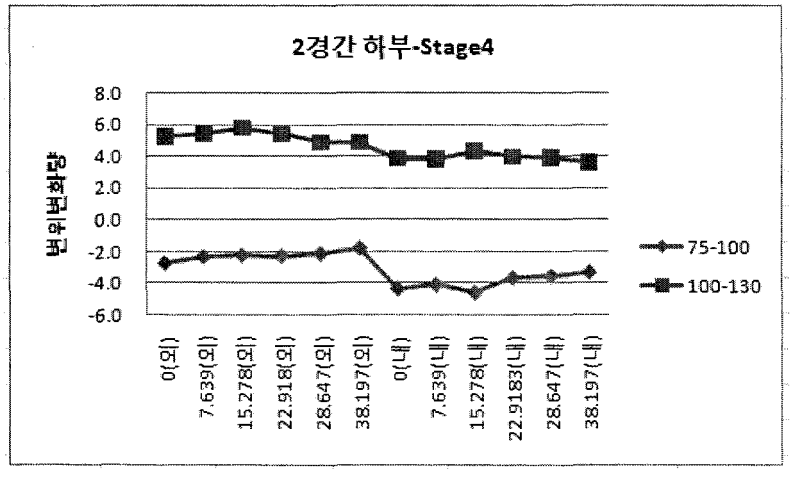


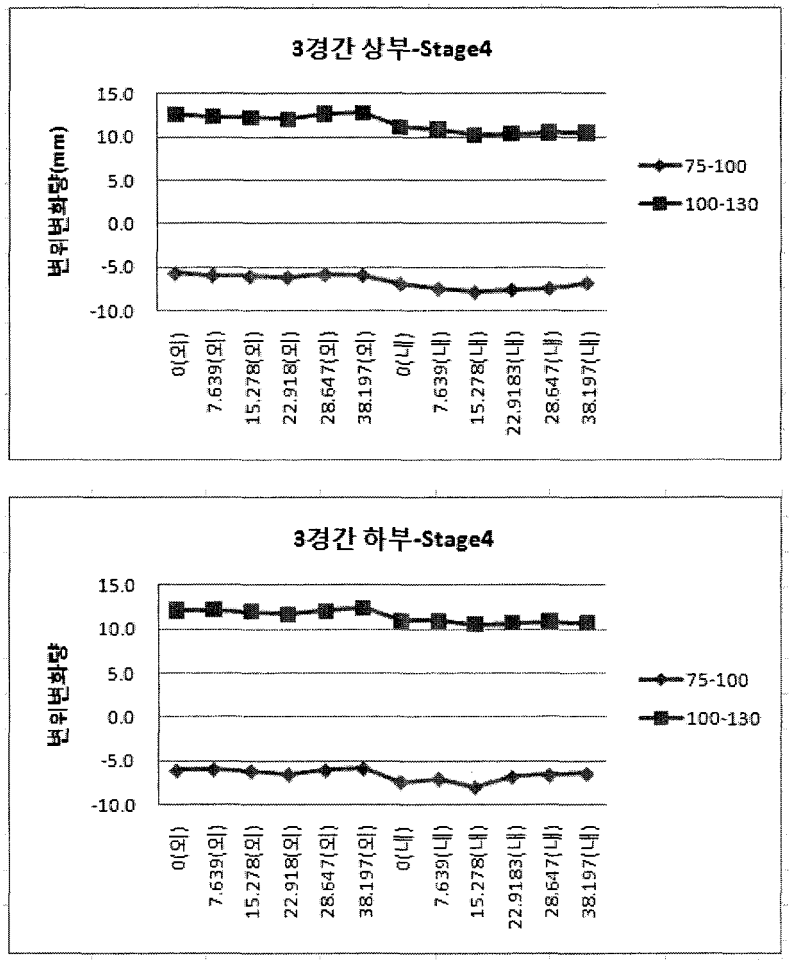
그림 3.5.31. 긴장력 조정에 따른 내·외측 변위 변화량 - Stage3>




1경간 하부 - Stage4
변위변화량(mm)
15.0
10.0
5.0
0.0
-5.0
-10.0
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)
75-100
100-130


2경간상부-Stage4
변위변화량(mm)
8.0
6.0
4.0
2.0
0.0
-2.0
-4.0
-6.0
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)
75-100
100-130


2경간 하부-Stage4
변위변화량
8.0
6.0
4.0
2.0
0.0
-2.0
-4.0
-6.0
0(외)
7.639(외)
15.278(외)
22.918(외)
28.647(외)
38.197(외)
0(내)
7.639(내)
15.278(내)
22.9183(내)
28.647(내)
38.197(내)
75-100
100-130



<그림 3.5.32. 긴장력 조정에 따른 내·외측 변위 변화량 - Stage4>

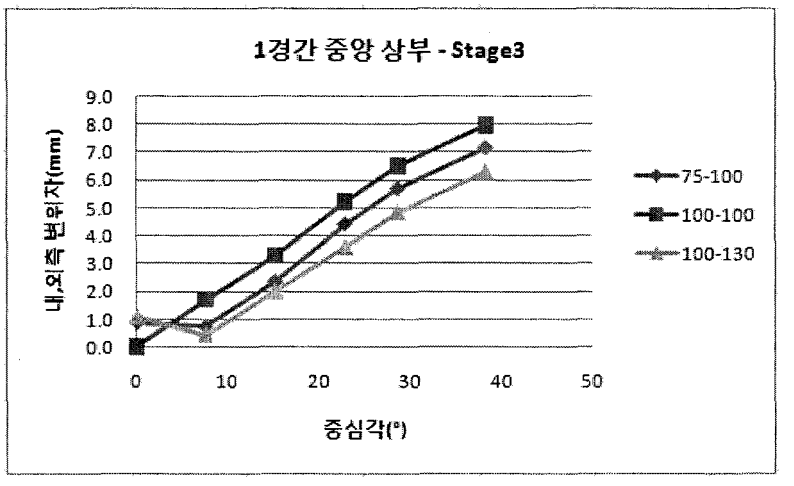
(*범례 : 내측긴장력비율-외측긴장력비율, *가로축 : 내부중심각(내측,외측))

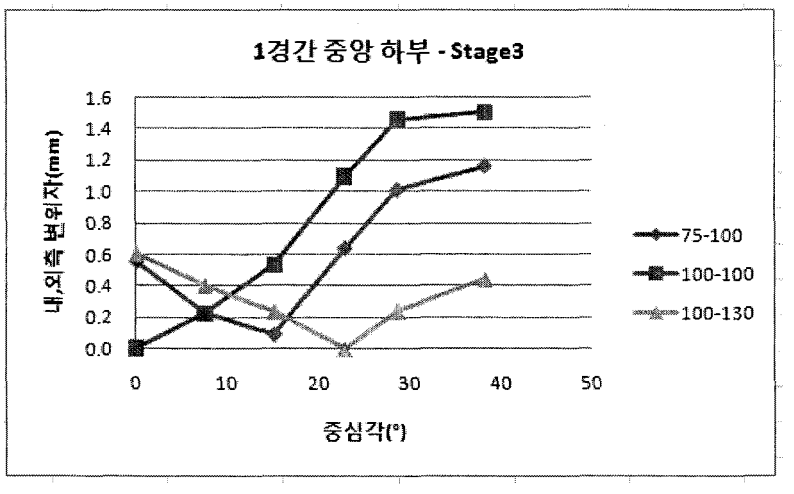
긴장력 조정에 따른 변위변화를 보면 상부와 하부의 차이는 거의 없으며 경간별 변위변화량은 1경간이 가장 크고 3경간, 2경간 순서로 내측경간인 2경간에서 가장 작은 것으로 나타났으며 전경간에서 시간이 경과함에 따라 변화량은 증가하는 것으로 나타났다.

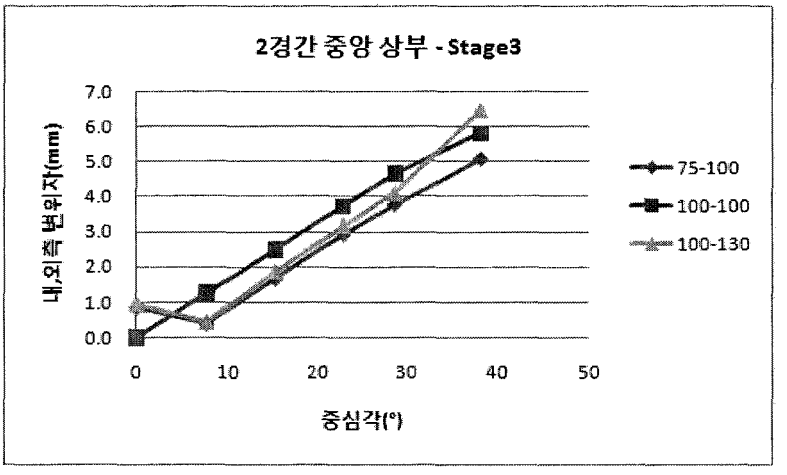
내측긴장력을 75% 적용한 경우를 보면 긴장력 감소로 인해 내·외측 변위 모두 하향으로 증가하였으며 내·외측 변화량을 비교해 보면 내측의 변화량이 외측의 변화량보다 크다. 내·외측 변화량의 차이는 2경간 상·하부가 가장 크고 1경간, 3경간 순으로 나타났으며, 3경간에서의 내·외측 변위 변화량의 차이는 거의 없었다. 중심각 변화에 따른 내·외측 변화량을 보면 내측에 75% 긴장력을 적용한 경우에는 중심각에 따른 영향이 거의 없는 것을 확인 할 수 있었다.

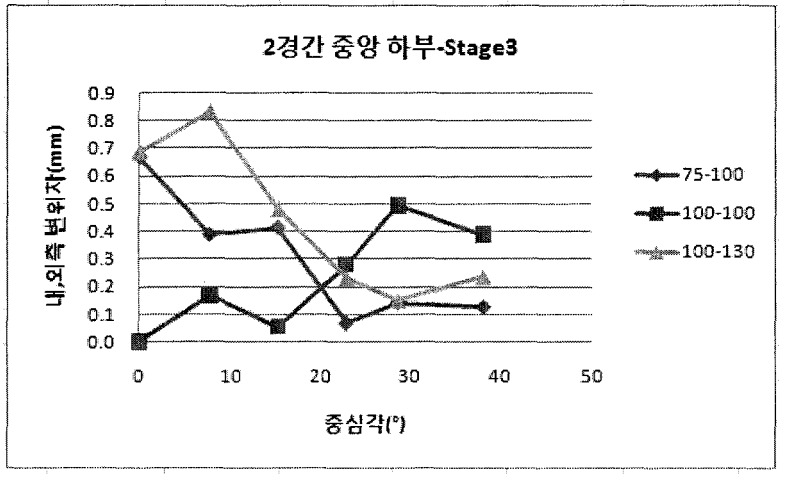
외측긴장력을 130% 적용한 경우를 보면 긴장력 증가로 인해 내·외측 변위 모두 상향으로 증가하였으며 내·외측 변화량을 비교해 보면 외측의 변화량이 내측의 변화량보다 크다. 내·외측의 변화량의 차이는 2경간 상·하부가 가장 크고 1경간, 3경간 순으로 나타났으며, 3경간에서의 내·외측 변위 변화량의 차이는 거의 없었다. 중심각변화에 따른 내·외측 변화량을 보면 중심각이 증가함에 따라 변화량은 감소하는 것으로 나타났다.

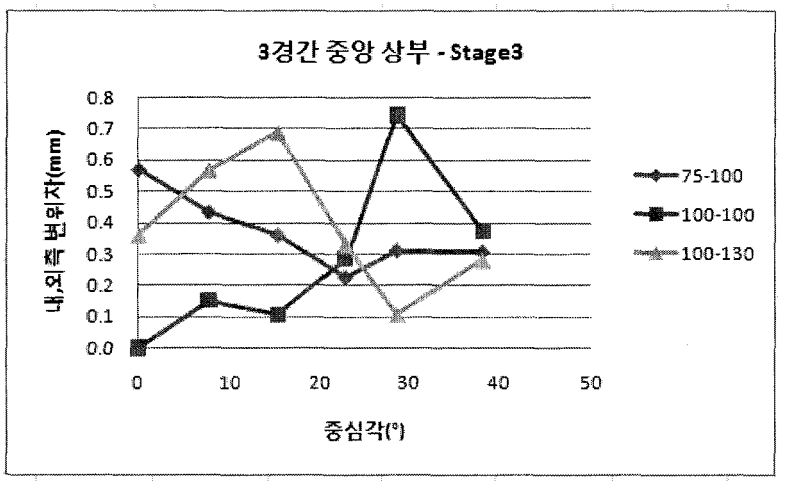
(다) 내·외측 긴장력 조정에 따른 내·외측 변위차

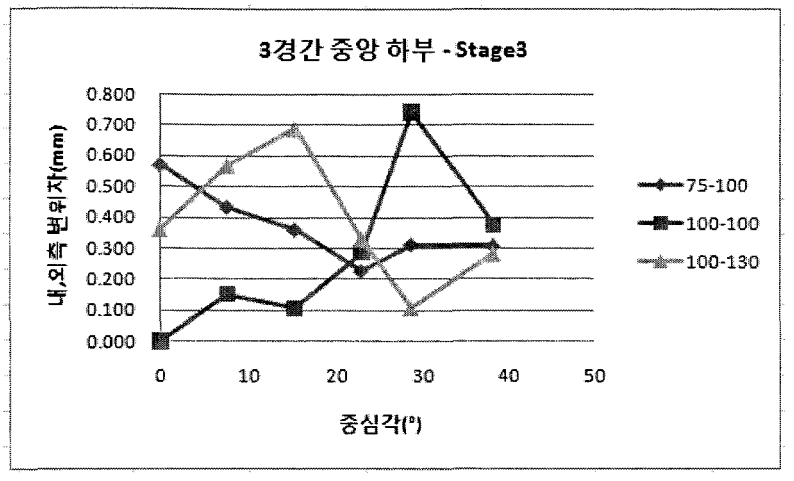




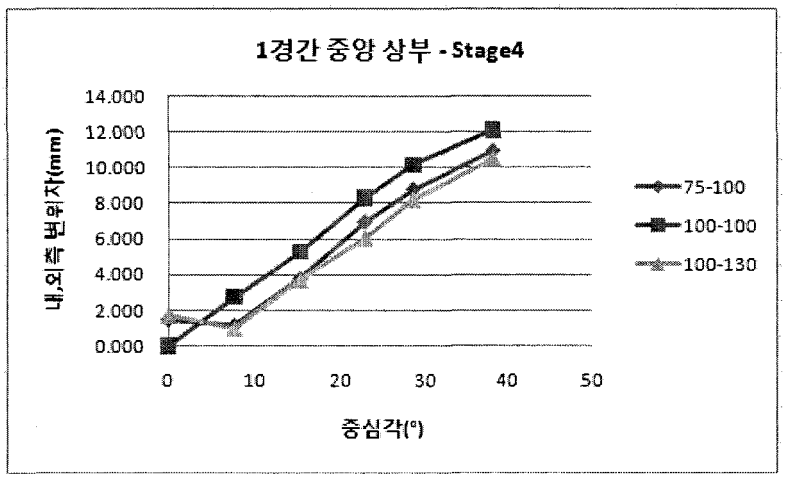

2경간 중앙 상부 - Stage3
내,외측 변위차(mm)
7.0
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
0.0
0
10
20
30
40
50
중심각(°)
75-100
100-100
100-130

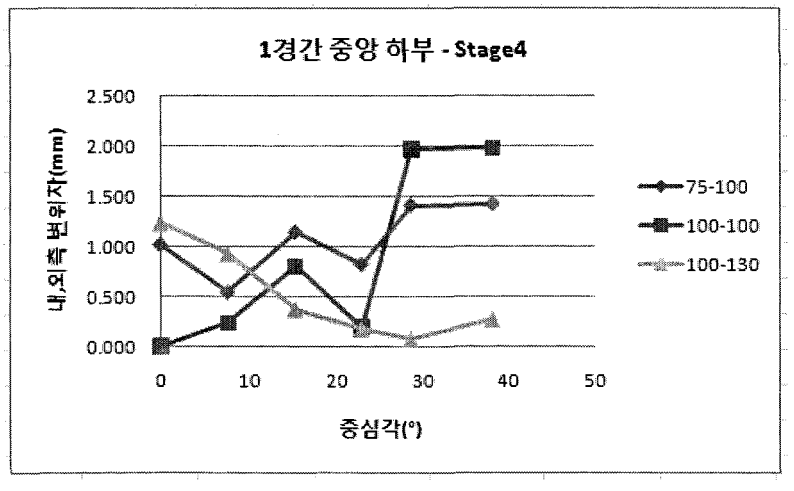

2경간 중앙 하부-Stage3
내,외측 변위차(mm)
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0.0
0
10
20
30
40
50
중심각(°)
75-100
100-100
100-130

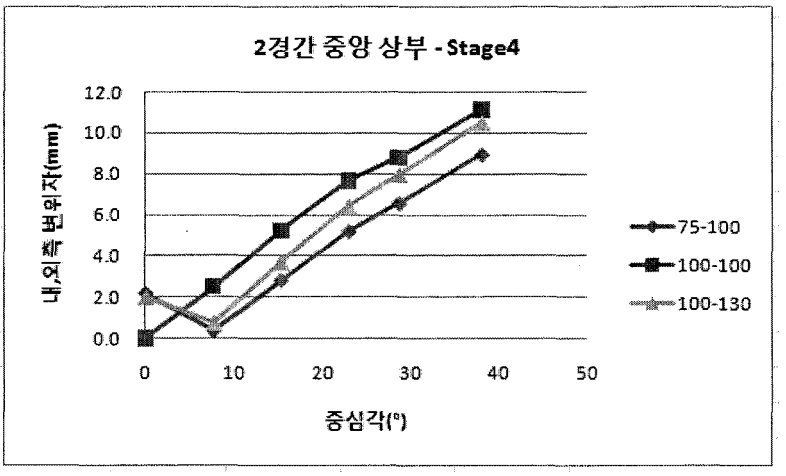

3경간 중앙 상부 - Stage3
내,외측 변위차(mm)
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0.0
0
10
20
30
40
50
중심각(°)
75-100
100-100
100-130

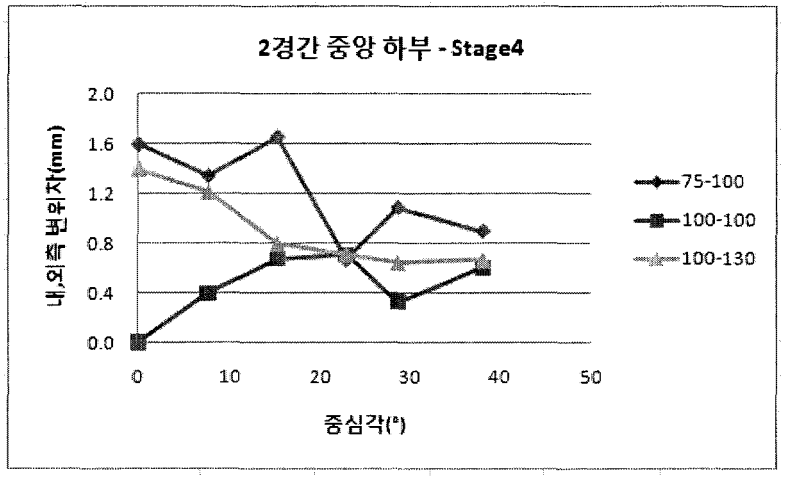


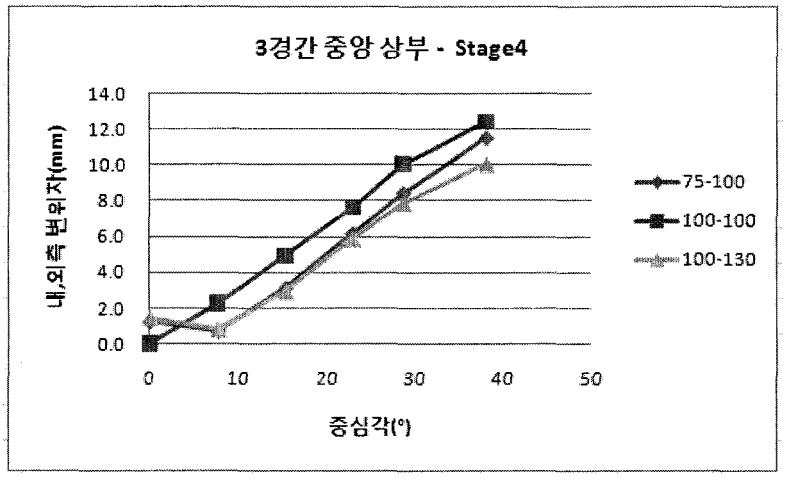
<그림 3.5.33. 긴장력 조정에 따른 내·외측 변위차 - Stage3>

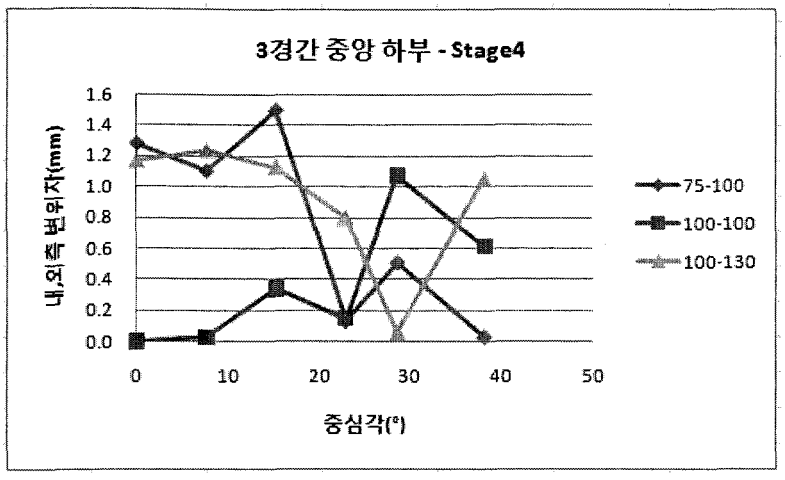





2경간 중앙 상부 - Stage4
내,외측 변위차(mm)
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0.0
0
10
20
30
40
50
중심각(°)
75-100
100-100
100-130


2경간 중앙 하부 - Stage4
내,외측 변위차(mm)
2.0
1.6
1.2
0.8
0.4
0.0
0
10
20
30
40
50
중심각(°)
75-100
100-100
100-130


3경간 중앙 상부 - Stage4
내,외측 변위차(mm)
14.0
12.0
10.0
8.0
6.0
4.0
2.0
0.0
0
10
20
30
40
50
중심각(°)
75-100
100-100
100-130



<그림 3.5.34. 긴장력 조정에 따른 내·외측 변위차 - Stage4>

(*범례 : 내측긴장력비율-외측긴장력비율, *가로축 : 내부중심각(내측,외측))

1경간에서 내·외측 변위차는 시공완료시 상·하부 모두 내·외측에 동일한 긴장력을 적용한 경우가 가장 큰 것으로 나타났으며 상부의 변위차는 외측에 130% 긴장력을 적용하는 것이 내측에 75%적용하는 것보다 변위차를 감소시키는 것으로 나타났다. 1경간 하부에서는 중심각이 작은 경우는 동일 긴장력을 적용하는 것이 변위차가 가장 작게 나타났으며 중심각이 증가할수록 외측에 130% 긴장력을 적용하는 것이 변위차가 가장 줄어드는 것으로 나타났다. 시공완료후 시간이 경과함에 따른 1경간에서의 내·외측 변위차는 상부변위차는 증가하는 것으로 나타났으며 1경간의 내·외측 변위차는 외측의 130%의 긴장력을 적용시킨 경우에 가장 작게 나타났다.

2경간에서 내·외측 변위차는 시공완료시 상부는 동일한 긴장력을 적용한 모델이 가장 크게 나왔고 내측에 75%의 긴장력을 적용한 경우가 변위차를 가장 감소시키는 것으로 나타났으며 2경간 하부에서는 중심각이 작은 경우에는 동일한 긴장력을 적용하는 경우가 중심각이 크면 내측에 75%의 긴장력을 적용하는 경우가 변위차가 제일 작은 것을 알 수 있다. 시공완료후 27년 경과시점에서 내·외측 변위차는 상부에서의 변위차는 내측의 75%의 긴장력을 적용한 경우가 가장 작게 나타났으며 하부의 경우에는 동일한 긴장력을 적용한 경우가 가장 작게 나타났다.

3경간에서 내·외측 변위차는 시공완료시 상·하부 모두 중심각이 작은 경우는 동일한 긴장력을 적용하는 경우에서 중심각이 큰 경우에는 외측에 130%의 긴장력을

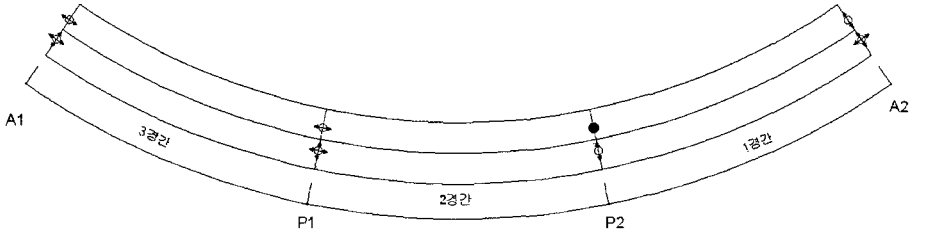
적용하는 경우에서 변위차를 가장 감소시키는 것으로 나타났다. 시공완료 후 27년 경과시점에서는 상부에 경우 중심각과 관계없이 외측에 130%적용한 경우가 가장 작게 나타났으며 하부에 경우는 시공완료시와 같은 경향을 나타내었다.

내·외측 변위차는 상부에서의 변위차가 하부에서의 변위차보다 약 5~10배 정도 크게 발생되며 내·외측의 긴장력 조정으로 상부의 내·외측 변위차를 감소시키는 경우 1경간은 외측긴장력을 증가, 2경간은 내측긴장력을 감소, 3경간은 중심각이 큰 경우에는 외측긴장력을 증가, 작은 경우는 내측긴장력 감소시키는 방법이 적절한 방법이라고 판단된다.

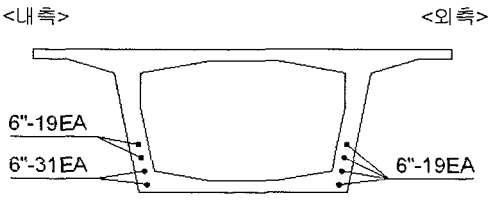
(3) 응력특성

(가) 내·외측 긴장력 조정에 따른 전체응력 변화

내·외측 긴장력을 조절한 후 수치해석을 통해 지간중앙부에서는 하부응력, 지점부에서는 상부응력의 단면내에서의 내·외측의 응력변화를 검토하였다. 내·외측의 긴장력은 내·외측의 동일한 긴장력을 적용한 모델, 내측의 75% 긴장력을 적용한 모델, 외측의 130% 긴장력을 적용한 모델과 내측의 130%의 긴장력을 조절한 모델을 추가하여 수치해석을 수행하였다.

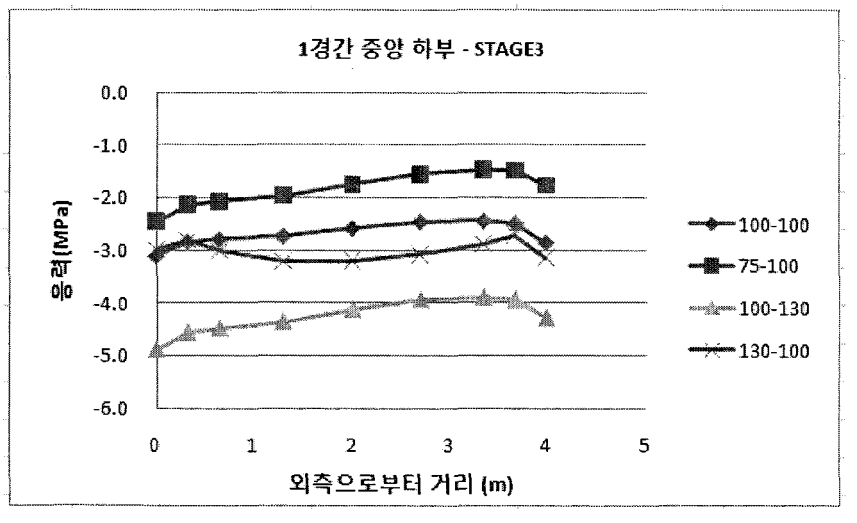


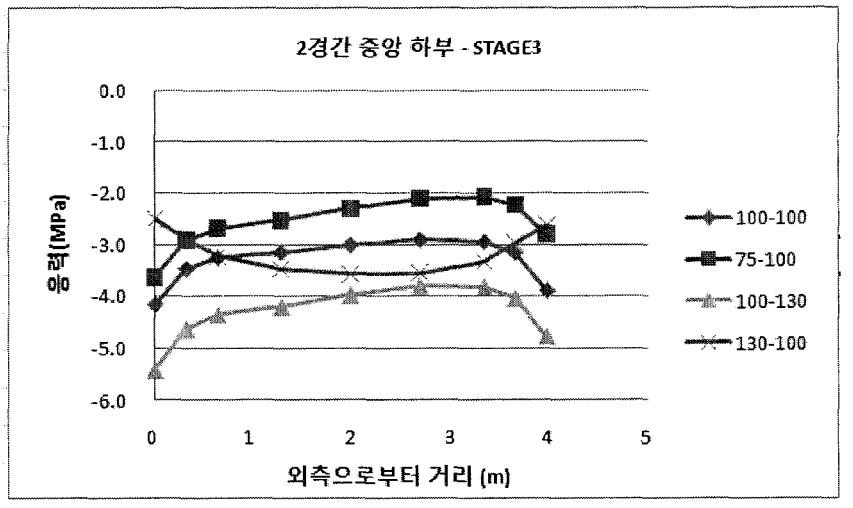
<그림 3.5.35. 해석교량의 지간 구성>

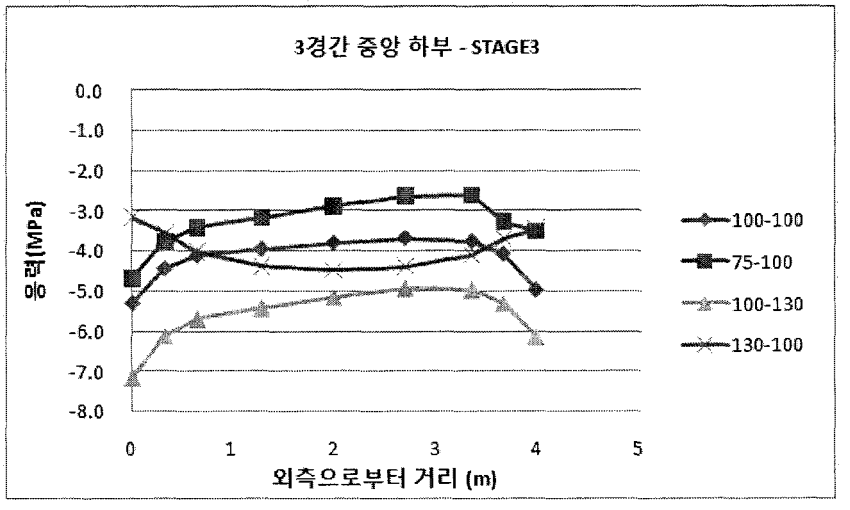


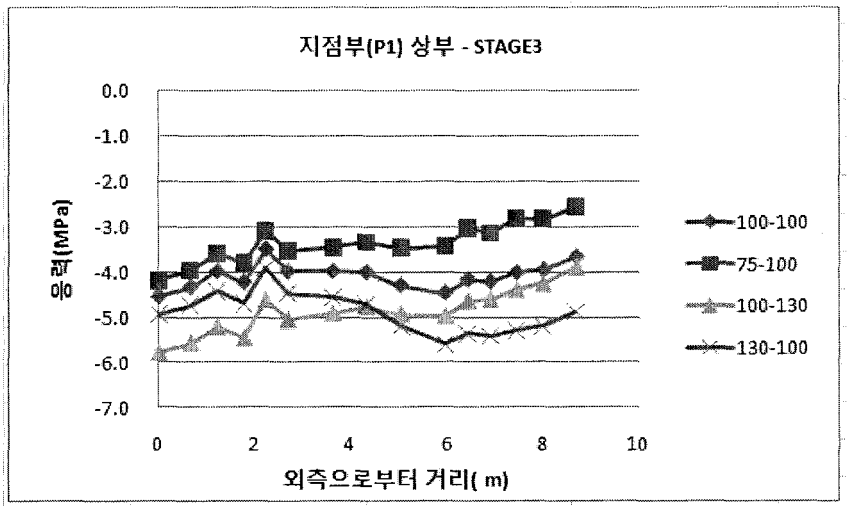
<그림 3.5.36. 내측 130% 긴장력 적용 모델 횡단면도>

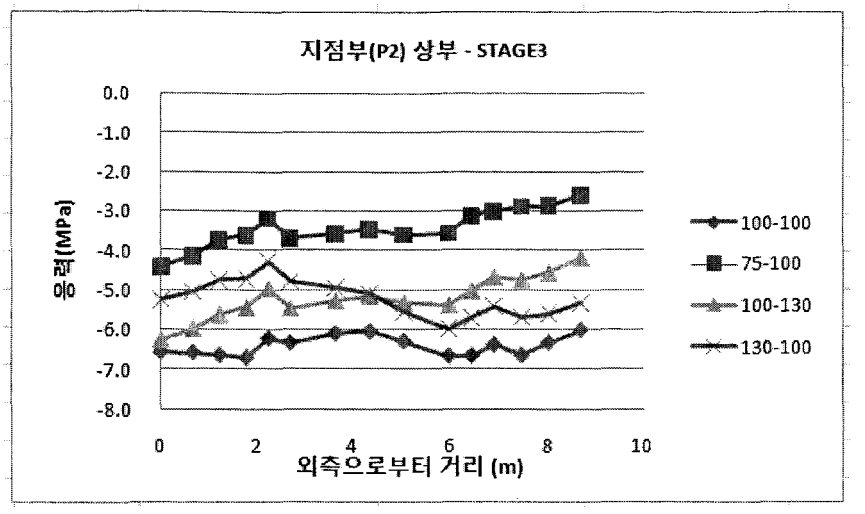
긴장력 조절에 따른 내·외측의 응력의 변화를 보면 내측의 75%의 긴장력을 적용한 경우와 외측의 130%의 긴장력을 적용한 경우는 지간중앙부와 지점부 모두 동일한 긴장력을 적용한 모델과 비교하여 내·외측의 응력차가 증가하는 것을 알 수 있었으며, 내측의 130%의 긴장력을 적용한 경우는 지간중앙부와 지점부 모두 동일한 긴장력을 적용한 모델의 비해 내·외측의 응력차가 감소하는 것을 알 수 있었다. 내측의 130%의 긴장력을 적용한 경우 지간중앙부에서는 내·외측의 응력차가 15~30%정도 감소하였고, 지점부에서는 약 90%~99%정도 감소하여 지점부에서 내·외측의 응력차 감소효과가 크게 나타났다.



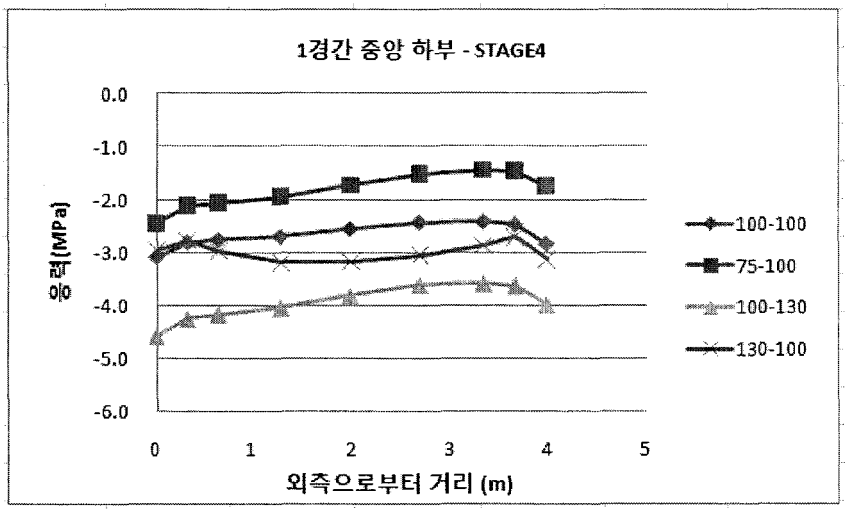

2경간 중앙 하부 - STAGE3
0.0
-1.0
-2.0
-3.0
-4.0
-5.0
-6.0
응력(MPa)
0
1
2
3
4
5
외측으로부터 거리 (m)
100-100
75-100
100-130
130-100

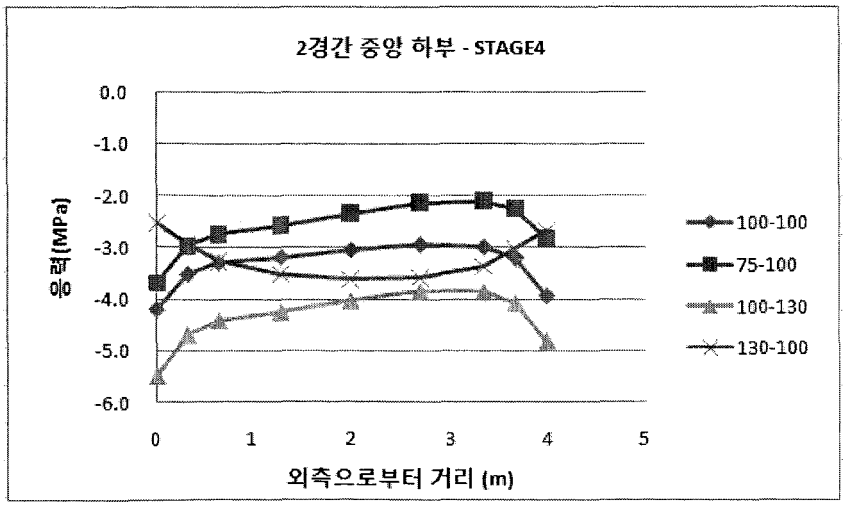

3경간 중앙 하부 - STAGE3
0.0
-1.0
-2.0
-3.0
-4.0
-5.0
-6.0
-7.0
-8.0
응력(MPa)
0
1
2
3
4
5
외측으로부터 거리 (m)
100-100
75-100
100-130
130-100

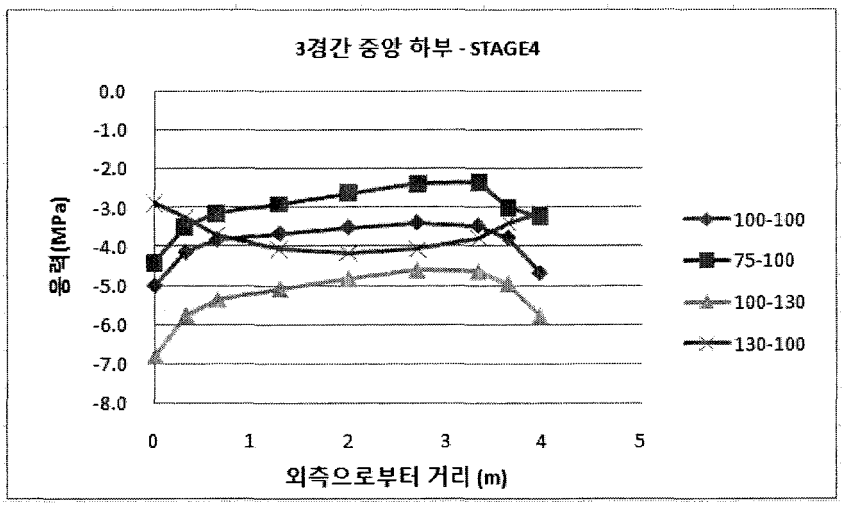

지점부(P1) 상부 - STAGE3
0.0
-1.0
-2.0
-3.0
-4.0
-5.0
-6.0
-7.0
응력(MPa)
0
2
4
6
8
10
외측으로부터 거리(m)
100-100
75-100
100-130
130-100

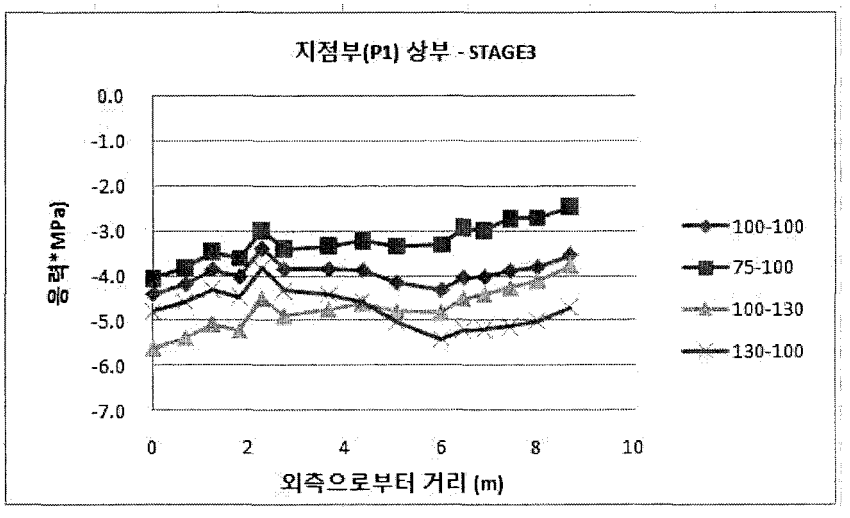


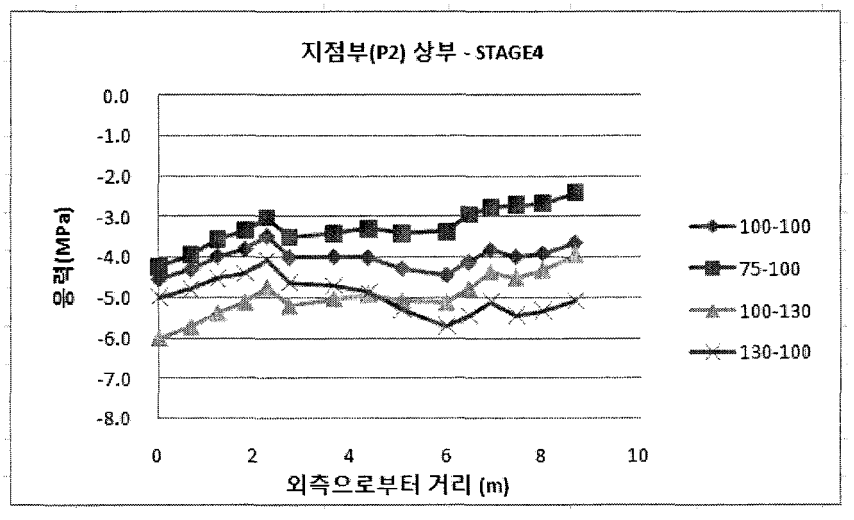
<그림 3.5.37. 내·외측 응력 변화량 - Stage3 (R=100m)>







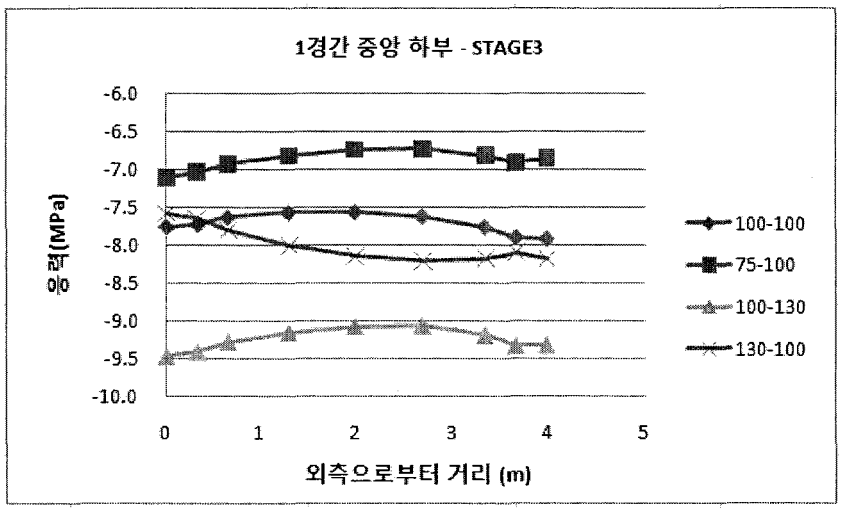


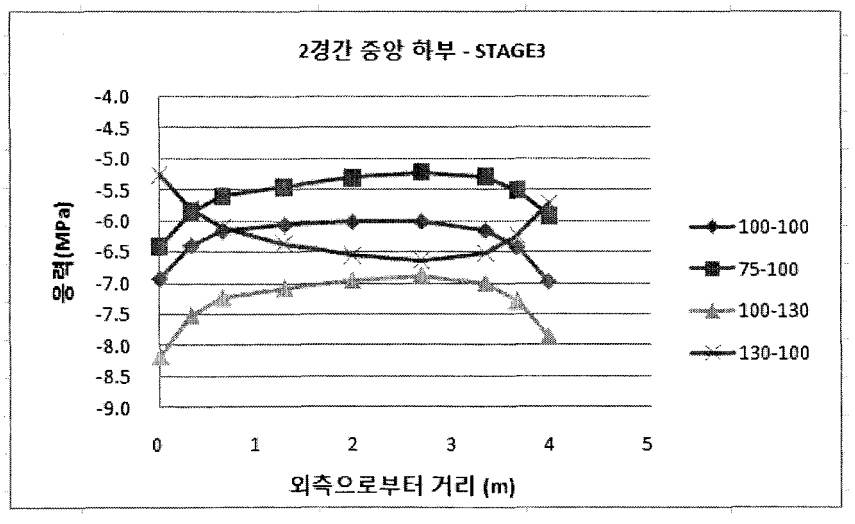


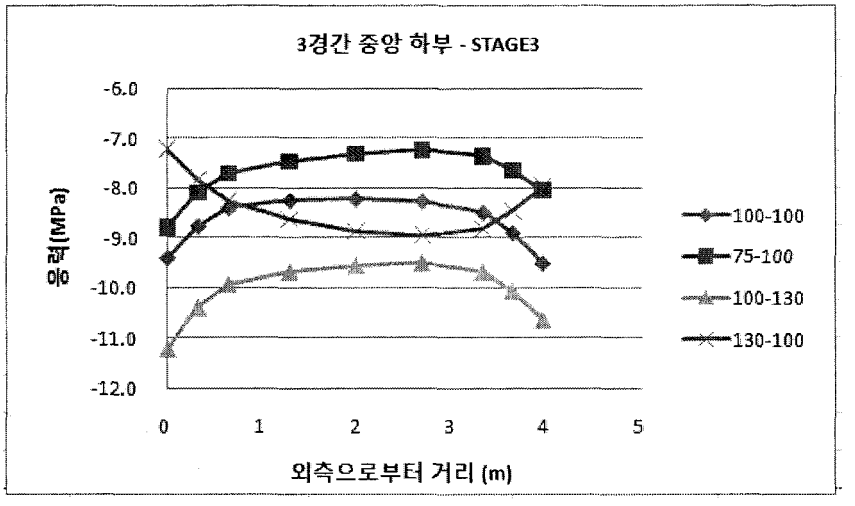
<그림 3.5.38. 내·외측 응력 변화량 - Stage4 (R=100m)>

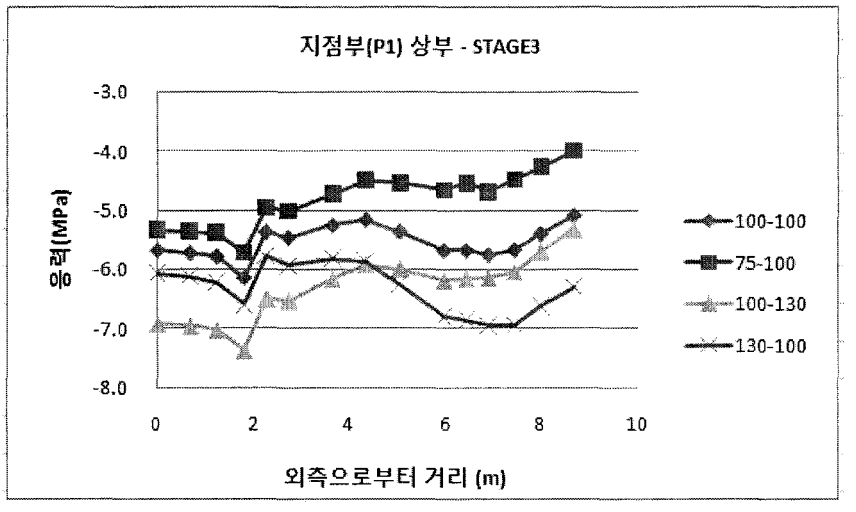
(나) 내·외측 긴장력 조정에 따른 긴장력에 의한 응력 변화

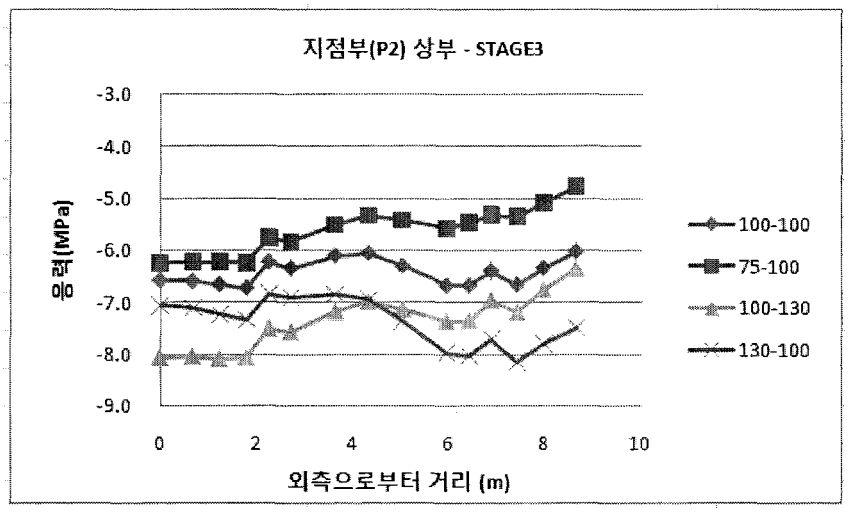
긴장력에의한 내·외측의 응력의 변화를 보면 내측의 75%의 긴장력을 적용한 경우에는 내·외측 동일 긴장력을 적용한 경우와 비교하여 내·외측의 응력은 모두 감소하는 경향을 보이며 내측의 감소량이 외측의 감소량보다 큰 것을 알 수 있으며, 외측의 130%의 긴장력을 적용한 경우는 내·외측 응력 모두 증가하며 증가량은 외측이 내측보다 크게 나타났다. 내측의 130%의 긴장력을 적용한 경우는 외측의 응력은 감소하고 내측의 긴장력은 증가하는 경향을 알 수 있었다.



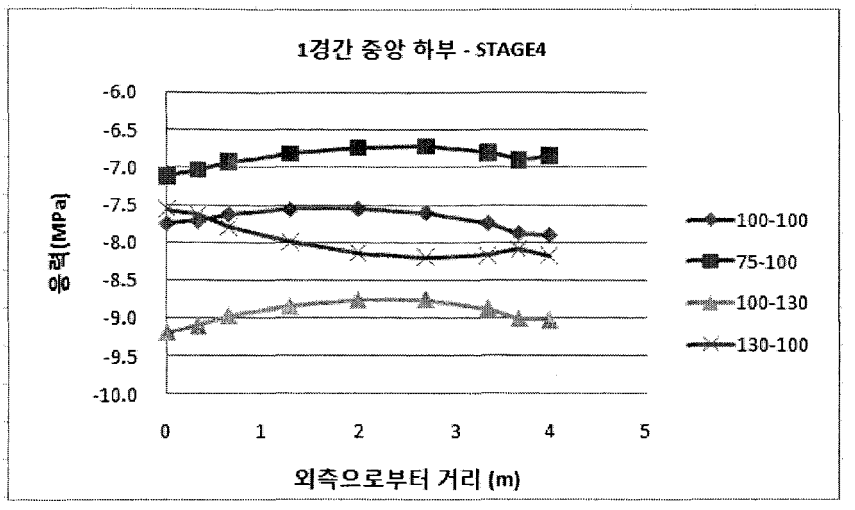


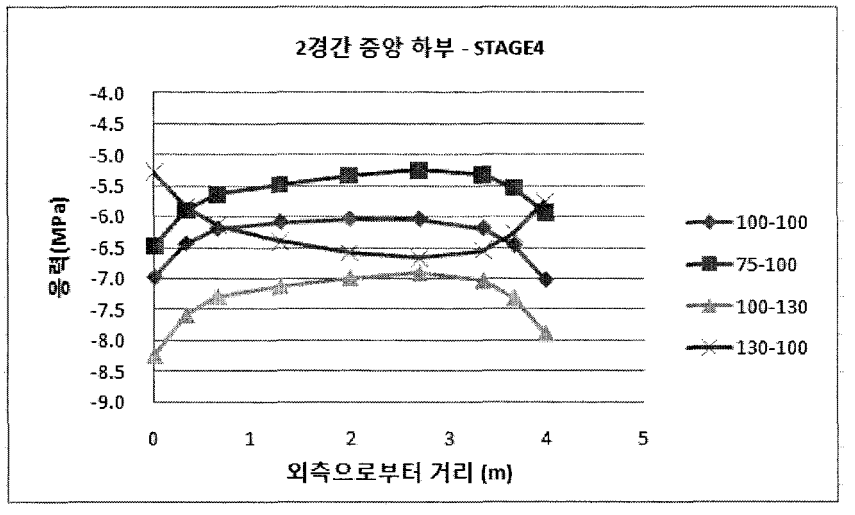


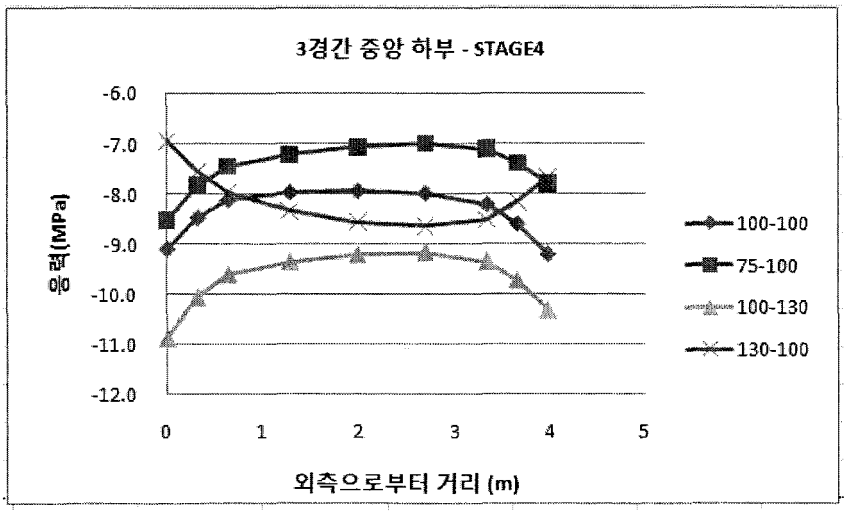


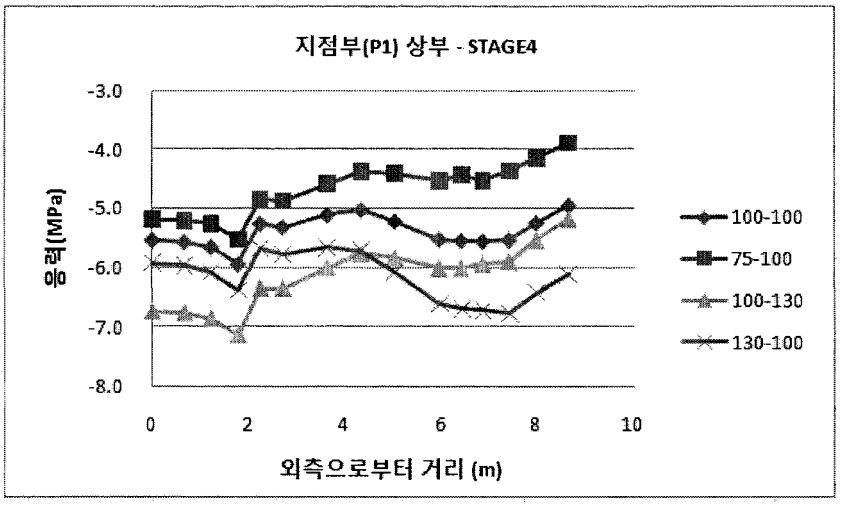


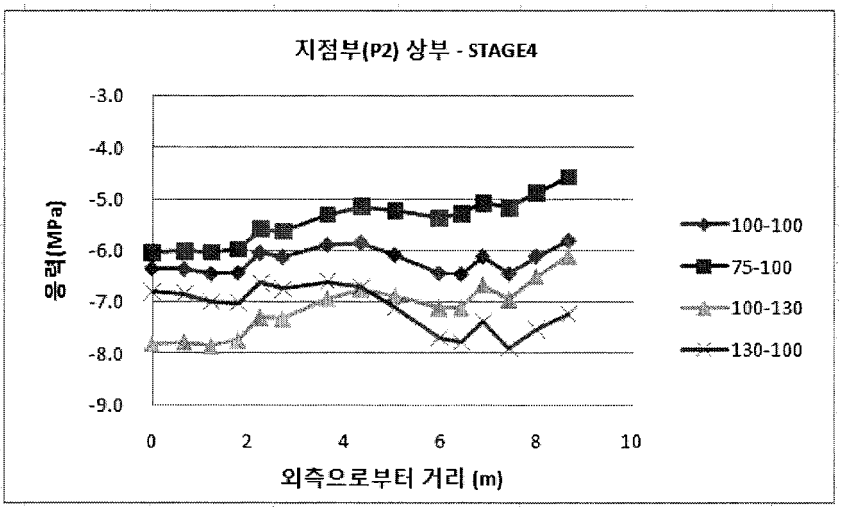
<그림 3.5.39. 긴장력에 의한 응력 변화량 - Stage3 (R=100m)>


1경간 중앙 하부 - STAGE4
-6.0
-6.5
-7.0
-7.5
-8.0
-8.5
-9.0
-9.5
-10.0
응력(MPa)
0
1
2
3
4
5
외측으로부터 거리 (m)
100-100
75-100
100-130
130-100


2경간 중앙 하부 - STAGE4
-4.0
-4.5
-5.0
-5.5
-6.0
-6.5
-7.0
-7.5
-8.0
-8.5
-9.0
응력(MPa)
0
1
2
3
4
5
외측으로부터 거리 (m)
100-100
75-100
100-130
130-100


3경간 중앙 하부 - STAGE4
-6.0
-7.0
-8.0
-9.0
-10.0
-11.0
-12.0
응력(MPa)
0
1
2
3
4
5
외측으로부터 거리 (m)
100-100
75-100
100-130
130-100





<그림 3.5.40. 긴장력에 의한 응력 변화량 - Stage4 (R=100m)>

라. 소 결

(1) 반력특성

내·외측에 동일한 긴장력 적용한 경우 내부중심각이 증가함에 따라 반력의 증감량이 선형적으로 증가하는 것을 알 수 있었다. 내부중심각이 증가함에 따라 외측반력은 증가하고 내측반력은 감소하는 경향을 나타내며, 단부지점 내측 반력의 경우 내부중심각이 증가할수록 반력이 감소하여 중심각이 약35°정도 이후에서는 부반력이 발생하는 것으로 나타났다.

긴장력이 전체반력에 미치는 영향은 내부중심각이 증가함에 따라 전체 반력에 10%~26%정도로 매우 영향이 큰 것으로 나탔으며 특히 내측지점에서는 (-)반력이 크게 발생되어 내측지점 부반력 발생에 큰 영향을 주는 요인임을 알 수 있었다. 따라서 내부중심각이 큰 곡선교에서는 긴장력이 적게 쓰는 것이 부반력 발생억제에 유리한 것으로 판단된다.

부반력 발생에 취약한 단부내측지점 중 A1지점 내측의 경우 시간경과에 따른 반력 감소량이 가장 크게 나타나 시간경과에 따른 부반력 발생에 가장 취약한 지점으로 판단된다.

내측긴장력을 75% 적용한 경우에는 내·외측 동일 긴장력 적용 모델과 비교하여 내측지점의 반력은 증가하고 외측지점의 반력은 감소하며, 외측긴장력을 130% 적용한 경우에는 외측지점의 반력은 증가하고 내측지점의 반력이 감소하는 것으로 나타났다. 외측에 130%의 긴장력을 적용하는 경우에는 중심각이 큰 단부내측지점에서의 반력감소가 크게 발생되어 부반력 발생에 불리한 것으로 확인되었다.

내측긴장력을 줄이는 경우에는 내·외측 반력차가 감소하며, 외측긴장력을 늘이는 경우에는 오히려 반력차가 증가하기 때문에 곡선교에 내·외측 거동에 적합하게 긴장력을 조절하는 경우에는 외측의 긴장력을 증가시키는것보다 내측의 긴장력을 감소시키는 것이 내·외측 반력차를 줄일 수 있기 때문에 적적한 방법으로 판단된다.

(2) 변위특성

내·외측에 동일한 긴장력 적용한 경우 내부중심각이 증가함에 따라 변위의 변화량은 외측경간인 1,3경간이 내측경간인 2경간보다 크게 나타났으며, 위치별 변위변화량을 보면 상부외측의 변화량이 가장 크며, 다음으로는 하부외측, 하부내측순이며 상부내측의 변위변화가 가장 작게 나타나는 것을 알 수 있다. 내·외측의 변위차는 내

부중심각이 증가함에 따라 증가하는 것을 알 수 있었고, 상부에서의 변위차가 하부의 변위차 보다 큰 것으로 나타났다. 긴장력에 의한 변위는 모든 경간에서 상향변위가 발생하며, 변위량은 내부중심각이 증가함에 따라 감소하는 경향을 나타낸다

긴장력 조정에 따른 변위변화를 보면 상부와 하부의 차이는 거의 없으며 경간별 변위변화량은 1경간이 가장 크고 3경간, 2경간 순서로 내측경간인 2경간에서 가장 작은 것으로 나타났으며 전경간에서 시간이 경과함에 따라 변화량은 증가하는 것으로 나타났다. 내측긴장력 조절시 내측변위의 변화가 외측변위보다 크고, 외측긴장력 조절시 외측변위의 변화가 내측변위보다 크게 나타났다. 내·외측의 긴장력 조정으로 상부의 내·외측 변위차를 감소시키는 경우 1경간은 외측긴장력을 증가, 2경간은 내측긴장력을 감소, 3경간은 중심각이 큰경우에는 외측긴장력을 증가, 작은경우는 내측긴장력 감소시키는 방법이 적절한 방법이라고 판단되며 내·외측 긴장력을 조절하여 변위차를 감소시킬수 있다고 판단된다.

(3) 응력특성

내·외측에 동일한 긴장력 적용한 경우 내부중심각이 증가함에 따라 상부응력은 외측은 감소하고 내측은 증가하는 경향을 나타내며, 하부응력은 외측은 증가하고 내측은 감소하는 경향을 나타낸다. 지점부에서의 응력은 상·하부응력 모두 외측은 증가하고 내측은 감소하는 경향을 나타낸다. 내부중심각이 증가함에 따른 응력의 변화량은 지간중앙에서보다 지점부 응력의 변화량이 크게 나타나는 것을 알 수 있었다. 내·외측의 응력차는 내부중심각이 증가함에 따라 증가하는 것을 알 수 있었다. 지간중앙부는 상부와 하부의 응력차의 크기 차이가 거의 없는 것을 알 수 있었으며, 지점부에서의 상부응력이 내부중심각이 증가함에 따라 내·외측 응력차가 가장 크게 발생하는 것으로 나타났다. 내부중심각이 증가함에 따라 지간중앙부 외측의 하부응력은 감소하는 경향을 보이며 내측은 증가하는 경향을 나타낸다. 지점부 외측의 상부응력은 증가하는 경향을 보이며 내측은 감소하는 것을 알 수 있었다.

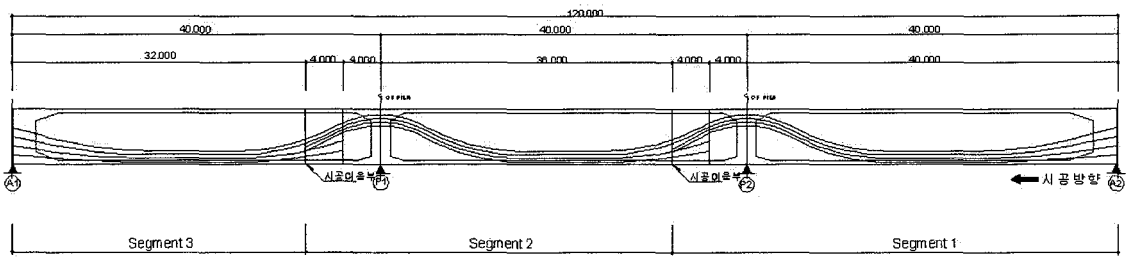
긴장력 조절에 따른 내·외측의 응력의 변화를 보면 내측의 75%의 긴장력을 적용한 경우와 외측의 130%의 긴장력을 적용한 경우는 지간중앙부와 지점부 모두 동일한 긴장력을 적용한 모델과 비교하여 내·외측의 응력차가 증가하는 것을 알 수 있었으며, 내측의 130%의 긴장력을 적용한 경우는 지간중앙부와 지점부 모두 동일한 긴장력을 적용한 모델의 비해 내·외측의 응력차가 감소하는 것을 알 수 있었으

며, 내·외측의 긴장력 조정으로 내·외측의 응력차를 줄일 수 있으며 효율적인 단면 설계가 가능할 것으로 판단된다.

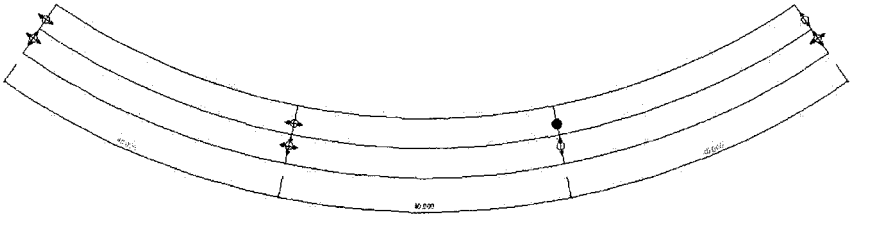
2. 외부텐던 배치에 의한 PSC곡선교의 반력특성 검토

가. 개요

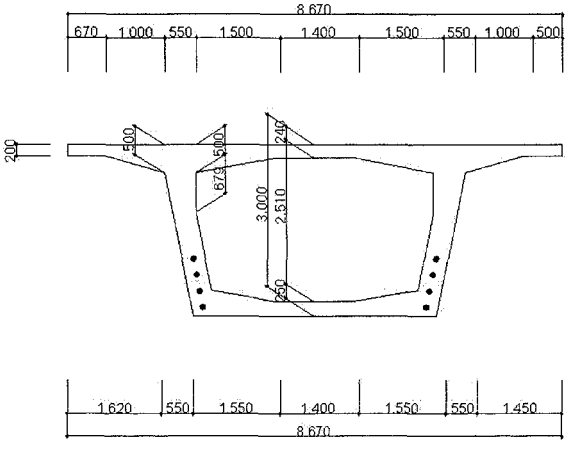
곡선교량의 내측반력은 내부중심각이 증가함에 따라 반력값이 감소하여 부반력이 발생하게 된다. 이런 부반력을 제어하기 위해 PSC 곡선교 상·하부에 외부텐던을 적용하여 본 연구에서 개발한 PSC전용 준적합 쉘요소를 이용하여 시공단계해석을 수행하여 외부 텐던의 적용성을 검토하였다. 해석대상 교량은 연속교의 특성을 반영하기 위하여 3경간 연속이며, 지간40m, 총지간 120m 교량이다.



<그림 3.5.41. 해석대상교량의 종단면도 및 긴장재 배치도>

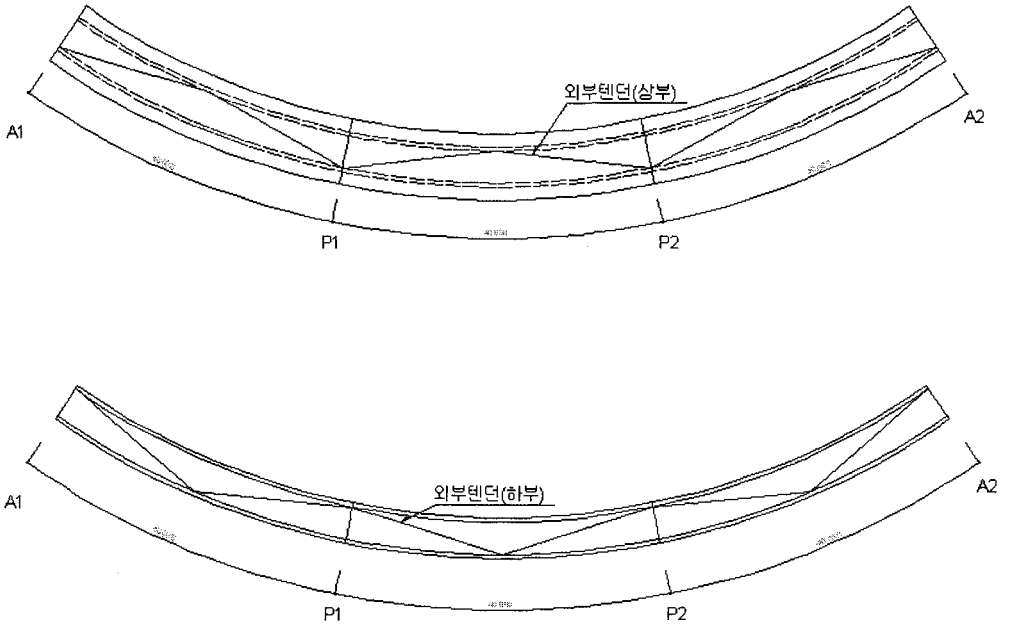


<그림 3.5.42. 해석대상교량의 평면도 및 슈 배치도>

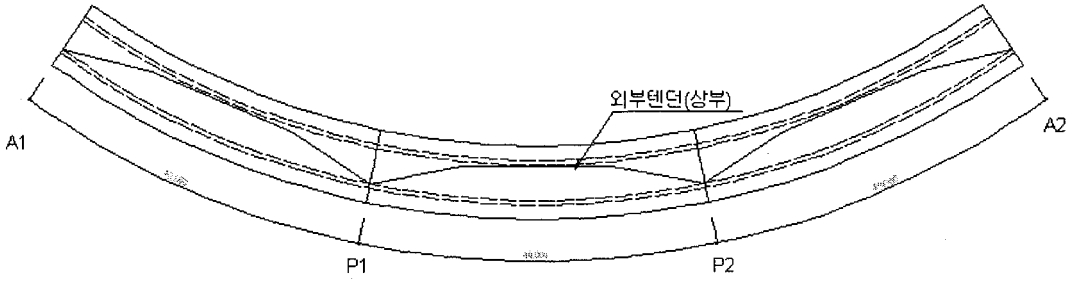


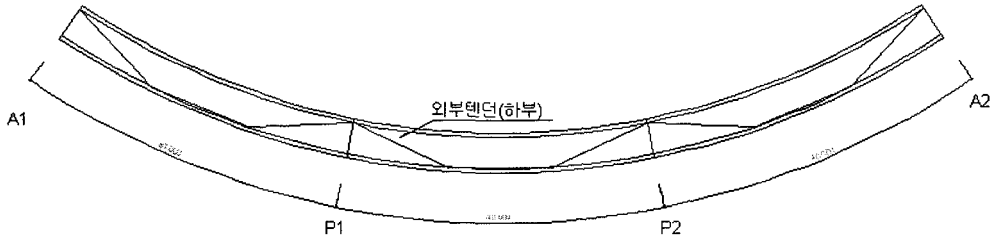
<그림 3.5.43. 해석대상교량의 표준횡단면도>

상·하부에 외부텐던을 배치하는 방법은 그림 3.5.44와 같이 1점 절곡배치방법과 그림 3.5.45의 2점 절곡배치방법을 적용하였으며 재료물성치와 교량의 시공단계는 표 3.5.14와 표 3.5.15와 같다.

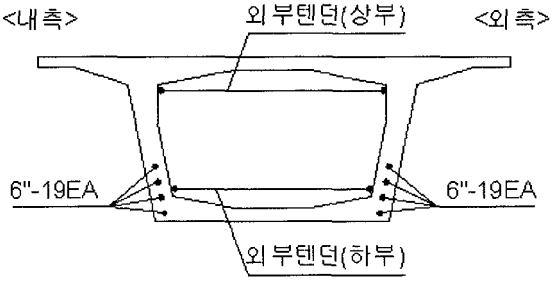


<그림 3.5.44. 외부텐던 배치 - 1점절곡배치>





<그림 3.5.45. 외부텐던 배치 - 2점절곡배치>



<그림 3.5.46. 외부텐던 배치횡단면도>

<표 3.5.14. 해석에 사용되는 재료의 물성치>

콘크리트	Fck	4.0MPa
	단위질량	2,500kg/㎥
	탄성계수	28600MPa
긴장재	사용텐던	6"-19EA
	공칭단면적	138.7㎟
	항복강도	1600MPa
	인장강도	1900MPa
	탄성계수	20000MPa
	곡률마찰계수	0.25
	파상마찰계수	0.0066
	도입긴장력	1330MPa

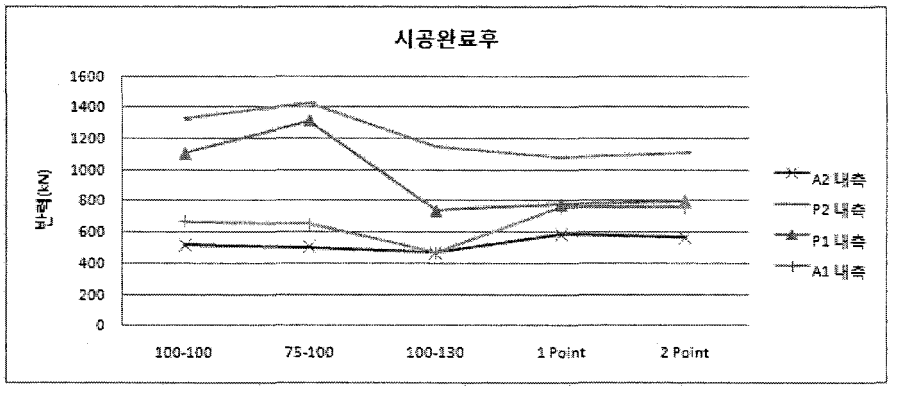
<표 3.5.15. 시공단계>

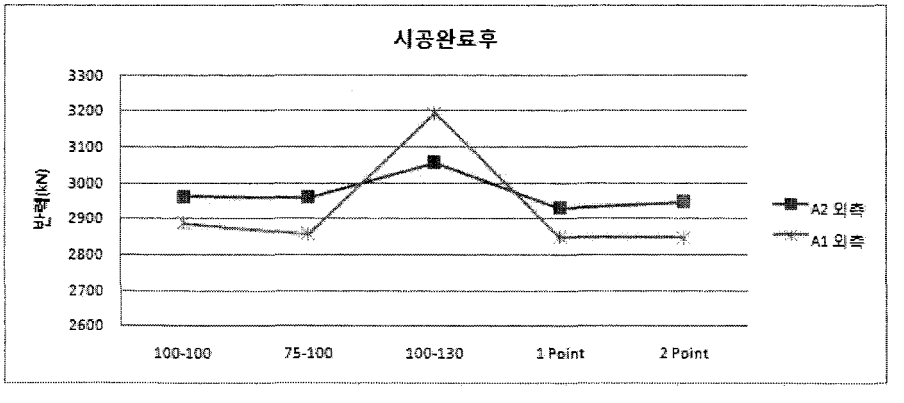
STAGE1	Segment1 타설
STAGE2	Segment2 타설
STAGE3	Segment3 타설
STAGE4	시공완료후 27년 경과

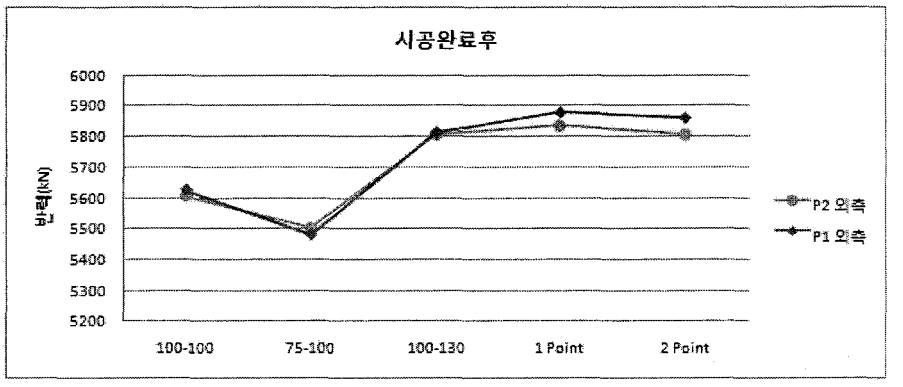
나. 해석결과 및 분석

(1) 외부텐던 배치방법 (1점절곡방법 VS 2점절곡방법)

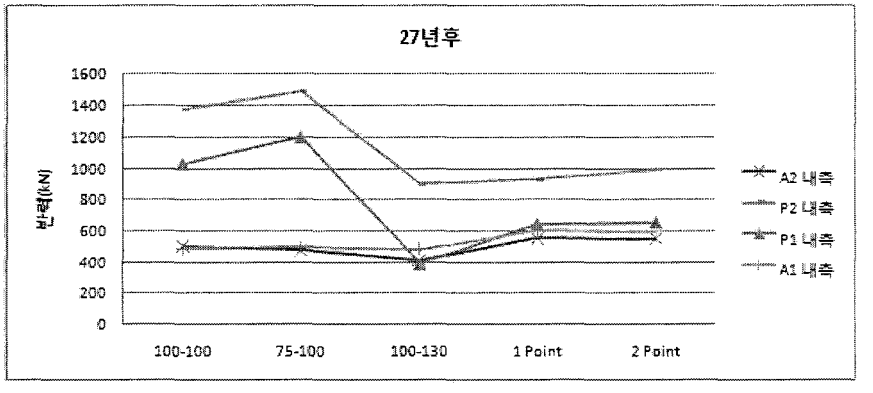
지간 40m 곡선반경 R=100m인 3경간 연속교에 1점절곡방법과 2점절곡방법에 의한 외부텐던을 상하부에 배치하여 시공단계해석을 수행한 후 내·외측에 반력변화를 분석하였다.

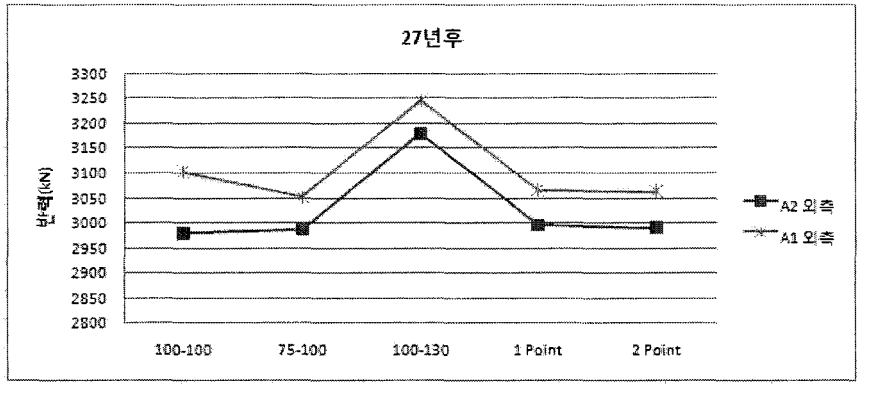


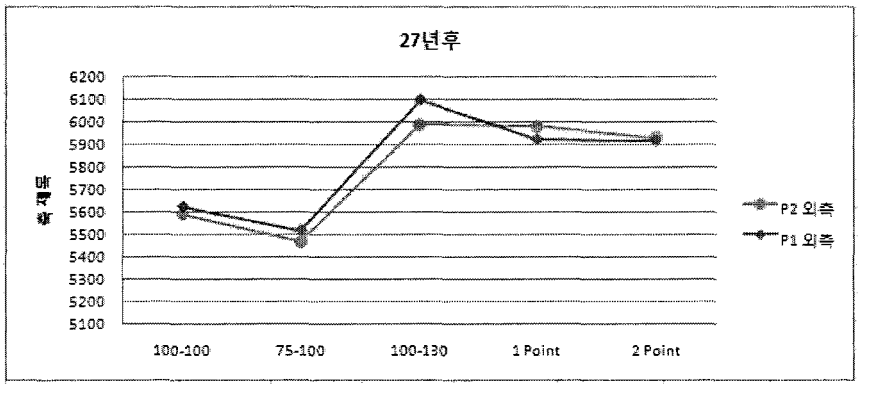




<그림 3.5.47 시공완료후 반력 - STAGE3>







<그림 3.5.48. 시공완료후 27년 경과시점에서의 반력 - STAGE4>

(*100-100 : 외부텐던 없고 내·외측에 동일한 긴장력을 적용한 경우
75-100 : 외부텐던 없고 내측에 75%의 긴장력을 적용한 경우
100-130 : 외부텐던 없고 외측에 130%의 긴장력을 적용한 경우
1Point : 외부텐던 - 1점절곡배치, 내·외측에 동일한 긴장력을 적용한 경우
2Point : 내부텐던 - 1점절곡배치, 내·외측에 동일한 긴장력을 적용한 경우)

시공완료후와 시공완료후 27년이 경과한 시점에서의 내측반력을 보면 단부지점인 A1내측과 A2내측지점의 반력은 1점절곡배치와 2점절곡배치 모두 반력이 증가하였으며, 중간지점인 P1내측과 P2내측지점의 반력은 모두 감소하는 것으로 나타났다. 외측반력을 보면 단부지점의 반력은 거의 변화가 없었으며 중간지점은 반력이 증가하는 것으로 나타났다.

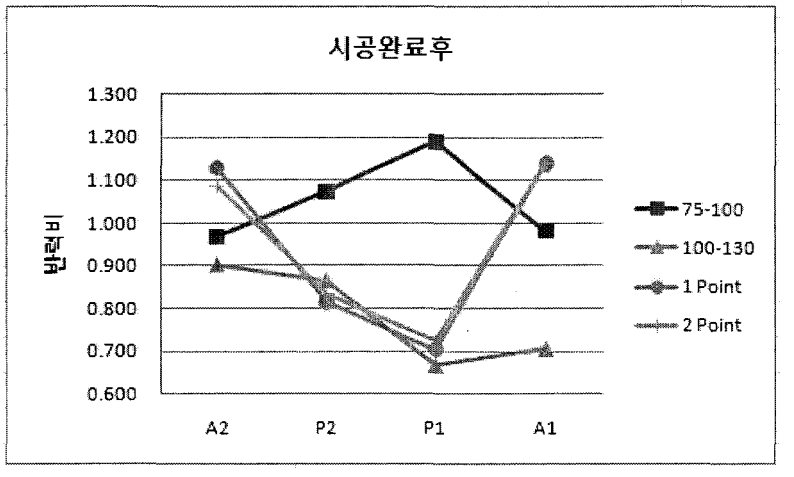
내측반력의 변화를 보면 외부텐던을 배치한 경우에는 1점절곡배치와 2절절곡배치 모두 단부지점의 반력은 증가하고 중간지점의 반력은 감소하는 경향을 나타낸다. 내측긴장력을 75%적용한 경우에는 외부텐던의 경향과 반대로 단부지점의 반력은 감소하고 중간지점의 반력이 증가하는 것으로 나타났으며, 외측긴장력을 130% 적용한 경우에는 모든지점에서 반력이 감소하는 것으로 나타났다. 따라서 부반력의 발생이 예상되는 지점이 단부지점일 경우에는 외부텐던방법을 적용하고 중간지점일 경우에는 내·외측 텐던의 긴장력을 조정하는 방법이 효율적인것으로 판단되며, 외부텐던에 의한 방법은 1점절곡에 의한 방법이 2점절곡에 의한 방법보다 좀더 단부지점의 내측반력을 증가시키므로 1점절곡에 의한 방법이 효율적인 것으로 판단된다.

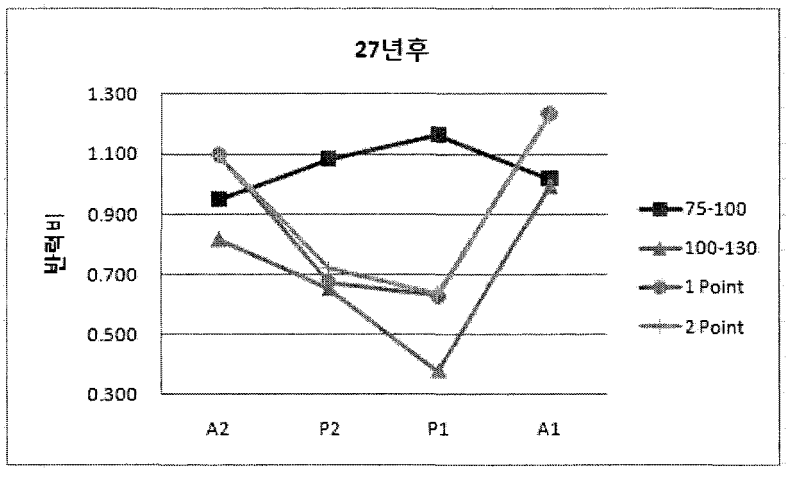
<표 3.5.16. 내측지점 반력(kN) -Stage3>

구 분	A2-내측	P2-내측	P1-내측	A1-내측
100-100	518.388	1328.000	1105.000	665.394
75-100	502.136	1426.000	1316.000	653.495
100-130	467.705	1149.000	736.778	469.228
1 Point	585.528	1081.000	777.530	757.508
2 Point	563.522	1110.000	800.004	756.755

<표 3.5.17. 내측지점 반력(kN) -Stage4>

구 분	A2-내측	P2-내측	P1-내측	A1-내측
100-100	502.767	1378.000	1031.000	486.578
75-100	477.503	1493.000	1200.000	496.053
100-130	411.263	899.726	390.263	482.887
1 Point	552.414	929.825	647.693	600.591
2 Point	550.367	991.793	655.459	597.320





<그림 3.5.49. 내·외측 동일 긴장력 적용한 경우와의 반력비>

(* 각 경우의 반력/내·외측 동일긴장력 적용한 경우반력)

3. PSC 곡선교의 거동특성에 적합한 해석 및 설계기법 제시

본 연구에서 개발한 PSC 전용 준적합 쉘요소를 이용하여 매개변수연구를 통해 얻은 PSC 곡선교의 거동특성에 적합한 해석 및 설계기법에 관한 결과는 다음과 같다.

가. 본 연구에서 개발한 PSC 전용 준적합 쉘요소를 이용하여 수치해석을 수행한 결과 PSC 곡선교의 내·외측 거동의 차이를 파악할 수 있었으며, 곡선교의 내부중심각이 증가함에 따라(곡선반경이 작아짐에 따라) 내·외측의 거동차이가 크게 나타나는 것을 확인할 수 있었다. 따라서 PSC 곡선교의 내·외측 거동특성을 파악하고 그 특성에 적합한 설계를 위해서는 Frame요소에 의한 해석이 아닌 텐던 및 콘크리트의 시간의존 거동을 고려할 수 있는 쉘요소에 의한 해석이 필요하다고 판단되었다.

나. 쉘요소를 이용한 PSC 곡선교에 모델링에 있어서 텐던요소는 직선교와 달리 평면상에서도 곡선으로 배치되어 곡률에 의한 마찰 손실이 발생하게 되므로 실제 텐던이 배치되는 교량의 내·외측에서 모델링이 이루어져야 한다.

다. 쉘요소를 이용하여 PSC 교량의 해석결과에는 지점이 놓이는 위치와 텐던이 정착되는 위치에서 응력집중이 발생하게 되며 해석결과를 분석할때는 응력집중부를 제외한 위치에서의 결과 값을 이용하여야 한다.

라. 긴장력에 의한 반력은 내부중심각이 증가함에 따라 증가하게 되며 특히 내측 지점에는 (-)반력으로 작용하게 되어 부반력 발생에 영향을 준다. 따라서 내부중심각이 큰 곡선교에서는 긴장력을 적게 사용하는 것이 부반력 발생 억제에 유리한 것으로 판단된다.

마. 내측긴장력을 감소시킨 경우 내·외측의 반력차는 감소하였으며, 외측긴장력을 증가시킨 경우는 반력차가 증가하여 곡선교의 내·외측 거동에 적합하게 긴장력을 조정하는 경우에는 내측의 긴장력을 감소시키는 것이 효율적이다.

바. 내측긴장력 조절시에서는 내측변위의 변화가 외측변위의 변화보다 크게 나타났으며 외측긴장력 조절시에는 외측변위의 변화가 내측변위의 변화량보다 큰 것을 확인할 수 있었다. 따라서 내·외측의 긴장력을 조절함으로써 PSC 곡선교의 내·외측 변위차를 감소시킬 수 있다.

사. 내측긴장력을 감소시킨 경우와 외측긴장력을 증가시킨 경우 내·외측의 응력차이는 증가하였으며, 내측긴장력을 증가시킨 경우 내·외측의 응력차가 감소하는 것을 알 수 있었으며, 내·외측의 긴장력을 조절함으로써 PSC 곡선교의 내·외측의 응력차를 감소시킬 수 있고 효율적인 단면설계가 가능하다.

제 4 장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도

제 1 절 연구성과 달성도

본 연구의 최종 목표는 다음과 같다.

- 준적합 PSC 쉘 요소 개발
- 실험체 제작을 통한 PSC 쉘 요소 검증
- PSC 곡선교의 3차원 해석 및 설계 기법 개발

위와 같은 연구 목표와 관련한 본 연구의 연구개발 목표에 대한 연구성과 및 달성도는 다음과 같다.

연구 목표	연구 내용	달성도(%)
준적합 PSC 쉘 요소 개발	▪ 절점에서 응력을 계산할 수 있는 준적합 쉘 요소 개발 ▪ 크리프 & 건조수축 특성 고려 ▪ ACI, CEB/FIP 및 국내 시방서 기준 적용 ▪ 프리스트레스트 콘크리트의 즉시손실 및 시간의존 손실 고려	100
PSC 곡선교의 실험적 연구	▪ PSC 곡선교의 거동파악을 위한 1/2 스케일의 실험체 제작 ▪ 실험체의 단기 및 장기거동 계측 ▪ PSC 곡선교의 정적 재하 실험을 통한 PSC 곡선교의 거동특성 분석 ▪ 1,2차 구조물 비교를 통한 곡선교 텐던량 조절에 대한 해석적 유효성 검토	100
PSC 쉘 요소를 이용한 3차원 해석 및 설계	▪ 3차원 쉘 요소를 이용한 PSC 교량의 시공중 해석 ▪ 교폭, 경간, 곡률등 PSC 곡선교의 거동에 영향을 미치는 매개변수 연구 ▪ 내·외측 긴장력 변화에 따른 거동특성과 추가 외부텐던의 배치 검토 ▪ PSC 곡선교의 거동특성에 적합한 해석 및 설계기법 개발	100

본 연구를 통하여 실제 교량의 설계 시 적용되고 있는 ACI Code와 CEB-FIP Code 및 국내 시방서 기준을 적용한 준적합 PSC 쉘요소를 개발하였다. 개발된 요소는 프리스트레스트 콘크리트의 즉시손실 및 시간의존 손실의 고려가 가능하다. 수치해석 모델을 프레임 요소와 쉘 요소로 모델링하여 비선형 시공중 해석을 수행하였으며 이 해석을 통해서 쉘 요소가 PSC의 구조적· 재료적 비선형성을 충분히 구현해 낼 수 있는지 확인하고 프레임 요소와 비교하였을 때 어떠한 차이점이 있는지 비교하였다.

PSC 쉘요소의 개발과 함께 PSC 곡선교의 거동특성을 파악하기 위한 실험적 연구를 함께 진행하였다. 두 차례의 PSC 곡선교 축소모델의 제작과 거동파악을 통해 요소의 정확성을 검증하고 PSC 곡선교의 단기 및 장기계측을 완료하였다. 1차 실험은 내·외측 텐던량이 동일한 PSC 곡선교를 대상으로 자중과 재하 하중에 대한 종방향과 횡방향에 대한 하중 분배 변화, 실험체의 수직 변형 분석, 그리고 강선의 긴장력의 변화에 대하여 진행하였으며, 2차 실험은 1차 실험 결과를 기초로 하여 내측 긴장력을 1차 구조물에 비하여 33%감소시키고 외측 긴장력을 33%증가 시킨 실험적 실험체를 대상으로 자중과 재하 하중에 대한 하중 분배 변화, 수축 변형분석, 실험체의 내부 응력 변화, 긴장제의 긴장력 변화에 대하여 실험을 수행 하였다. 실험을 통하여 현행 설계법과 새로운 설계법에 의한 구조물의 주요 거동을 비교, 검토함으로서 새로운 설계법의 유효성을 검증 하고자 하였으며 관련내용을 수록하였다.

마지막으로 PSC 쉘요소 개발과 PSC 곡선교 정적재하실험을 통해서 개발한 PSC 곡선교의 해석 및 설계기법에 관한 연구를 진행하였다. 이론적 및 실험적 연구를 통한 PSC 곡선교의 거동특성을 정리하고 설계 현황 및 문제점을 파악하였다. 또한 차선수(교폭), 지간길이, 경간수(3경간 이상), 곡률, 긴장력 등 PSC 곡선교의 거동에 영향을 미치는 변수중에 지간길이, 곡률, 긴장력을 매개변수로 하여 연구를 수행 내·외측 거동특성을 파악하였다. 내·외측 긴장력 변화에 따른 거동특성과 추가 외부텐던의 배치를 검토하고 PSC 곡선교의 거동특성에 적합한 해석 및 설계기법을 제시하였다.

제 2 절 계획서 목표대비 성과결과

다음은 3차년도 연구개발계획서의 요약서(연도별 주요 내용)에 제시된 연구개발 목표 대비 본 최종보고서상의 성과결과를 연계하여 나타낸 표이다.

연구목표
▪ PSC 해석 전용 4절점 PSC 쉘 요소 및 텐던 요소기술 개발
성과결과
▪ 효율적인 그래픽 전처리를 위한 4절점 쉘 요소 개발 : 3장 2절 (p.25 ~ p.49) ▪ ACI, CEB/FIP 시방서 및 국내시방서 기준적용 : 3장 2절 (p.88 ~ p.92)

연구목표
▪ 3차원 프리스트레싱에 의한 PSC 곡선교 해석기법 개발 및 제1차 재하 실험
성과결과
▪ 콘크리트 비선형 거동 및 프리스트레싱 손실을 포함한 준적합(Quasi-conforming) 쉘 요소 개발 : 3장 2절 (p.25 ~ p.49) ▪ 텐던 및 쉘 요소의 자동 메쉬 생성 기법에 의한 데이터 생성 기법 개발 : Appendix 2절 (p.553 ~ p.786) ▪ 텐던의 즉시 손실 및 시간 의존 손실을 계산할 수 있는 시공중 해석 알고리즘 개발 : 3장 2절 (p.68 ~ p.97) ▪ 4절점 PSC 쉘 요소를 사용하는 3차원 PSC 곡선교 해석 및 제1차 정적 재하 실험 : 3장 3절 (p.200 ~ p.312)

연구목표
▪ 3차원 해석기법에 의한 PSC 박스 곡선교의 설계 • 시공 기법 개발 및 제2차 재하 실험
성과결과
▪ 케이블 설치 및 긴장력 도입공법, 하중 재하 및 제거공법에 관한 연구를 수행하여 시공중 해석 알고리즘 완성 : 3장 2절 (p.98 ~ p.119) ▪ 3차원 쉘 요소를 이용한 해석 기법에 의한 PSC 박스 곡선교의 경제적 설계 방법 개발 : 3장 5절 (p.347 ~ p.482) ▪ PSC 박스 교량의 거동 분석을 위하여 정적 하중 재하실험을 통한 계산치와 실측치를 비교 검토 : 3장 4절 (p.313 ~ p.346) ▪ 설계와 단계별 시공에 따른 모든 상황을 3차원으로 정밀하게 파악할 수 있는 실용적인 설계 및 시공기법 제시 : 3장 5절 (p.347 ~ p.482)

제 3 절 성과지표 및 실적

연구의 목표 및 내용을 근거로 제시된 3차년도 목표 성과지표와 실적은 다음과 같다.

성과지표	목표	실적	성과물 명칭
국외 학술지 게재논문 건수	1건	1건	SCI급 국제 학술지 논문집 게재
국외 학술회의 발표 논문 건수	2건	2건	국외 학술회의 발표논문
학술지 게재 논문 건수	3건	3건	국내 학술지 논문집 게재
국내 학술회의 발표 논문 건수	3건	3건	국내 학술회의 발표논문
기술확산을 위한 상호교류 정도	4건	4건	국내기업세미나 및 대학세미나 개최
저술	2건	2건	전문출판사 발간 저서
소프트웨어 등록	1건	1건	한국소프트웨어산업협회 등록
연구개발 관련 홍보건수	1건	1건	국내학술지 홍보기사
합계	17건	17건	100%

위와 같이 목표한 성과지표를 100% 만족하였으며 각 성과지표에 대한 요약정보는 다음과 같다. 특히 학술지 및 학술대회 발표 논문에 대해서는 3개년 전체연구기간에 대한 정보를 수록하였다.

1. 국외 학술지 게재논문

제목	Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Plate and Shell Structures Using a Four-Node Quasi-Conforming Shell Element
게재지	Archives of Computational Mechanics (SCI)

개요

The quasi-conforming technique was introduced in the 1980''s to meet the challenge of inter-elements conforming problems and give a unified treatment of both conforming and nonconforming elements. While the linear formulation is well established, the nonlinear formulation based on the quasi-conforming technique that includes geometric and material nonlinearity is presented in this paper. The formulation is derived in the framework of an updated Lagrangian stress resultant, co-rotational approach. The geometric nonlinear formulation provides solutions to buckling and postbuckling behaviour while the material nonlinear formulation considers the spread of plasticity within the element while maintaining an explicit construction of element matrices. Aside from the elasto-plastic constitutive relation, formulations on laminate composites and reinforced concrete are also presented.

The formulations of laminate composite and reinforced concrete material are present based on the layer concept, the material properties can vary throughout the thickness and across the surface of a shell element. The various failure criteria for laminate composite are included in the formulation which makes it possible to analyses the progressive failure of fibre and matrix. For the reinforced concrete material, the nonlinearities as a result of tensile cracking, tension stiffening between cracks, the nonlinear response of concrete in compression, and the yielding of the reinforcement are considered. The steel reinforcement is modeled as a bilinear material with strain hardening.

2. 국외 학술대회 게재논문

제목	New Development of XFINAS Software for Nonlinear Dynamic & Seismic Analysis of Structures
게재지	APCOM'07 in conjunction with EPMESC XI

개요

The solutions of both geometric and material nonlinear problems have been greatly facilitated by he development of powerful and efficient finite element software. Thus, tthe general-purpose finite element oftware XFINAS has been developed to solve problems ranging from simple static, to highly advanced onlinear dynamic problems, with the capability of supporting large sets of elements. Its user-friendly raphical interface was developed using the pre/post processor software, GiD. The current version of FINAS has been developed at AIT and Konkuk University in Korea. It is the result of extensive research nd development of the finite element program FINAS, which was originally developed in Imperial College, London. Because of its high accuracy, efficiency and robustness, it has become a very attractive modern computer tool for civil and mechanical engineers for the for the analysis of structures and continua and is suitable for both research and professional applications. In the following, a brief theoretical background and the features of XFINAS are presented.

제목	Three dimensional finite element analysis of PSC bridges
게재지	Eleventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-11)

개요

The construction stage analysis of PSC Box Girder Bridge is presented using a multivariate shell formulation, the quasi-conforming technique. The analysis combines the effects of the behavior of reinforced concrete, prestressing tendon, time dependent material behavior and crosssection deformation in a single comprehensive manner. This provides a more realistic analysis approach that a PSC Box Girder Bridge undergoes during construction compared to the commonly used frame or beam element analysis. The cantilever construction of a PSC Box Girder Bridge is also presented, pointing out results that are not obtained with analysis using frame or beam elements.

제목	New Development of XFINAS 3.0 for Analysis of Bridges
게재지	Proceeding of the 7th Korea-Japan Joint Seminar on Bridge Maintenance

개요

The solutions of both geometric and material nonlinear problems have been greatly facilitated by the development of powerful and efficient finite element software. Thus, the general-purpose finite element software XFINAS has been developed to solve problems ranging from simple static, to highly advanced nonlinear dynamic problems, with the capability of supporting large sets of elements. Its user-friendly graphical interface was developed using the pre/post processor software, GiD. The current version of XFINAS has been developed at AIT and Konkuk University in Korea. It is the result of extensive research and development of the finite element program FINAS, which was originally developed in Imperial College, London. Because of its high accuracy, efficiency and robustness, it has become a very attractive modern computer tool for civil and mechanical engineers for the for the analysis of structures and continua and is suitable for both research and professional applications. In the following, the brief features of XFINAS and the option of bridge applicatons are presented.

3. 국내 학술지 게재논문

제목	PSC 교량의 3차원 시공 중 해석기법을 위한 준적합 쉘 요소 개발
게재지	한국전산구조공학회 학술지

개요

PSC 박스 교량은 콘크리트, 철근과 텐던으로 구성된 구조물로서 콘크리트의 인장 균열, 철근의 비선형 거동 등 재료의 비선형성 거동 특성 및 콘크리트의 시간 의존적 특성을 가지고 있는 복합 구조물이다. PSC 박스 교량의 시공 중 거동 특성을 고려하기 위하여 뼈대 요소(프레임 요소)를 이용한 시공단계의 설계가 수행되고 있다. 그러나 PSC 박스 교량 중 곡선 램프교 등의 경우는 교량의 외측 및 내측의 변위 및 응력 값이 현저히 다르다. 따라서 PSC 박스 교량의 텐던량 및 시공 중 긴장력이 외측 및 내측에서 다르게 산정되어야 함에도 불구하고 현실적으로는 계산이 불가능하여 같은 양의 텐던과 부적절한 긴장력을 사용하고 있어 시공 중 항상 안전사고에 노출되고 있다. 이러한 단점을 해결하기 위하여 3차원 해석이 필수적으로 요구 되고 있으며 본 연구에서는 PSC 박스 교량의 해석 기법에 필요한 준 적합 쉘 요소를 제안하고자 한다.

제목	이바노드-율리신 항복조건을 이용한 4절점 비선형 준적합 쉘요소
게재지	한국강구조학회 학술지

개요

율리신-이바노브 항복 조건을 이용하여 4절점 순수변위 준적합 쉘요소의 정식화를 제안하였다. 기하강성 행렬은 그린 변형률 탠서를 이용하여 휨변형률 및 전단변형률도 기하강성행렬에 고려되었다. 그 결과 접선강성행렬의 해석적인 적분으로 비선형 해석시 매우 효율적으로 계산이 되고 있다. 이 정식은 변형률 경화의 이바노브-유리신 항복조건을 이용하여 재료 비선형 해석시에도 쉽게 적분이 된다. 즉 두께 방향의 적층 적분을 하지 않는 율리신-이바노브의 정식은 대규모의 쉘 구조에도 계산상 아주 적합하다. 검증된 수치 예제에서 만족스러운 결과를 보여주고 있다.

제목	공극 내 상대습도, 모세관입력, 표면에너지 변화에 따른 콘크리트 자기수축
게재지	한국콘크리트학회 학술지

개요

Humidity and strain were estimated for understanding the relation between humidity change by self-desiccation and shrinkage in high-performance concrete with low water binder ratio. Internal humidity change and shrinkage strain were about 10%, 4% and 320 × 10-6, 120 × 10-6 respectively on concrete with water binder ratio 0.3, 0.4 and from the results, humidity change and shrinkage represented the strong linear relation regardless of mixture. For specifying the relation on internal humidity change and autogenous shrinkage strain, shrinkage model was established which is driven by capillary pressure in pore water and surface energy in hydrates on the assumption of a single network and extended meniscus in pore system of concrete. This model and experimental results had a similar tendency so it would be concluded that the internal humidity change by self-desiccation in HPC originated in small pores less than 20 nm, therefore controlling plan on autogenous shrinkage might be focused on surface tension of water and degree of saturation in small pore.

제목	XFINAS 계면요소와 고체 요소를 이용한 콘크리트-강재 합성구조물의 비선형 거동해석
게재지	한국전산구조공학회 학술지
개요	
합성구조는 전체가 동일한 재료 특성을 가지는 구조와는 달리 서로 다른 특성 즉 강재와 콘크리트의 구조로 결합되어 있다. 따라서 실제 모델링 시 이러한 재료 특성을 반영하지 않으면 실제 거동을 예측할 수 없으므로 콘크리트와 강재 사이에 인터페이스 요소를 연결하여 강재와 콘크리트의 슬립을 예측할 수 있게 한다. 인터페이스 요소는 일반적으로 사용되는 구성-방정식은 적합하지 않고 실제 부착 및 슬립을 고려한 비선형 구성방정식을 사용하여야만 적절히 사용할 수 있다. 이 계면 요소를 이용하여 판형 강재 박스와 콘크리트의 접촉면을 묘사 하였다. 그리고 강재 박스의 휨 좌굴 거동을 묘사하기 위해서는 일반적인 8절점 적합 요소의 사용은 부적절하므로 판형 강재 박스는 EAS(Enhanced Assumed Strain) 고체-쉘 요소를 사용하여 휨거동을 묘사할 수 있게 하였다.	

제목	PSC 교량의 3차원 시공 중 해석기법을 위한 가정된 변형률 쉘 요소 개발
게재지	한국구조물진단유지관리공학회 학술지
개요	
PSC 박스 교량의 시공 중 거동 특성을 고려하기 위하여 뼈대 요소를 이용한 시공단계의 설계가 수행되고 있다. 그러나 PSC 박스 교량 중 곡선 램프교 등의 경우는 교량의 외측 및 내측의 변위 및 응력 값이 현저히 다르다. 따라서 PSC 박스 교량의 텐던량 및 시공 중 긴장력이 외측 및 내측에서 다르게 산정되어야 함에도 불구하고 현실적으로는 계산이 불가능하여 같은 양의 텐던과 부적절한 긴장력을 사용하고 있어 시공 중 항상 안전사고에 노출되고 있다. 이러한 단점을 해결하기 위하여 3차원 해석이 필수적으로 요구되고 있으며 본 연구에서는 PSC 박스 교량의 해석 기법에 필요한 가정된 변형률 PSC 쉘 요소를 제안하고자 한다. 본 쉘요소에 사용된 콘크리트의 크리프 및 건조수축의 재료모델은 ACI 코드를 사용하였으며, 이 모델을 이용하여 3차원 시공단계해석을 수행하고 그 결과를 뼈대 요소와 비교하였다.	

제목	경량콘크리트 및 일반콘크리트의 수분관련 수축에 대한 다중물리모델
게재지	한국콘크리트학회 학술지
개요	
경량골재 사전흡수수에 의한 콘크리트 내 수분이동 변화와 수축 저감 효과를 파악하기 위하여 일반콘크리트 및 경량콘크리트의 수분이동, 열전달, 변형률의 다중물리모델의 해석과 실험을 수행하였다. 그 결과 동일 물-결합재비일 경우 경량 콘크리트와 일반 콘크리트와의 습도 변화 비교는 모두 경량 콘크리트가 일반 콘크리트보다 초기재령, 장기재령 모두에서 작은 습도 감소를 나타내어 경량 골재 사전흡수수에 의한 수분 공급이 효과적으로 이루어진 것으로 판단된다. 이에 따라 경량 콘크리트는 일반 콘크리트에 비해 수축변형률 크기 및 분포 모두 감소하였으며, 수축저감효과는 물-시멘트비 0.3에서는 초기재령에서, 물-시멘트비 0.5에서는 초기재령, 장기재령 모두에서 효과적인 것으로 나타났다. 수분이동 및 변형률 해석과 모형실험을 통해 일련된 연구에서 도출한 수분이동 특성값과 습도, 수축 관련식은 적합한 것으로 판단되며, 향후 경량콘크리트의 부등수축해석에 적절히 활용될 수 있을 것으로 생각된다.	

4. 국내 학술대회 게재논문

제목	PSC 교량의 3차원 시공 중 해석기법을 위한 쉘요소 개발
게재지	한국전산구조공학회 학술발표회
개요	
In order to analyze the PSC box-girder bridge by the cantilever construction method, three dimensional analysis method using the PSC shell element is suggested. The time dependent material functions are based on the ACI and CEB codes. The time dependent concrete material properties considered are changes in strength, elastic modulus, creep and shrinkage. For the prestressing tendon, relaxation effects are considered. Anchorage and friction loses during tendon installations are also included. The ACI and CEB material models for creep and elastic modulus are also included.	

제목	쉘 요소를 이용한 PSC 교량의 3차원 시공 중 해석기법
게재지	제1회 건설교통 R&D 포럼
개요	
In order to analyze the PSC box-girder bridge by the cantilever construction method, three dimensional analysis method is suggested. The shell element includes the time dependent material functions based on the ACI and CEB codes. The time dependent concrete material properties considered are changes in strength, elastic modulus, creep and shrinkage. For the prestressing tendon, relaxation effects are considered. Anchorage and friction loses during tendon installations are also included. The bridge example using shell element is suggested.	

제목	4절점 EAS 쉘 요소를 이용한 보강된 원통형 쉘의 대변형 탄소성 해석
게재지	한국강구조학회 학술발표회
개요	
쉘 구조물의 대변형 탄소성 해석을 위한 새로운 XFINAS 쉘 요소가 개발되었다. 현재 4절점 쉘 요소는 보강변형률과 가정된 변형률을 포함하는 새로운 정식을 사용하여 개발되었다. 이 요소는 가정된 변형률을 사용하여 전단 잠김이 해결되었고 보강 변형률을 사용하여 면내 거동의 수렴성을 개선하여 원통형 쉘과 같은 얇은 쉘 구조의 해석에 적합하다. Ivanov 항복 이론을 사용하여 재료 비선형 거동을 해석하였다. 현재 4절점 쉘 요소는 6개의 자유도를 가지므로 보강된 쉘 및 판의 구조 해석에 적합하도록 하였다. 보강된 원통형 쉘의 예제를 수록하였다.	

제목	준적합 쉘 요소를 이용한 PSC교량의 크리프 및 건조수축 거동 연구
게재지	한국전산구조공학회 학술발표회
개요	
PSC 박스 교량의 시공 중 거동 특성을 고려하기 위하여 뼈대 요소를 이용한 시공단계의 설계가 수행되고 있다. 그러나 PSC 박스 교량 중 곡선 램프교 등의 경우는 교량의 외측 및 내측의 변위 및 응력 값이 현저히 다르다. 따라서 PSC 박스 교량의 텐던량 및 시공 중 긴장력이 외측 및 내측에서 다르게 산정되어야 함에도 불구하고 현실적으로는 계산이 불가능하여 같은 양의 텐던과 부적절한 긴장력을 사용하고 있어 비효율적인 설계와 시공이 이루어지고 있다. 이러한 문제점을 해결하기 위하여 내외측의 텐던량을 다르게 고려할 수 있고 교량의 내외측 반력, 응력, 변위 분포를 얻을 수 있는 3차원 해석이 필수적으로 요구 되고 있다. 본 연구에서는 PSC 박스 교량의 3차원 거동 해석을 위하여 텐던 및 크리프, 건조수축을 반영한 준적합 쉘요소를 이용하여 수치해석을 수행하였으며 크리프 및 건조수축의 특성은 ACI코드와 CEB/FIP 코드를 적용하여 비교분석하였다. 각각의 결과 값이 상이한 경우도 있지만 대체로 두 코드는 비슷한 양상을 보였으며 CEB/FIP 가 좀 더 경제적인 설계가 됨을 알 수 있었다.	

제목	준적합 쉘요소를 이용한 PSC 곡선교의 거동 해석
게재지	대한토목학회 학술발표회
개요	
PSC 박스 교량은 콘크리트, 철근과 텐던으로 구성된 구조물로서 콘크리트의 인장 균열, 철근의 비선형 거동 등 재료의 비선형성 거동 특성 및 콘크리트의 시간 의존적 특성을 가지고 있는 복합 구조물이다. 또한 텐던의 긴장력은 시공단계에서 탄성 수축, 마찰, 앵커슬립에 의한 즉시 손실과 크리프, 건조수축 및 릴랙세이션 등에 의한 시간의존 손실을 가지므로 시공단계별 설계검토가 필수적으로 요구되고 있으며 현재 뼈대 요소를 이용한 시공단계의 설계를 수행하고 있다. 그러나 뼈대 요소를 이용한 해석은 단면내 변형(비틀림변형), 횡방향 텐던 효과를 고려할 수 없는 단점과 곡선 램프교등 곡선교에 있어서 교량의 내,외측 거동의 차이를 명확히 계산할 수 없는 단점이 있다. 따라서 PSC 박스 곡선교량의 텐던량 및 시공 중 긴장력이 외측 및 내측에서 다르게 산정되어야 함에도 불구하고 현실적으로는 계산이 불가능하여 같은 양의 텐던과 부적절한 긴장력을 사용하고 있어 비효율적인 설계와 시공이 이루어지고 있으며 또한 부반력 계산이 용이하지 못하기 때문에 시공 후 유지관리 단계에서 교좌장치와 상부구조와의 이격이 발생하는 등 의 문제가 발생하는 경우가 있다. 이러한 단점을 해결하기 위하여 교량의 종방향과 횡방향 프리스트레싱 텐던을 동시에 고려하며, 또한 단면 내외측의 거동을 예측할 수 있는 PSC전용 3차원 쉘요소가 개발되었다. 본 연구에서는 개발된 PSC 쉘 요소를 이용한 PSC 곡선교의 수치해석결과를 분석하여 곡선교의 3차원 거동특성을 분석하고 해석 및 설계 적용성을 검토하고자 한다.	

제목	엑스휘나스 쉘요소를 이용한 교량 구조물의 비선형 해석
게재지	대한토목학회 학술발표회

개요

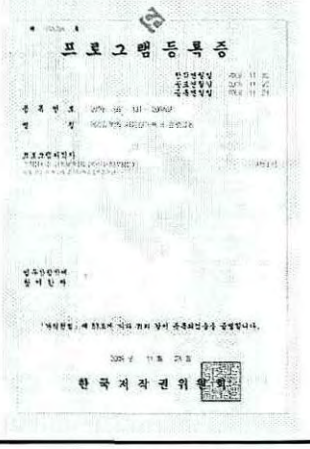
The program based on the nonlinear finite element method, FINAS which is capable of the elasto-plastic stability assessment of thin walled structures, was developed on a CDC-Main frame and UNIX environment, at Imperial College, London by Trueb (1984), Bates (1987) and Kim (1992). FINAS has been used successfully for the Ph.D. research of the ultimate state design of steel structures in Imperial College, London. The general purpose software, XFINAS which is an eXtended version of FINAS, has been developed on Window Operating system in AIT. XFINAS to be introduced enables a powerful nonlinear dynamic structural analysis, taking into account of material and geometric nonlinearity. Thus, the nonlinear dynamic algorithm in XFINAS can be used for the research and design of the steel structures under the static, dynamic and seismic loading. A large number of numerical testing have been carried out for the validation of XFINAS elements, which shows the good agreement with the references. The pre- and post processing of XFINAS can be carried out by using GiD. Thus, the new program will be efficient and powerful tool in design and research of the steel and concrete structures.

The window based XFINAS software having in-core and out-of-core solution scheme and no limitation of array allocation will be the most powerful analysis tool for any type of problem to be analyzed. XFINAS provides a series of solution strategies for nonlinear analysis. Both force and displacement loading can be applied in static analysis. An automatic selection of constraint equation and arc-length control are available for highly nonlinear problems. The solution procedure uses either full or modified Newton-Raphson method.

5. 국내기업 및 대학 세미나

세미나 주제	장소
쉘요소를 이용한 시공단계의 3차원 해석	고려대학교
쉘요소를 이용한 시공단계의 3차원 해석	세종대학교
비선형 동적해석 소프트웨어 XFINAS 개발및 PSC 교량의 3차원 해석	GS건설
PSC 교량의 최근 연구 연구 경향	TE솔루션

6. 저술 및 소프트웨어 등록

제목	비고
저술 : 프리스트레스트 콘크리트 구조설계	
저술 : 선형유한요소해석 입문	
소프트웨어 등록 : PSC교량의 시공단계해석 프로그램	

7. 연구개발관련 홍보

제목	비고
XFINAS 3.0을 이용한 교량의 해석 및 설계	한국전산구조공학회 기술기사

제 5 장 연구개발결과의 활용계획

본 연구를 통하여 향상된 기술적 성과 및 활용방안은 다음과 같이 정리할 수 있다.

항목	기존내용	향상기술
횡방향 해석	▪ 활하중의 윤하중 분포폭을 이용한 골조(Frame)해석.	▪ 정밀한 횡방향 모멘트를 산정할 수 있으며, 골조해석시 과도하게 산정되는 모멘트를 감소시키므로 철근량 저감효과.
횡방향 텐더	▪ FCM 교량에서만 적용. ▪ 종방향 텐던 배치후 횡방향텐던 배치 (비효율적인 방식)	▪ 모든 PSC 교량에 대하여 종방향과 횡방향 텐던을 동시에 고려한 모델링으로 합리적인 텐던배치 및 정밀해석 가능.
종·횡방향 복합거동 및 3차원 배치된 텐던의 거동특성	▪ 시공단계별 종방향 해석수행. ▪ 횡방향 해석은 시공단계 고려없이 완성계의 별도 모델링으로 해석 수행. ⇨ 종, 횡방향 각각 해석 : 복합적 거동 파악 불가.	▪ 3차원 요소를 사용하여 전체구조계해석을 수행하므로 별도의 횡방향 모델필요없음. ▪ 종, 횡방향의 복합적 거동을 동시에 고려하므로 구조물의 시공단계별 정확한 거동을 파악
응력집중부 해석	▪ 응력집중부 해석을 위하여 전체구조계 해석결과에서 다시 한번 상세모델링 필요.	▪ 별도의 모델링과정이 필요없이 전체구조계 및 응력집중부 해석이 한번에 가능.
임의형태의 모델링	▪ 단면특성정수를 계산하여 해석 ⇨ 정확한 단면특성 반영 어려움.	▪ 쉘요소를 사용한 직접 모델링 ⇨ 다양한 형태의 모델링 가능.
곡선교 해석	▪ 곡선교의 외측 및 내측 변위, 응력값이 다름에도 불구하고, 같은 양의 텐던과 긴장력 사용 ⇨ 시공중 안전사고 위험, 균열보수 필요.	▪ 곡선교의 외측 및 내측의 정확한 변위, 응력 측정이 가능하므로 적정한 텐던량과 긴장력을 사용하여 경제적인 설계 가능.

교좌장치 반력산정	▪ 각각의 정확한 반력산정이 어려우며, 곡선교에서 발생할 수 있는 부반력의 정확한 값을 측정할 수 없어 교좌장치와 상부와의 이격발생 가능.	▪ 정확한 교좌장치 반력산정 가능. ▪ 부반력이 발생할 경우 부반력을 제어할 수 있는 텐던해석이 가능
격벽부 설계	▪ 스트럿-타이 모델을 작성하기 위한 별도의 응력해석 모델링이 필요.	▪ 응력흐름을 파악하기 위함 별도모델링이 필요없음. ▪ 정확한 해석을 바탕으로 효율적인 스트럿-타이 모델 도출 가능.

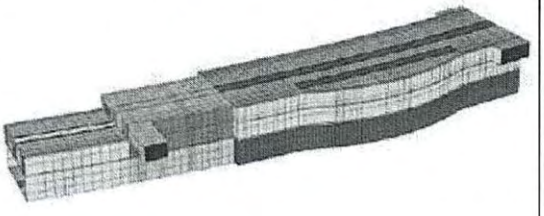
또한, 공공적·학술적·경제적 성과 및 활용방안은 다음과 같다.

공공적 성과	학술적 성과
▪ PSC 곡선교의 3차원 거동에 관한 추가연구 'PSC곡선교 설계기준' 제안 ▪ '4절점 쉘요소를 이용한 PSC곡선교의 해석 및 설계' 매뉴얼 작성 ⇨ 설계 실무자를 위한 배포 ▪ '시공단계별 해석시 고려사항' 작성 ⇨ 현장 기술지원 및 배포	▪ 종·횡방향 텐던의 동시 배치한 교량의 거동에 관한 연구에 활용 ▪ 횡방향텐던 및 철근배치 기준연구 ▪ 교량의 장경간화에 관한 연구 ▪ PSC교량의 물량저감방안에 관한연구 ▪ 임의 PSC 구조물의 설계법에 관한연구
경제적 성과	**기타 성과**
▪ 시공중 안전사고 방지 도모 ⇨ 3차원 해석으로 위험요소 사전제거 ▪ 경제적인 설계로 공사비 절감 ⇨ BIM과 연계 ▪ 고비용 외산 S/W를 대체 ⇨ 비용절감 + 기술향상 ▪ 건설시장에 PSC 수요확대 ⇨ 신규 수요창출	▪ 기술자들의 설계 기피현상 제거 ⇨ 곡선의 자유로운 배치 ▪ 설계·시공 업체에 공급하여 기술확산 ▪ 연구기관 무상배포 추가연구 진행 ▪ 기술세미나, 강습회 개최 기술보급 ▪ PSC를 이용한 시설물 건설 범위 확대

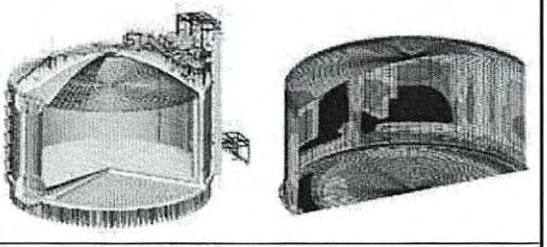
본 연구를 통하여 개발된 쉘 요소는 PSC 곡선교 외에도 그동안 해석이 어려웠던 다양한 구조물에 적용 가능하다. 또한 본 연구결과는 시공관리 개념을 결합한 4차원 해석 및 설계자동화 프로그램과 BIM 시스템 등 다양한 후속연구의 기초로 활용 가능하며 PSC 쉘 요소를 사용한 구조물 해석 및 후속 연구의 다양한 사례는 다음과 같다.

PSC 쉘 요소를 사용한 구조물 해석의 예

지하주차장 슬래브 및 벽체



격납구조물, 가스저장탱크



돔구조물 지붕

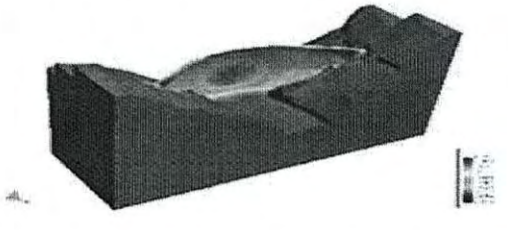


펌프장 및 오수처리구조물

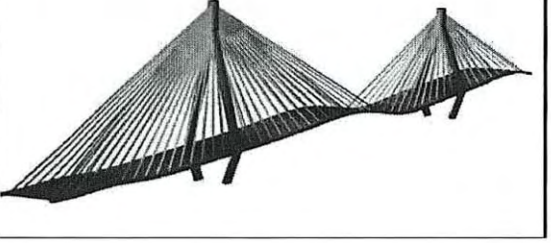


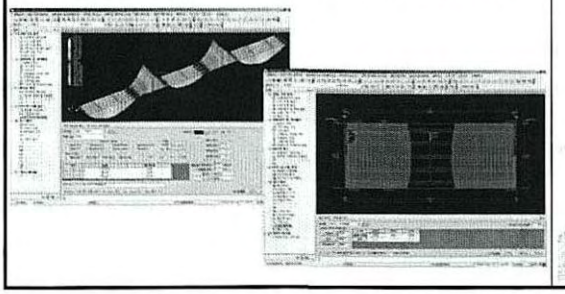
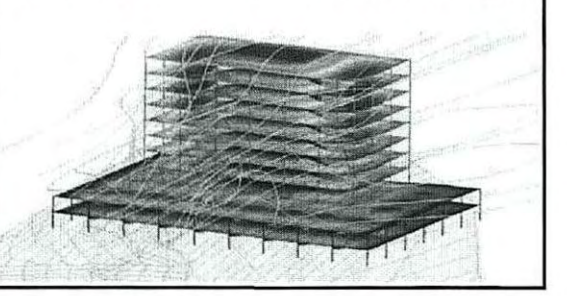
후속 연구개발 전망

추가적인 3차원 입체요소 알고리즘 개발



시공관리 개념을 결합한 4차원 해석



설계자동화 프로그램 및 BIM 시스템	임의 형상의 PSC 구조물의 설계 및 시공
	

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보

해당사항 없음.

제 7 장 참고문헌

1. 2009 교량현황조서
2. 공병승, 박지호, 한정진 "사장교의 케이블 정착구에 관한 구조해석 연구", 한국강구조학회 학술발표대회 논문집, 2006, pp. 638
3. 구민세, 박영제, 김훈희 "연속 프리플렉스 거더교의 개선된 시공법과 설계식의 개발", 한국강구조학회 논문집, Vol.17, No.2, 2005, pp.183~194
4. 구민세, 신현섭 " 시공단계를 고려한 2경간 PS 연속합성보 교량의 최적설계에 관한 연구", 대한토목학회 논문집, Vol. 16, No. I3, 1996, pp. 305~315
5. 구민세, 윤우현, 최인식, 박찬 "2경간 연속PSC빔교 구속모멘트의 시간의존 해석", 대한토목학회논문집, Vol. 23, No. 2A, 2003, pp. 305~310
6. 김기욱 "마찰계수와 재료강도를 고려한 PSC 박스 거더교의 최적설계", 한국강구조학회 논문집, 2006
7. 김기욱 "최적설계에 의한 PSC 박스 거더교의 변단면 거더유형과 긴장재 배치에 관한 연구", 한국구조물진단학회지, Vol.10 No.6, 2006, pp. 175~184
8. 김만태 "FCM공법에 의한 PS콘크리트 박스거더 교량의 시공중 처짐거동", 1997, 수원대학교 석사학위논문
9. 김선용 "외부 비부착 강선에 의해 보강된 PSC보의 비선형 해석", 2004, 한국과학기술원 석사학위논문
10. 김성호, 정지만, 서주원, 서인환 "6경간 연속 Extradosed PSC 교량의 시공단계 해석", 대한토목학회 정기학술대회, 2007. pp.4092~4095
11. 김영진, 박칠림 "프리스트레스트 콘크리트 박스거더 교량의 현황과 전망", 한국콘크리트학회지, Vol. 6, No. 5, 1994, pp.65-72
12. 김용민, 이재석 "PSC 합성형 거더의 시간의존적 비선형 해석 프로그램의 개발", Journal of the institute of constructional technology, Vol.20 No.2, 2001, pp. 159~168
13. 김용빈 "시공단계를 고려한 철근 콘크리트 구조물의 장기응력해석에 관한 연구", 1999, 전남대학교 박사 논문
14. 김운학, 라정균, 김태훈, 신현목 "PSC 교량의 프리스트레스 손실에 관한 해석적

연구", 구조물진단학회지, Vol. 7, No. 1, 2003, pp. 131~138
15. 김원태 "사장교의 비선형 정적해석", 건국대학교 석사학위논문, 1994
16. 김한식 "PC 세그멘탈 교량의 시공 단계별 처짐 변화에 관한 연구", 1994, 수원대학교 석사학위논문
17. 김희준 "다단계로 긴장한 프리스트레스트 콘크리트 보의 장기거동해석", 2002, 한국과학기술원 석사학위논문
18. 곽효경 "철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트 보의 시간의존적 거동해석", 대한토목학회 논문집, Vol. 14, No. 1, 1994, pp. 1~12
19. 곽효경, 김재홍, 김도연 "PSC 구조물의 유한요소해석을 위한 긴장재 모델 개발", 대한토목학회논문집, Vol. 25, No. 1A, 2005, pp. 153~161
20. 곽효경, 손제국 "FCM공법으로 시공되는 교량의 켄틸레버 텐던 모멘트", 대한토목학회논문집, Vol. 22, No. 3-A, 2002, pp. 641~652
21. 김영진, 박칠림 "프리스트레스트 콘크리트 박스거더 교량의 현황과 전망", 한국콘크리트학회지, Vol. 6, No. 5, 1994, pp.65-72
22. 남유석, 박문호, 조창근, 박태준 "시간의존 효과를 고려한 PSC 세그먼트 박스거더형 사장교의 해석모델에 관한 연구", 대한토목학회 정기 학술대회 논문집 , 2004, pp. 2026~2031
23. 박명석 "PSC교량 보강시 긴장력 도입순서의 영향에 관한 연구", 한국산업안전학회지, Vol. 16, No. 4, 2001
24. 박문호, 조창근, 이성국 "시간의존효과와 시공단계 해석모델에 의한 PSC 세그먼트 연속 박스거더의 최적설계", 대한토목학회논문집, Vol. 22, No. 6A, 2002, pp.1411~1420
25. 박지홍 "PSC 쉘 구조물의 시간 의존적 해석", 2003, 성균관대학교 석사학위논문
26. 박재근, 최정호, 신현목 "비부착 텐던을 갖은 PSC 구조물의 비선형 해석", 대한토목학회 정기 학술대회 논문집, 2005, pp. 108~111
27. 박지홍 "PSC 쉘 구조물의 시간 의존적 해석", 성균관대학교 석사학위논문, 2003
28. 박찬민, 강영진 "시공단계를 고려한 곡선 변단면 프리스트레스크 콘크리트 박스거더교량의 해석", 대한토목학회논문집, Vol. 14, No. 1, 1994, pp. 71~81

29. 방재원, 정인수, 김경남, 정경섭 "선박스거더교의 가로보 간격에 따른 구조적 거동 해석", Journal of the institute of constructional technology, Vol.23 No.1, 2004, pp.109~119
30. 배두병 "시공중인 장경간 Plate - Girder 교의 건초수축에 의한 영향 연구", 한국강구조학회지, Vol.4 No.4, 1992, pp. 179~190
31. 성대정 "시공단계를 고려한 활하중 합성 거더교의 거동해석", 성균관대학교 석사학위논문, 2000, pp.2
32. 신재철, 남기수, 정인수, 한성호 "비대칭 사장교의 정적 및 시공 단계 해석", 論文集, Vol.16 No.1, 2001, pp. 48~56
33. 신현묵 "프리스트레스트 콘크리트", 2005, 동명사
34. 심종성, 김기두, 변윤주 "프리스트레스트콘크리트구조설계", 2008, 구미서관
35. 심종성, 문도영, 김영호 "프리캐스트 세그먼트 박스거더교의 시공단계별 해석을 통한 구조적 거동 및 균열방지를 위한 시공방안 고찰", 대한토목학회논문집A, Vol.24, No.5, 2004. pp. 909~914
36. 여성욱, 장일영, 송재호 "신뢰성 이론에 의한 PSC 박스거더교의 시공중 안전성 평가", 産業技術開發硏究, Vol.16 No.-, 2000, pp. 439~450
37. 오병환, 양인환, 김지상 "프리스트레스트 콘크리트 박스 거더 교량의 프리스트레스 손실 추정에 관한 연구", 구조물진단학회지, Vol. 5, No. 2, 2001, pp. 111~120
38. 용환선, 김석태, 김윤환, 최현호 "외부긴장재 도입공법을 적용한 PSC거더의 내부프리스트레스 손실량 추정", 구조물진단학회지, Vol. 7, No. 1, 2003, pp.227~238
39. 우영호, "PSC 세그먼트 교량의 시공단계별 처짐관리", 연세대학교 석사학위논문, 2004
40. 이봉구 "프리스트레스트 콘크리트 구조물의 시간종속적 선형거동해석", 건국대학교 석사학위논문, 2001
41. 이성국, 박문호, 조창근, 연종호 "PSC 세그먼트 박스거더의 시공단계해석을 고려한 최적설계", 대한토목학회 학술발표회, 2002, pp.484~487
42. 이수형 "프리캐스트 세그먼트 PC교량의 가설방법", 건국대학교 석사학위 논문, 1995, pp.1

43. 이재석, 강영진 "시공단계를 고려한 프리스트레스트 콘크리트 사장교의 비선형 해석", 대한토목학회 논문집, Vol. 14, No. 1, 1994, pp. 49~62
44. 이재석, 최규천 "PSC 뼈대의 3차원 비선형 해석을 위한 화이버 모델 요소", 한국전산구조공학회 가을 학술발표회 논문집, 2003, pp.195-201
45. 이재석, 최규천 "복합화이버 모델 요소를 이용한 PSC 거더의 비선형 해석", Journal of the Institute of Constru ction Technology Vol. 22, No. 2, 2003.
46. 이재석, 최규천 "순차적으로 시공되는 곡선 PSC 사장교의 비선형 해석", 대한토목학회논문집, Vol. 27, No. 1-A, 2007, pp. 45~57
47. 이채혁, 이광명, 배두병, 김선주 "시간 의존적 거동에 의한 PSC 부재의 프리스트레스 손실", 대한토목학회 정기 학술대회 논문집 , 2005, pp. 1105~1108
48. 이청 "Free Cantilever 공법을 적용한 PSC BOX 거더 교량의 처짐 특성에 대한 연구", 한양대학교 석사학위논문, 2004
49. 이태규 "균열단면을 고려한 철근콘크리트 보의 처짐에 대한 시간단계해석", 대한토목학회 논문집, Vol. 18, No. I6, 1998, pp.811~817
50. 임정열, 윤영만, 안주옥 "사장교 주탑 형상에 따른 안정해석", 한국전산구조공학회 봄 학술대회 논문집, 2000, pp. 246~252
51. 장인호 "Time Dependent Nonlinear Analysis of Curved Nonprismatic Prestressed Concrete Box Girder Bridges", 1997, Purdue University 박사학위논문
52. 전쌍순, 박태균, 황택진, 엄장섭, 진치섭 "콘크리트 크리프와 건조수축의 CEB-FIP Model Code와 ACI Code의 비교", 부산대학교 생산기술연구소논문집, Vol. 61, 2002, pp. 63~73
53. 정영식 "시공단계를 고려한 시간종속하중의 PC사장교 해석에 관한 연구 ", 관동대학교 석사학위논문, 2002
54. 조선규, 윤석구, 박영하 "표준단면을 위한 프리스트레스트 콘크리트 거더의 단면최적설계", 대한토목학회논문집, Vol. 24, No. 4A, 2004, pp. 853~859
55. 조선규, 조효남 민대홍, 이광민, 김환기 "설계민감도 해석을 이용한 PSC 박스거더교의 최적설계", 한국 콘크리트 학회 논문집, Vol. 12, No. 2, 2000, pp. 205~216
56. 조선규, 최외호 "프리스트레스트 콘크리트 보 단면의 최적설계", 한국 콘크리트

학회 눈문집, Vol. 12, No. 4, 2000, pp. 91~101
57. 조용덕 "유한요소법에 의한 Box Girder 해석", 건국대학교 석사학위논문, 1994
58. 조용덕 "유한차분법에 의한 프리스트레스트 콘크리트 거더의 시간 종속적 거동해석", 건국대학교 박사학위논문, 2002
59. 조용덕, 주영태, 이용학 "유한차분법을 이용한 PSC 거더의 시간 종속적 거동해석", 한국구조물진단학회 학술발표회 논문집, 2002, pp. 151~156d
60. 조창근, 박문호, 남유석 "PSC 세그먼트 박스거더형 사장교의 시간의존해석모델", 대한토목학회논문집, 2005, pp.471~478
61. 조효남, 최영민, 소병춘 "CM, ILM공법에 의한 세그멘탈 PC박스거더 교량의 시공단 확률적 안전도평가", 공학지학술논문집, Vol.6 No.1, 1997, pp. 135~143
62. 조효남, 최현호, 배용일, 이종순 "세그멘탈 PSC박스거더교량의 가설을 위한 모니터링/제어 통합시스템 모형 개발", 한국구조물진단학회 학술발표회 논문집, 2000, pp. 197~202
63. 최규천 "시공단계를 고려한 3차원 PSC 사장교의 비선형 해석", 2008, 충북대학교 박사학위논문
64. 최창근, 김경호, 이완훈, 최호근 "프리스트레스트 콘크리트 박스 거더 교량의 3차원 해석방법에 관한 연구", 대한토목학회논문집, Vol. 22, No. 3-A, 2002, pp. 599~607
65. 최외호, 김용삼 "프리스트레스트 콘크리트 곡선 박스거더교의 탄성해석", 산업기술연구, Vol.1 No.-, 1999, pp. 129~136
66. 최외호, 장인호 "프리스트레스트 콘크리트 세그멘탈 박스거더교의 시간이력을 고려한 비탄성해석", 대한토목학회 논문집, Vol. 20, No. 3, 2000, pp. 343~355
67. 최외호, 장인호 "PSC 사다리꼴 박스단면을 갖는 연속교의 시간이력 해석", 論文集, Vol.35, 2000,
68. 하태준 "R.P.F 합성형 연속교의 시공단계별 해석", 2007, 경북대학교 석사학위논문
69. 한경봉 "연속화된 PSC-Beam 교량의 거동해석", 성균관대학교 석사학위 논문, pp.2
70. 한진중공업 외 "사장교의 기본계획 설계법", 2003, 과학기술
71. 홍수미 "시공단계를 고려한 철근 콘크리트 프레임 구조물의 해석", 한국과학기

술원 석사학위논문, 2002

72. 황재웅 "시공단계와 크리프 현상을 고려한 콘크리트 사장교의 목표형상 해석법", 서울대학교 석사학위논문, 2006, pp.

73. Huang, M. G., 김동현, 이상호 "케이블 구조물의 정적 비선형 해석을 위한 포물선 요소", 한국강구조학회 학술발표대회 논문집 , 2006, pp. 290

74. Podolny, W. and Muller, J. M., "세그멘탈 공법을 이용한 PC교의 설계와 시공", 2003, 건설도서

75. Aalarni, B. 0. "Time-dependent analysis of post-tensioned concrete structures", Progress in Structural Engineering and Materials, Vol 4, 1998, pp. 384-39

76. Abbas, S. "Nonlinear Geometric, Material and Time Dependent Analysis of Segmentally Erected, Three Dimensional Cable Stayed Bridges", Division of Structural Engineering, Mechanics and Materials, Department of Civil Engineering, University of california Buerkeley, Report No. UCB/SEMM-93/09, 1993

77. ACI Committee 209R-92 "Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structure", pp.1~47, 1992

78. Ahmad, S., Irons, B. M. and Zienkiewicz, O. C. "Analysis of Thick and Thin Shell Structures by Curved Finite Elements," International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 2, 1970

79. Allman, D. J. "Triangular Finite Elements for Plate Bending with Constant and Linearly Varing Bending Moments," Proceedings, IUTAM Symposium on the High Speed Computing of Elastic Structures, University of Liege, 1970

80. Allman, D.J. "A Compatible Triangular Element Including Vertex Rotations for Plane Elasticity Analysis," Computers and Structures.19:1-8. 1984

81. Akgul, F. and Frangopol, D. M. "Time-Dependent Interaction Between Load Rating and Reliability of Deteriorating Bridges", Engineering Structures 26, 2004, pp. 1751~1765

82. Bates, N.D., 1987. The Mechanics of Thin Walled Structures with Special

Reference to Finite Rotations, PhD Thesis. Imperial College of Science and Technology, London.

83. Batoz, J. L. "Curved Finite Elements and Shell theories with Particular Reference to the Buckling of a Circular Arch," International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 14, No. 5, 1979
84. Bonnes, G, "Curved Triangular Elements for the Analysis of Shells," Proceedings, Second Conference on Matrix Methods in Structural Mechanics, AFFDL-TR-68-150, Wright-Patterson AFB, Ohio, 1968
85. Carr, A. J. "A Refined Finite Element Analysis of Thin Shell Structures Including Dynamic Loadings," Ph.D. Dissertation, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, SESM Report No. 67-9, June 1967
86. CEB-FIP Model Code, pp. 53~58, 1993
87. Chan, E. C. "Nonlinear Geometric, Material and Time Dependent Analysis of Reinforced Concrete Shells with Edge Beam", Ph.D. Thesis, Division of Structural Engineering"University of california Buerkeley, Report No. UCB/SEMM-82/08, 1982
88. Chen, W. J. 1983. Review of the Quasi-Conforming Finite Element with Generalized Variational Principles (in Chinese). Acta Mech. Sin. 4(1):129-135.
89. Chiu, H. S., Chern, J. C. and Chang, K. C. "Long-Term Deflection Control in Cantilever Prestressed Concrete Bridges", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 122, No. 6, 1996, pp.495-501
90. Choudhury, D. "Analysis of Curved Nonprismatic Reinforced and Prestressed Concrete Box Girder Bridges", Division of Structural Engineering, Mechanics and Materials, Department od Clvil Engineering, University of california Buerkeley, Report No. UCB/SEMM- 86/13, 1986
91. Clough, R. W. and Tocher, J. L. "Finite Element Stiffness Matrices for the Analysis of Plate Bending", Proceedings, Concrete on Matrix Methods in Structural Mechanics, WrightPatterson AFB, Ohio, 1965
92. Cluley, N. C. and Shepherd, R. "Analysis of Concrete Cable-Stayed Bridges

for Creep, Shrinkage and Relaxation Effects", Computers and Structures, Vol. 58, No. 2, 1996, pp. 337~350

93. Dall Asta, A., Ragni, L. and Zona, A, "Analytical Model for Geometric and Material Nonlinear Analysis of Externally Prestressed Beams", Journal of engineering mechanics, Vol.133 No., 2007, pp. 117~121
94. Darmawan, M. S. and Stewart, M. G. "Spatial Time-Dependent Reliability Analysis of Corroding Pretensioned Prestressed Concrete Bridge Girders", Structural Safety 29, 2007, pp.16~31
95. Dawe, D. J, "Some Higher Order Elements for Arches and Shells, "Chpter 8 of "Finite Elements for Thin Shells and Curved Members," Edited by Ashwell, D. G. and Gallagher, R. H. Wiley, 1976
96. Debaiky, A. S. "Analysis of Time-Dependent Effects on Segmental Prestressed Concrete Curved Box-Girder Bridges", 1997, Concordia University Thesis
97. Dhatt, D. G. "An Efficient Triangular Shell Element," AIAA Journal, Vol .8, 1970
98. Doherty, W. P., Wilson, E. L. and Taylor, R. L. "Stress Analysis of Axisymmetric Solids Utilizing Higher Order Quadrilateral Finite Elements," Report No. UC-SESM 69-3, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, 1969
99. Dovey, H. H. "Extension of Three-Dimensional Alysis to Shell Structures Using the Finite Element Idealization," Ph.D. Dissertation, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, UC-SESM Report No. 74-2, January 1974
100. Dung "Fiber Section Model of A Nonlinear Reinforced Concrete Beam Element For Pushover Analysis of Bridge Pier", AIT 석사학위논문, 2004
101. Felippa, C. A. "Refined Finite Element Analysis of Linear and Nonlinear Two-Dimentional Structure," Ph.D. Dissertation, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, 1996

102. Ghali, A., Azarnejad, A. "Deflection Prediction of Members of Any Concrete Strength", ACI Structure Journal, Vol. 96, No. 5, pp.807-816

103. Gil, A. J. and Bonet, J. "Finite Element Analysis of Prestressed Structural Membranes", Finite Elements in Analysis and Design 42, 2006, pp.683~697

104. Gimsing, N. J. "Design and Construction of the East Huntington Bridge," PCI Journal, Vol. 32, No. 1, 1987

105. Gimsing, N. J. "Design and Construction of the East Huntington Bridge," PCI Journal, Vol. 32, No. 1, January-February, 1987

106. Guan, Y. and Tang, L.M. 1992. A Quasi-Conforming Nine-Node Degenerated Shell Finite Element. Finite Element Analysis and Design, 11:165-176.

107. Heacock, J., Starkey, S., Goodyear, D. and Smit, N. "A Temporary Cable-Stay System Combined with Segmental Construction Methods Allowed a Concrete arch Bridge to Be Carefully Built Over a Canyon", Civil engineering, Vol. 71, No. 1, 2001, pp. 40~45

108. Hung, N. D., Detroux, P., Falla, P. and Fonder, G. "implementation of the Duality in the Finite Element Analysis of Shells: A Mixed Mongrel Planar Shell Element," Proceedings, IASS World Congress on Shell and Spatial Structures, Madrid, Vol. 2, 1979

109. Irons, B. M. "The Semiloof Shell Element," Chpter 11 of "Finite Elements for Thin Shells and Curved Members," Edited by Ashwell, D. G. and Gallagher, R. H., Wiley, 1976

110. Irons, B. M. and Razzaque, A. "Shape Function Formulations for Elements Other Than Displacement Models," Proceedings, Variational Methods in Engineering, Southhampton, 1972

111. Irvine, H. M. "Cable Structure," The MIT Press, Cambridge, Massachusetts, 1981

112. Jeong, U. Y. and Park, T. K. "Numerical Buffeting Analysis of FCM-PSC Box Girder Bridge during Its Construction Stage", KSCE Journal of Civil Engineering, Vol.9, No.2, 2005, pp.105~111

113. Johnson, C. P. "The Analysis of Thin Shells by a Finite Element Procedure," Ph.D. Dissertation, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, UC-SESM Report No. 67-22, September 1967

114. Kang, Y. J. "SPCFRAME-Computer Program for Nonlinear Segmental Analysis of Planar Prestresses Concrete Frames", 1989

115. Kanok-Nnukulchai, W. 1978, "A Simple and Efficient Finite Element for General Shell Analysis," Report No. UC-SESM 78-1, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, January

116. Kanok-Nukulchai, W. 1979. A Simple and Efficient Finite Element for General Shell Analysis. International Journal for Numerical Methods in Engineering. 14:179-200.

117. Kim, K. D. and Lomboy, G. R. "A Co-rotational Quasi-Conforming 4-node resultant Shell Element for Large Deformation Elasto-Plastic Analysis",

118. Kebari, E. and Cassell, A. C. 1992. A Stabilized 9-Node Non-Linear Shell Element. International Journal for Numerical Methods in Engineering. 35:37-61.

119. Ketchum, M. A. 1986. Redistribution of Stresses in Segmentally Erected Prestressed Concrete Bridges, Report No. UCB/SESM-86-07. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California.

120. Kwak,, H. G. and Jeon, S. J. "Advanced Automatic Generation Scheme of Prestressing Tendons for Efficient FE Analysis of PSC Shell Structures", Finite Elements in Analysis and Design 40, 2004, pp. 913~931

121. Kwak,, H. G. and Kim, J. K. "Time-Dependent Analysis of RC Frame Structures Considering Construction Sequences", Building and Environment 41, 2006, pp. 1423 - .1434

122. Kwak,, H. G. and Seo, Y. J. "Numerical Analysis of Time-Dependent Behavior of Pre-cast Pre-stressed Concrete Girder Bridges", Construction and Building Materials, 2002, pp. 49~63

123. Kwak,, H. G. and Son, J. K. "Design Moment Variations in Bridges Constructed Using a Balanced Cantilever Method", Construction and Building Materials 18, 2004, pp.753~766

124. Lin, C. S. "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Slabs and Shells," Ph.D. Dissertation, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, UC-SESM Report No. 73-7, April 1973

125. Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H. "Nonlinear mechanics of Reinforced Concrete", Spon Press, London and New York, 2002

126. Marı, A. R. "Numerical Simulation of the Segmental Construction of Tthree Dimensional Concrete Frames", Engineering Structures 22, 2000, pp.585~596

127. Marı, A., Mirambell, E. and Estrada, I. "Effects of Construction Process and Slab Prestressing on the Serviceability Behaviour of Composite Bridges", Journal of Constructional Steel Research 59, 2003, pp. 135~163

128. Nakayama, H., Kaneshige, K., Takemoto, S. and Watada, Y. "An Application of a Multi-Objective Programming Technique to Construction Accuracy Control of Cable-Sstayed Bridges", European Journal of Operational Research 87, 1995, pp. 731~738

129. Novozhilov, V. V. 1963. Foundation of Non-linear Theory of Elasticity. Graylock Press, Rochester, N.Y.

130. Oh, B. H. and Jeon, S. J. "An advanced FE analysis of PSC shell structures incorporating tendon-induced deformation-dependent loads", Finite Elements in Analysis and Design 41, 2005, pp. 534~849

131. Ohta, T., Hino, S., Kohno, N. and Shinnishi, N. "Effective Prestress and Creep Behavior in Two-Way Prestressed Steel Plate - Concrete Composite Slab", COMPOSITE CONSTRUCTION IN STEEL AND CONCRETE, Vol.-, No.3, 1996, pp. 186~196

132. Olson, M. D. and Bearden, T. W. "A Simple Flat Triangular Shell Element Revisited," International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 14, No. 1, 1979

133. Onate, E. and Zienkiewicz, O. C. "Some Problems in the Analysis of Thin Shells Using Isoparametric Shell Elements," Proceedings, IASS World Congress on Shell and Spatial Structures, Madrid, Vol. 2, 1979

134. Pawsey, S. F. "The Analysis of Moderately Thick to Thon Shells by the Element Method," Ph.D. Dissertation, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, UC-SESM Report No. 70-12, August 1970

135. Pian, T. H. H. "Derivation of element Stiffness Matrices by Assumed Stress Distribution," AIAA Journal, Vol. 2, No. 7, pp.1333-1336, 1964

136. Podolny, W. Construction and Design of Cable-Stayed Bridges. 2d Ed. John Wiley and Sons Inc., New York, 1986

137. Przemieniecki, J. S. Theory of Matrix Structure Analysis. McGraw-Hill, New York, 1967

138. Raue, E. and Heidolf, T. "Analysis of the Time-Dependent Behaviour of Composite Cross-Sections", Jornal of Civil Engineering and Management, Vol.11, No. 3, 2005, pp. 203~209

139. Razzaque, A. "program for Triangular Bending Element with Derivative Smoothing," International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 6, No. 3, 1973

140. Rolfes, R. and Rohwer, K. 1997. Improved Transverse Shear Stress in Composite Finite Element Based on First Order Shear Deformation Theory. International Journal for Numerical Methods in Engineering. 40:51-60.

141. Sajid Abbas, 1990, "Nonlinear Analysis of Segmentally Erected Reinforced and Prestressed Concrete Cable Stayed Bridges", Report No. UCB/SEMM-90/24

142. Sasmal, S. and Ramanjaneyulu, K. "Transfer Matrix Method for Construction Phase Analysis of Incrementally Launched Prestressed Concrete Bridges", Engineering Structures 28, 2006, pp. 1897~1910

143. Sato, M., Niihara, Y., Ohbo, N. and Yamamura, M. "Seismic response behaviour of prestressed concrete cable-stayed bridge under cantilever

erection", PROCEEDINGS- EXPERTCENTRUM, Vol.-, No. 4. 1995, pp. 297~302

144. Scordelis, A. C., et. al "Computer Preograms for Prestressed Concrete Box Girder Bridges", University of California Berkeley, 1985

145. Seif S. P. and Dilger W. H. 1990, "Nonlinear Analysis and Collapse Load of P/C Cable-Stayed Bridges", ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol.116, No. 3, pp.829 ~849.

146. Shi, G. and Voyiadjis, G. 1991, "A Simple C0 Quadrilateral Thick/Thin Shell Element Based on the Refined Shell Theory and the Assumed Strain Fields," International Journal of Solids and Structures . 27(3):283-298.

147. Shi, G. and Voyiadjis, G. 1992. A Simple Non-Layered Finite Element for the Elasto-Plastic Analysis of Shear Flexible Plates. International Journal for Numerical Methods in Engineering. 33(1):85-99.

148. Shi, X. F. and Xiang, H. F. "Analysis of Construction Control Systems of Cable-Stayed Bridge", Journal of Tongji University, Vol. 29, No. 1, 2001, pp. 55~59

149. Songsak, S. "An Assumed Strain 4-node Reinforced Concrete Shell Element Considering Geometric and Material Nonlinearity", AIT 석사학위논문, 2005

150. Sze, K. Y. and Zheng, S. J. "A Hybrid Stress Nine-Node Degenerated Shell Element for Geometric Nonlinear Analysis", Computational Mechanics, Vol. 23, No. 5-6, 1999, pp. 448~456

151. Tadros, M. K., Ghali, A., and Dilger, W. H. "Effect of NonPrestressed Steel on Prestress Loss and Deflection", PCI Journal, Vol. 22, No. 2, 1977, pp.50-83

152. Talha, M. A. "A Theoretically Improved and Easily Implemented Version of the Ahmad Thick Shell Element," International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 14, No. 1, 1979

153. Tang, L. M., Lu, H. X., Chen, W. J. and Liu, Y. X. 1980. Quasi-Conforming Element Technique for the Finite Element Method. Numerical Methods for Engineering; Proceedings of the Second

International Congress, Paris, France. pp. 565-573.

154. Thomas, G. R. and Gallagher, R. H. "A Triangular Element Based on Generalized Potential Energy Concepts," Chapter 9 of "Finite Elements for Thin Shells and Curved Members," Edited by Ashwell, D. G. and Gallagher, R. H., Wiley, 1976

155. Walther, R. "Cable-Stayed Bridges," Thomas Telford Ltd., London, England, 1988

156. Wang, P. H., Tang, T. Y. and Zheng, H. N. "Analysis of Cable-Stayed Bridges During Construction by Cantilever Methods", Computers and Structures 82, 2004, pp. 329~346

157. Wilson, E. L., Taylor, R. L., Doherty, W. P. and Ghaboussi, J. "Incompatible Displacement Models," International Symposium on Numerical and Computer Methods in Structural Mechanics," University of Illinois, Urbana, September 1971

158. Xiang, T., Tong, Y. and Zhao, R. "A General and Versatile Nonlinear Analysis Program for Concrete Bridges Structure", Engineering Software, 36, 2005, pp. 681~690

159. Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L. and Too, J. M. "Reduced Integration Technique in General Analysis of Plates and Shells," International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 3, 1971

160. Zona, A. Ragni, L. and Dall'Asta, A. "Finite Element Formulation for Geometric and Material Nonlinear Analysis of Beams Prestressed with External Slipping Tendons", Finite elements in analysis and design, Vol. 44, No. 15, 2008, pp. 910~919

여 백

APPENDIX. PSC 전용 준적합 쉘요소 매뉴얼

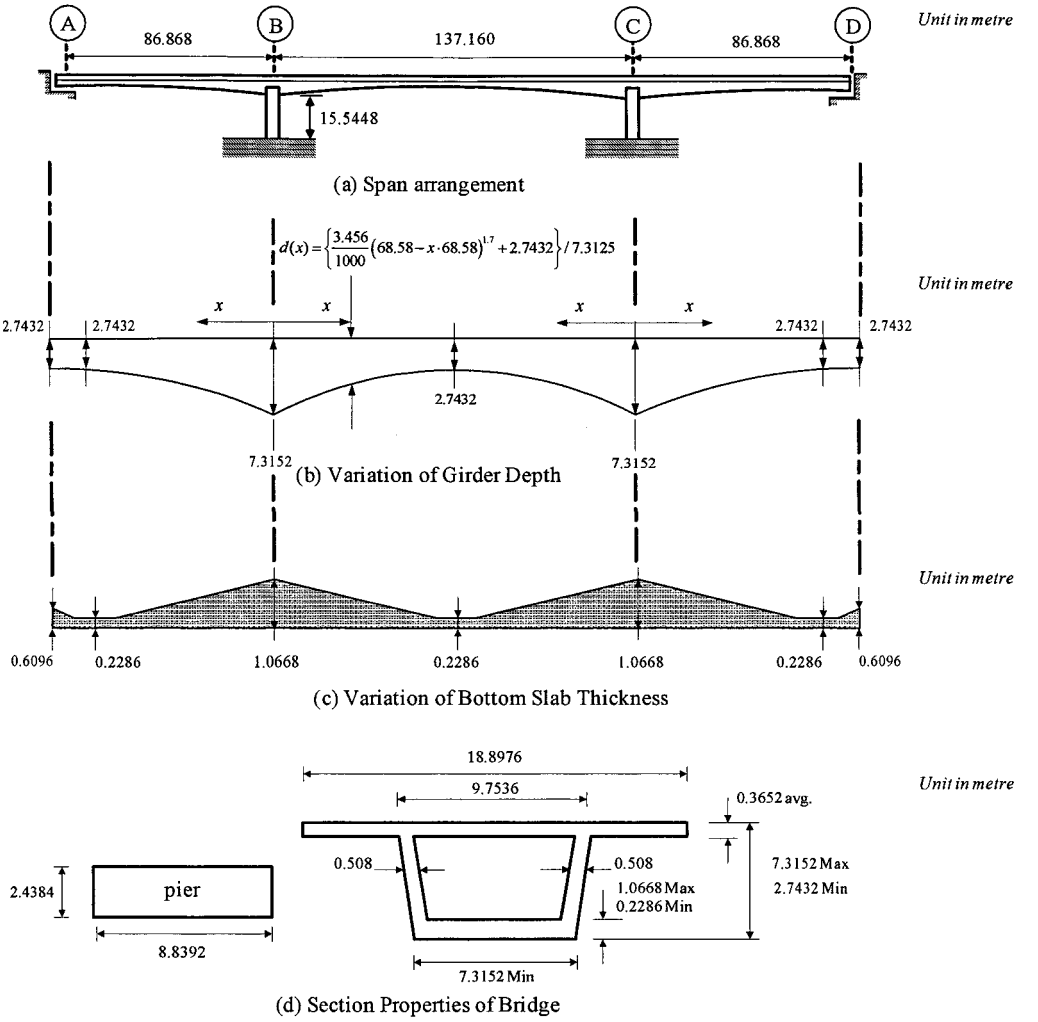
본 연구에서 개발된 PSC 전용 준적합 쉘요소는 범용구조해석프로그램인 XFINAS의 Pre/Post Processor를 이용하여 구조해석을 수행하게 되며 본 요소의 사용법을 3경간 연속 PSC BOX 교량을 예제로 하여 설명하고자 한다.

1. 해석교량개요

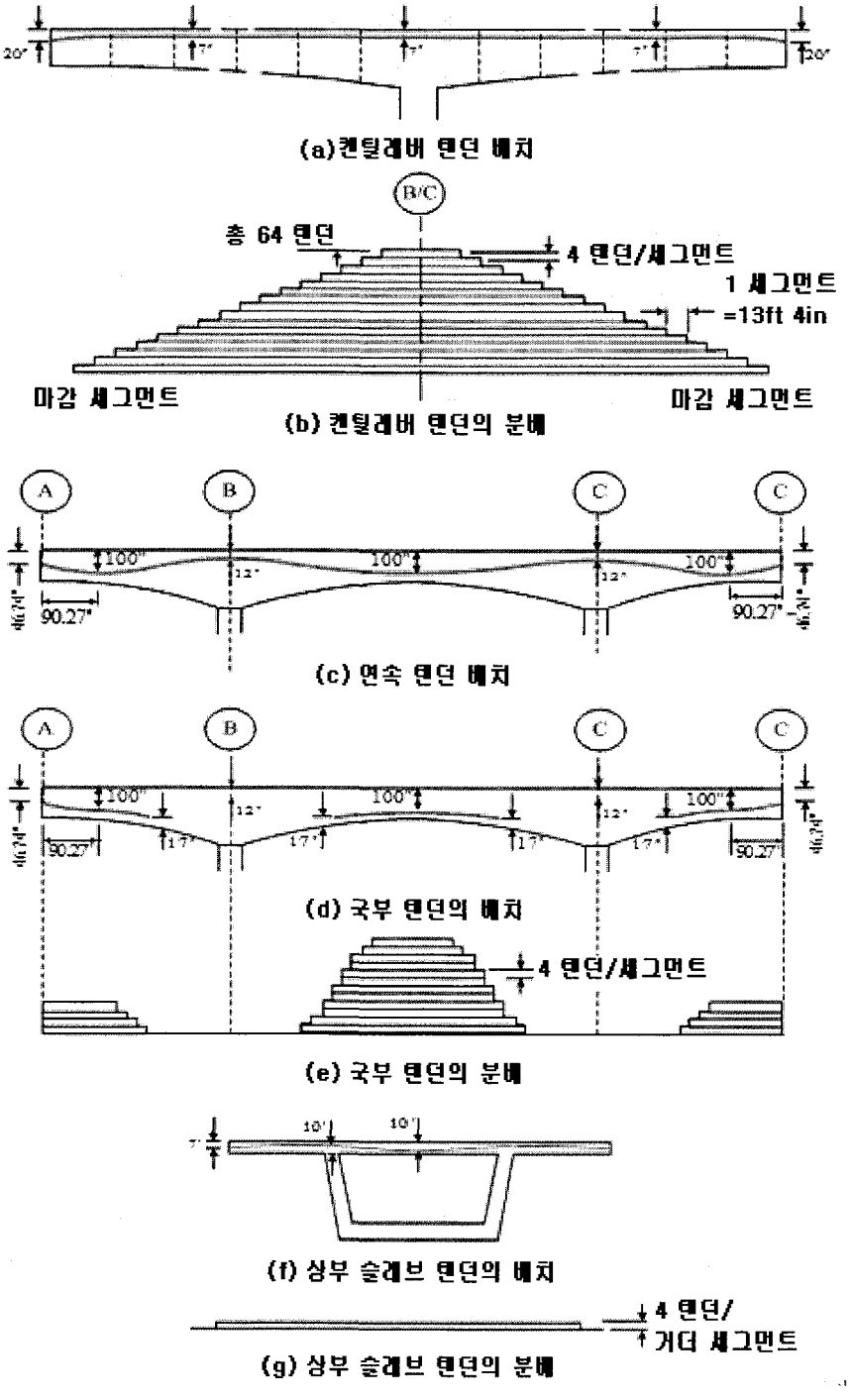
본 예제의 교량은 3경간 박스교량으로 [Ketchum, M.A., 1986. Redistribution of Stresses in Segmentally Erected Prestressed Concrete Bridges, Report No. UCB/SESM-86-07. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California.]에 있는 예제를 사용하였다. 이 교량은 캔틸레버 공법으로 시공되며, 세그먼트는 현장에서 타설된다.

가. 교량제원

교량 제원은 그림 A.1에 상세히 나타내었다. 이 교량은 3경간 교량으로 중앙 경간은 137.16m, 양쪽 경간은 86.868m이다.. 거더는 하나의 셀로 이루어지며, 캔틸레버의 슬래브는 폭이 넓은 헌치 박스를 사용한다. 거더의 높이는 경간의 중앙에서 교각까지 7.3152m부터 2.7432m로 변한다. x를 교각으로부터의 거리, d를 x위치에서의 거더 높이라고 하면 임의의 점에서 거더의 높이는 $d(x)=\{0.03456(68.58-68.58x)^{1.7}+2.7432\}$로 나타낼 수 있다. 바닥 슬래브의 폭은 중앙 경간에서 교각까지 8.8392m부터 7.3152m까지 변한다. 나머지 횡단면의 치수는 교량의 모든 단면에서 일정한 값을 갖는다.



<그림 A.1.1 3경간 FCM 교량>



<그림 A.1.2 텐던의 배치 형상>

4개의 프리스트레싱 텐던은 단부 또는 시공되는 각 거더에 고정되어 있으며 그림 A.1.2(a)에 나타난 것처럼 총 텐던의 개수는 64개이다. 각각의 캔틸레버 텐던은 양 끝단에서 긴장된다. 그림 A.1.2(c)에 보이는 것과 같이 8개의 '연속된' 프리스트레싱 텐던은 교량의 시공

이 끝난 후 긴장된다. 중앙 경간의 연속 텐턴은 교각의 커플러 앵커리지 양 끝에서 긴장되고, 접합부에서 긴장되는 측경간 연속텐던과 연결된다. 또한 중앙경간의 24개의 '국부' 텐던과 양쪽 경간의 8개의 '국부'텐던은 그림 A.1.2(d)에 나타낸 것처럼 교량이 연속적으로 시공된 후에 긴장된다. 각 거더의 위쪽 슬래브에는 그림 A.1.2(f)처럼 4개의 '횡방향' 텐던이 양 끝에서 긴장된다. 모든 텐던은 21개로 구성되며, 스트랜드의 직경은 0.0127m이다.

나. 사용재료 물성치

콘크리트의 극한강도 $f_c'(28)$는 $34.4737MPa$를 사용하고, 극한 크리프 계수 $C(\infty)$는 3.0, 극한 건조수축 변형률 $\varepsilon(\infty)$는 0.0008, 단위중량 W는 $2482.86kg/m^3$을 다. 또한 콘크리트 코드는 ACI Committee 209R-92을 따른다. 프리스트레싱된 강재의 탄성계수는 1.93×10^5MPa, 항복강도 f_{py}는 $1861.6MPa$이다. 릴렉세이션 계수 $R=10$, 곡률마찰계수 $\mu=0.25$, 파상마찰계수 $\kappa=0.001312/m$, 정착부의 슬립은 $0.00635m$이다.

다. 하중과 시공단계

거더는 현장 시공으로 교각으로부터 캔틸레버 형태로 시공된다. 각 캔틸레버 세그먼트는 먼저 시공된 세그먼트에 캔틸레버 텐던으로 포스트텐션된다. 캔틸레버 시공이 완료되면, 교대에서 거더를 연속적으로 현장 시공하고 이를 중앙 경간에서 시공된 캔틸레버 거더와 결합시킨다. 교대와 중앙경간을 연결시켜 전체 교량의 형상을 띄게 되면, 연속 텐던과 국부 텐던을 프리스트레싱 한다.

교량에 재하 되는 하중은 콘크리트 단위 질량($W=2482.86kg/m^3$)인 고정하중과 2차 고정하중 $36484.8N/m$이다. 2차고정하중은 모든 시공이 종료된 뒤 재하 된다.

시공 계획은 다음과 같다.

- Day 0-63 : 교각과 세그먼트 21에서 24까지 시공한다. 그리고 횡텐던 51에서 54를 긴장한다.
- Day 63-168 : 켄틸레버 거더 세그먼트 6에서 39까지 시공하고, 각 세그먼트 간격 사이에서 7일 단위로 켄틸레버 텐던 1에서 16까지와 횡방향 텐던 36에서 50, 그리고 55에서 69까지 긴장한다.
- Day 100 : 거더 세그먼트 1에서 4를 시공한다. 그리고 횡방향 텐던 31에서 34까지를 긴장한다.

- Day 168 : 거더 세그먼트 5로서 측경간 시공을 마무리한다. 그리고 횡방향 텐던 35를 긴장한다.
- Day 175 : 측경간에 있는 국부 텐던 19에서 22까지를 긴장한다.
- Day 182 : 마감 세그먼트 40으로서 중앙경간 시공을 마무리한다. 그리고 횡방향 텐던 70을 긴장한다.
- Day 189 : 중앙경간에 있는 국부 텐던 23에서 30을 긴장하고, 크레인을 제거한다.
- Day 196 : 연속 텐던 17과 18을 긴장하고, 2차 고정하중을 재하 시킨다.

세그먼트 시공 단계 간격은 7일로 가정한다. 다음에 따르는 단계가 각 시간간격 시에 이뤄진다.

① 다음 세그먼트 위치로 크레인의 이동
② 세그먼트 시공
③ 3일 대기
④ 새로 시공된 세그먼트에 정착된 캔틸레버 텐던과 횡방향 텐던의 긴장
⑤ 4일 대기

1부터 16까지의 캔틸레버 텐던은 양 끝단에서 1.1319e+07N으로 긴장하였으며, 연속 텐던 17, 18은 한쪽 끝에서만 2.2638e+07N으로 긴장하였다. 텐던 19에서 22는 양 끝단에서 5.6597e+06N으로, 텐던 23, 24, 29, 30은 왼쪽 끝에서 5.6597e+06N으로, 텐던 25, 26, 27, 28은 왼쪽 끝에서 1.1319e+07N으로 긴장하였다. 횡방향 텐던 1부터 37은 왼쪽 끝에서 88842.663N으로 긴장하였다.

<표 A.1.1 상부 슬래브 중심의 절점좌표>

NODE	X-COORDINATE	Y-COORDINATE	Z-COORDINATE
2	0	0.00	0.00
3	4.572	0.00	0.00
4	9.144	0.00	0.00
5	13.716	0.00	0.00
6	18.288	0.00	0.00
7	20.0152	0.00	0.00
8	24.0792	0.00	0.00
9	28.1432	0.00	0.00
10	32.2072	0.00	0.00
11	36.2712	0.00	0.00
12	40.3352	0.00	0.00
13	44.3992	0.00	0.00
14	48.4632	0.00	0.00
15	52.5272	0.00	0.00
16	56.5912	0.00	0.00
17	60.6552	0.00	0.00
18	64.7192	0.00	0.00
19	68.7832	0.00	0.00
20	72.8472	0.00	0.00
21	76.9112	0.00	0.00
22	80.9752	0.00	0.00
23	85.0392	0.00	0.00
24	86.868	0.00	0.00
118	155.448	0.00	0.00
119	153.7208	0.00	0.00
120	149.6568	0.00	0.00
121	145.5928	0.00	0.00
122	141.5288	0.00	0.00
123	137.4648	0.00	0.00
124	133.4008	0.00	0.00
125	129.3368	0.00	0.00
126	125.2728	0.00	0.00
127	121.2088	0.00	0.00
128	117.1448	0.00	0.00
129	113.0808	0.00	0.00
130	109.0168	0.00	0.00
131	104.9528	0.00	0.00
132	100.8888	0.00	0.00
133	96.8248	0.00	0.00
134	92.7608	0.00	0.00
135	88.6968	0.00	0.00

<표 A.1.2 하부 슬래브 중심의 절점좌표>

NODE	X-COORDINATE	Y-COORDINATE	Z-COORDINATE
48	0	-2.7432	4.4196
49	4.572	-2.7432	4.4196
50	9.144	-2.7432	4.4196
51	13.716	-2.7432	4.4196
52	18.288	-2.7432	4.4196
53	20.0152	-2.7432	4.41706
54	24.0792	-2.81178	4.40944
55	28.1432	-2.91338	4.39166
56	32.2072	-3.048	4.3688
57	36.2712	-3.2131	4.34086
58	40.3352	-3.40614	4.30784
59	44.3992	-3.62966	4.27228
60	48.4632	-3.87604	4.23164
61	52.5272	-4.14782	4.18592
62	56.5912	-4.44246	4.13766
63	60.6552	-4.75996	4.08432
64	64.7192	-5.10032	4.0259
65	68.7832	-5.461	3.96748
66	72.8472	-5.842	3.90398
67	76.9112	-6.24332	3.8354
68	80.9752	-6.6675	3.76428
69	85.0392	-7.10946	3.69062
71	86.868	-7.3152	3.6576
154	155.448	-2.7432	4.4196
155	153.7208	-2.7432	4.41706
156	149.6568	-2.81178	4.40944
157	145.5928	-2.91338	4.39166
158	141.5288	-3.048	4.3688
159	137.4648	-3.2131	4.34086
160	133.4008	-3.40614	4.30784
161	129.3368	-3.62966	4.27228
162	125.2728	-3.87604	4.23164
163	121.2088	-4.14782	4.18592
164	117.1448	-4.44246	4.13766
165	113.0808	-4.75996	4.08432
166	109.0168	-5.10032	4.0259
167	104.9528	-5.461	3.96748
168	100.8888	-5.842	3.90398
169	96.8248	-6.24586	3.8354
170	92.7608	-6.6675	3.76428
171	88.6968	-7.10946	3.69062

<표 A.1.3 교각의 절점표(m)>

NODE	X-COORDINATE	Y-COORDINATE	Z-COORDINATE
1	86.868	-22.86	0
24	86.868	0	0
47	86.868	-7.3152	0
70	86.868	-22.86	3.6576
71	86.868	-7.3152	3.6576
94	86.868	0	4.8768
208	86.868	-22.86	4.4196
209	86.868	-7.3152	4.4196

<표 A.1.4 교각 단면>

Section	Shell Properties(m)	
	B	H
Rectangular	8.8392	2.4384

<표 A.1.5 이동가설차 요소>

Traveler No.	Young Modulus (N/m2)	Shear Modulus (N/m2)	Area (m2)	Is (m4)	It (m4)	Ij (m4)	Rotation angle	Mass (kg)
1-9	2e+11	7.69e+10	0.449	0.1035	0.4498	0.5534	0.0	7559.89
10-18	2e+11	7.69e+10	0.449	0.1035	0.4498	0.5534	0.0	7559.89
19-27	2e+11	7.69e+10	0.449	0.1035	0.4498	0.5534	0.0	498.952

<표 A.1.6 텐던 스팬 절점과 로컬 축(m)>

Cantilever Tendon			Local Tendon Left		
Tendon No.	Span Node	Local X-axis (Y-axis,0 Z-axis ,192)	Tendon No.	Span Node	Local axis
1	363 to 489	80.975 to 92.761	1	20 to 151	0,-2.742,2.209 to 32.207,-3.05,2.18
2	345 to 507	76.911 to 96.825	2	20 to 169	0 ,-2.742,2.209 to 36.27,-126.5,85.5
3	327 to 525	72.847 to 100.89	3	20 to 187	0,-2.742,2.209 to 40.34,3.40,2.15
4	309 to 543	94.183 to 104.95	4	20 to 203	0, -2.742,2.209 to 44.39,3.62,4.272
5	291 to 561	64.719 to 109.02	Local Tendon Mid		
6	273 to 579	60.655 to 113.08	Tendon No.	Span Node	Local axis
7	255 to 597	56.591 to 117.14	1	585 to 783	113.08,-4.76,0 to 155.45,-2.74,0
8	237 to 615	52.527 to 121.20	2	603 to 783	117.14,-4.44,0 to 155.45,-2.74,0
9	219 to 633	48.463 to 125.27	3	621 to 783	121.20,-4.14,0 to 155.45,-2.74,0
10	201 to 651	44.399 to 129.33	4	639 to 783	125.27,-3.87,0 to 155.45,-2.74,0
11	183 to 669	40.335 to 133.40	5	657 to 783	129.34,-3.63,0 to 155.45,-2.74,0
12	165 to 687	36.271 to 137.46	6	675 to 783	133.40,-3.41,0 to 155.45,-2.74,0
13	147 to 705	32.207 to 141.52	7	693 to 783	137.46,-3.21,0 to 155.45,-2.74,0
14	129 to 723	28.143 to 145.59	8	711 to 783	141.52,-3.05,0 to 155.45,-2.74,0
15	111 to 741	24.079 to 149.65	Continuity Tendon		
16	88 to 759	20.015 to 153.72	Tendon No.	Span Node	Local axis
-	-	-	1	7 to 399	0,-1.37,4.64 to 86.87,0,4.88
-	-	-	2	399 to 778	86.87,0,4.88 to 155.45,-1.37,4.65

Slab Tendon		
Tendon No.	Span Node	Local axis
1	30 to 3	22.86,0,9.45 to 22.86,0,0
2	15 to 43	68.58,0,9.45 to 68.58,0,0
3	57 to 40	114.3,0,9.45 to 114.3,0,0
4	73 to 62	160.02,0,9.45 to 160.02,0,0
5	98 to 107	220.472,0,9.45 to 220.472,0,0
6	125 to 118	261.112,0,9.45 to 261.112,0,0
7	143 to 136	301.752,0,9.45 to 301.752,0,0
8	161 to 154	342.392,0,9.45 to 342.392,0,0
9	179 to 172	383.032,0,9.45 to 383.032,0,0
10	197 to 190	423.672,0,9.45 to 423.672,0,0
11	215 to 208	464.312,0,9.45 to 464.312,0,0
12	233 to 226	504.952,0,9.45 to 504.952,0,0
13	251 to 244	545.592,0,9.45 to 545.592,0,0
14	269 to 262	586.232,0,9.45 to 586.232,0,0
15	287 to 260	626.872,0,9.45 to 626.872,0,0
16	305 to 298	667.512,0,9.45 to 667.512,0,0
17	323 to 316	708.152,0,9.45 to 708.152,0,0
18	340 to 334	748.792,0,9.45 to 748.792,0,0
19	358 to 352	789.432,0,9.45 to 789.432,0,0
20	376 to 370	830.072,0,9.45 to 830.072,0,0
21	464 to 478	907.288,0,9.45 to 907.288,0,0
22	502 to 496	947.928,0,9.45 to 947.928,0,0
23	520 to 514	988.568,0,9.45 to 988.568,0,0
24	539 to 532	1029.208,0,9.45 to 1029.208,0,0
25	557 to 550	1069.848,0,9.45 to 1069.848,0,0
26	575 to 568	1110.488,0,9.45 to 1110.488,0,0
27	593 to 586	1151.128,0,9.45 to 1151.128,0,0
28	611 to 604	1191.768,0,9.45 to 1191.768,0,0
29	629 to 622	1232.408,0,9.45 to 1232.408,0,0
30	647 to 640	1273.048,0,9.45 to 1273.048,0,0
31	665 to 658	1313.688,0,9.45 to 1313.688,0,0
32	683 to 676	1354.328,0,9.45 to 1354.328,0,0
33	701 to 694	1394.968,0,9.45 to 1394.968,0,0
34	719 to 712	1435.608,0,9.45 to 1435.608,0,0
35	737 to 730	1476.248,0,9.45 to 1476.248,0,0
36	755 to 748	1516.888,0,9.45 to 1516.888,0,0
37	782 to 775	1554.48,0,9.45 to 1554.48,0,0

<표 A.1.7 연속 텐던과 국부텐던의 로컬 좌표(m)>

Tendon No.	Area (m^2)	Continuity Tendon & Local Tendon									
		X					Y				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
17	0.0082916	0	27.5133	68.7832	77.8256	86.868	-1.1872	-2.54	-0.3048	-0.3048	-0.3048
18	0.0082916	0	9.0425	18.085	61.4246	68.58	-0.3048	-0.3048	-0.3048	-2.54	-2.54
19	0.0020729	0	28.1490928	32.2072	-	-	-1.1827	-2.49301	-2.62484	-	-
20	0.0020729	0	28.1464512	26.2712	-	-	-1.1827	-2.49301	-2.72872	-	-
21	0.0020729	0	28.1539696	40.3352	-	-	-1.1827	-2.49301	-2.86106	-	-
22	0.0020729	0	28.1490928	44.3992	-	-	-1.1827	-2.49301	-3.02031	-	-
23	0.0020729	0	38.1303	42.367	-	-	-3.9025	-2.54	-2.54	-	-
24	0.0020729	0	34.4727	38.303	-	-	-3.6469	-2.54	-2.54	-	-
25	0.0041458	0	30.8151	34.239	-	-	-3.4143	-2.54	-2.54	-	-
26	0.0041458	0	27.1575	30.175	-	-	-3.20497	-2.54	-2.54	-	-
27	0.0041458	0	23.4999	26.111	-	-	-3.0203	-2.54	-2.54	-	-
28	0.0041458	0	19.8426	22.047	-	-	-2.8611	-2.54	-2.54	-	-
29	0.0020729	0	16.1847	17.983	-	-	-2.7287	-2.54	-2.54	-	-
30	0.0020729	0	12.5271	13.919	-	-	-2.6248	-2.54	-2.54	-	-

Tendon NO.	Area (m2)	Slab Tendon					
		Y			Z		
		1	2	3	1	2	3
1~37	0.0041458	0.1778	0.127	0.254	4.7244	2.4384	0.0

<표 A.1.8 캔틸레버 텐던의 로컬좌표>

Tendon No.	Area (m^2)	Continuity Tendon & Local Tendon									
		X					Y				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	0.0041458	0	3.912	5.893	7.874	11.786	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
2	0.0041458	0	3.912	9.957	16.002	19.914	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
3	0.0041458	0	3.912	14.021	24.13	28.042	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
4	0.0041458	0	3.912	18.085	32.258	36.17	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
5	0.0041458	0	3.912	22.149	40.386	44.298	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
6	0.0041458	0	3.911	26.213	48.515	52.426	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
7	0.0041458	0	3.912	30.277	56.642	60.554	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
8	0.0041458	0	3.912	34.341	64.771	68.682	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
9	0.0041458	0	3.914	38.405	72.897	76.81	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
10	0.0041458	0	3.912	42.469	81.027	84.938	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
11	0.0041458	0	3.914	46.533	89.153	93.066	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
12	0.0041458	0	3.911	50.597	97.536	101.194	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
13	0.0041458	0	3.914	54.661	105.408	109.322	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
14	0.0041458	0	3.911	58.725	113.539	117.45	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
15	0.0041458	0	3.912	62.789	121.666	125.578	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508
16	0.0041458	0	5.082	86.868	149.81	153.721	-0.508	-0.178	-0.178	-0.178	-0.508

<표 A.1.9 Update Node 구성요소>

Construction	Update node configuration								
Group	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	372	372	372	372	372	373	375	375	375
	363	363	363	363	363	364	366	366	366
	352	353	354	356	358	355	357	368	360
	343	344	345	347	349	346	348	377	351
2									
3	354	354	354	354	354	355	357	357	357
	345	345	345	345	345	346	348	348	348
	334	335	336	338	340	337	339	341	342
	325	326	327	329	331	328	330	332	333
4									
5	336	336	336	336	336	337	339	339	339
	327	327	327	327	327	328	330	330	330
	316	317	318	320	323	319	321	322	324
	307	308	309	311	314	310	312	313	314
6									
7	318	318	318	318	318	319	321	321	321
	309	309	309	309	309	310	312	312	312
	298	299	300	302	305	301	303	304	306
	289	290	291	293	296	292	294	295	297
8									
9	300	300	300	300	300	301	303	303	303
	291	291	291	291	291	292	294	294	294
	280	281	282	284	287	283	285	286	288
	271	272	273	275	278	274	276	277	279
10									
11	282	282	282	282	282	283	285	285	285
	273	273	273	273	273	274	276	276	276
	262	263	264	266	269	265	267	268	270
	253	254	255	258	260	256	257	259	261
12									
13	264	264	264	264	264	265	267	267	267
	255	255	255	255	255	256	257	257	257
	244	245	246	249	251	247	248	250	252
	235	236	237	240	242	238	239	241	243
14									
15	246	246	246	246	246	247	248	248	248
	236	237	237	237	237	238	239	239	239
	226	227	228	231	233	229	230	232	234
	217	218	219	222	224	220	221	223	225
16									
17	228	228	228	228	228	229	230	230	230
	219	219	219	219	219	220	221	221	221
	208	209	210	213	215	211	212	214	216

	199	200	201	204	206	202	203	205	207
18									
19	210	210	210	210	210	211	212	212	212
	201	201	201	201	201	202	203	203	203
	190	191	192	195	197	193	194	196	198
	181	182	183	186	188	184	185	187	189
20									
21	192	192	192	192	192	193	194	194	194
	183	183	183	183	183	184	185	185	185
	172	173	174	177	179	175	176	178	180
	163	164	165	168	170	166	167	169	171
22									
23	174	174	174	174	174	175	176	176	176
	165	165	165	165	165	166	167	167	167
	154	155	156	159	151	157	158	160	162
	145	146	147	150	152	148	149	151	153
24									
25	156	156	156	159	161	157	158	160	162
	147	147	147	150	152	148	149	151	153
	136	137	138	141	143	139	140	142	144
	127	128	129	132	134	130	131	133	135
26									
27	138	138	138	138	138	139	140	140	140
	129	129	129	129	129	130	131	131	131
	118	119	120	123	125	121	122	124	126
	108	110	111	114	116	112	113	115	117
28									
29	120	120	120	120	120	121	122	122	122
	111	111	111	111	111	112	113	113	113
	98	100	102	105	107	103	104	106	109
	85	86	88	94	99	90	93	96	101
30									
Key	750	750	750	750	750	751	752	752	752
Segment	759	759	759	759	759	760	761	761	761
	766	767	768	771	773	769	770	772	774
	775	776	777	780	782	778	779	781	783
Approaching	71	72	75	80	89	76	78	83	92
Segment2	77	79	81	87	95	82	84	91	97
	85	86	88	94	99	90	93	96	101

Construction Group	Update node configuration								
	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	480	480	480	480	480	481	483	483	483
	489	489	489	489	489	490	492	492	492
	498	497	498	500	502	499	501	503	504
	505	506	507	509	511	508	510	512	513
2									
3	498	498	498	498	498	499	501	501	501
	507	507	507	507	507	508	510	510	510
	514	515	516	518	520	517	519	521	522
	523	524	525	527	529	526	528	530	531
4									
5	516	516	516	516	516	517	519	519	519
	525	525	525	525	525	526	528	528	528
	532	533	534	536	539	535	537	538	540
	541	542	543	545	548	544	546	547	549
6									
7	534	534	534	534	534	535	537	537	537
	543	543	543	543	543	544	546	546	546
	550	551	552	554	557	553	555	556	558
	559	560	561	563	566	562	564	565	567
8									
9	552	552	552	552	552	553	555	555	555
	561	561	561	561	561	562	564	564	567
	568	569	570	572	575	571	573	574	576
	577	578	579	581	584	580	582	583	585
10									
11	570	570	570	570	570	571	573	573	573
	579	579	579	579	579	580	582	582	582
	586	587	588	590	593	589	591	592	594
	595	596	597	600	602	598	599	601	603
12									
13	588	588	588	588	588	589	591	591	591
	597	597	597	597	597	598	599	599	599
	605	605	606	609	611	607	608	610	612
	613	614	615	618	620	616	617	619	621
14									
15	606	606	606	606	606	607	608	608	608
	615	615	615	615	615	616	617	617	617
	622	623	624	627	629	625	626	628	630
	631	632	633	636	638	634	635	637	639
16									
17	624	624	624	624	624	625	626	626	626

	633	633	633	633	633	634	635	635	635
	640	641	642	645	647	643	644	646	648
	649	650	651	654	656	652	653	655	657
18									
19	642	642	642	642	642	643	644	644	644
	651	651	651	651	654	652	653	653	653
	658	659	660	663	665	661	662	664	666
	667	668	669	672	674	670	671	673	675
20									
21	660	660	660	660	660	661	662	662	662
	669	669	669	669	669	670	671	671	671
	676	677	678	681	683	679	680	682	684
	685	686	687	690	692	688	689	691	693
22									
23	678	678	678	678	678	679	680	680	680
	687	687	687	687	687	688	689	689	689
	695	695	696	699	701	697	698	700	702
	703	704	705	708	710	706	707	709	711
24									
25	696	696	696	699	701	697	698	700	702
	705	705	705	708	710	706	707	709	711
	712	713	714	717	719	715	716	718	720
	721	722	723	726	728	724	725	727	729
26									
27	714	714	714	714	714	715	716	716	716
	723	723	723	723	723	724	725	725	725
	730	731	732	735	737	733	734	736	738
	739	740	741	744	746	742	743	745	747
28									
29	732	732	732	732	732	733	734	734	734
	741	741	741	741	741	742	742	743	743
	748	749	750	753	755	751	752	754	756
	757	758	759	762	764	760	761	763	765
30									
31									
Approaching Segment2									

<표 A.1.10 이동가설차 이동/제거>

Construction Group	Move Traveler								
	Operation Group1	Operation Group2	Operation Group 3	Operation Group 4	Operation Group5	Operation Group6	Operation Group7	Operation Group8	Operation Group9
1	372	372	372	372	372	373	375	375	375
	363	363	363	363	363	364	366	366	366
	352	353	354	356	358	355	357	368	360
	343	344	345	347	349	346	348	377	351
2									
3	354	354	354	354	354	355	357	357	357
	345	345	345	345	345	346	348	348	348
	334	335	336	338	340	337	339	341	342
	325	326	327	329	331	328	330	332	333
4									
5	336	336	336	336	336	337	339	339	339
	327	327	327	327	327	328	330	330	330
	316	317	318	320	323	319	321	322	324
	307	308	309	311	314	310	312	313	314
6									
7	318	318	318	318	318	319	321	321	321
	309	309	309	309	309	310	312	312	312
	298	299	300	302	305	301	303	304	306
	289	290	291	293	296	292	294	295	297
8									
9	300	300	300	300	300	301	303	303	303
	291	291	291	291	291	292	294	294	294
	280	281	282	284	287	283	285	286	288
	271	272	273	275	278	274	276	277	279
10									
11	282	282	282	282	282	283	285	285	285
	273	273	273	273	273	274	276	276	276
	262	263	264	266	269	265	267	268	270
	253	254	255	258	260	256	257	259	261
12									
13	264	264	264	264	264	265	267	267	267
	255	255	255	255	255	256	257	257	257
	244	245	246	249	251	247	248	250	252
	235	236	237	240	242	238	239	241	243
14									
15	246	246	246	246	246	247	248	248	248
	236	237	237	237	237	238	239	239	239
	226	227	228	231	233	229	230	232	234
	217	218	219	222	224	220	221	223	225
16									
17	228	228	228	228	228	229	230	230	230
	219	219	219	219	219	220	221	221	221
	208	209	210	213	215	211	212	214	216
	199	200	201	204	206	202	203	205	207

18									
19	210	210	210	210	210	211	212	212	212
	201	201	201	201	201	202	203	203	203
	190	191	192	195	197	193	194	196	198
	181	182	183	186	188	184	185	187	189
20									
21	192	192	192	192	192	193	194	194	194
	183	183	183	183	183	184	185	185	185
	172	173	174	177	179	175	176	178	180
	163	164	165	168	170	166	167	169	171
22									
23	174	174	174	174	174	175	176	176	176
	165	165	165	165	165	166	167	167	167
	154	155	156	159	151	157	158	160	162
	145	146	147	150	152	148	149	151	153
24									
25	156	156	156	159	161	157	158	160	162
	147	147	147	150	152	148	149	151	153
	136	137	138	141	143	139	140	142	144
	127	128	129	132	134	130	131	133	135
26									
27	138	138	138	138	138	139	140	140	140
	129	129	129	129	129	130	131	131	131
	118	119	120	123	125	121	122	124	126
	108	110	111	114	116	112	113	115	117
28									
29	120	120	120	120	120	121	122	122	122
	111	111	111	111	111	112	113	113	113
	98 85	100 86	102 88	105 94	107 99	103 90	104 93	106 96	109 101
30									
Key Segment	750	750	750	750	750	751	752	752	752
	759	759	759	759	759	760	761	761	761
	766	767	768	771	773	769	770	772	774
	775	776	777	780	782	778	779	781	783
Approaching Segment2	71	72	75	80	89	76	78	83	92
	77	79	81	87	95	82	84	91	97
	85	86	88	94	99	90	93	96	101
Construction	Move Traveler								
Group	Operation Group10	Operation Group11	Operation Group12	Operation Group13	Operation Group14	Operation Group15	Operation Group16	Operation Group17	Operation Group18
1	480	480	480	480	480	481	483	483	483
	489	489	489	489	489	490	492	492	492
	498	497	498	500	502	499	501	503	504
	505	506	507	509	511	508	510	512	513
2									
3	498	498	498	498	498	499	501	501	501
	507	507	507	507	507	508	510	510	510
	514	515	516	518	520	517	519	521	522

	523	524	525	527	529	526	528	530	531
4									
5	516	516	516	516	516	517	519	519	519
	525	525	525	525	525	526	528	528	528
	532	533	534	536	539	535	537	538	540
	541	542	543	545	548	544	546	547	549
6									
7	534	534	534	534	534	535	537	537	537
	543	543	543	543	543	544	546	546	546
	550	551	552	554	557	553	555	556	558
	559	560	561	563	566	562	564	565	567
8									
9	552	552	552	552	552	553	555	555	555
	561	561	561	561	561	562	564	564	567
	568	569	570	572	575	571	573	574	576
	577	578	579	581	584	580	582	583	585
10									
11	570	570	570	570	570	571	573	573	573
	579	579	579	579	579	580	582	582	582
	586	587	588	590	593	589	591	592	594
	595	596	597	600	602	598	599	601	603
12									
13	588	588	588	588	588	589	591	591	591
	597	597	597	597	597	598	599	599	599
	605	605	606	609	611	607	608	610	612
	613	614	615	618	620	616	617	619	621
14									
15	606	606	606	606	606	607	608	608	608
	615	615	615	615	615	616	617	617	617
	622	623	624	627	629	625	626	628	630
	631	632	633	636	638	634	635	637	639
16									
17	624	624	624	624	624	625	626	626	626
	633	633	633	633	633	634	635	635	635
	640	641	642	645	647	643	644	646	648
	649	650	651	654	656	652	653	655	657
18									
19	642	642	642	642	642	643	644	644	644
	651	651	651	651	654	652	653	653	653
	658	659	660	663	665	661	662	664	666
	667	668	669	672	674	670	671	673	675
20									
21	660	660	660	660	660	661	662	662	662
	669	669	669	669	669	670	671	671	671
	676	677	678	681	683	679	680	682	684
	685	686	687	690	692	688	689	691	693
22									
23	678	678	678	678	678	679	680	680	680
	687	687	687	687	687	688	689	689	689
	695	695	696	699	701	697	698	700	702

	703	704	705	708	710	706	707	709	711
24									
25	696	696	696	699	701	697	698	700	702
	705	705	705	708	710	706	707	709	711
	712	713	714	717	719	715	716	718	720
	721	722	723	726	728	724	725	727	729
26									
27	714	714	714	714	714	715	716	716	716
	723	723	723	723	723	724	725	725	725
	730	731	732	735	737	733	734	736	738
	739	740	741	744	746	742	743	745	747
28									
29	732	732	732	732	732	733	734	734	734
	741	741	741	741	741	742	742	743	743
	748	749	750	753	755	751	752	754	756
	757	758	759	762	764	760	761	763	765
30									
31									
Approaching Segment2									

Construction Group	Remove Traveler
Jacking Midspan Tendon	Tendon Number 1 ~ Tendon Number 27

<표 A.1.11 쉘 요소 설치 및 제거>

Construction Group	Install Shell		
	Install /Remove	Installl & Remove sequence Operation Group1	Install Option
1	Install	337 338 339 340 341 342 343 344 345 346 347 348 349 350 351 352 353 354 355 356 357 358 359 360 361 362 363 364 365 366 367 368 369 370 371 372 645 646 647 648 649 650 651 652 653 654 655 656 657 658 659 660 661 662 663 664 665 666 667 668 669 670 671 672 673 674 675 676 677 678 679 680 681 682 683 684 321 322 323 324 325 326 327 328 329 330 331 332 333 334 335 336 629 630 631 632 633 634 635 636 637 638 639 640 641 642 643 644	Updated Configuration
2			
3	Install	305 306 307 308 309 310 311 312 313 314 315 316 317 318 319 320 613 614 615 616 617 618 619 620 621 622 623 624 625 626 627 628	Updated Configuration
4			
5	Install	289 290 291 292 293 294 295 296 297 298 299 300 301 302 303 304 597 598 599 600 601 602 603 604 605 606 607 608 609 610 611 612	Updated Configuration
6			

7	Install	273 274 275 276 277 278 279 280 281 282 283 284 285 286 287 288 581 582 583 584 585 586 587 588 589 590 591 592 593 594 595 596	Updated Configuration
8			
9	Install	257 258 259 260 261 262 263 264 265 266 267 268 269 270 271 272 565 566 567 568 569 570 571 572 573 574 575 576 577 578 579 580	Updated Configuration
10			
11	Install	241 242 243 244 245 246 247 248 249 250 251 252 253 254 255 256 549 550 551 552 553 554 555 556 557 558 559 560 561 562 563 564	Updated Configuration
12			
13	Install	225 226 227 228 229 230 231 232 233 234 235 236 237 238 239 240 533 534 535 536 537 538 539 540 541 542 543 544 545 546 547 548	Updated Configuration
14			
15	Install	209 210 211 212 213 214 215 216 217 218 219 220 221 222 223 224 517 518 519 520 521 522 523 524 525 526 527 528 529 530 531 532	Updated Configuration
16			
17	Install	193 194 195 196 197 198 199 200 201 202 203 204 205 206 207 208 501 502 503 504 505 506 507 508 509 510 511 512 513 514 515 516	Updated Configuration
18			
19	Install	177 178 179 180 181 182 183 184 185 186 187 188 189 190 191 192 485 486 487 488 489 490 491 492 493 494 495 496 497 498 499 500	Updated Configuration
20		161 162 163 164 165 166 167 168 169 170 171 172 173 174 175 176 469 470 471 472 473 474 475 476 477 478 479 480 481 482 483 484	
21	Install	145 146 147 148 149 150 151 152 153 154 155 156 157 158 159 160 453 454 455 456 457 458 459 460 461 462 463 464 465 466 467 468	Updated Configuration
22			
23	Install	129 130 131 132 133 134 135 136 137 138 139 140 141 142 143 144 437 438 439 440 441 442 443 444 445 446 447 448 449 450 451 452	Updated Configuration
24			
	Install		Updated

25			Configuration
26			
27	Install	113 114 115 116 117 118 119 120 121 122 123 124 125 126 127 128 421 422 423 424 425 426 427 428 429 430 431 432 433 434 435 436	Updated Configuration
28			
29	Install		Updated Configuration
30		97 98 99 100 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112 405 406 407 408 409 410 411 412 413 414 415 416 417 418 419 420	
31	Install	81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 389 390 391 392 393 394 395 396 397 398 399 400 401 402 403 404	Updated Configuration
32			
Approaching Segment	Install	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64	Original Configuration**
Approaching Segment2	Install	65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80	Updated Configuration
Key Segment	Install	373 374 375 376 377 378 379 380 381 382 383 384 385 386 387 388	Updated Configuration

<표 A.1.12 텐던 긴장>

Construction Group	Jacking Tendon						
	Operation Group 1						
	Tendon No.	Operation	Tensioning type	Forces A (N/m^2)	Forces B (N/m^2)	Anchorage slipA (m)	Anchorage slipB (m)
1							
2	1	Install	Post-Tension	1.36516e+09	1.36516e+09	0.00635	0.00635
3							
4	2	Install	Post-Tension	1.36516e+	1.36516e+	0.00635	0.00635

				09	09		
5							
				1.36516e+	1.36516e+		
6	3	Install	Post-Tension	09	09	0.00635	0.00635
7							
				1.36516e+	1.36516e+		
8	4	Install	Post-Tension	09	09	0.00635	0.00635
9							
				1.36516e+	1.36516e+		
10	5	Install	Post-Tension	09	09	0.00635	0.00635
11							
				1.36516e+	1.36516e+		
12	6	Install	Post-Tension	09	09	0.00635	0.00635
13							
				1.36516e+	1.36516e+		
14	7	Install	Post-Tension	09	09	0.00635	0.00635
15							
				1.36516e+	1.36516e+		
16	8	Install	Post-Tension	09	09	0.00635	0.00635
17							
				1.36516e+	1.36516e+		
18	9	Install	Post-Tension	09	09	0.00635	0.00635
19							
				1.36516e+	1.36516e+		
20	10	Install	Post-Tension	09	09	0.00635	0.00635
21							
				1.36516e+	1.36516e+		
22	11	Install	Post-Tension	09	09	0.00635	0.00635
23							
				1.36516e+	1.36516e+		
24	12	Install	Post-Tension	09	09	0.00635	0.00635
25							
				1.36516e+	1.36516e+		
26	13	Install	Post-Tension	09	09	0.00635	0.00635
27							
				1.36516e+	1.36516e+		
28	14	Install	Post-Tension	09	09	0.00635	0.00635
29							
				1.36516e+	1.36516e+		
30	15	Install	Post-Tension	09	09	0.00635	0.00635
31							
				1.36516e+	1.36516e+		
32	16	Install	Post-Tension	09	09	0.00635	0.00635
33							
Remove Formwork	For Construction group 34				**See table 26.10		

Key Segment Jacking	
Midspan Tendon Jacking	**See table 26.11 For Construction group 36
Continuity Tendon	**See table 26.12 For Construction group 37

<표 A.1.13 텐던 긴장>

Construction Group	Jacking Tendon Slab Tendon						
	Tendon No.	Operation	Tensioning type	Forces A (N/m^2)	Forces B (N/m^2)	Anchorage slipA (m)	Anchorage slipB (m)
1							
2	20&21	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
3							
4	19&22	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
5							
6	18&23	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
7							
8	17&24	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
9							
10	16&25	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
11							
12	15&26	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
13							
14	14&27	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
15							
16	13&28	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
17							
18	12&29	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
19							
20	11&30	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
21							
22	10&31	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
23							
24	9&32	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
25							
26	8&33	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
27							
28	7&34	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
29							
30	6&35	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-

31 32	5&35	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
Remove Formwork	1&2&3&4	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
Jacking Midspan Tendon	37	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-

<표 A.1.14 Construction group 34에서의 텐던 긴장>

Operation Group	Jacking Tendon						
	Tendon No.	Operation	Tensioning type	Forces A (N/m^2)	Forces B (N/m^2)	Anchorage slipA (m)	Anchorage slipB (m)
1	Local Tendon Left1	Install	Post-Tension	1.36516e+09	1.36516e+09	0.00635	0.00635
2	Local Tendon Left2	Install	Post-Tension	1.36516e+09	1.36516e+09	0.00635	0.00635
3	Local Tendon Left3	Install	Post-Tension	1.36516e+09	1.36516e+09	0.00635	0.00635
4	Local Tendon Left4	Install	Post-Tension	1.36516e+09	1.36516e+09	0.00635	0.00635

<표 A.1.15 Construction group 36에서의 텐던 긴장>

Operation Group	Jacking Tendon						
	Tendon No.	Operation	Tensioning type	Forces A (N/m^2)	Forces B (N/m^2)	Anchorage slipA (m)	Anchorage slipB (m)
1	Local Tendon Mid1	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
2	Local Tendon Mid2	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
3	Local Tendon Mid3	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
4	Local Tendon Mid4	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-

5	Local Tendon Mid5	Install	Post-Tension	1.36516 e+09	-	0.00635	-
6	Local Tendon Mid6	Install	Post-Tension	1.36516 e+09	-	0.00635	-
7	Local Tendon Mid7	Install	Post-Tension	1.36516 e+09	-	0.00635	-
8	Local Tendon Mid8	Install	Post-Tension	1.36516 e+09	-	0.00635	-

<표 A.1.16 Construction group 37에서의 텐던 긴장>

Operation Group	Jacking Tendon						
	Tendon No.	Operation	Tensioning type	Forces A (N/m^2)	Forces B (N)	Anchorage slipA (m)	Anchorage slipB (m)
1	Continuity Tendon1	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-
2	Continuity Tendon2	Install	Post-Tension	1.36516e+09	-	0.00635	-

<표 A.1.17 Construction group 37에서의 시공 하중>

Load Type	Force-Y (N/m^2)	Element
Shell Element load (Uniform Traction Load)	-1930.66	Top slab

<표 A.1.18 시공단계별 지점 조건>

Construction Group		Support Conditions						
		U	V	W	θx	θy	θz	Node
1	Operation 1	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	473 474 475 476 477
	Operation Group2	Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	385 387 394 396 406 407 416 420 425 432 435 440

								442 446 455 459 462 466 468 472 477 367 369 376 378 484 486 493 495

Construction Group		Support Conditions						
		U	V	W	θx	θy	θz	Node
2	Operation Group1	-	-	-	-	-	-	-
3		Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	349 351 358 360 502 504 511 513
4		-	-	-	-	-	-	-
5		Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	331 333 340 342 520 522 529 531
6		-	-	-	-	-	-	-
7		Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	314 315 323 324 539 540 548 549
8		-	-	-	-	-	-	-
9		Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	296 297 305 306 557 558 566 567
10		-	-	-	-	-	-	-
11		Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	278 279 287 288 575 576 584 585
12		-	-	-	-	-	-	-
13		Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	260 261 269 270 593 594 602 603
14		-	-	-	-	-	-	-
15		Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	242 243 251 252 611 612 620 621
16		-	-	-	-	-	-	-
17		Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	224 225 233 234 629 630 638 639
18		-	-	-	-	-	-	-

19		Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	206 207 215 216 647 648 656 657
20		-	-	-	-	-	-	-
21		Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	188 189 197 198 665 666 674 675
22		-	-	-	-	-	-	-
23		Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	170 171 179 180 683 684 692 693
24		-	-	-	-	-	-	-
25		Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	152 153 161 162 701 702 710 711
26		-	-	-	-	-	-	-
27		Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	134 135 143 144 719 720 728 729
28		-	-	-	-	-	-	-
29		Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	116 117 125 126 737 738 746 747
30		-	-	-	-	-	-	-
31		Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	99 101 107 109 755 756 764 765

Construction Group		Support Conditions						
		U	V	W	θx	θy	θz	Node
Approaching Segment	Operation Group1	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	29 30 32 33 37 39 43 45 49 51 57 59 65 67 73 74 89 92
	Operation Group2	Free	Fixed Original	Free	Free	Free	Free	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27

								28 31 34 35 36 38 40 41 42 44 46 47 48 50 52 53 54 55 56 58 60 61 62 63 64 66 68 69 70 71 72 75 76 78 80 83

Construction Group		Support Conditions						
		U	V	W	θx	θy	θz	Node
Approaching Segment	Operation Group1	Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	29 30 32 33 37 39 43 45 49 51 57 59 65 67 73 74 89 92
	Operation Group2	Free	Free	Free	Free	Free	Free	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 31 34 35 36 38 40 41 42 44 46 47 48 50 52 53 54 55 56 58 60 61 62 63 64 66 68 69 70 71 72 75 76 78 80 83

	Operation Group3	Free	Fixed Original	Free	Free	Free	Free	11 20 32
Key Segment	Operation Group1	Free	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Original	Free	773 774
	Operation Group2	Fixed Current	Free	Free	Free	Fixed Current	Fixed Current	775 776 777 778 779 780 781 782 783
	Operation Group3	Fixed Current	Free	Fixed Original	Fixed Original	Fixed Current	Fixed Current	782 783

<표 A.1.19 Casting Day>

Construction Group	Casting Day
	Operation Group 1
1	35
2	
3	63
4	
5	70
6	
7	77
8	
9	84
10	
11	91
12	
13	98
14	
15	105
16	
17	112
18	
19	119
20	
21	126
22	
23	133
24	
25	140
26	
27	147
28	
29	154
30	
31	161
32	
Approaching Segment	100
Approaching Segment 2	168
Remove Formwork	
Key Segment	168
Jacking Midspan Tendon	
Jacking Continuity Tendon	
Load	

<표 A.1.20 Construction Sequence control>

Construction Sequence	End of Analysis date	Number of Time Step	Construction Group
1	63	5	1
2	63	0	2
3	70	5	3
4	70	0	4
5	77	5	5
6	77	0	6
7	84	5	7
8	84	0	8
9	91	5	9
10	91	0	10
11	98	5	11
12	98	0	12
13	105	5	13
14	105	0	14
15	112	5	15
16	112	0	16
17	119	5	17
18	119	0	18
19	126	5	19
20	126	0	20
21	133	5	21
22	133	0	22
23	140	5	23
24	140	0	24
25	147	5	25
26	147	0	26
27	154	5	27
28	154	0	28
29	161	5	29
30	161	0	30
31	168	5	31
Finish Cantilever Approaching Segment	168 175	- 1	32 A.S1&A.S2
Remove Formwork	182	1	R.F
Key Segment	189	1	K.S
Midspan Tendon	196	1	J.M.S
Continuity & Load	10000	3	J.C.T&Load

A.S : Approaching Segment　　R.F : Remove Formwork

K.S : Key Segment　　J.M.S : Jacking Midspan Segment

J.C.T :Jacking Continuity Tendon

<표 A.1.21 쉘 요소 특성>

XShell	Material	Element Thickness(m)
Top Slab	Concrete1	0.36515
Web	Concrete1	0.508
Pier	Concrete1	2.4384
Abutment19.63	Concrete1	0.498602
Abutment10.88	Concrete1	0.276352
Abutment9.00	Concrete1	0.2286
Cantilever9.00	Concrete1	0.2286
Cantilever10.34	Concrete1	0.262636
Cantilever12.79	Concrete1	0.324866
Cantilever15.23	Concrete1	0.386842
Cantilever17.68	Concrete1	0.449072
Cantilever20.12	Concrete1	0.511048
Cantilever22.57	Concrete1	0.573278
Cantilever25.01	Concrete1	0.635254
Cantilever27.46	Concrete1	0.697484
Cantilever29.90	Concrete1	0.75946
Cantilever32.34	Concrete1	0.821436
Cantilever34.79	Concrete1	0.883666
Cantilever37.23	Concrete1	0.945642
Cantilever39.68	Concrete1	1.00787
Cantilever41.45	Concrete1	1.05283

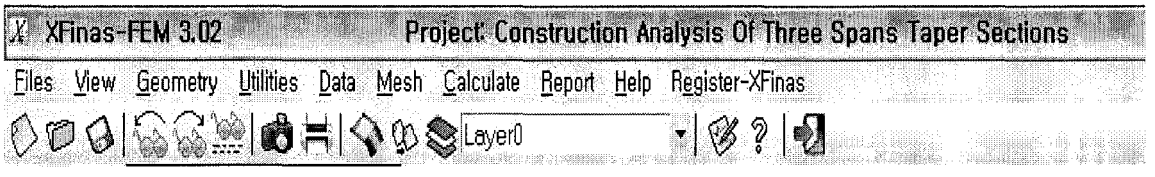
2. 모델링 & 구조해석

가. Geometry modeling

(1) 새로운 프로젝트 생성하기

A. 메뉴 툴바에서 < File/ New>then<*Save as*>**를 선택하거나**  <*New GID project*>버튼을 클릭한 후, 메뉴에서  **<*Save GID project*>을 선택한다.**

B. 저장 경로와 파일 이름을 선택하여 저장한다(*PSC3SPANFrame).*



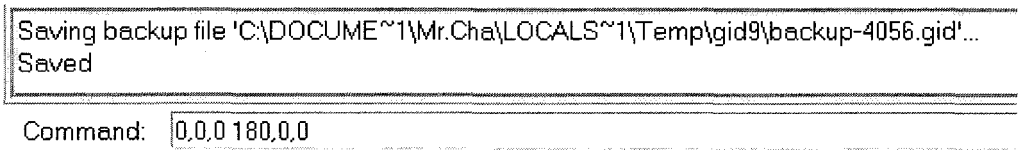
<그림 A.2.1 Create a new project>

(2) 교량 Geometry 생성하기

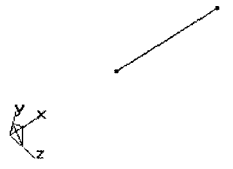
A. Geometry에서  <*Createline*>을 선택하면, geometry command box가 스크린 왼쪽 아래에 나타난다.

B. Command box에서, 선에 대한 좌표를 입력한다.

- 첫 번째 포인트 0,0,0을 입력한다.
- 두 번째 포인트 180,0,0을 입력한다.
- 그런 다음 아래 그림에 있는 좌표를 입력한다.
- 입력이 끝나면, 명령어를 끝내기 위해 <*Esc*>를 누른다.

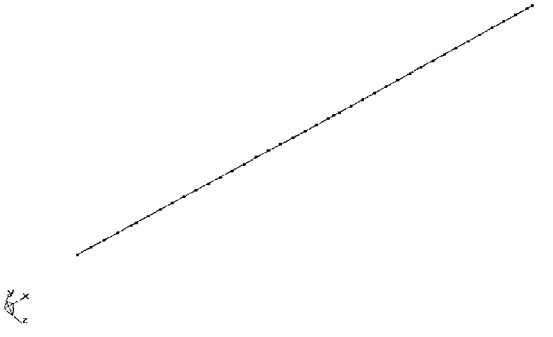


<그림 A.2.2 Command box>



<그림 A.2.3 Line object>

C. 표 A.1.1에 있는 데이터를 사용하여 모델링 하면 그림 A.2.4에 보이는 바와 같다

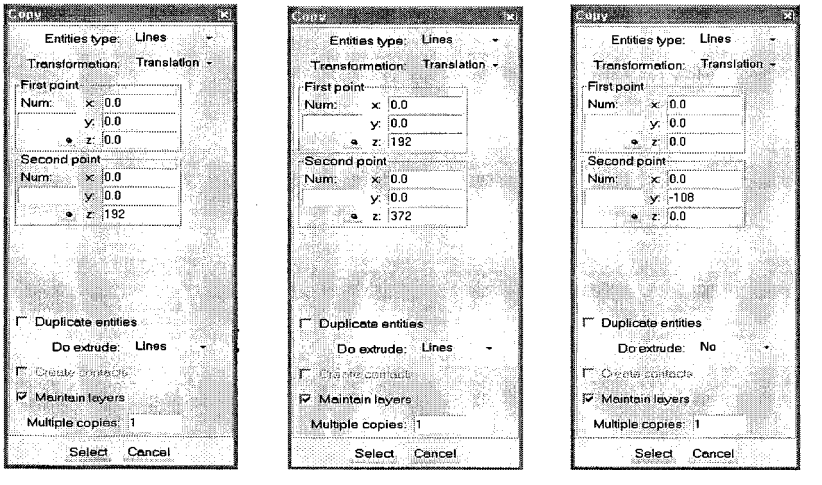


<그림 A.2.4 Center line geometry>

D. 메뉴 툴바에서 다른 선을 그리기 위해 <Copy/Transform>를 선택한다.

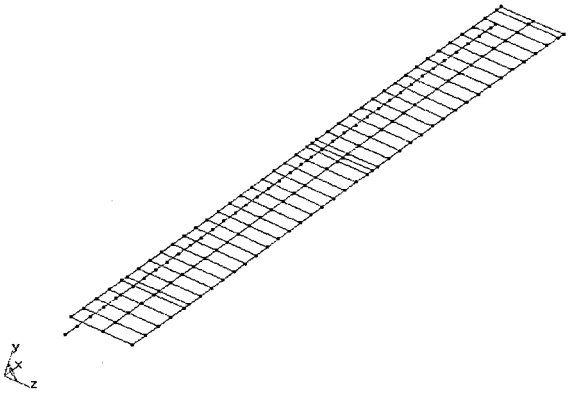
· 다음의 그림 A.2.5(a)를 따른다.

· 그러면 그림 A.2.5(b)와 같이 나타난다.



Step1 Step2 Step3

<그림 A.2.5(a) Copy window>



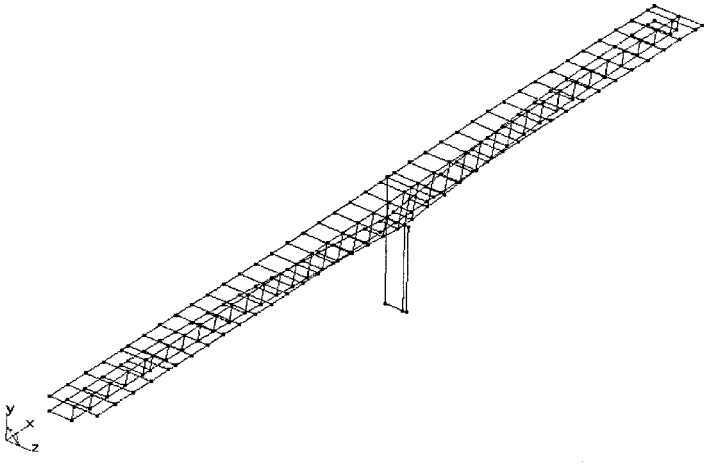
<그림 A.2.5(b) Top slab geometry>

E. 하부 슬래브 선을 그리고 표 A.1.2의 자료를 이용하여 교각을 그린다.

· Geometry에서 ↘ <*Createline*>을 선택하면, geometry command box가 스크린 왼쪽 아래에 나타난다.

· Geometry command box에 표 A.1.2 & 표 A.1.3의 데이터를 입력한다.

· 그러면 그림 A.2.6과 같이 교량 모델링이 완성된다.

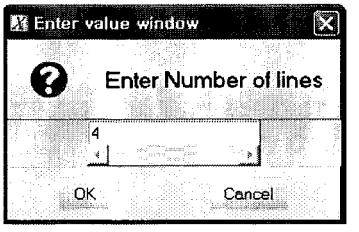


<그림 A.2.6 Bridge geometry>

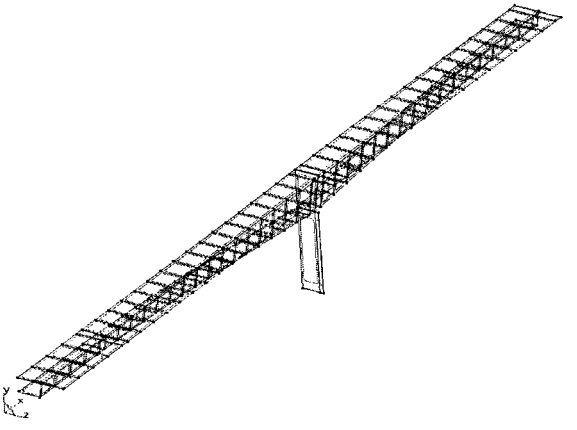
(3) Generating the mesh

· 메뉴의 툴바에서 <Geometry>를 선택한 후 자동으로 면 요소를 생성하기 위해 ▷ NURBS surface ▷ Automatic를 선택한다.

· 윈도우 창이 나타나면 그림 A.2.7(a)와 같이 입력한다.

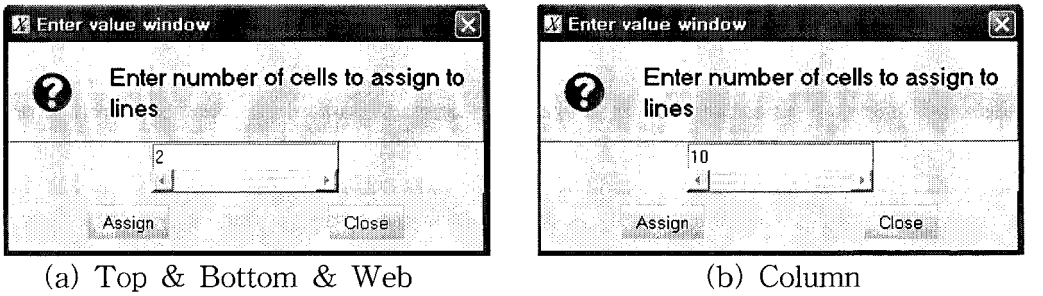


<그림 A.2.7(a) Bridge geometry>



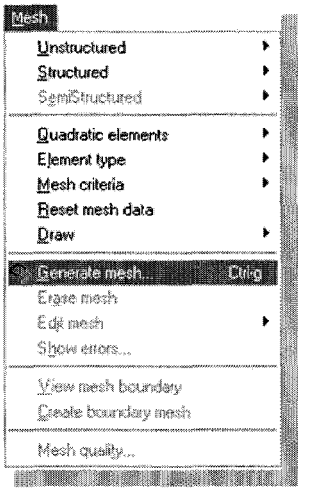
<그림 A.2.7(b) Create shell element>

· 그림 A.2.7(a)와 (b)에서와 같이 각각의 선에 할당할 셀의 수를 입력한다.Input
· Assign 버튼을 누르면 마우스 아이콘이 로 변하게 된다.
· 그러면 각 할당할 요소를 선택한다(여기서, 교각과 다른 요소들은 다르게 할당된다).
· 이 명령어를 끝내기 위해 <Esc>버튼을 누른다.

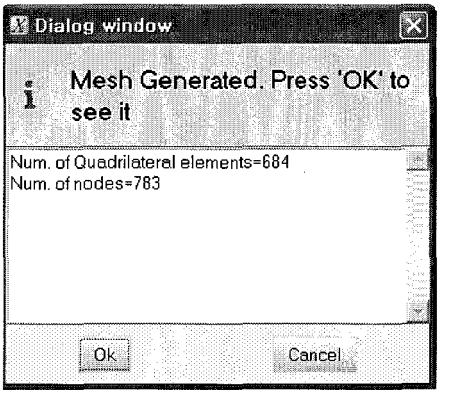


(a) Top & Bottom & Web (b) Column

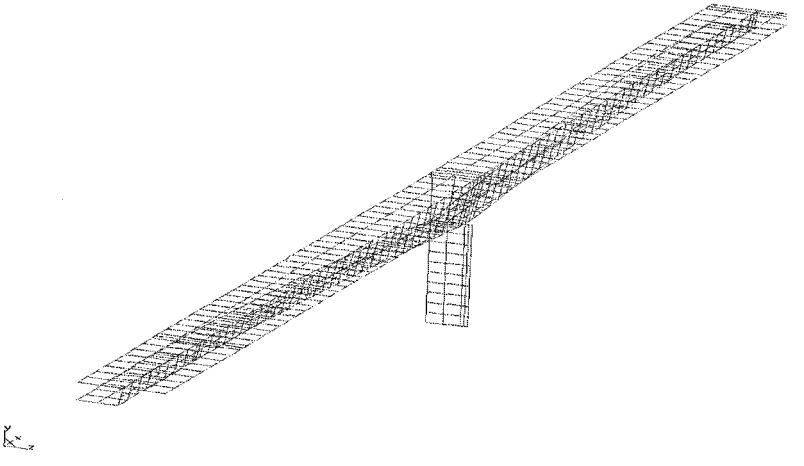
<그림 A.2.8 Assign number of cell dialog box>



<그림 A.2.9(a) Selection of the option Generate>



<그림 A.2.9(b) The mesh dialog box>



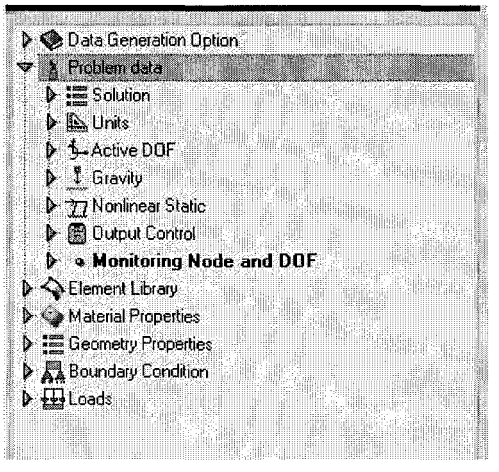
<그림 A.2.10 Bridge geometry after generate mesh>

나. Data 입력

(1) Problem data

A. Problem data tree menu를 열기 위해 메뉴의 툴바에서 <*Problem data*>버튼을 클릭한다.

B. <*Problem data*> tree menu를 열기 위해 Problem data 를 선택한다.

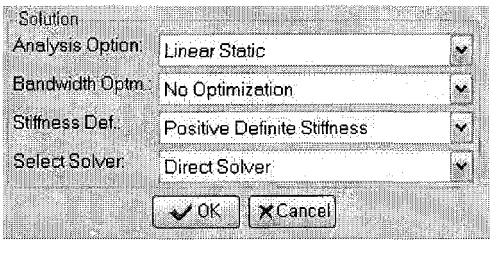


<그림 A.2.11 Problem Data tree menu>

C. <*Solution*> dialog box를 열기위해 Solution 를 더블클릭한다.

· Analysis Option을 Linear Static 로 선택한다.

· OK 을 클릭하여 데이터를 설정한다.



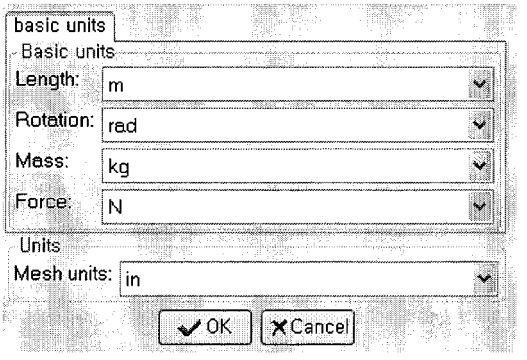
<그림 A.2.12 Solution dialog box>

D. <*Units*> dialog box를 열기위해 Units 를 더블 클릭한다.

· Basic units option에서 Length는 *m*, Force는 *N*을 선택한다.

· Units option에서 Mesh units를 *m*로 선택한다.

· 모든 데이터를 설정하기 위해 OK 을 누른다.

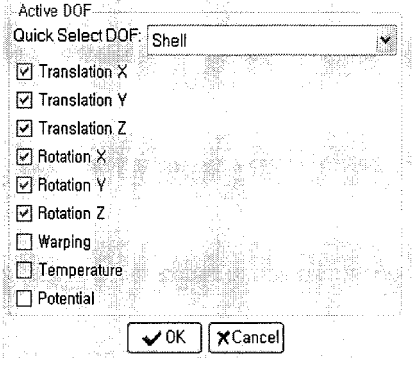


<그림 A.2.13 Units dialog box>

E. <*ActiveDOF*> dialog box를 열기 위해 Active DOF 를 더블 클릭한다.

· Quick Select DOF에서 Shell 를 선택하면 자유도는 그림 A.2.15에서와 같이 자동적으로 선택되어 진다.

· 데이터를 설정하기 위해 OK 을 누른다.



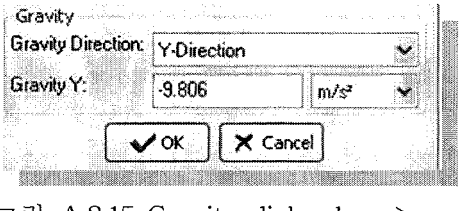
<그림 A.2.14 Active DOF dialog box>

F. <*ActiveDOF*> dialog box를 열기 위해 Gravity 를 더블 클릭한다.

· Gravity Direction에서 Y-Direction 를 선택한다.

· Gravity Y에서 Gravity value는 -9.806 m/s^2를 입력한다.

· 데이터를 설정하기 위해 OK 을 누른다.



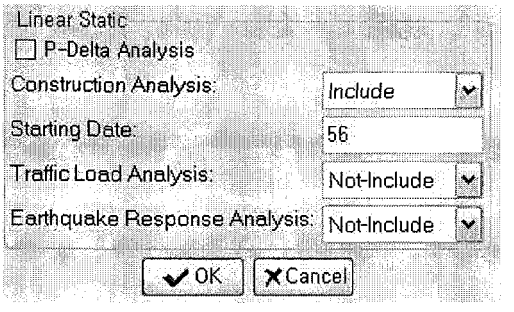
<그림 A.2.15 Gravity dialog box >

G. <*LinearStatic*> dialog box를 열기 위해 Linear Static 를 더블 클릭한다.

· Construction Analysis에서 시공단계해석을 위해 Include 를 선택한다.

· Starting date는 시공단계 해석을 시작하는 날짜로 이번 예제의 경우 56을 입력한다.

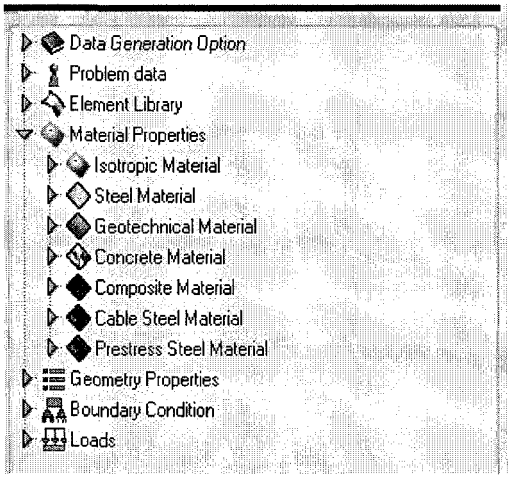
· 데이터를 설정하기 위해 OK 을 누른다.



<그림 A.2.16 Linear Static dialog box>

(2) Define Material properties

A. Material properties tree menu를 열기 위해 메인 메뉴에서 <*Materialproperties*> 버튼을 클릭한다.



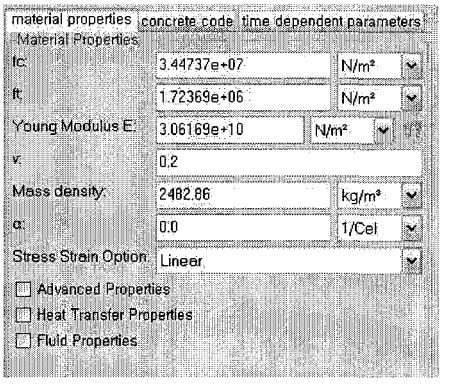
<그림 A.2.17 Material properties Tree menu>

(가) 콘크리트 물성치 정의하기

재료 물성치 정의

A. <*Materials properties*> dialog box를 열기 위해 Concrete Material ▷ Concrete 1 를 더블 클릭한다.

· 그림 A.2.18에 보이는바와 같이 데이터를 입력한다.

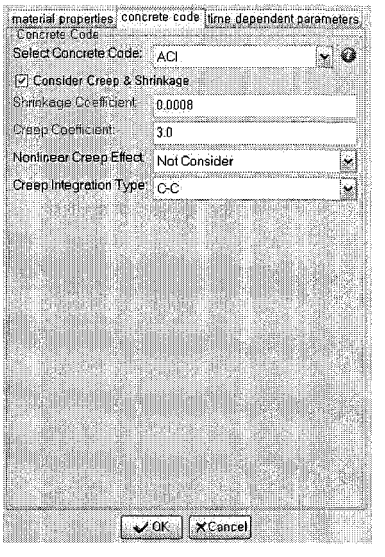


<그림 A.2.18 Concrete properties Dialog box>

콘크리트 코드 입력하기

B. <*Concretecode*> dialog box를 열기 위해 ▷ concrete code 를 클릭한다.

· 그림 A.2.19에 보이는 바와 같이 데이터를 입력한다.



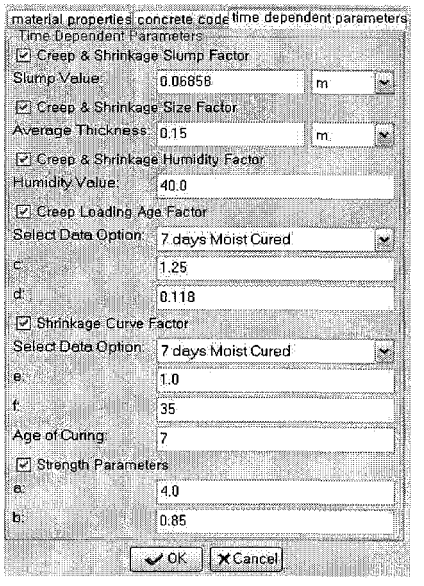
<그림 A.2.19 Concrete code Dialog box>

시간 의존적인 매개변수 정의

C. <*time dependent parameter*> dialog box를 열기 위해 time dependent parameters 를 클릭한다.

· 그림 A.2.20에 보이는 바와 같이 데이터를 입력한다.

· 데이터를 설정하기 위해 OK 을 누른다.



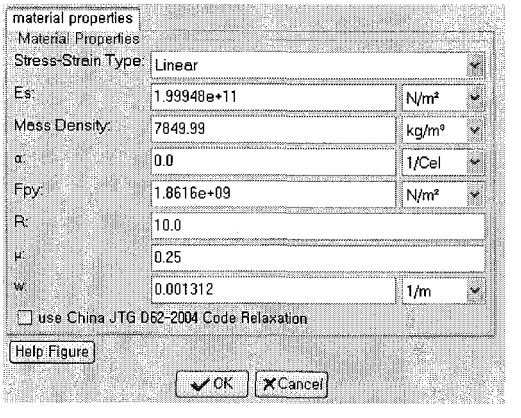
<그림 A.2.20 Time dependent parameters Dialog box>

(나) 프리스트레스 강재 정의하기

A. <*Materials properties*> dialog box를 열기 위해 Prestress Steel Material ▷ Prestress Steel 1 를 더블 클릭한다.

· 그림 A.2.21 보이는 바와 같이 데이터를 입력한다.

· 데이터를 설정하기 위해 OK 을 누른다.



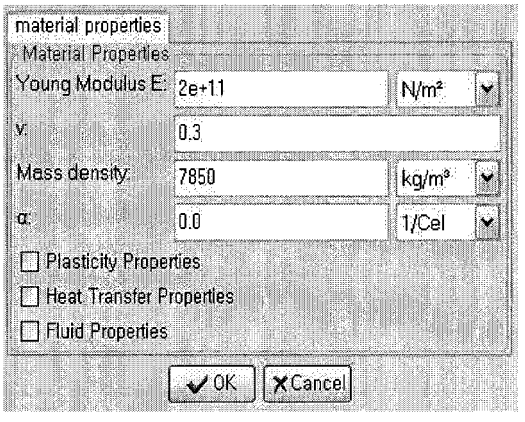
<그림 A.2.21 Prestress steel properties Dialog box>

(다) 강재 정의하기

B. <*Material sproperties*>dialog box를 열기위해 Steel Material ▶ Steel Bar 를 더블클릭한다.

· 그림 A.2.22 보이는 바와 같이 데이터를 입력한다.

· 데이터를 설정하기 위해 OK 을 누른다.

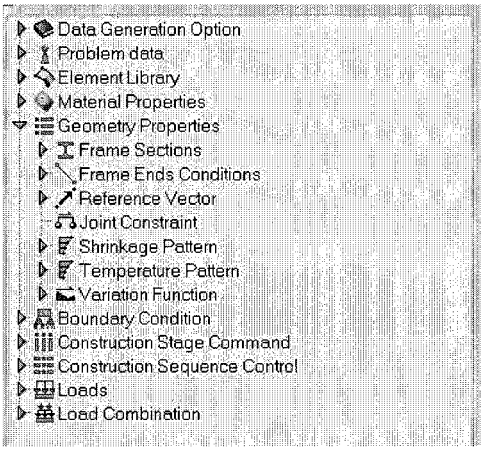


<그림 A.2.22 Steel bar properties Dialog box>

(3) Geometry properties & Element library 정의하기

(가) Shrinkage pattern

A. Geometry properties tree menu를 열기 위해 <*Geometry roperties*> 버튼을 클릭한다.



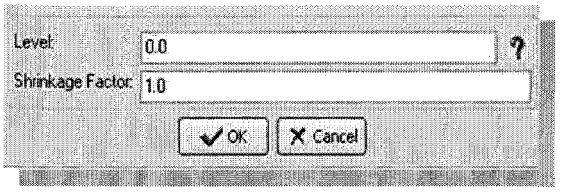
<그림 A.2.23 Geometry properties Tree menu>

B. Shrinkage pattern dialog box를 열기 위해 Shrinkage Pattern ▶

Shrinkage Pattern 1 을 클릭한다.

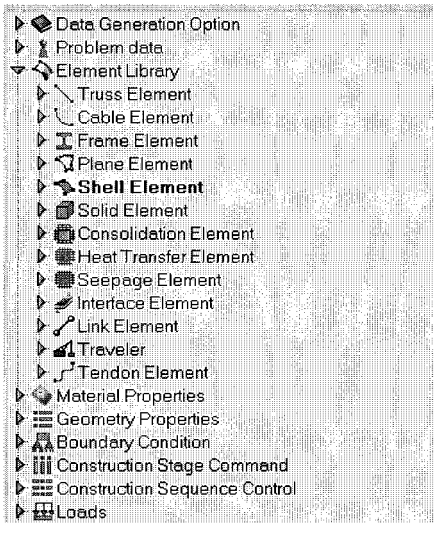
· 그림 A.2.24 보이는 바와 같이 데이터를 입력한다.

· 데이터를 설정하기 위해 OK 을 누른다.



<그림 A.2.24 Shrinkage pattern dialog box>

(나) 교각 단면

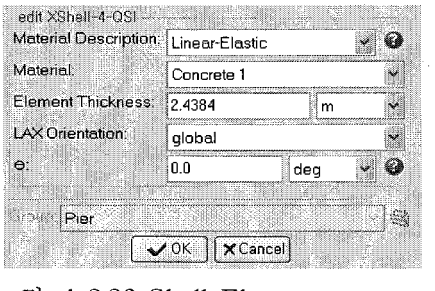


<그림 A.2.25 Material properties Tree menu>

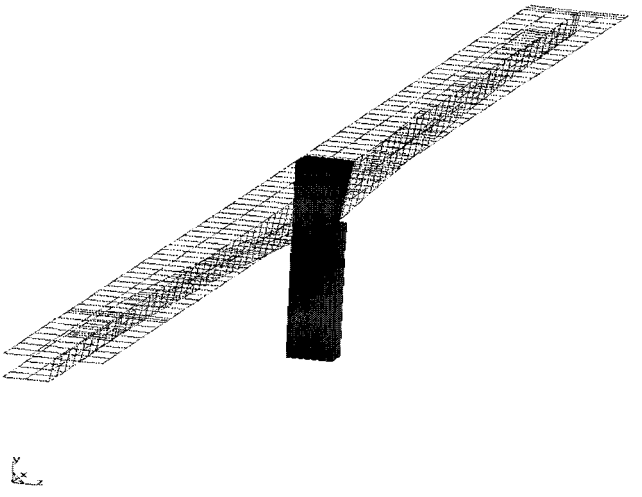
· XShell-4-QSI를 편집하기 위해 XShell-4-QSI 를 클릭한다.

· 그림 A.2.26과 같이 교각 데이터를 입력한다(표 A.1.21).

· 그림 A.2.27와 같이 교각을 선정하기 위해 를 클릭한다



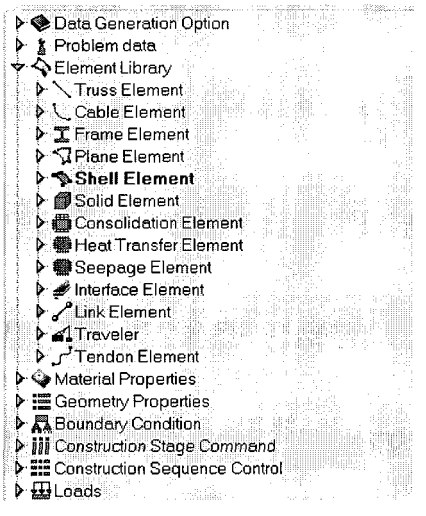
<그림 A.2.26 Shell Element property>



<그림 A.2.27 Rendering the Pier>

(다) 상부 슬래브

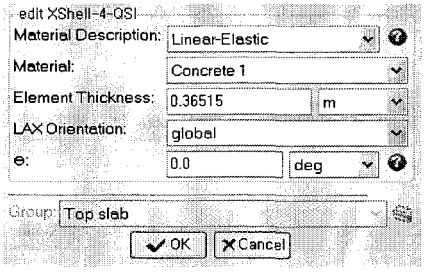
A. Element Library tree menu를 열기 위해 <*Element Library*> 버튼을 클릭한다.



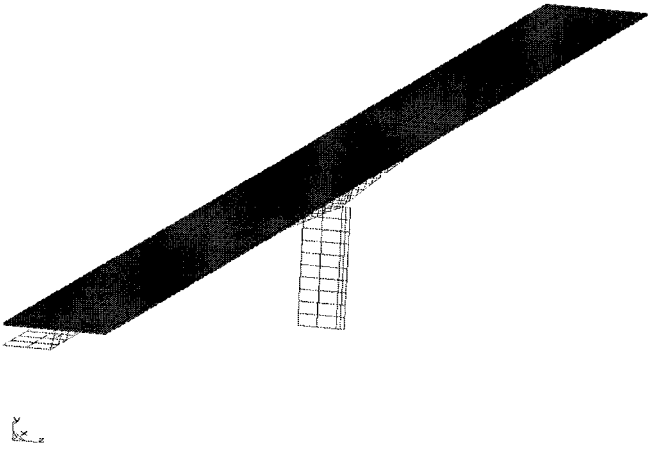
<그림 A.2.28 Material properties Tree menu>

B. Shell sections tree menu를 열기 위해 Shell Element 를 클릭한다.

- XShell-4-QSI를 편집하기 위해 XShell-4-QSI 를 클릭한다.
- 그림 A.2.29과 같이 상부 슬래브에 대한 데이터를 입력한다(표 A.1.21).
- 그림 A.2.30와 같이 상부 슬래브를 선정하기 위해 를 클릭한다.



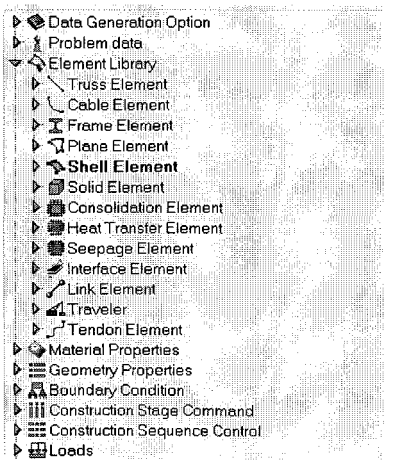
<그림 A.2.29 Shell Element property>



<그림 A.2.30 Rendering the Top slab>

(라) 복부 단면

A. Element Library tree menu를 열기 위해 <*Element Library*> 버튼을 클릭한다.



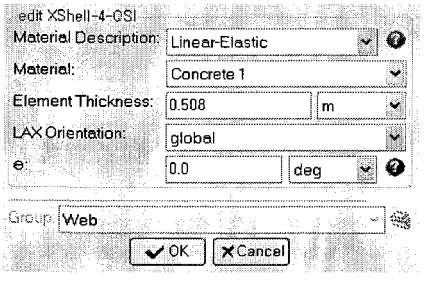
<그림 A.2.31 Material properties Tree menu>

B. Shell sections tree menu를 열기 위해 Shell Element 를 클릭한다.

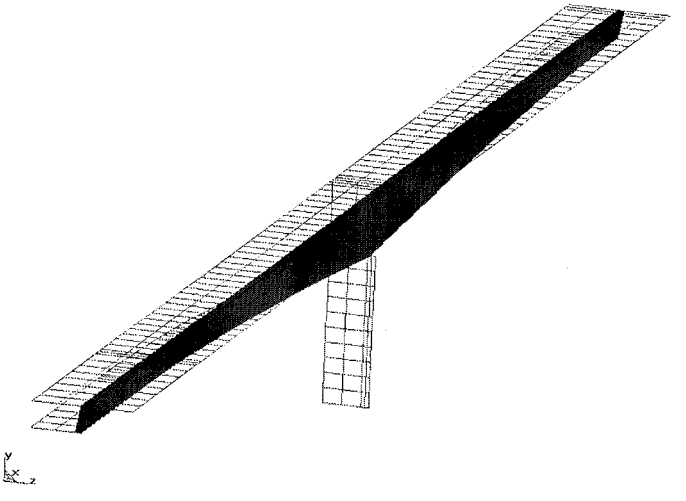
· XShell-4-QSI를 편집하기 위해 XShell-4-QSI 를 클릭한다.

· 그림 A.2.32과 같이 슬래브 복부에 대한 데이터를 입력한다(표 A.1.21).

· 그림 A.2.33와 같이 슬래브 복부를 선정하기 위해 를 클릭한다.



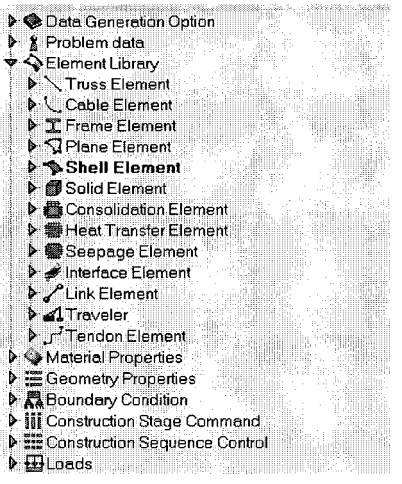
<그림 A.2.32 Shell Element property>



<그림 A.2.33 Rendering the Web>

(마) 교대 단면

A. Element Library tree menu를 열기 위해 <*Element Library*> 버튼을 클릭한다.



<그림 A.2.34 Material properties Tree menu>

B. Shell sections tree menu를 열기 위해 Shell Element 를 클릭한다.

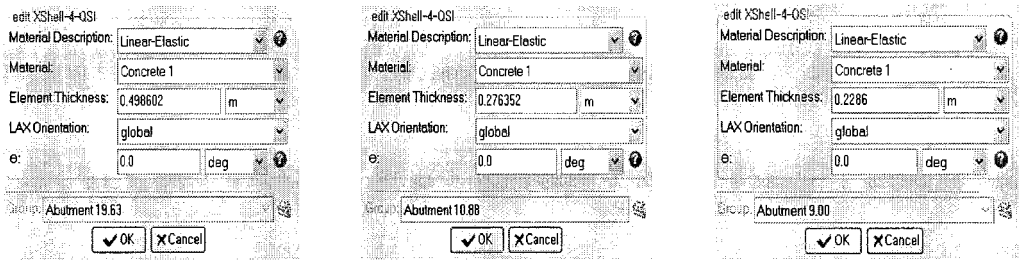
· XShell-4-QSI를 편집하기 위해 XShell-4-QSI 를 클릭한다.

· 그림 A.2.35과 같이 슬래브 복부에 대한 데이터를 입력한다(표1.21).

· 그림 A.2.36와 같이 슬래브 복부를 선정하기 위해 를 클릭한다.

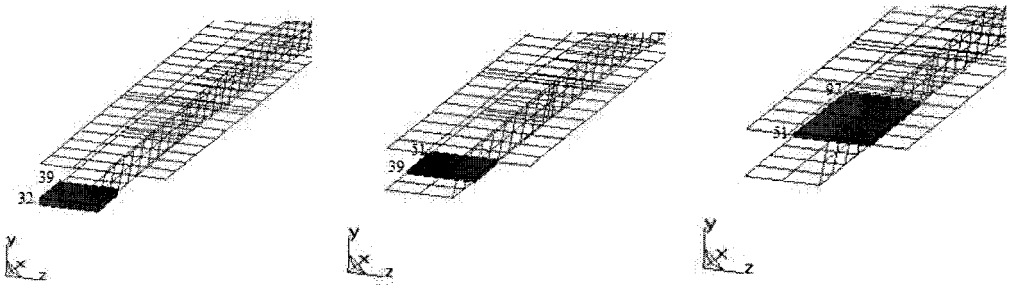
· Node Number

(a) 32 to 39 (b) 39 to 51 (c) 51 to 97



(a) (b) (c)

<그림 A.2.35 Shell Element property>



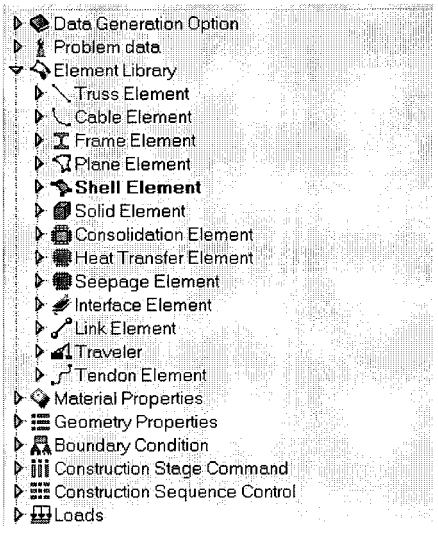
(a) (b) (c)

<그림 A.2.36 Rendering the Abutment>

(바) 캔틸레버 단면

- 캔틸레버 단면 1

A. Element Library tree menu를 열기 위해 <*Element Library*> 버튼을 클릭한다.

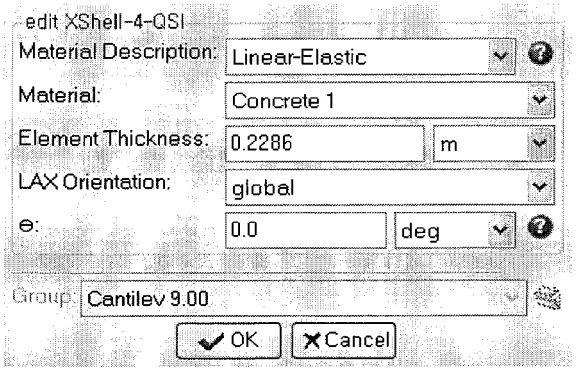


<그림 A.2.37 Material properties Tree menu>

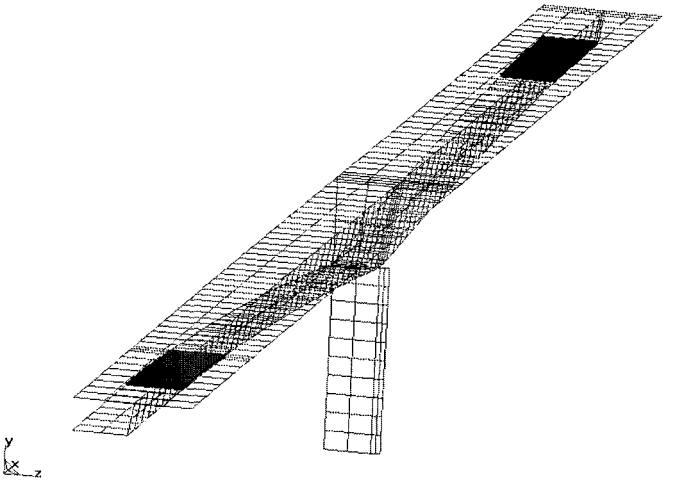
B. Shell sections tree menu를 열기 위해 Shell Element 를 클릭한다.

- XShell-4-QSI를 편집하기 위해 XShell-4-QSI 를 클릭한다.
- 그림 A.2.38과 같이 슬래브 복부에 대한 데이터를 입력한다(표 A.1.21).
- 그림 A.2.39과 같이 슬래브 복부를 선정하기 위해 를 클릭한다.
- Node Number

92 to 153 & 711 to 783



<그림 A.2.38 Shell Element property>



<그림 A.2.39 Rendering the Cantilever>

- 캔틸레버 단면 2

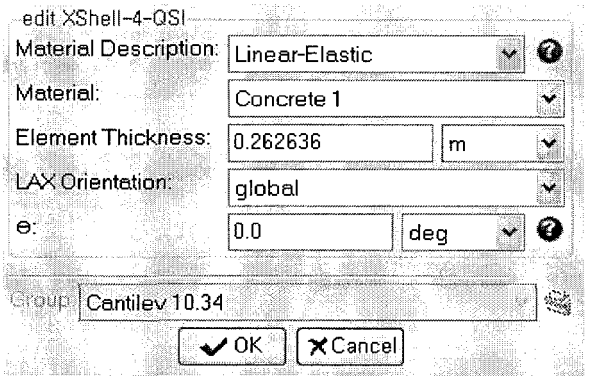
A. Shell sections property window를 열기 위해 existing group를 마우스 오른쪽 버튼으로 클릭하고 | Copy and apply to entities | 를 선택한다.

· 그림 A.2.40와 같이 캔틸레버 슬래브의 데이터를 입력한다(표 A.1.21).

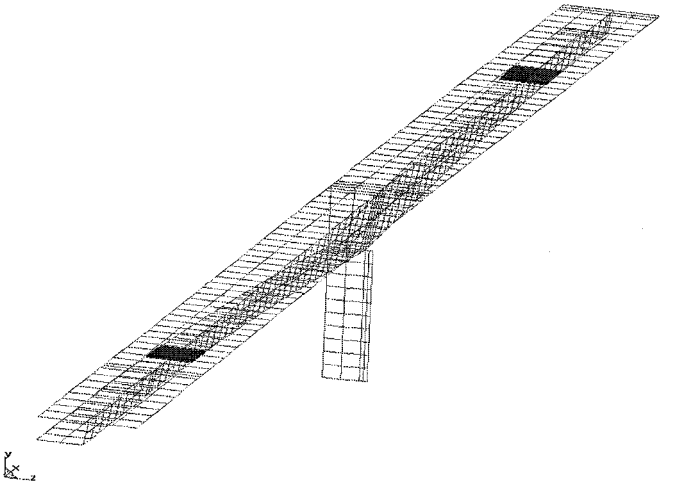
· 그림 A.2.41과 같이 캔틸레버 슬래브를 선정하기 위해 를 클릭한다.

· Node Number

153 to 171 & 690 to 711



<그림 A.2.40 Shell Element property>



<그림 A.2.41 Rendering the Cantilever>

- 캔틸레버 단면 3

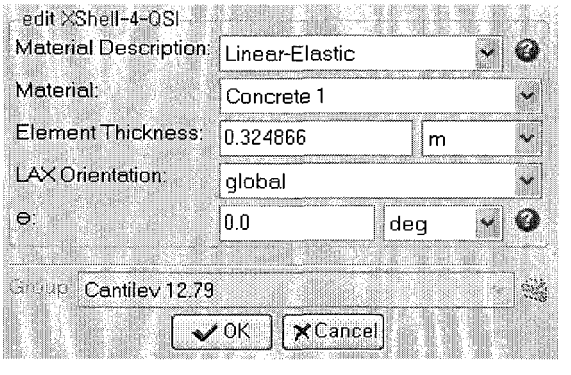
A. Shell sections property window를 열기 위해 existing group를 마우스 오른쪽 버튼으로 클릭하고 Copy and apply to entities 를 선택한다.

· 그림 A.2.42와 같이 캔틸레버 슬래브의 데이터를 입력한다(표 A.1.21).

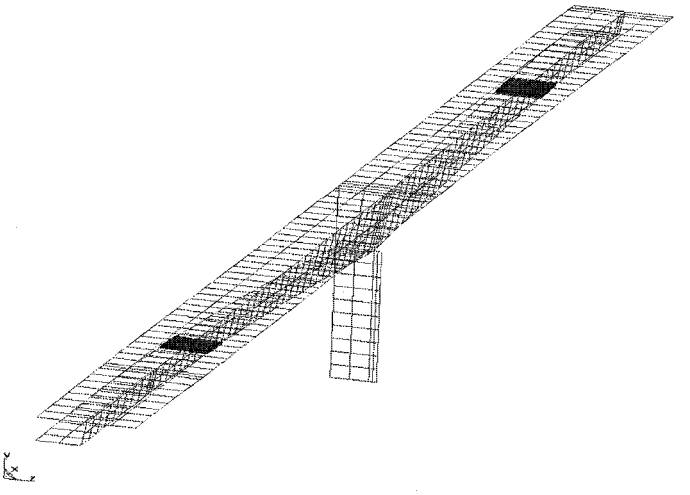
· 그림 A.2.43와 같이 캔틸레버 슬래브를 선정하기 위해 를 클릭한다.

· Node Number

171 to 189 & 675 to 693



<그림 A.2.42 Shell Element property>



<그림 A.2.43 Rendering the Cantilever>

- 캔틸레버 단면 4

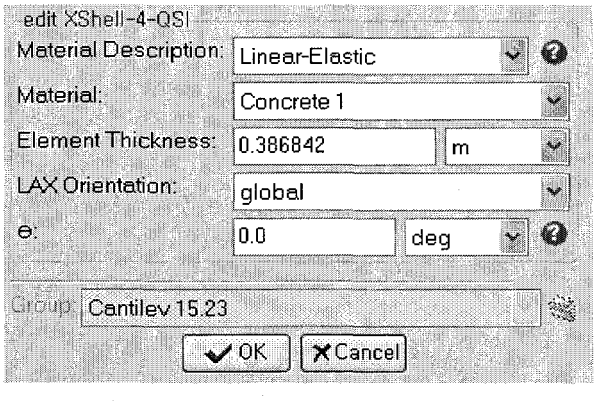
B. Shell sections property window를 열기 위해 existing group를 마우스 오른쪽 버튼으로 클릭하고 Copy and apply to entities 를 선택한다.

· 그림 A.2.44과 같이 캔틸레버 슬래브의 데이터를 입력한다(표 A.1.21).

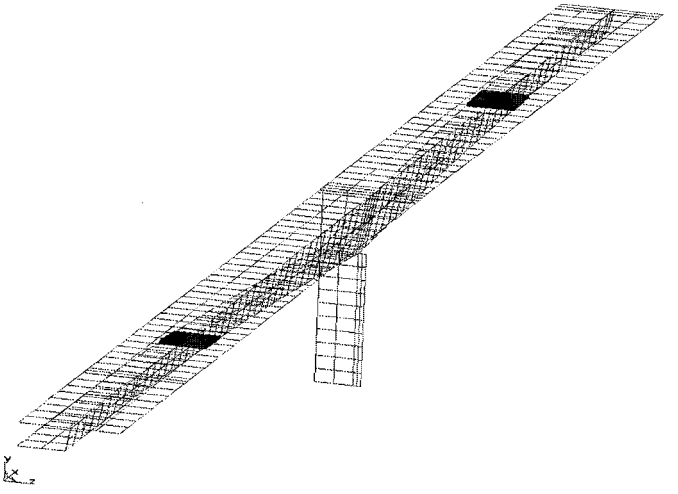
· 그림 A.2.45과 같이 캔틸레버 슬래브를 선정하기 위해 를 클릭한다.

· Node Number

189 to 207 & 657 to 675



<그림 A.2.44 Shell Element property>



<그림 A.2.45 Rendering the Cantilever>

- 캔틸레버 단면 5

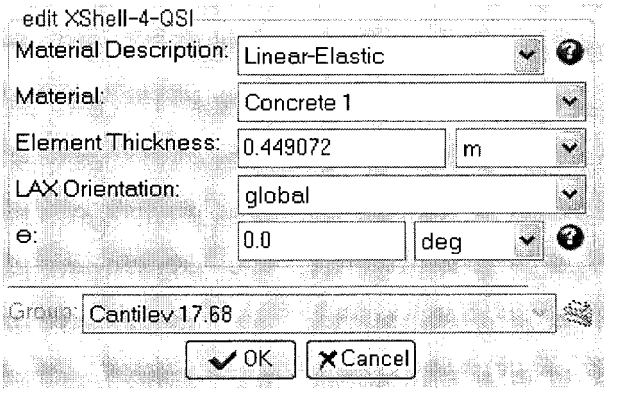
A. Shell sections property window를 열기 위해 existing group를 마우스 오른쪽 버튼으로 클릭하고 | Copy and apply to entities | 를 선택한다.

· 그림 A.2.46과 같이 캔틸레버 슬래브의 데이터를 입력한다(표 A.1.21.).

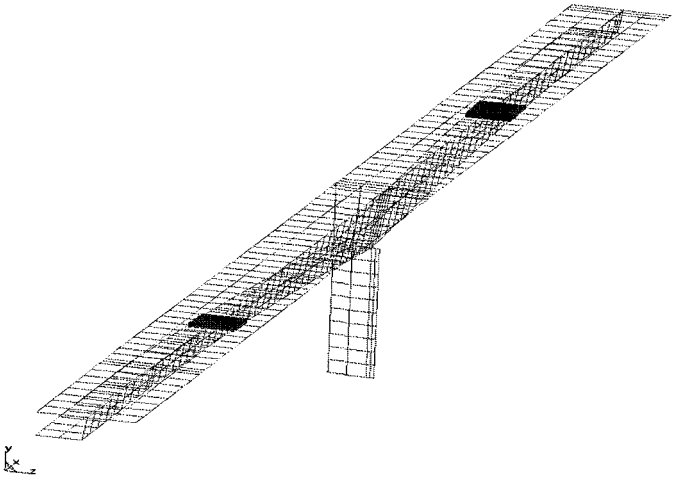
· 그림 A.2.47와 같이 캔틸레버 슬래브를 선정하기 위해 를 클릭한다.

· Node Number

207 to 225 & 639 to 657



<그림 A.2.46 Shell Element property>



<그림 A.2.47 Rendering the Cantilever>

- 캔틸레버 단면 6

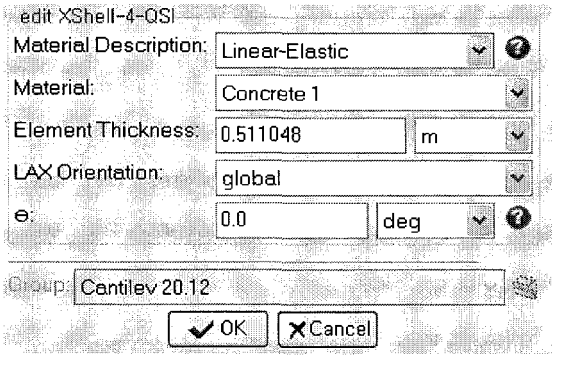
A. Shell sections property window를 열기 위해 existing group를 마우스 오른쪽 버튼으로 클릭하고 Copy and apply to entities 를 선택한다.

· 그림 A.2.48과 같이 캔틸레버 슬래브의 데이터를 입력한다(표 A.1.21).

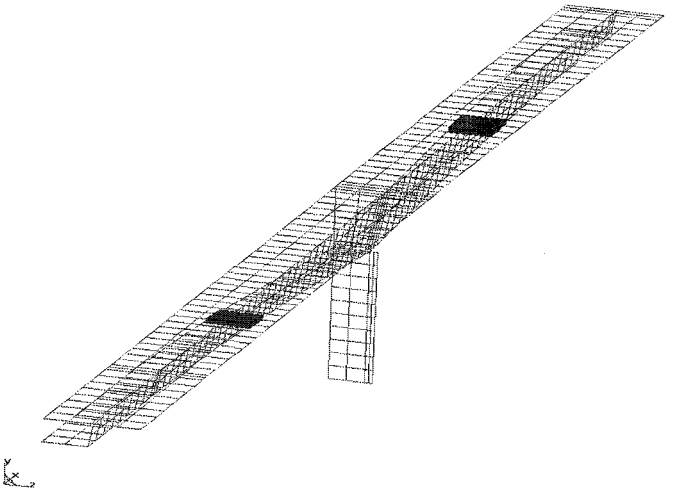
· 그림 A.2.49과 같이 캔틸레버 슬래브를 선정하기 위해 를 클릭한다.

· Node Number

225 to 243 & 621 to 639



<그림 A.2.48 Shell Element property>



<그림 A.2.49 Rendering the Cantilever>

- 캔틸레버 단면 7

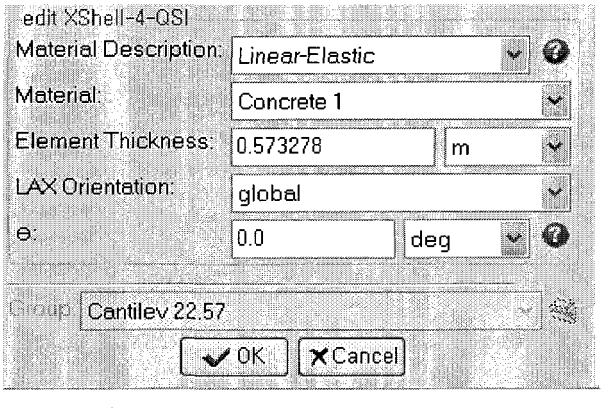
A. Shell sections property window를 열기 위해 existing group를 마우스 오른쪽 버튼으로 클릭하고 | Copy and apply to entities | 를 선택한다.

· 그림 A.2.50와 같이 캔틸레버 슬래브의 데이터를 입력한다(표 A.1.21).

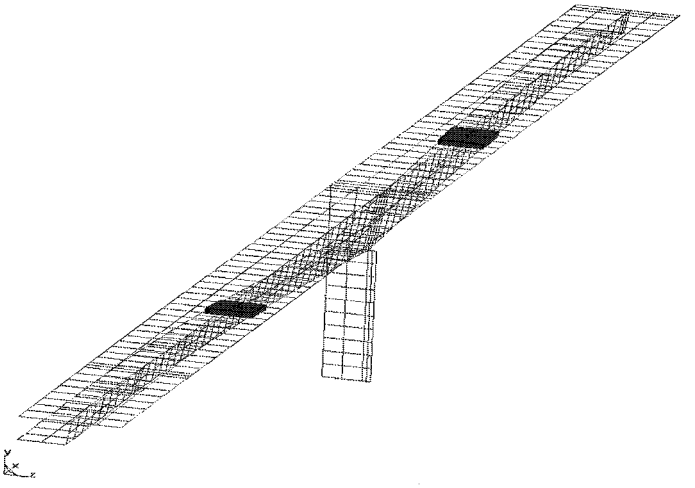
· 그림 A.2.51과 같이 캔틸레버 슬래브를 선정하기 위해 를 클릭한다.

· Node Number

243 to 261 & 603 to 621



<그림 A.2.50 Shell Element property>



<그림 A.2.51 Rendering the Cantilever>

- 캔틸레버 단면 8

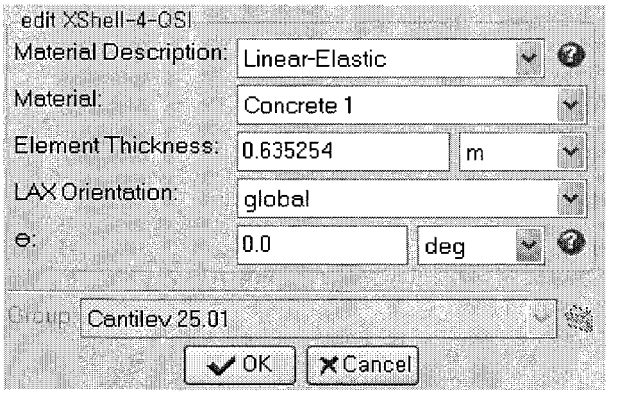
A. Shell sections property window를 열기 위해 existing group를 마우스 오른쪽 버튼으로 클릭하고 Copy and apply to entities 를 선택한다.

· 그림 A.2.52와 같이 캔틸레버 슬래브의 데이터를 입력한다(표 A.1.21).

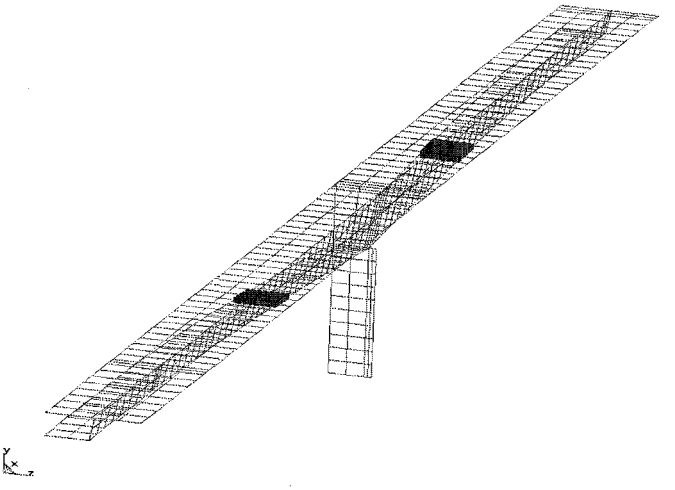
· 그림 A.2.53와 같이 캔틸레버 슬래브를 선정하기 위해 를 클릭한다.

· Node Number

261 to 279 & 585 to 603



<그림 A.2.52 Shell Element property>



<그림 A.2.53 Rendering the Cantilever>

- 캔틸레버 단면 9

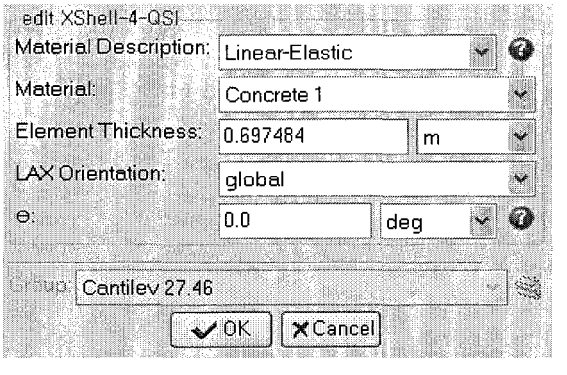
A. Shell sections property window를 열기 위해 existing group를 마우스 오른쪽 버튼으로 클릭하고 | Copy and apply to entities | 를 선택한다.

· 그림 A.2.54과 같이 캔틸레버 슬래브의 데이터를 입력한다(표 A.1.21).

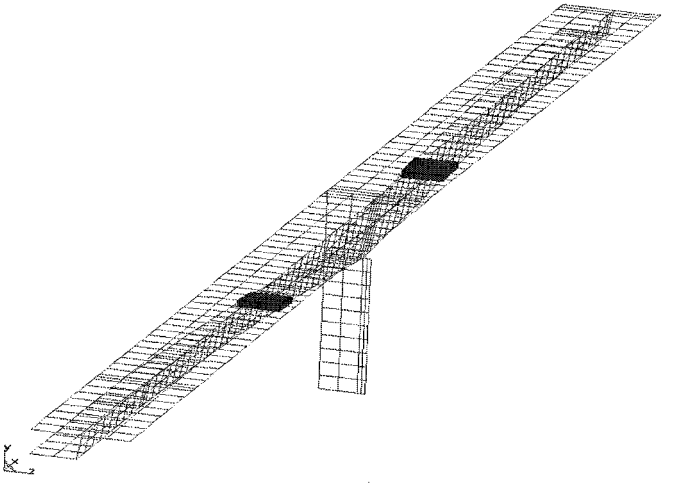
· 그림 A.2.55과 같이 캔틸레버 슬래브를 선정하기 위해 를 클릭한다.

· Node Number

279 to 297 & 567 to 585



<그림 A.2.54 Shell Element property>



<그림 A.2.55 Rendering the Cantilever>

- 캔틸레버 단면 10

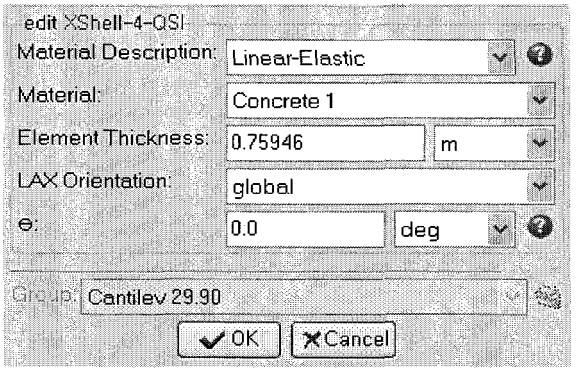
A. Shell sections property window를 열기 위해 existing group를 마우스 오른쪽 버튼으로 클릭하고 | Copy and apply to entities | 를 선택한다.

· 그림 A.2.56과 같이 캔틸레버 슬래브의 데이터를 입력한다(표 A.1.21).

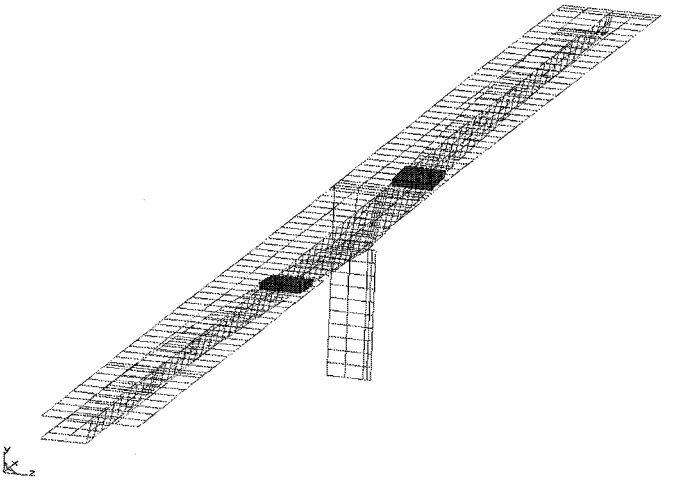
· 그림 A.2.57와 같이 캔틸레버 슬래브를 선정하기 위해 를 클릭한다.

· Node Number

297 to 315 & 549 to 567



<그림 A.2.56 Shell Element property>



<그림 A.2.57 Rendering the Cantilever>

- 캔틸레버 단면 11

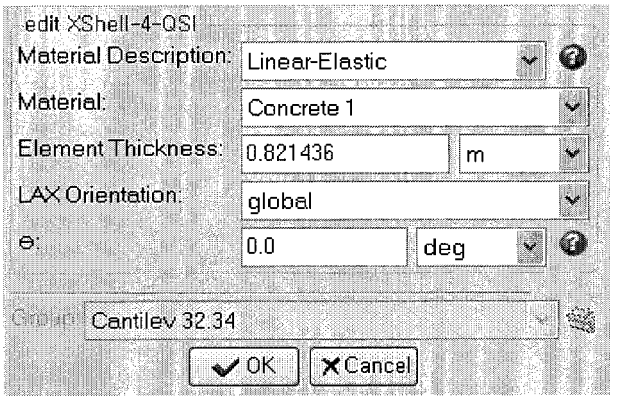
A. Shell sections property window를 열기 위해 existing group를 마우스 오른쪽 버튼으로 클릭하고 Copy and apply to entities 를 선택한다.

· 그림 A.2.58과 같이 캔틸레버 슬래브의 데이터를 입력한다(표 A.1.21).

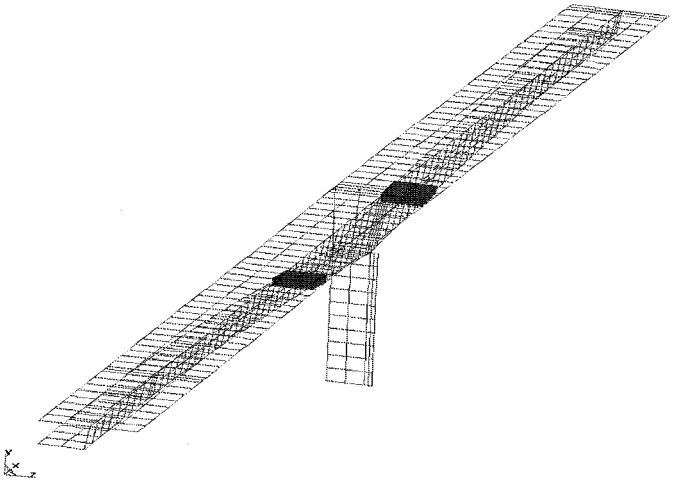
· 그림 A.2.59과 같이 캔틸레버 슬래브를 선정하기 위해 를 클릭한다.

· Node Number

315 to 333 & 531 to 549



<그림 A.2.58 Shell Element property>



<그림 A.2.59 Rendering the Cantilever>

- 캔틸레버 단면 12

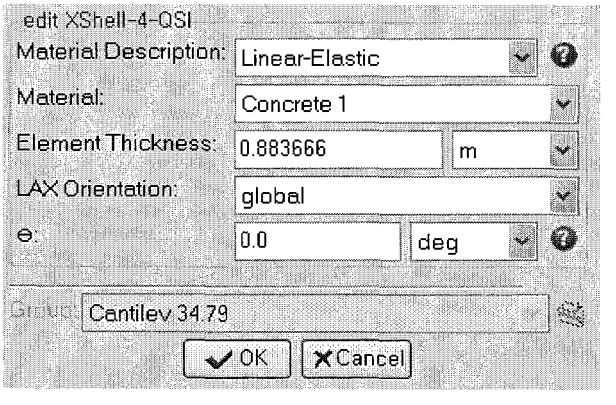
A. Shell sections property window를 열기 위해 existing group를 마우스 오른쪽 버튼으로 클릭하고 | Copy and apply to entities | 를 선택한다.

· 그림 A.2.60과 같이 캔틸레버 슬래브의 데이터를 입력한다(표 A.1.21).

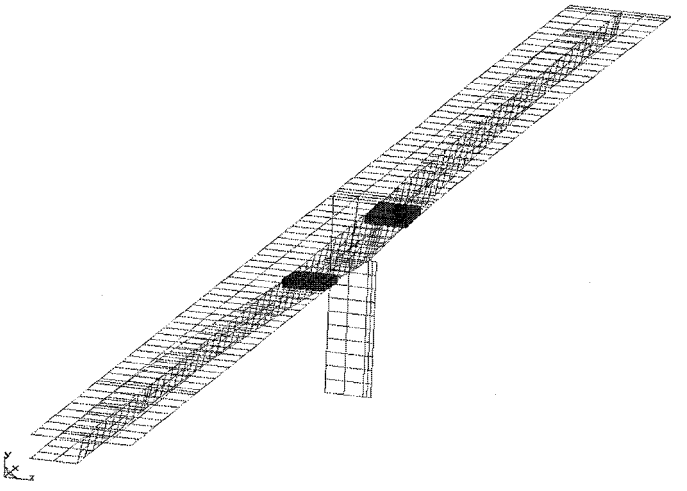
· 그림 A.2.61과 같이 캔틸레버 슬래브를 선정하기 위해 를 클릭한다.

· Node Number

333 to 351 & 513 to 531



<그림 A.2.60 Shell Element property>



<그림 A.2.61 Rendering the Cantilever>

캔틸레버 단면 13

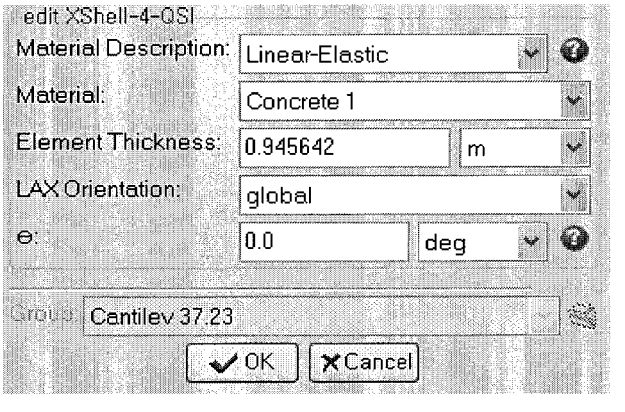
A. Shell sections property window를 열기 위해 existing group를 마우스 오른쪽 버튼으로 클릭하고 Copy and apply to entities 를 선택한다.

· 그림 A.2.62와 같이 캔틸레버 슬래브의 데이터를 입력한다(표 A.1.21).

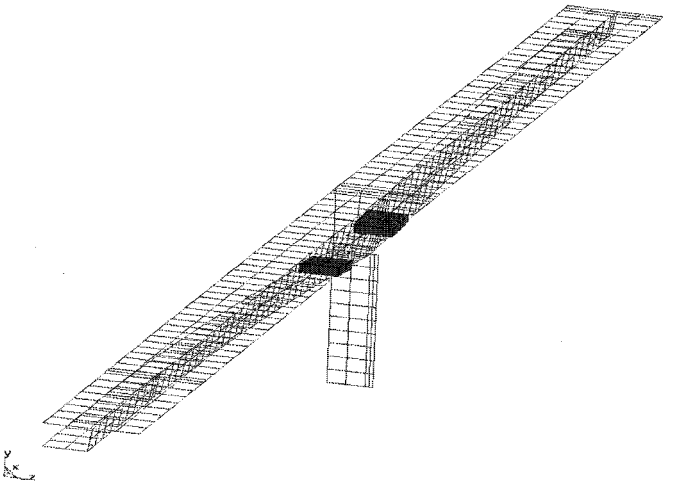
· 그림 A.2.63와 같이 캔틸레버 슬래브를 선정하기 위해 를 클릭한다.

· Node Number

351 to 369 & 495 to 513



<그림 A.2.62 Shell Element property>



<그림 A.2.63 Rendering the Cantilever>

- 캔틸레버 단면 14

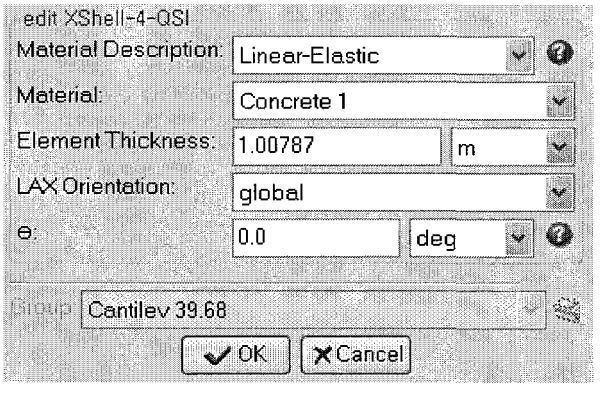
A. Shell sections property window를 열기 위해 existing group를 마우스 오른쪽 버튼으로 클릭하고 | Copy and apply to entities | 를 선택한다.

· 그림 A.2.64과 같이 캔틸레버 슬래브의 데이터를 입력한다(표 A.1.21).

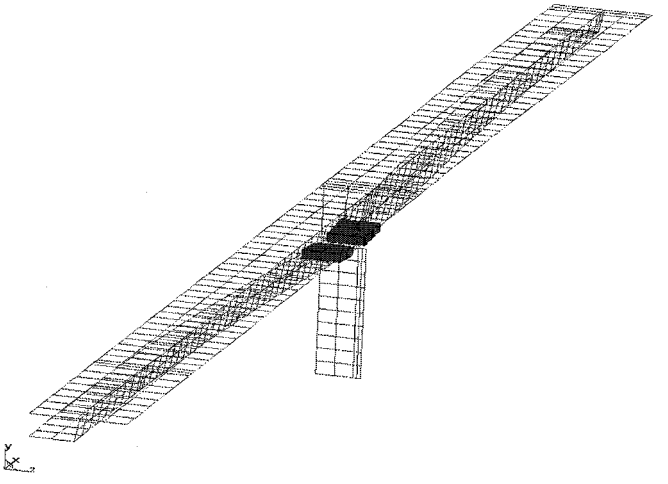
· 그림 A.2.65과 같이 캔틸레버 슬래브를 선정하기 위해 를 클릭한다.

· Node Number

369 to 387 & 466 to 495



<그림 A.2.64 Shell Element property>



<그림 A.2.65 Rendering the Cantilever>

- 캔틸레버 단면 15

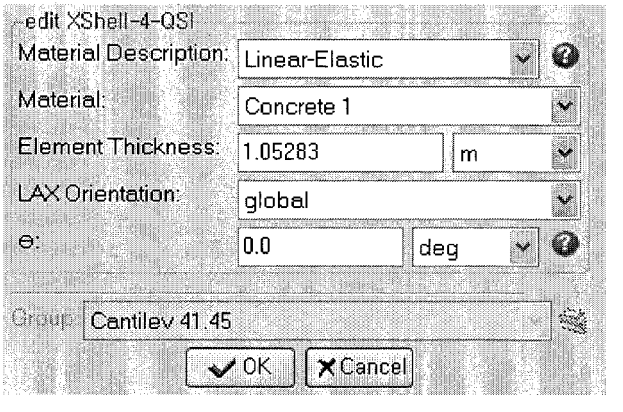
A. Shell sections property window를 열기 위해 existing group를 마우스 오른쪽 버튼으로 클릭하고 Copy and apply to entities 를 선택한다.

· 그림 A.2.66과 같이 캔틸레버 슬래브의 데이터를 입력한다(표 A.1.21).

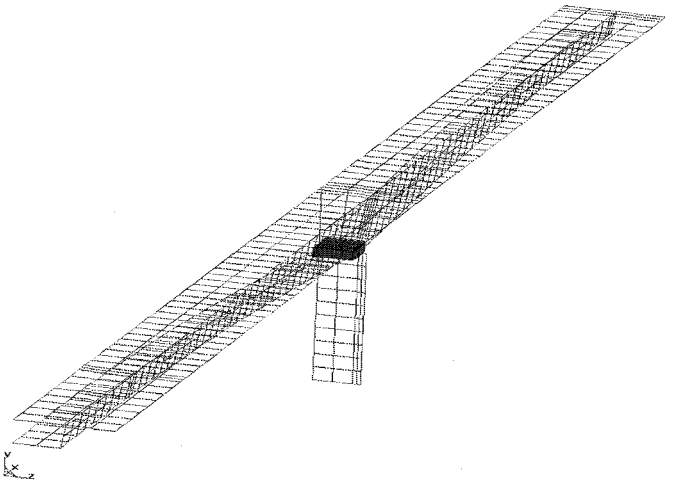
· 그림 A.2.67과 같이 캔틸레버 슬래브를 선정하기 위해 를 클릭한다.

· Node Number

369 to 387 & 466 to 495

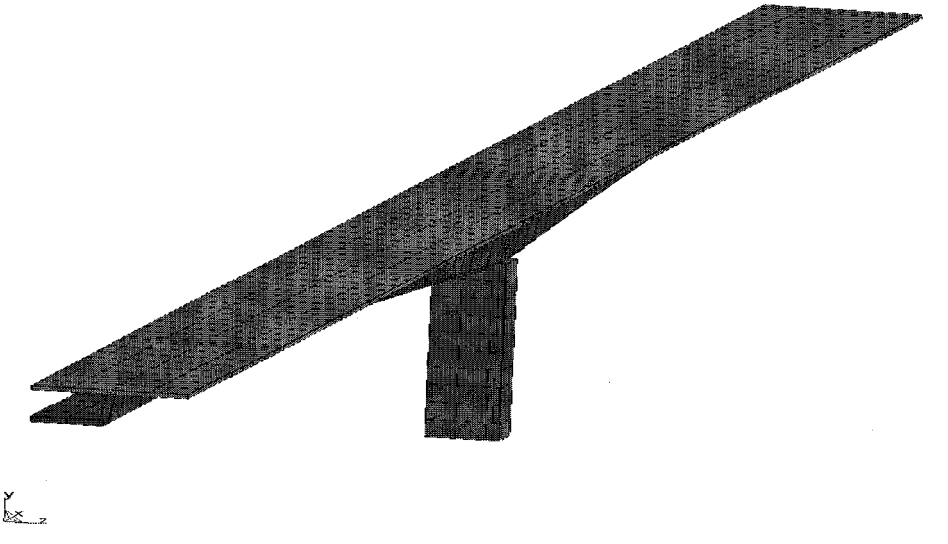


<그림 A.2.66 Shell Element property>



<그림 A.2.67 Rendering the Cantilever>

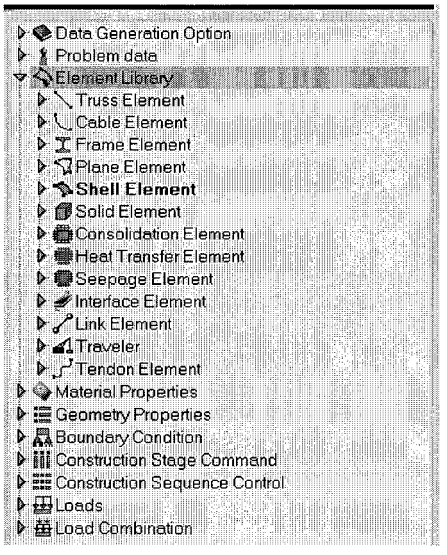
* Note : Total rendering



<그림 A.2.68 Total Rendering >

(4) 이동가설차 요소 정의하기

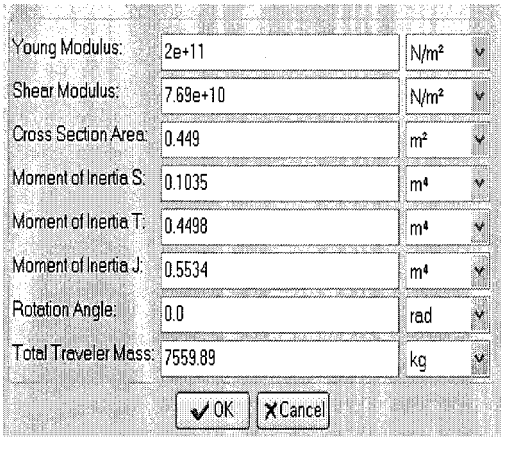
Element library tree menu를 열기 위해 <*Element Library* > 버튼을 클릭한다



<그림 A.2.69 Element library tree menu>

· 그림 A.2.70에 보이는 것과 같이 이동가설차 요소의 특성을 입력한다.

· 데이터를 할당하기 위해 OK 를 클릭한다.



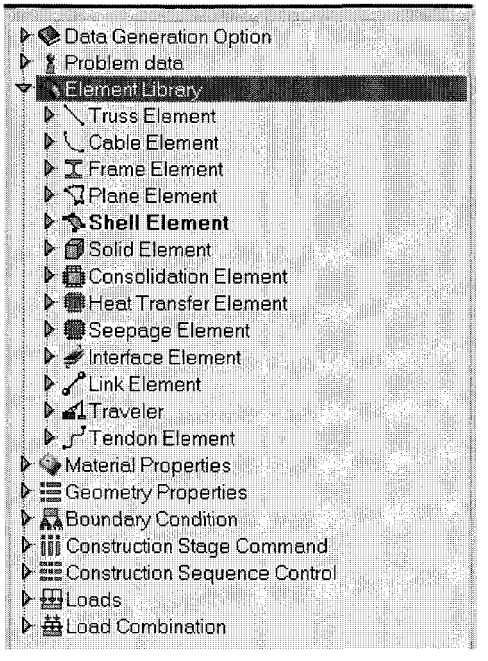
<그림 A.2.70 Traveler Dialog box >

Note *다른 이동가설차 요소(traveler 1 to 9 & 9 to 18 & 19 to 27)를 정의하기 위해 표 A.1.5의 데이터를 이용하여 같은 절차를 반복한다.*

(5) 텐던요소 정의하기

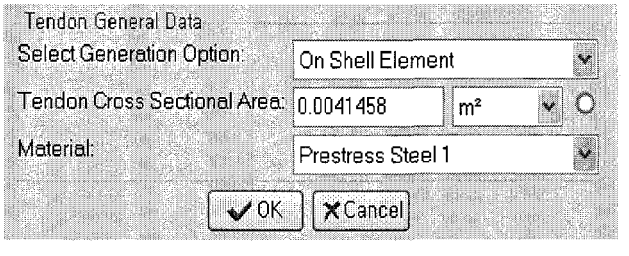
(가) 텐던의 일반적인 데이터를 정의와 캔틸레버 텐던의 로컬좌표 할당
<슬래브텐던>

Element library tree menu를 열기 위해 <*Element Library* > 버튼을 클릭한다.



<그림 A.2.71 Element library tree menu>

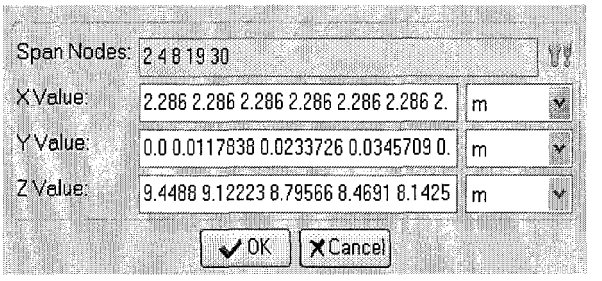
- 표 A.1.6와 1.7&1.8를 이용하여 그림 A.2.71에서와 같이 텐던 특성을 입력한다.
- 데이터를 할당하기 위해 OK 를 클릭한다.



<그림 A.2.72 Tendon General data dialog box>

Note *다른 슬래브 텐던 요소를 정의하기 위해,* Slab Tendon Number 1 *에서 오른쪽 버튼을 클릭한 후* Copy *를 선택한다. 그런 후 표 A.1.7와 A.1.8를 이용하여 같은 절차를 반복한다(총 37개의 텐던 요소).*

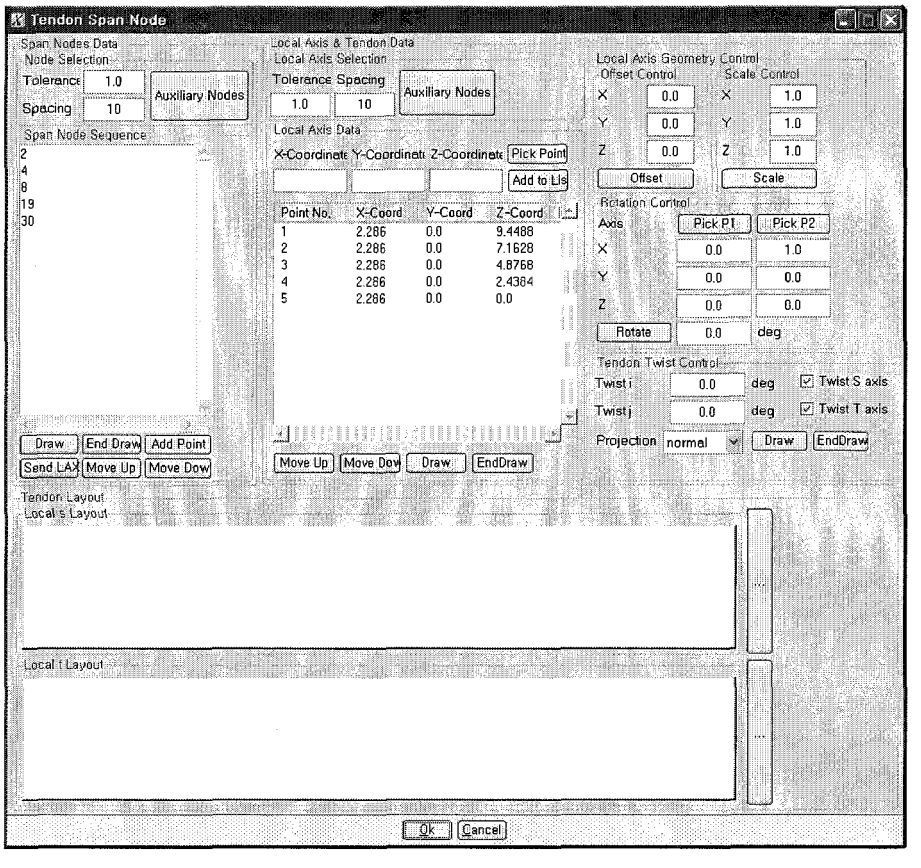
B. <*Tendon generation data*> dialog box를 열기 위해 Slab Tendon Number 1 Tendon Span 1 를 클릭한다.



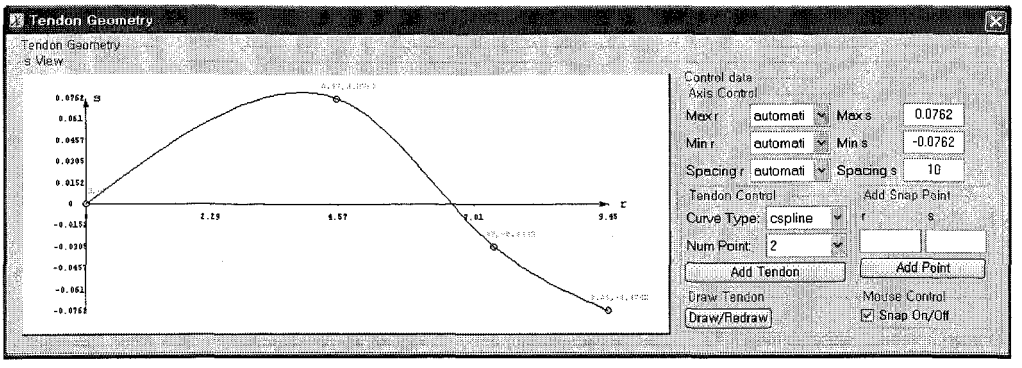
<그림 A.2.73 Tendon Generation data dialog box>

· Span node와 Tendon geometry를 정의하기 위해 를 클릭한다. 표 A.1.6와 A.1.8를 이용하여 그림 A.2.74와 그림 A.2.75와 같이 데이터를 입력한다.

· 데이터를 할당하기 위해 를 클릭한다.



<그림 A.2.74 Tendon span node dialog box>



<그림 A.2.75 Tendon Geometry Box>

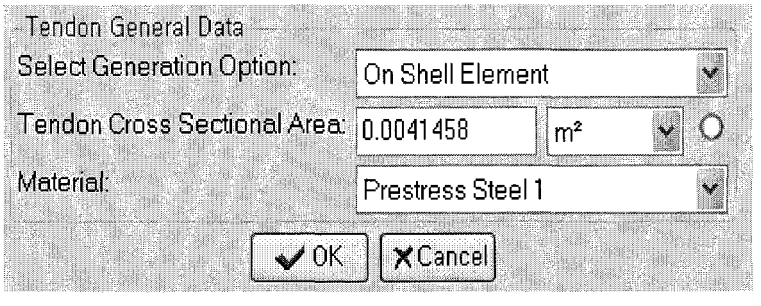
Note *표 A.1.6 & A.1.7 & A.1.8를 이용하여 위와 같은 절차를 따라 슬래브 텐던 2부터 37까지 정의한다.*

(나) 텐던의 일반적인 데이터를 정의와 캔틸레버 텐던의 로컬좌표 할당

<캔틸레버 텐던>

A. Existing group의 오른쪽 버튼을 클릭하여 Copy 를 한 후, 캔틸레버 텐던으로 이름을 바꾼다. Cantilever Tendon 1

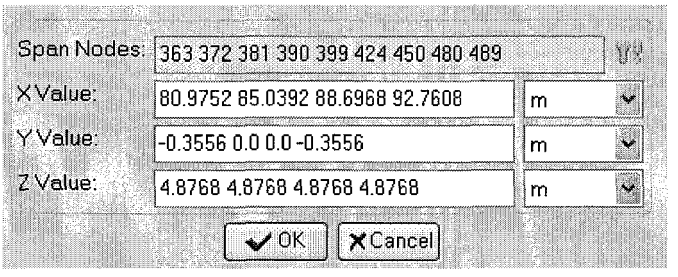
- 표 A.1.6와 A.1.7 & A.1.8를 이용하여 그림 A.2.76에서와 같이 텐던 특성을 입력한다.
- 데이터를 할당하기 위해 OK 를 클릭한다.



<그림 A.2.76 Tendon General data dialog box>

Note *다른 캔틸레버 텐던 요소를 정의하기 위해,* Cantilever Tendon 1 *에서 오른쪽 버튼을 클릭한 후* Copy *를 선택한다. 그런 후 표 A.1.7와 A.1.8를 이용하여 같은 절차를 반복한다(총 16개의 텐던 요소).*

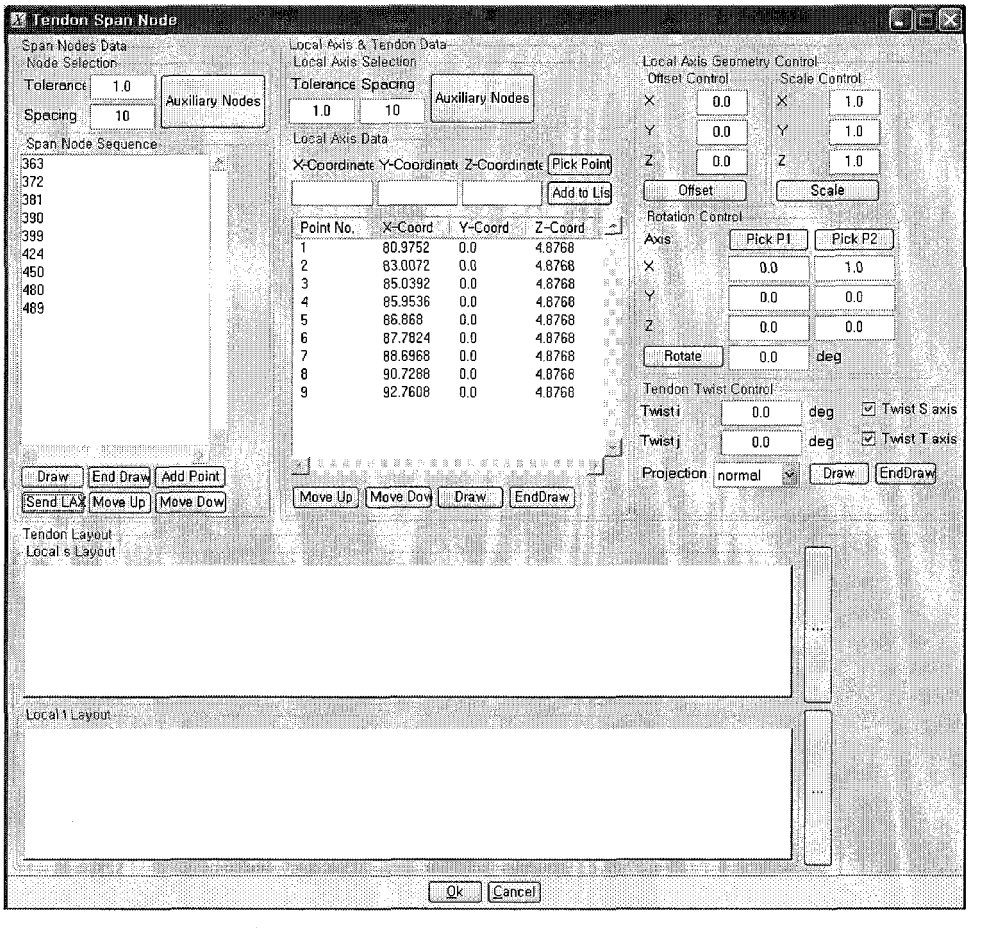
B. *<Tendon generation data>* dialog box를 열기 위해 Cantilever Tendon 1 Tendon Span 1 를 클릭한다.



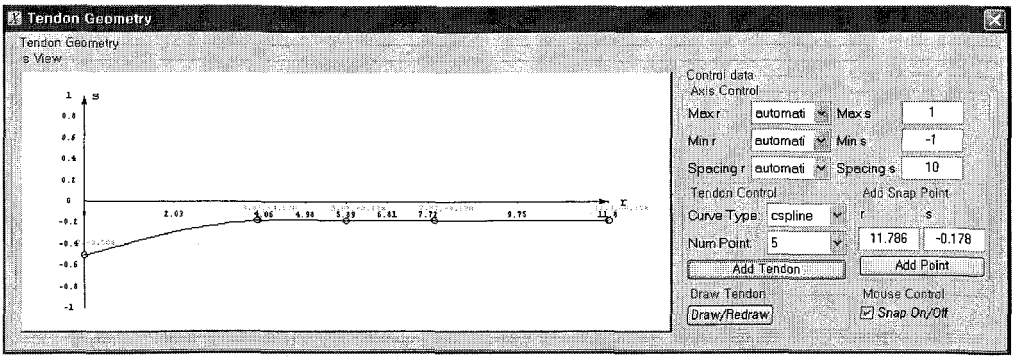
<그림 A.2.77 Tendon Generation data dialog box>

· Span node와 Tendon geometry를 정의하기 위해 를 클릭한다. 표 A.1.6와 A.1.8를 이용하여 그림 A.2.78와 그림 A.2.79와 같이 데이터를 입력한다.

· 데이터를 할당하기 위해 OK 를 클릭한다



<그림 A.2.78 Tendon span node dialog box>



<그림 A.2.79 Tendon Geometry Box>

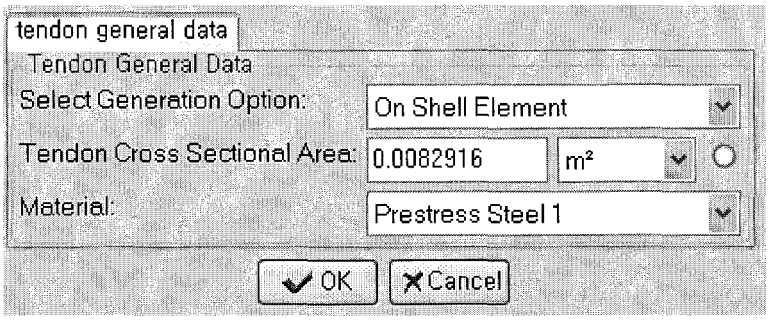
Note 캔틸레버 텐던2 ~ 캔틸레버 텐던 16을 정의하기 위해 표 A.1.6와 A.1.7 & A.1.8를 이용하여 같은 절차를 반복한다.

(다) 텐던의 일반적인 데이터를 정의와 캔틸레버 텐던의 로컬좌표 할당

<연속 텐던>

A. Existing group의 오른쪽 버튼을 클릭하여 Copy 를 한 후, 캔틸레버 텐던으로 이름을 바꾼다. Continuity Tendon 1

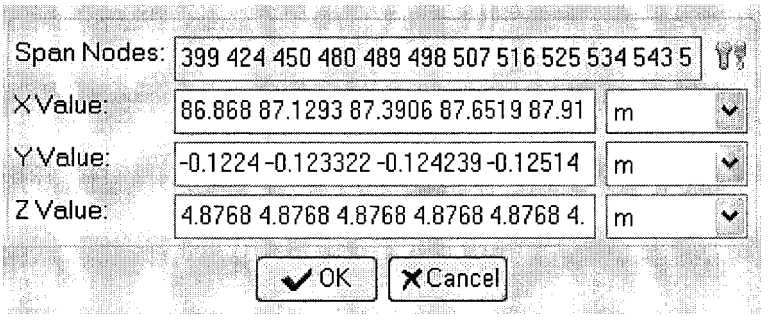
- 표 A.1.6와 A.1.7 & A.1.8를 이용하여 그림 A.2.80에서와 같이 텐던 특성을 입력한다.
- 데이터를 할당하기 위해 OK 를 클릭한다.



<그림 A.2.80 Tendon General data dialog box>

Note *다른 연속 텐던 요소를 정의하기 위해,* Continuity Tendon 1 *에서 오른쪽 버튼을 클릭한 후* Copy *를 선택한다. 그런 후 표 A.1.7와 A.1.8를 이용하여 같은 절차를 반복한다(총 2개의 텐던 요소).*

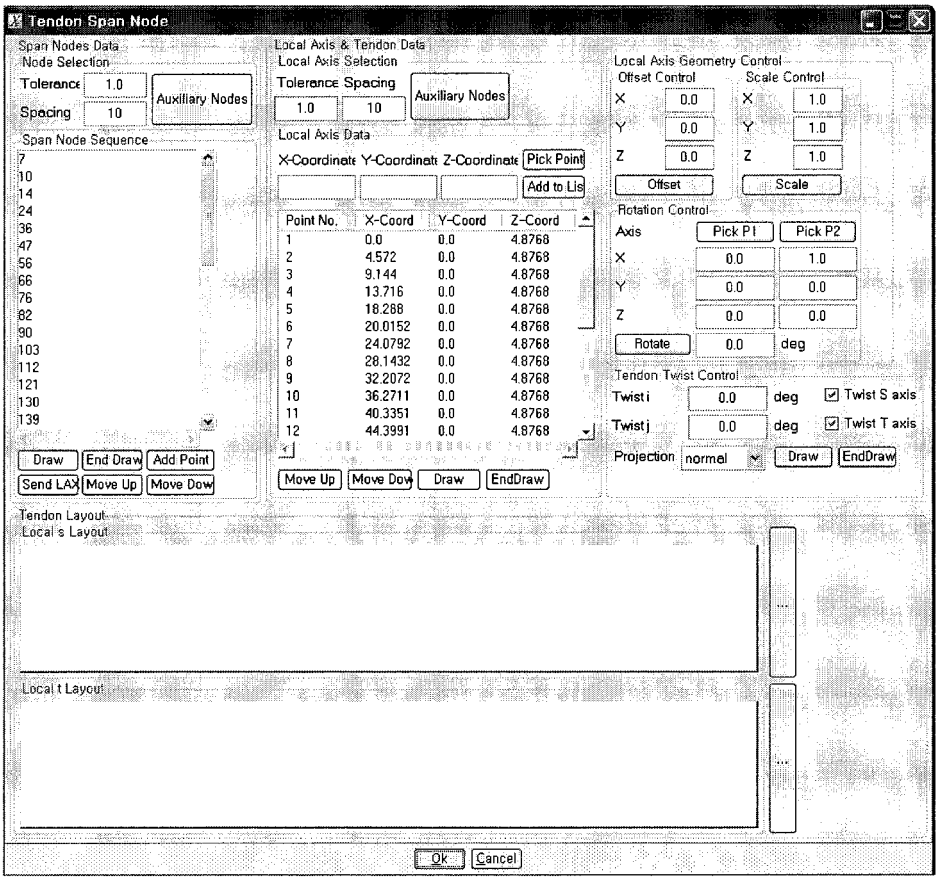
B. *<Tendon generation data>* dialog box를 열기 위해 Continuity Tendon 1 Tendon Span 1 를 클릭한다.



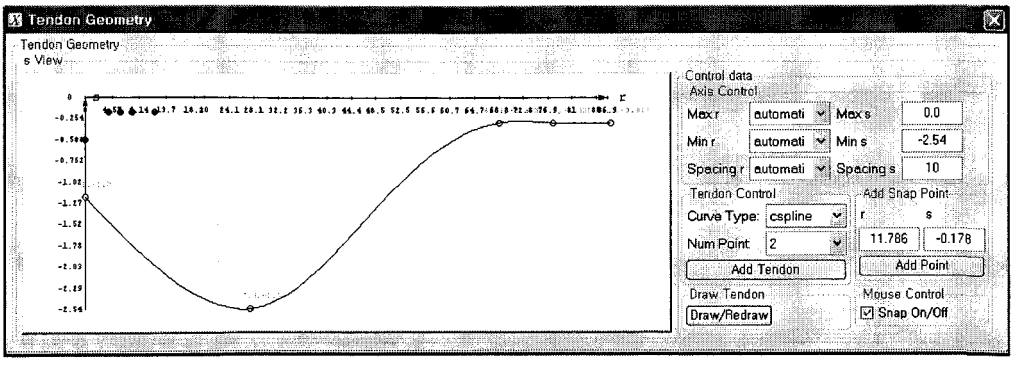
<그림 A.2.81 Tendon Generation data dialog box>

· Span node와 Tendon geometry를 정의하기 위해 를 클릭한다. 표 A.1.6와 A.1.8를 이용하여 그림 A.2.82와 그림 A.2.83와 같이 데이터를 입력한다.

· 데이터를 할당하기 위해 OK 를 클릭한다.



<그림 A.2.82 Tendon span node dialog box>



<그림 A.2.83 Tendon Geometry Box>

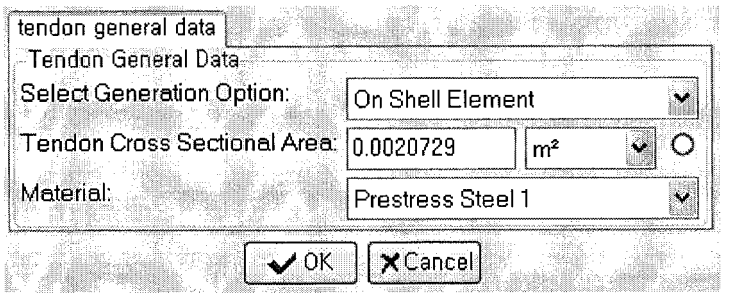
Note *표 A.1.6와 표 A.1.7 & A.1.8를 이용하여 위와 같은 절차를 따라 연속 텐던 2를 정의한다.*

(라) 텐던의 일반적인 데이터를 정의와 캔틸레버 텐던의 로컬좌표 할당

< 로컬텐던 >

A. Existing group의 오른쪽 버튼을 클릭하여 Copy 를 한 후, 캔틸레버 텐던으로 이름을 바꾼다. ▸ Local Tendon Left 1

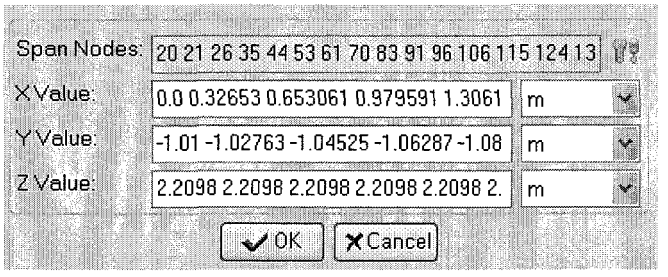
- 표 A.1.6와 A.1.7 & A.1.8를 이용하여 그림 A.2.84에서와 같이 텐던 특성을 입력한다.
- 데이터를 할당하기 위해 OK 를 클릭한다.



<그림 A.2.84 Tendon General data dialog box>

Note *다른 연속 텐던 요소를 정의하기 위해,* ▸ Local Tendon Left 1 *에서 오른쪽 버튼을 클릭한 후* ▸ Copy *를 선택한다. 그런 후 표 A.1.7와 A.1.8를 이용하여 같은 절차를 반복한다(총 8개의 텐던 요소).*

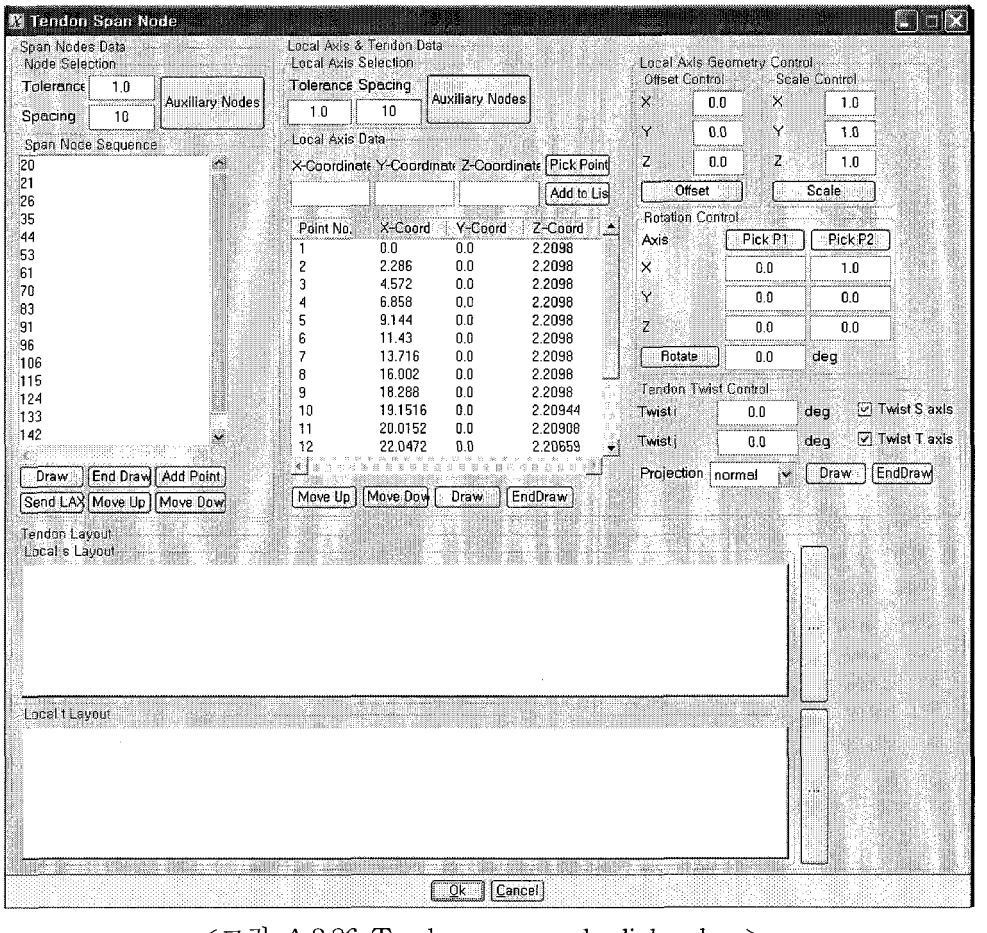
B. <*Tendon generation data*> dialog box를 열기 위해 ▸ Local Tendon Left 1 ▸ Tendon Span 1 를 클릭한다.



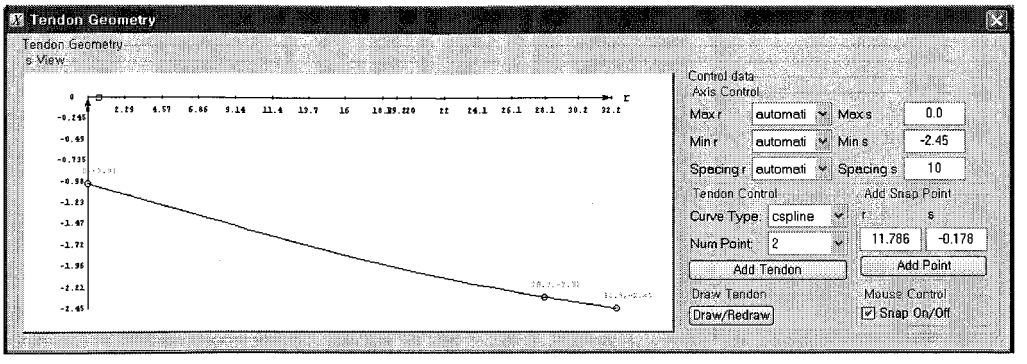
<그림 A.2.85 Tendon Generation data dialog box>

· Span node와 Tendon geometry를 정의하기 위해 를 클릭한다. 표 A.1.6와 A.1.8를 이용하여 그림 A.2.86와 그림 A.2.87와 같이 데이터를 입력한다.

· 데이터를 할당하기 위해 OK 를 클릭한다.



<그림 A.2.86 Tendon span node dialog box>



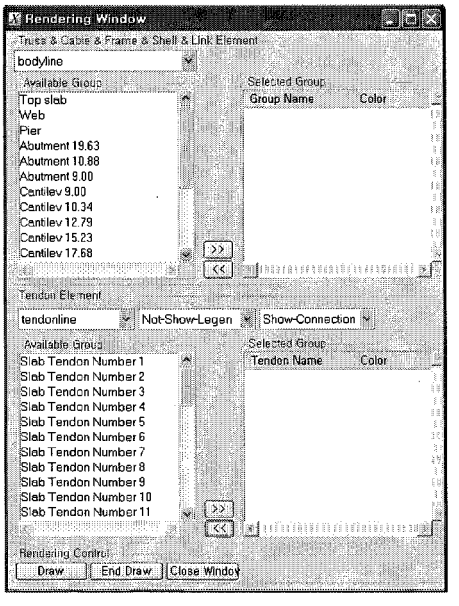
<그림 A.2.87 Tendon Geometry Box>

Note *표 A.1.6와 표 A.1.7와 A.1.8를 이용하여 위와 같은 절차를 따라 로컬 텐던 2~ 로컬텐던 8을 정의한다.*

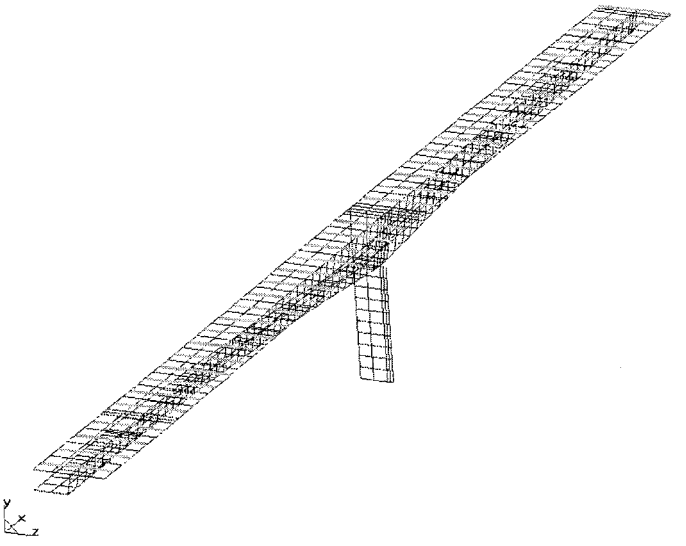
(6) Image rendering

A. Rendering window dialog box를 열기 위해 메인 메뉴에서 < Rendering window > 버튼을 클릭한다.

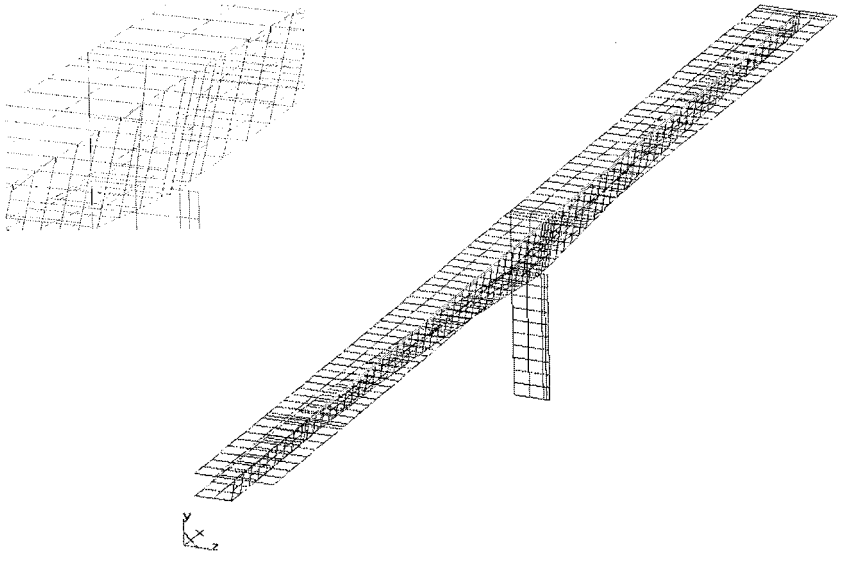
- Rendering type을 선택한다(bodyline/body/ body bound).
- Available element에서 Rendering할 요소를 선택한 후 >> 을 눌러 오른쪽 Selected Group으로 이동시킨다.
- 그림 A.2.88과 같이 rendering을 하기 위해 Draw 를 클릭한다.
- 데이터를 할당하기 위해 OK 를 클릭한다.



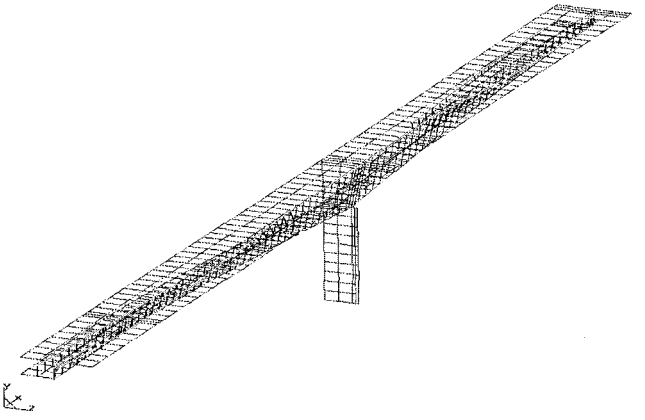
<그림 A.2.88 Rendering dialog box>



(A)



(B)



(C)

<그림 A.2.89 Image rendering (Tendon profiles), (A) Slab Tendon and (B) Cantilever tendons (C) Continuity & Local tendons >

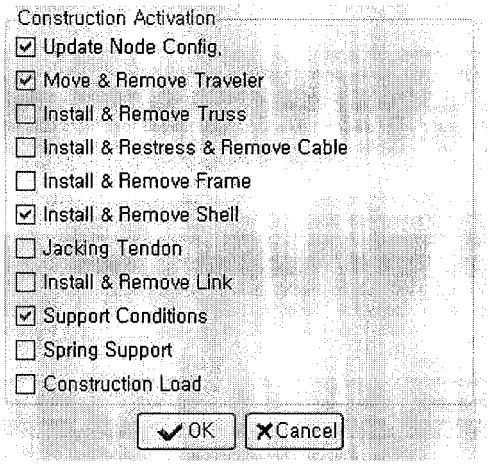
(7) Construction Stage Command

다음 과정은 시공 단계를 단계별로 나타낸 것으로 이 모델에서는 39개의 단계로 나누었다. 시공 중 반응은 시공 Construction sequence control을 이용하여 분석 할 것이다.

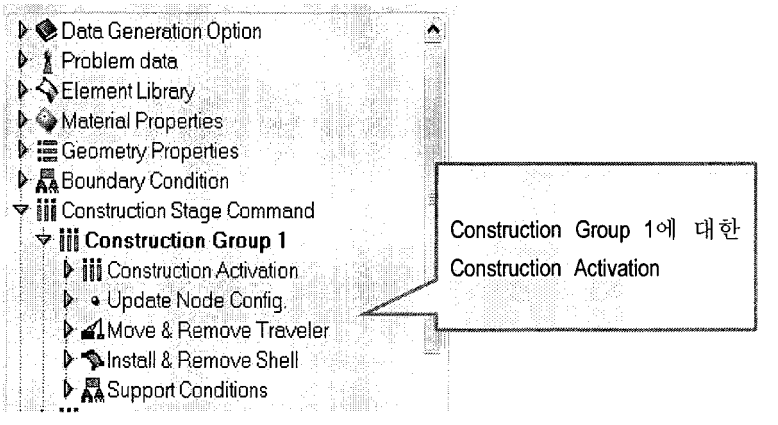
- Construction Group 1

A. 메인 메뉴에 있는 Construction Stage Command 버튼 클릭 후 Construction Group 1 을 클릭하면 Construction group 1 에 대한 Construction activation 창을 열 수 있다.

· 그림 A.2.90와 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.
· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.90과 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다.



<그림 A.2.90 Construction activation dialog box for construction group 1>

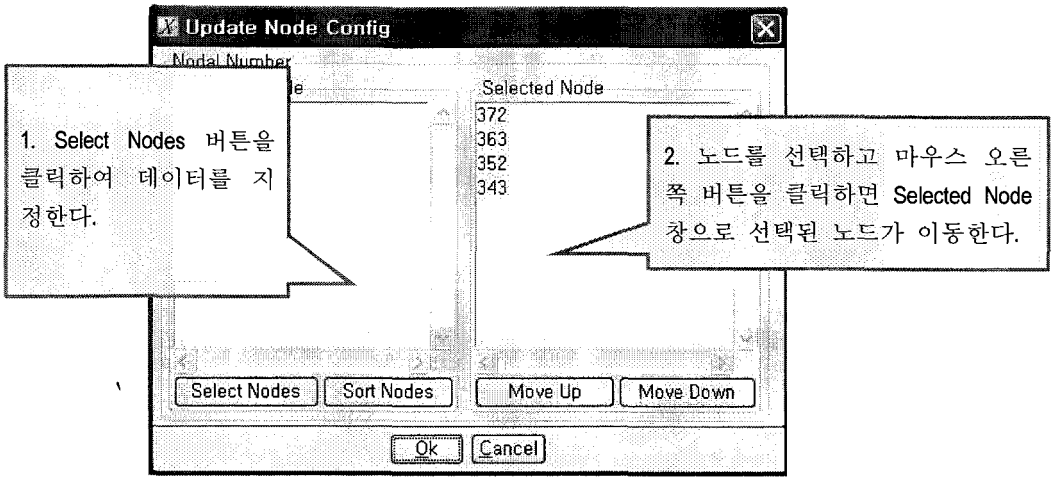


<그림 A.2.91 Construction tree menu for construction group 1>

B. 메인 메뉴에 있는 Update Node Config. 버튼과 Operation Group 1 을 클릭하면 Group node dialog 창을 열 수 있다.

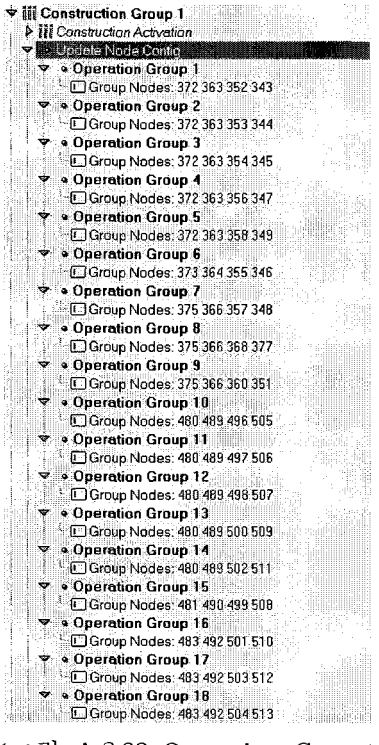
· 그림 A.2.92과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.92 Group node dialog box (Operation group 1)>

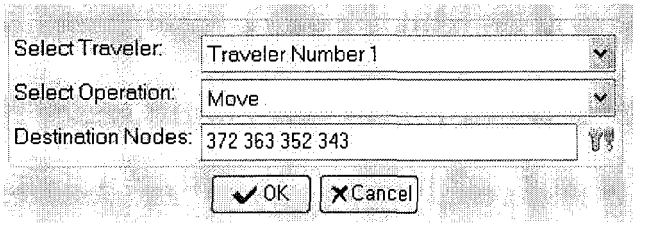
C. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.9을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Operation Group (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.93와 같이 Update Node Config에서 생성된 Operation Group을 볼 수 있다.



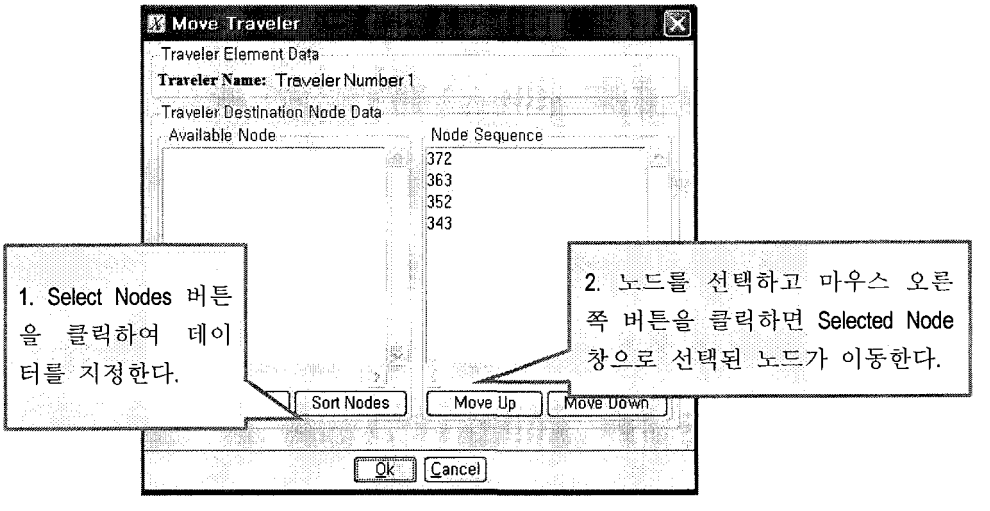
<그림 A.2.93 Operation Group>

D. 메인 메뉴에서 Move & Remove Traveler 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Move&Remove traveler 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.94과 같이 데이터 입력을 마친다.
- 그림 A.2.95와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.

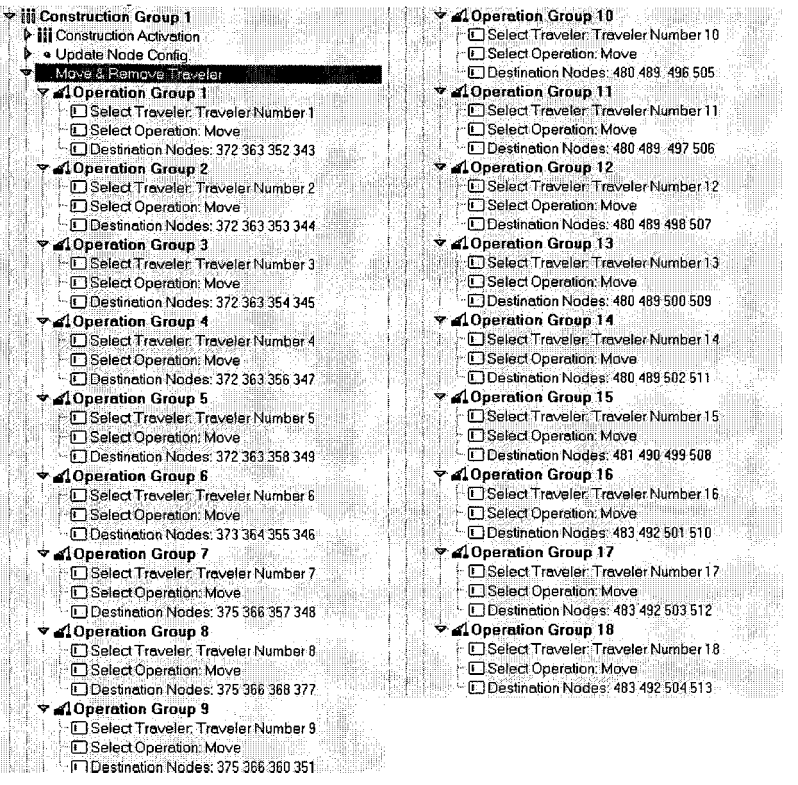


<그림 A.2.94 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.95 Move traveler dialog box>

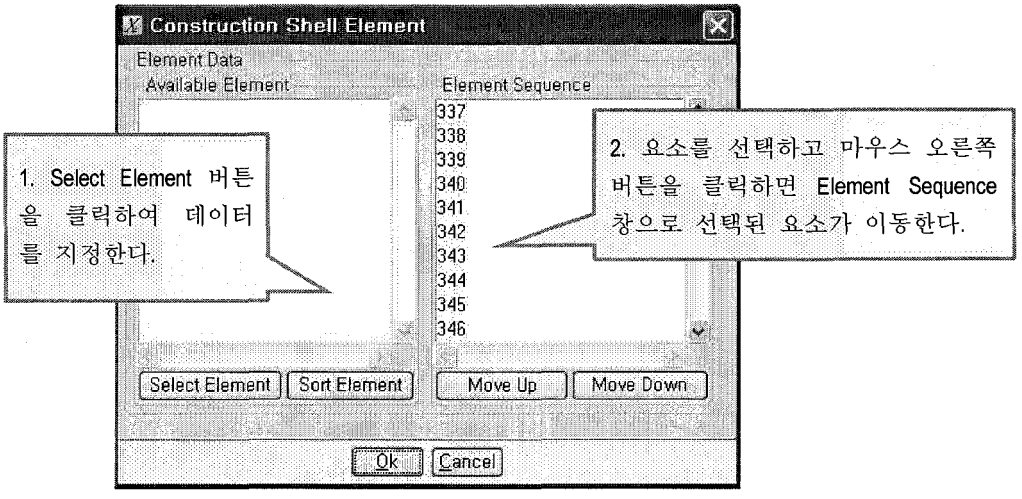
E. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 ▷ Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.10을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Traveler Group. (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.96와 같이 Move&Traveler 에서 생성된 Traveler Group을 볼 수 있다.



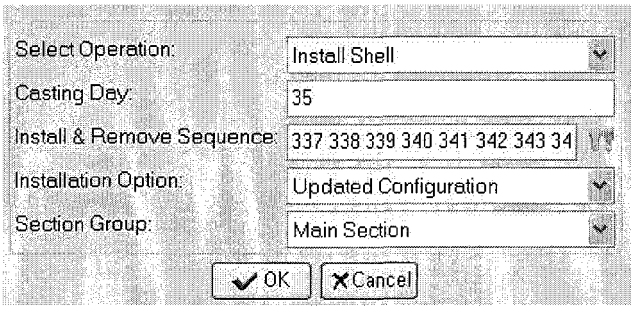
<그림 A.2.96 Move & Remove Traveler>

F. 메인 메뉴에서 Install & Remove Shell 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Install&removeShell 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.97과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.98과 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



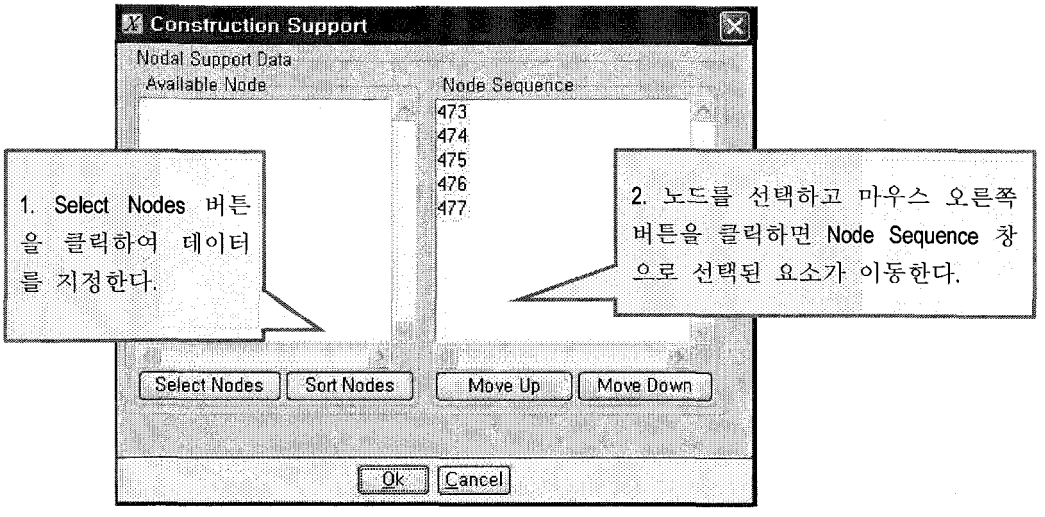
<그림 A.2.97 Element sequence for Install Shell >



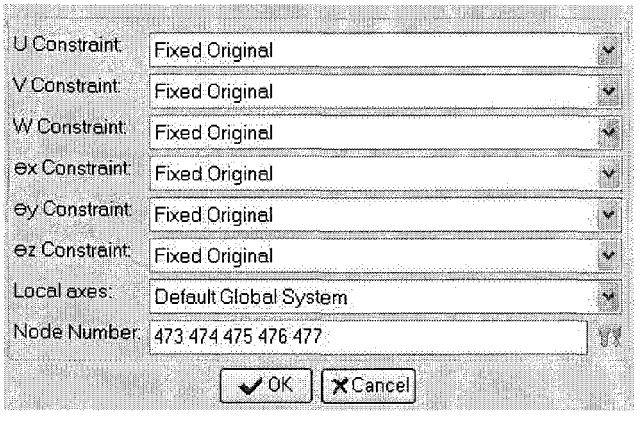
<그림 A.2.98 Install & Remove Shell dialog box>

G. 메인 메뉴에서 Support Conditions 버튼을 클릭한 후 ▶ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Construction Support 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.99과 같이 지정하고자 하는 지점을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.100와 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.99 Construction support dialog box>



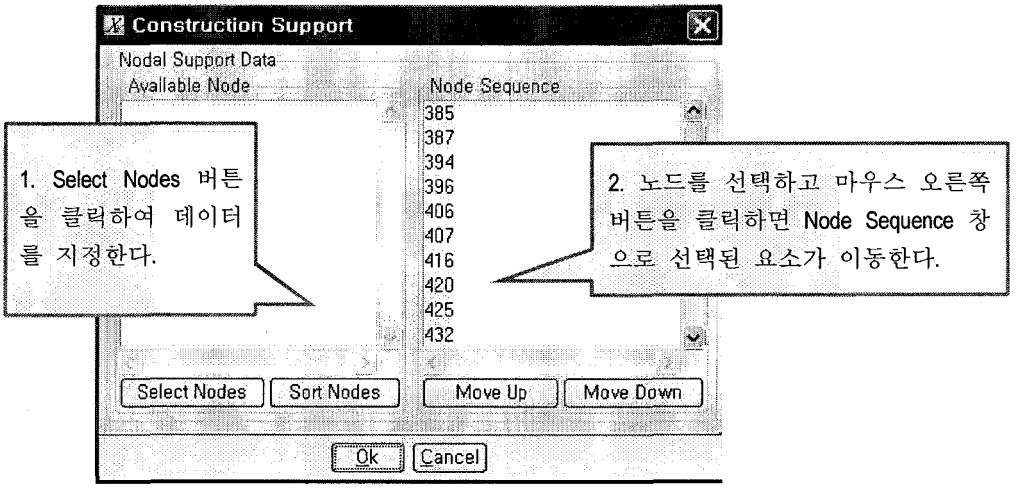
<그림 A.2.100 Support constraint dialog box >

H. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▶ Copy 버튼을 선택 하여 ▶ Operation Group 2 를 생성한다.

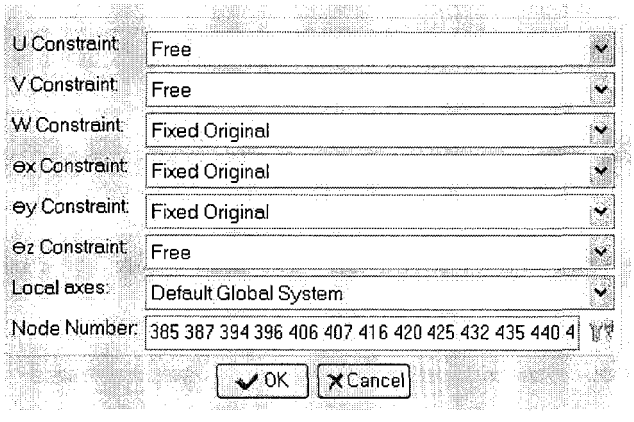
· 그림 A.2.101과 같이 지정하고자 하는 지점을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· 그림 A.2.102과 같이 데이터 입력을 마친다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.101 Construction support dialog box>



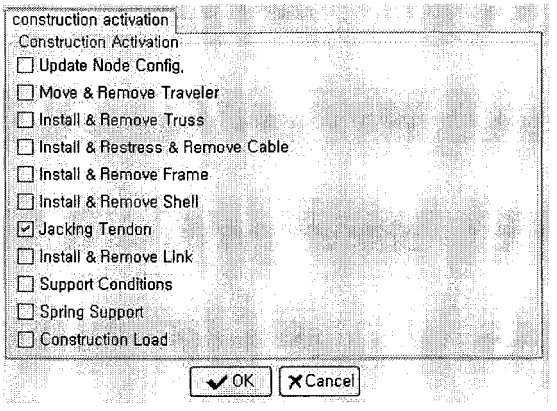
<그림 A.2.102 Support constraint dialog box>

- Construction Group2

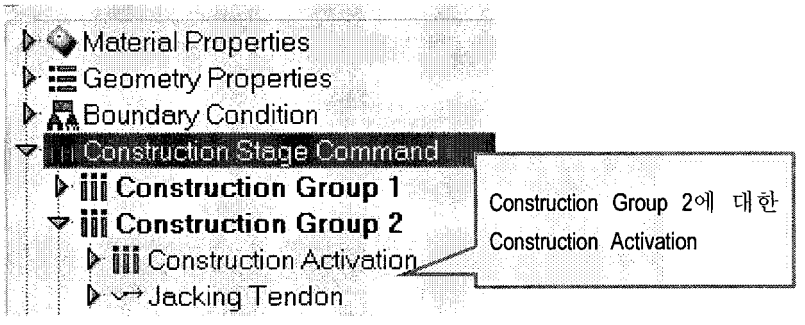
A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 2 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.103와 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.104과 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다



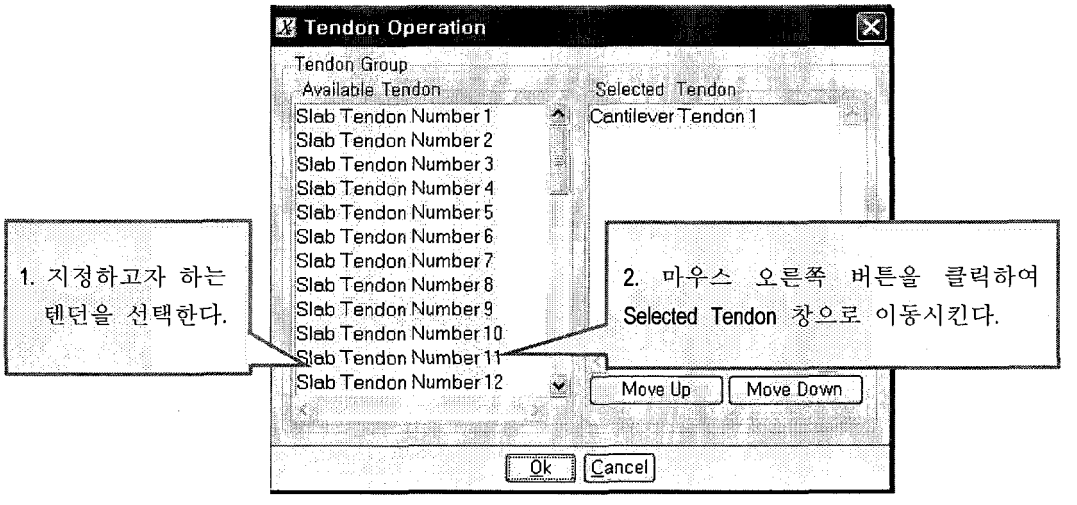
<그림 A.2.103 Construction activation dialog box for construction group 2>



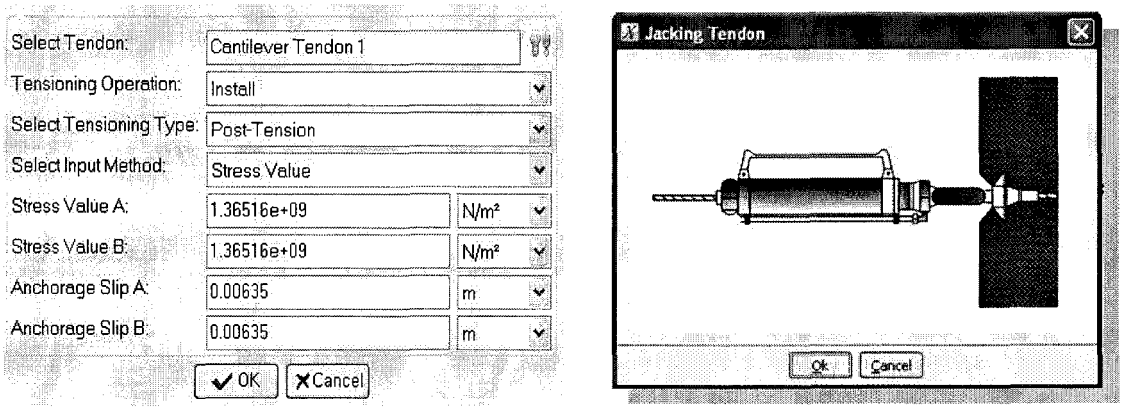
<그림 A.2.104 Construction tree menu for construction group 2>

B. 메인 메뉴에서 Jacking Tendon 버튼을 클릭 한 후 Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Jacking Tendon창을 열 수 있다.

· 그림 A.2.105와 같이 지정하고자 하는 텐던을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
· 그림 A.2.106와 같이 데이터 입력을 마친다.
· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



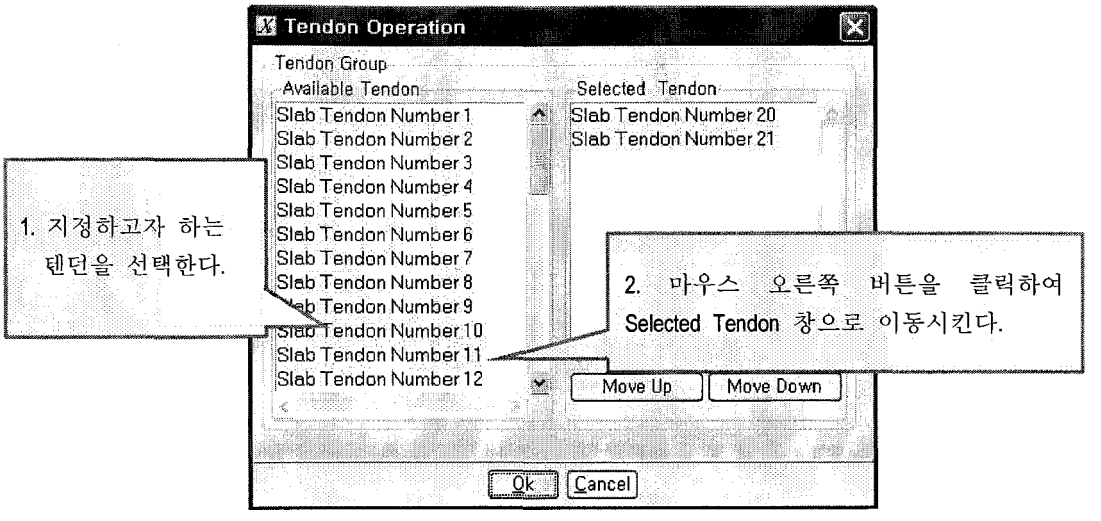
<그림 A.2.105 Tendon Operation>



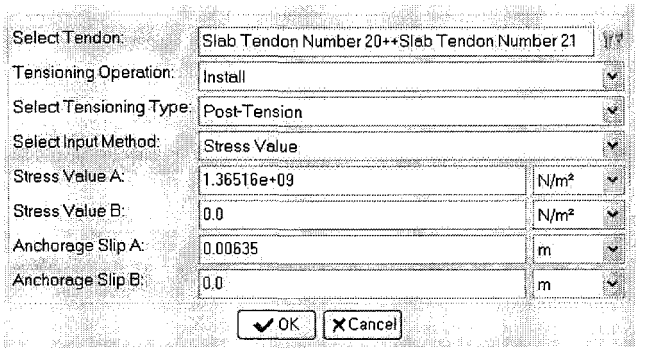
<그림 A.2.106 Jacking Tendon dialog box>

C. **Operation Group 1** 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▶ Copy 버튼을 선택하여 **Operation Group 2** 를 생성하고 **Slab tendon** 으로 이름을 변경한다. **Slab tendon** 을 더블 클릭하여 Jacking Tendon 창을 연다.

- 그림 A.2.107과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.108과 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.107 Tendon Operation>



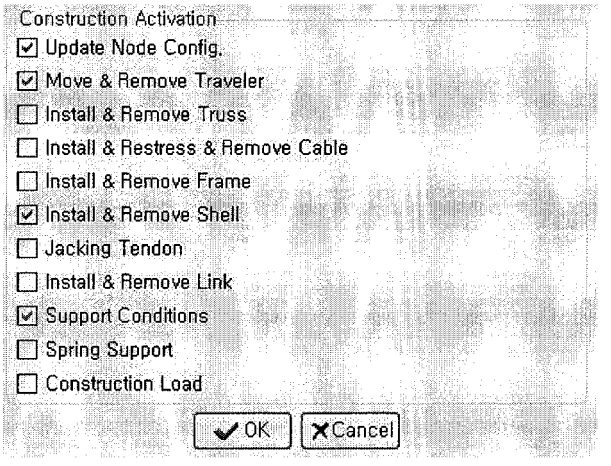
<그림 A.2.108 Jacking Tendon dialog box>

- Construction Group3

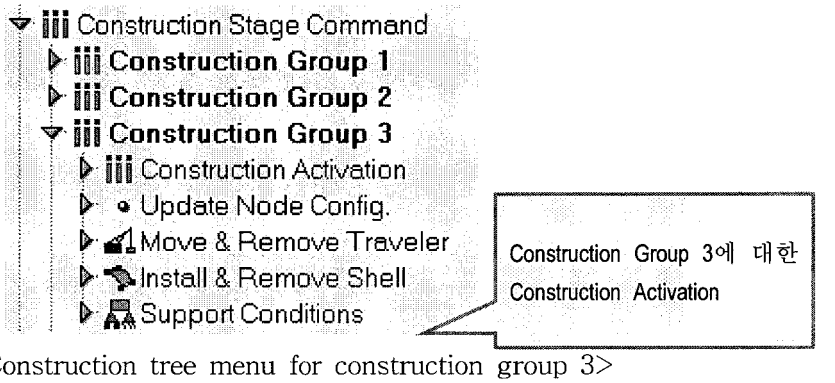
A. Construction Group 1 ▶ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 3 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.109과 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.110와 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다.



<그림 A.2.109 Construction activation dialog box for construction Group3>

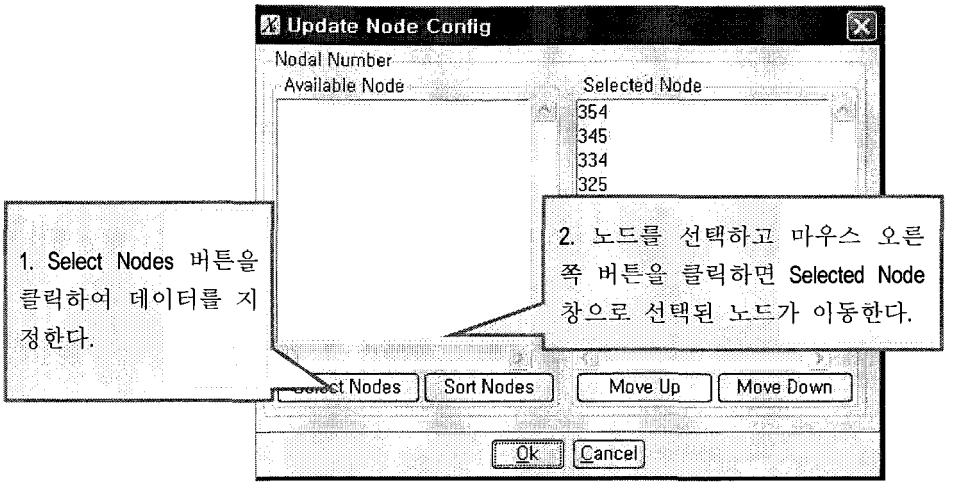


<그림 A.2.110 Construction tree menu for construction group 3>

B. 메인 메뉴에 있는 Update Node Config. 버튼과 **Operation Group 1** 을 클릭하면 Group node dialog 창을 열 수 있다.

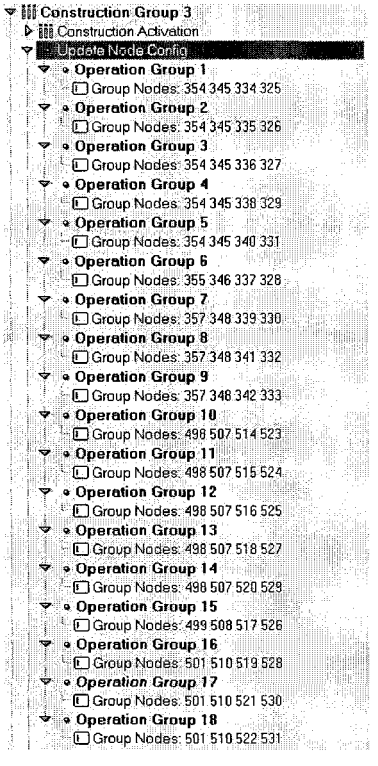
· 그림 A.2.111과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.111 Group node dialog box (Operation group 1)>

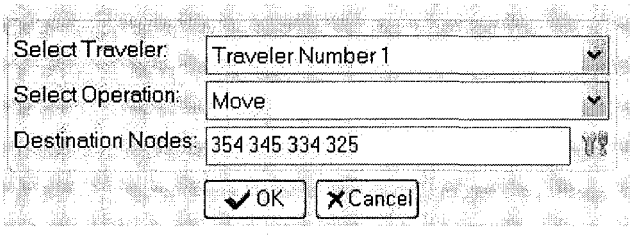
C. • **Operation Group 1** 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 • **Operation Group 2** 를 생성하고 • **Operation Group 2** 에서 이 과정을 반복하여 • **Operation Group 18** 까지 생성한다. 그리고 표 A.26.6을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Operation Group (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.110과 같이 Update Node Config에서 생성된 Operation Group을 볼 수 있다.



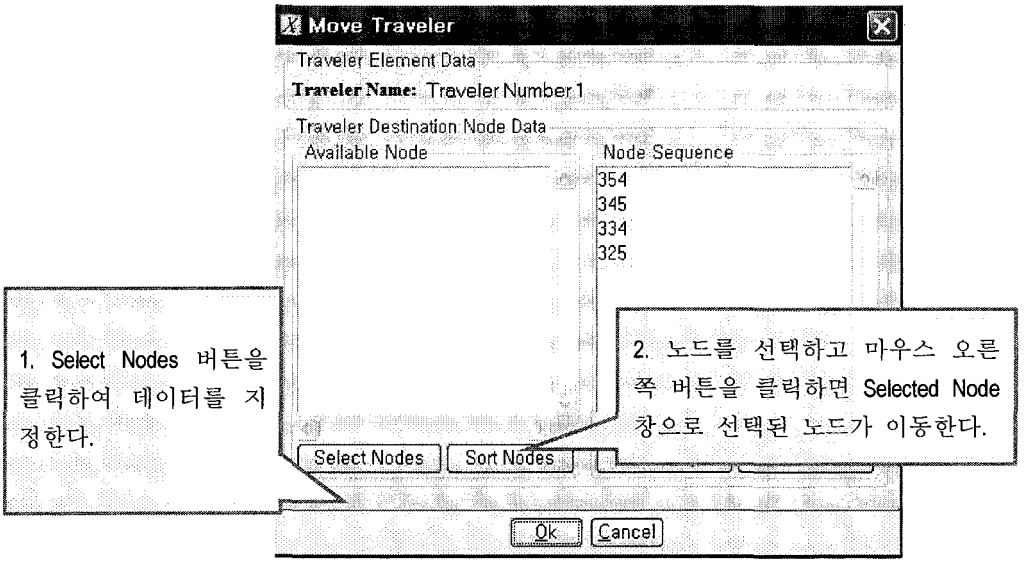
<그림 A.2.112 Operation Group>

D. 메인 메뉴에서 Move & Remove Traveler 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Move&Remove traveler 창을 열 수 있다.

· 그림 A.2.113과 같이 데이터 입력을 마친다.
· 그림 A.2.114와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.

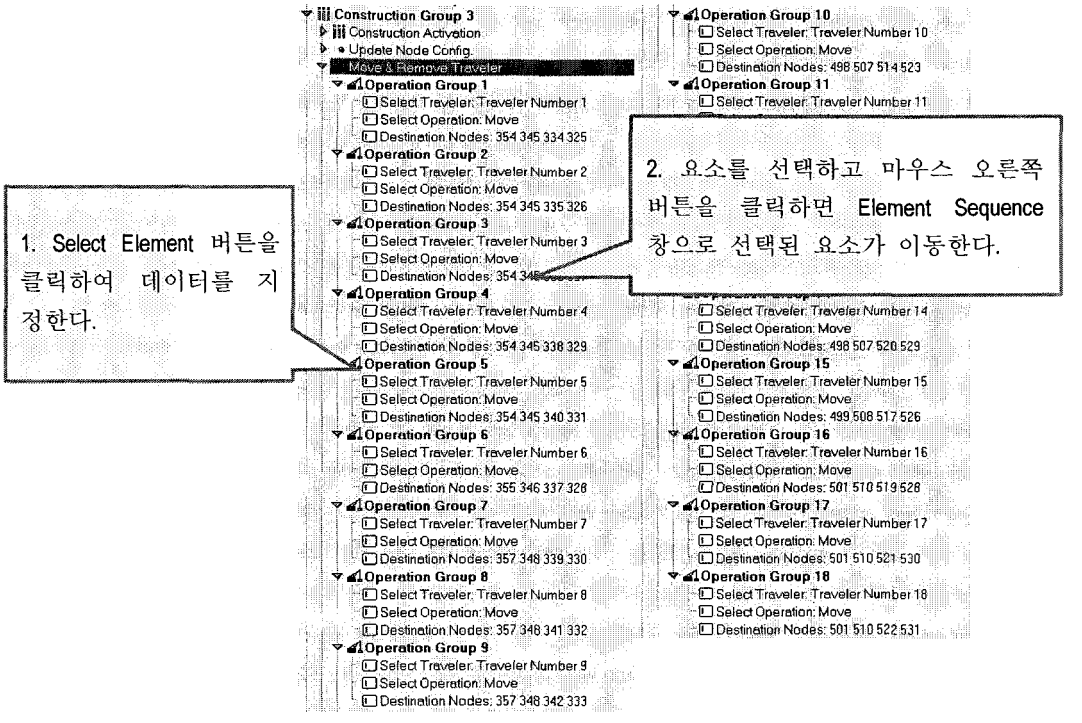


<그림 A.2.113 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.114 Move traveler dialog box>

E. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 ▷ Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.10을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Traveler Group. (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.115와 같이 Move&Traveler 에서 생성된 Traveler Group을 볼 수 있다.



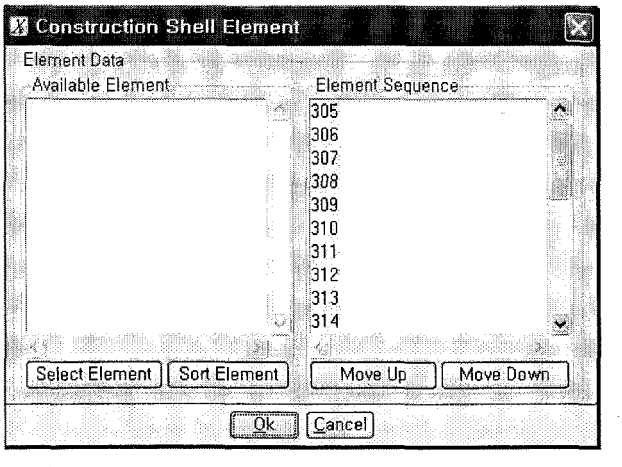
<그림 A.2.115 Move & Remove Traveler>

F. 메인 메뉴에서 Install & Remove Shell 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Install&remove Shell 창을 열 수 있다.

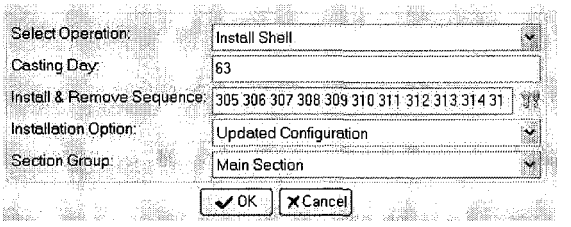
· 그림 A.2.116과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· 그림 A.2.117과 같이 데이터 입력을 마친다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



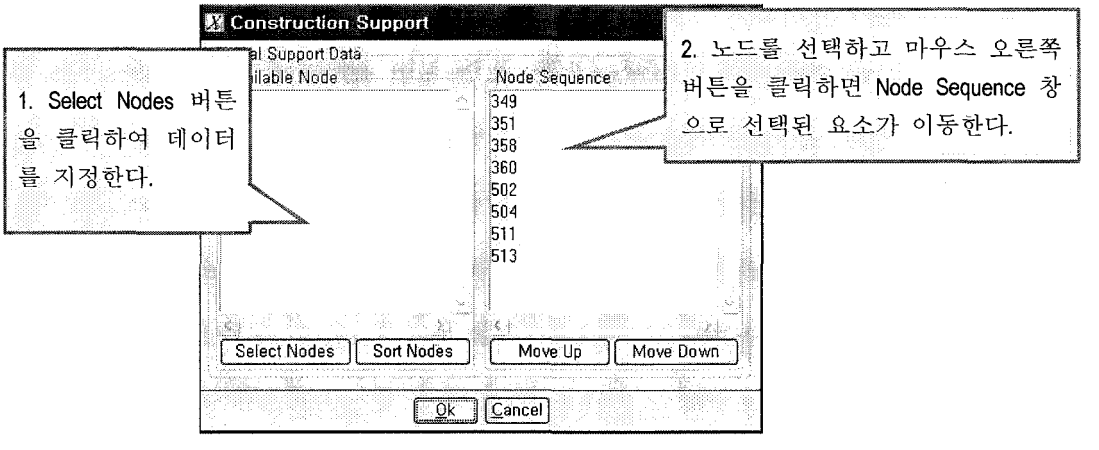
<그림 A.2.116 Element sequence for Install shell>



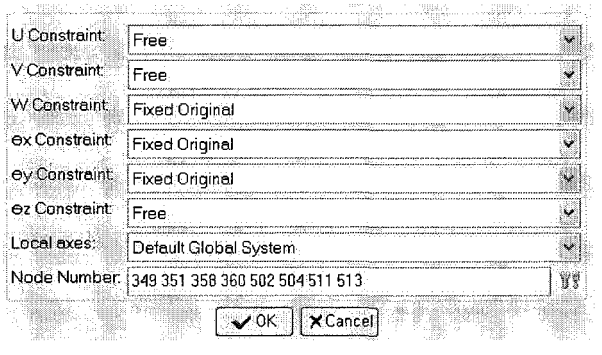
<그림 A.2.117 Install & Remove shell dialog box>

G. 메인 메뉴에서 Support Conditions 버튼을 클릭한 후 ▶ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Construction Support 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.118과 같이 지정하고자 하는 지점을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.119와 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.118 Construction support dialog box>



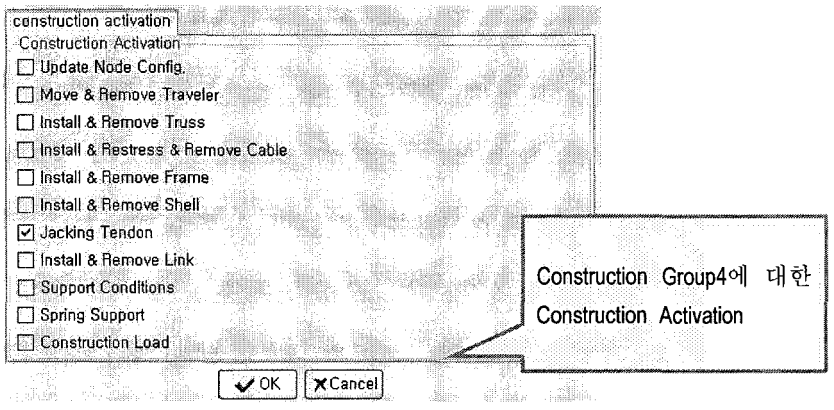
<그림 A.2.119 Support constraint dialog box>

- Construction Group4

A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 4를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.120과 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.121과 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다



<그림 A.2.120 Construction activation dialog box for Construction group 4>



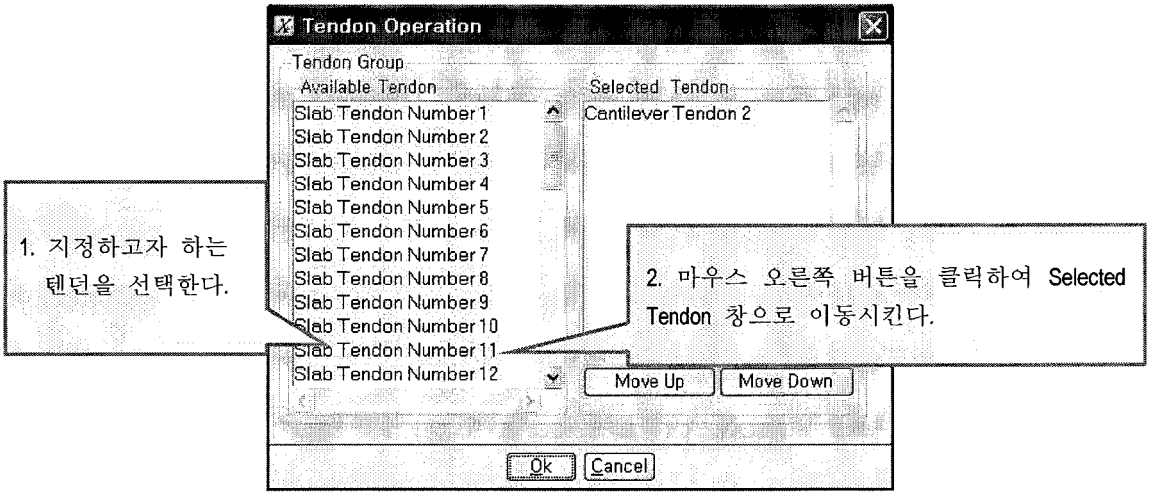
<그림 A.2.121 Construction tree menu for construction group 4>

B.메인 메뉴에서 Jacking Tendon 버튼을 클릭 한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Jacking Tendon창을 열 수 있다.

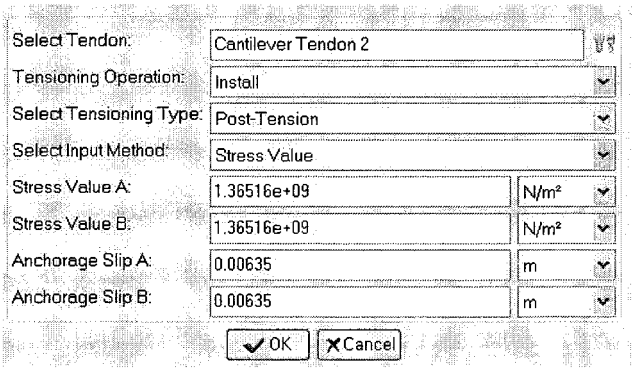
· 그림 A.2.122와 같이 지정하고자 하는 텐던을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· 그림 A.2.123과 같이 데이터 입력을 마친다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



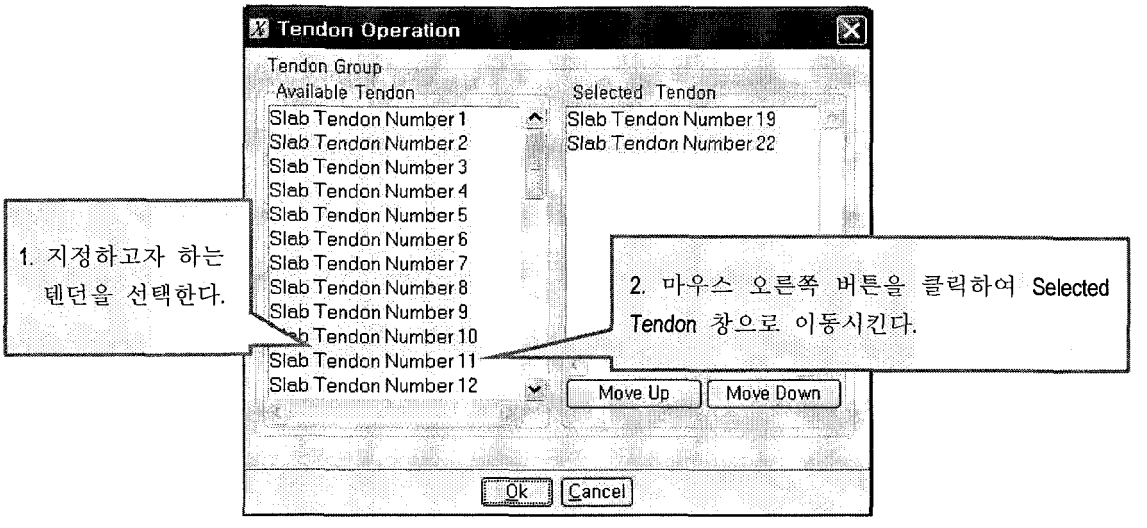
<그림 A.2.122 Tendon Operation>



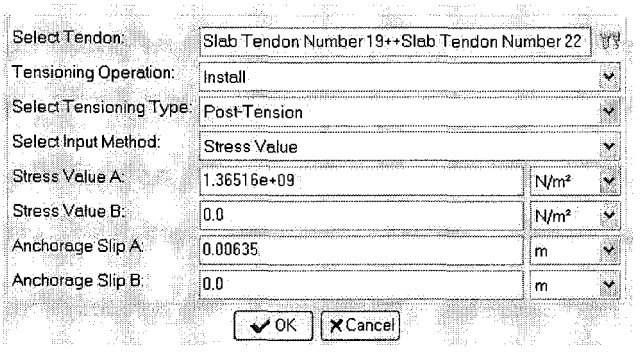
<그림 A.2.123 Jacking Tendon dialog box>

A. **Operation Group 1** 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 **Operation Group 2** 를 생성하고 **Slab tendon** 으로 이름을 변경한다. **Slab tendon** 을 더블 클릭하여 Jacking Tendon 창을 연다.

- 그림 A.2.124와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.125과 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.124 Tendon Operation>



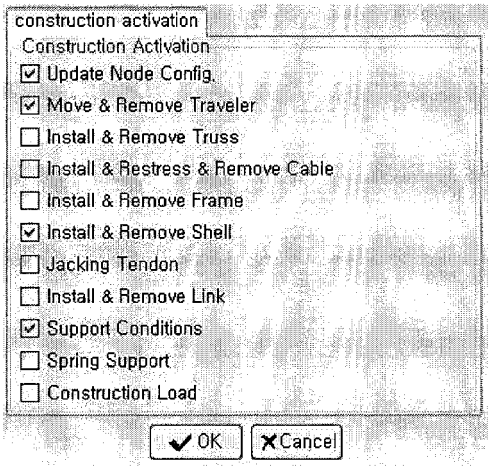
<그림 A.2.125 Jacking Tendon dialog box>

- Construction Group 5

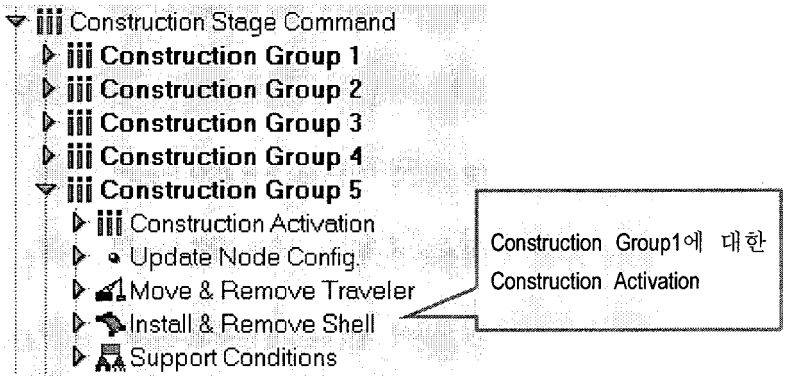
A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 5 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.126과 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.127와 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다.



<그림 A.2.126 Construction activation dialog box for construction Group 5>

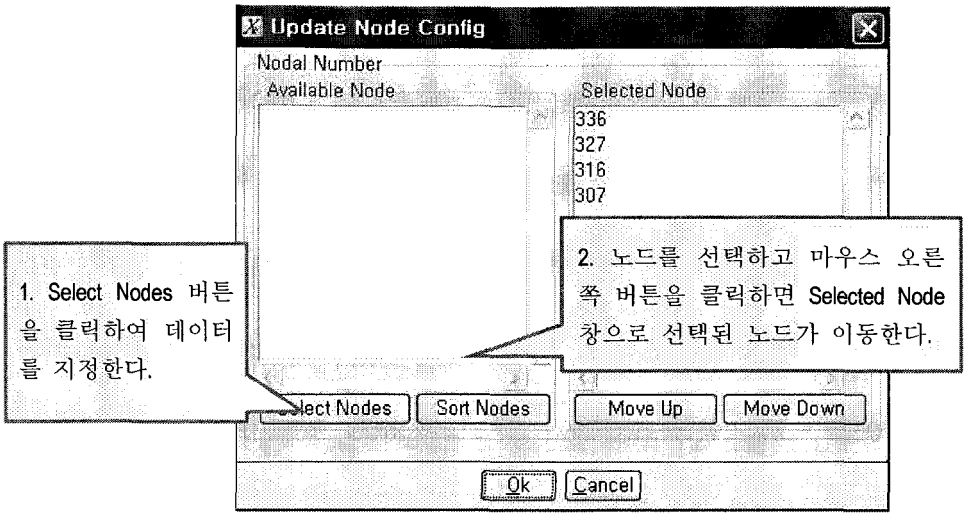


<그림 A.2.127 Construction tree menu for construction group 5>

B. 메인 메뉴에 있는 Update Node Config. 버튼과 Operation Group 1 을 클릭하면 Group node dialog 창을 열 수 있다.

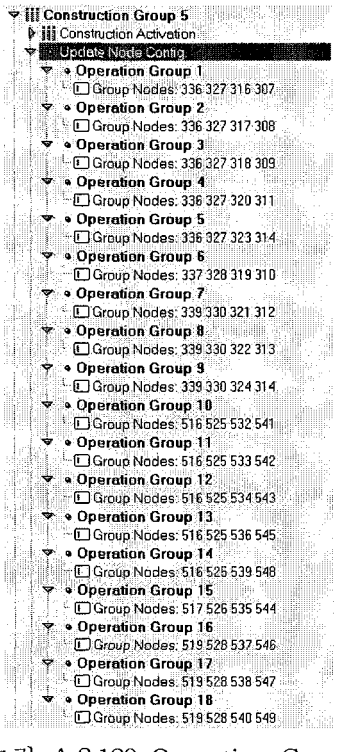
· 그림 A.2.128과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.128 Group node dialog box (Operation group 1)>

C. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.10을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Operation Group (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.129와 같이 Update Node Config에서 생성된 Operation Group을 볼 수 있다.

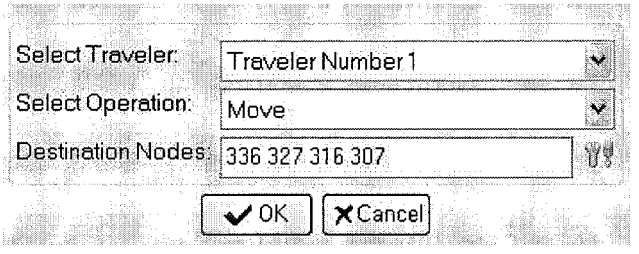


<그림 A.2.129 Operation Group>

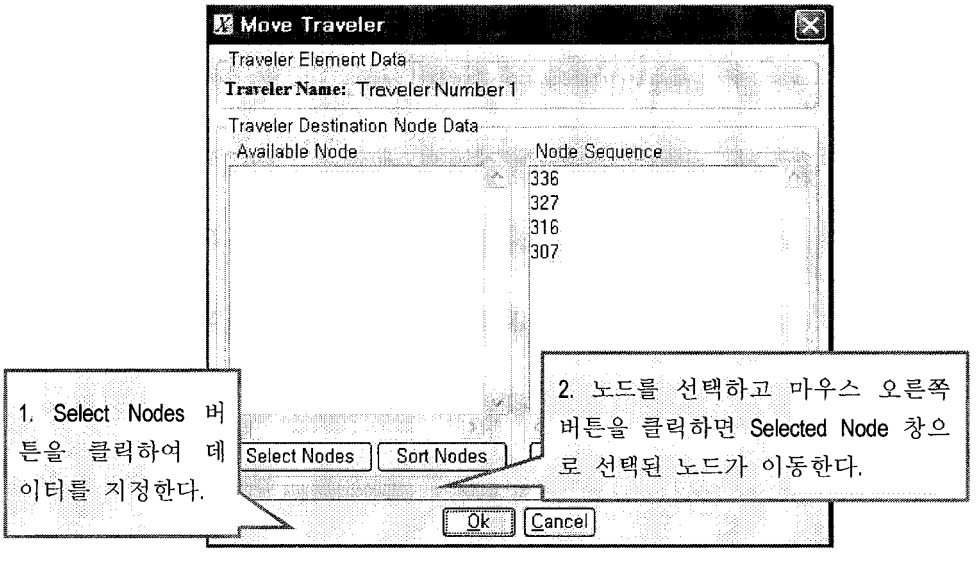
D. 메인 메뉴에서 Move & Remove Traveler 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을

클릭하면 Move&Remove traveler 창을 열 수 있다.

· 그림 A.2.130과 같이 데이터 입력을 마친다.
· 그림 A.2.131와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.130 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.131 Move traveler dialog box>

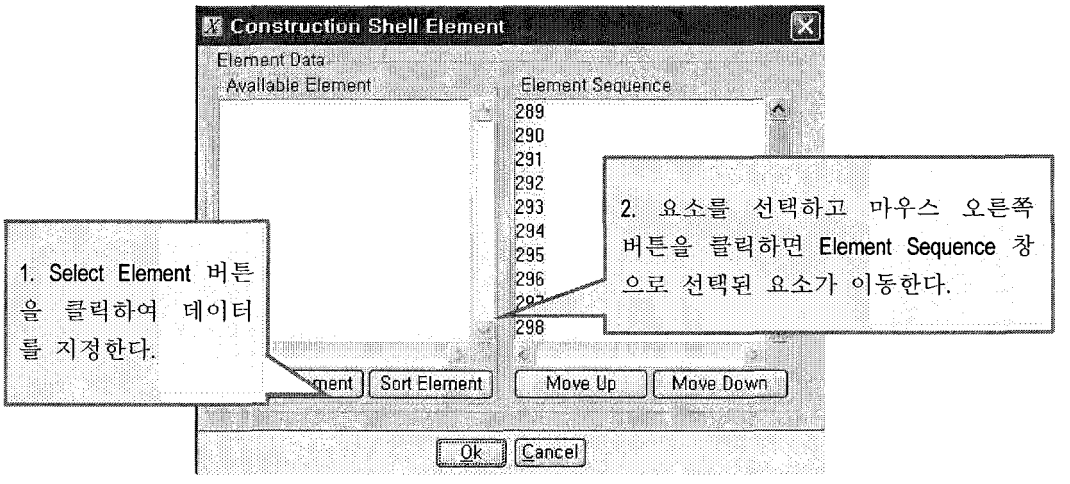
E. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.11을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Traveler Group. (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.132와 같이 Move&Traveler 에서 생성된 Traveler Group을 볼 수 있다.



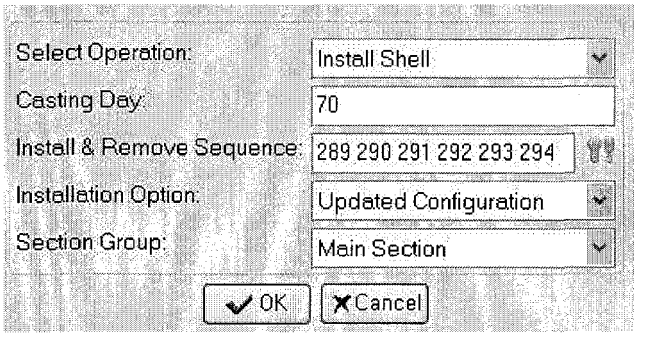
<그림 A.2.132 Move & Remove Traveler>

F. 메인 메뉴에서 Install & Remove Shell 버튼을 클릭한 후 ▶ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Install&removeShell 창을 열 수 있다.

· 그림 A.2.133과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
· 그림 A.2.134과 같이 데이터 입력을 마친다.
· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



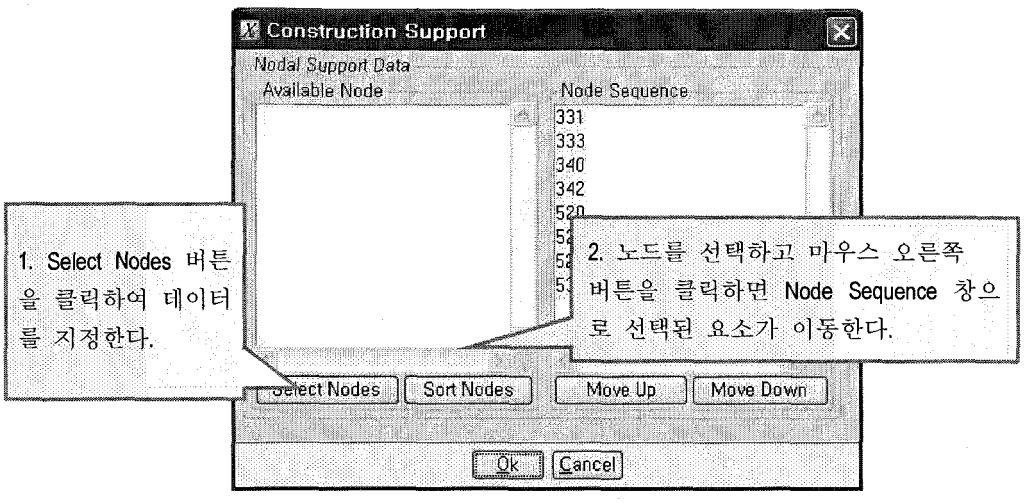
<그림 A.2.133 Element sequence for Install shell>



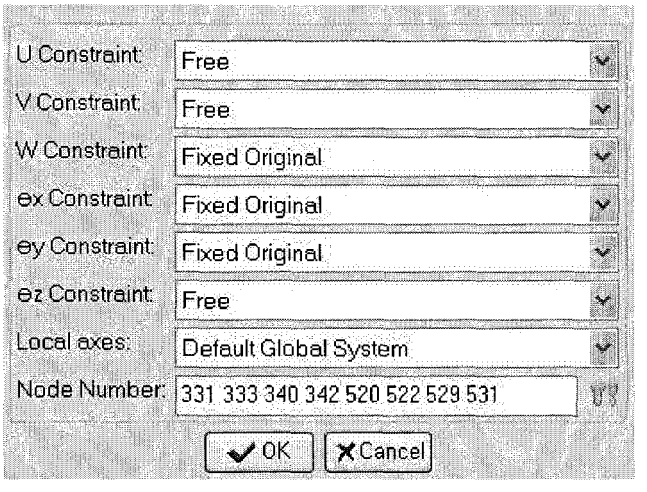
<그림 A.2.134 Install & Remove shell dialog box>

G. 메인 메뉴에서 Support Conditions 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Construction Support 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.135와 같이 지정하고자 하는 지점을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.136와 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.135 Construction support dialog box >



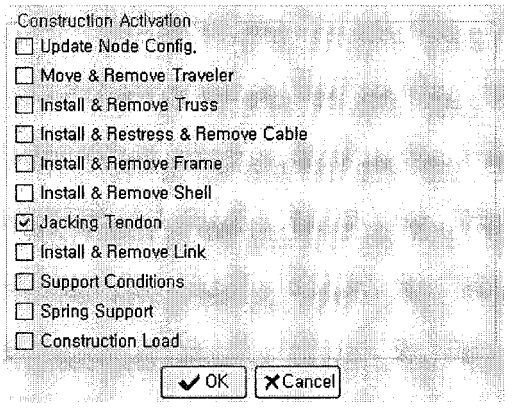
<그림 A.2.136 Support constraint dialog box >

- Construction Group6

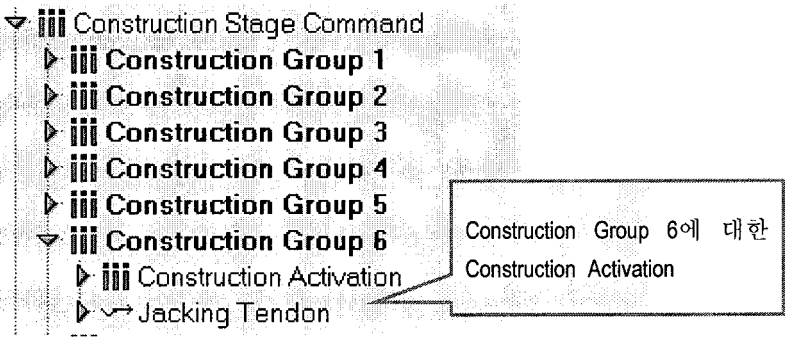
A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 6 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.137와 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.138과 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다



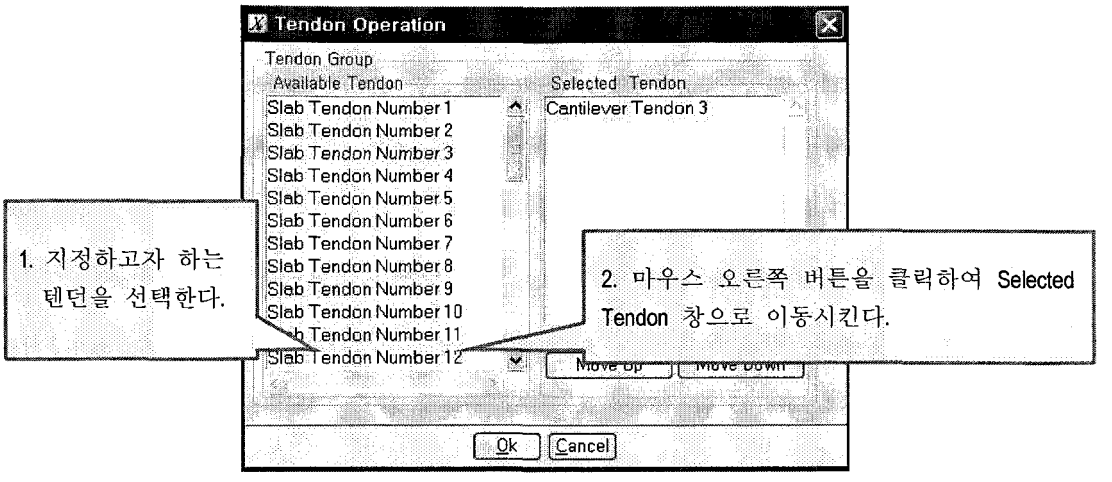
<그림 A.2.137 Construction activation dialog box for construction group 6>



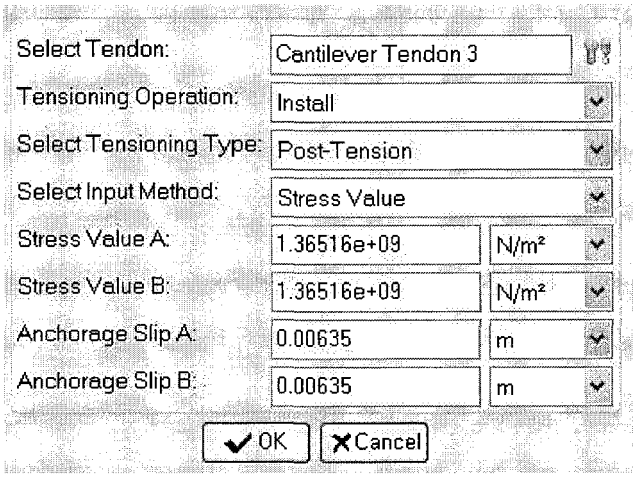
<그림 A.2.138 Construction tree menu for construction group 6>

B. 메인 메뉴에서 Jacking Tendon 버튼을 클릭 한 후 Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Jacking Tendon창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.139와 같이 지정하고자 하는 텐던을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.140과 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



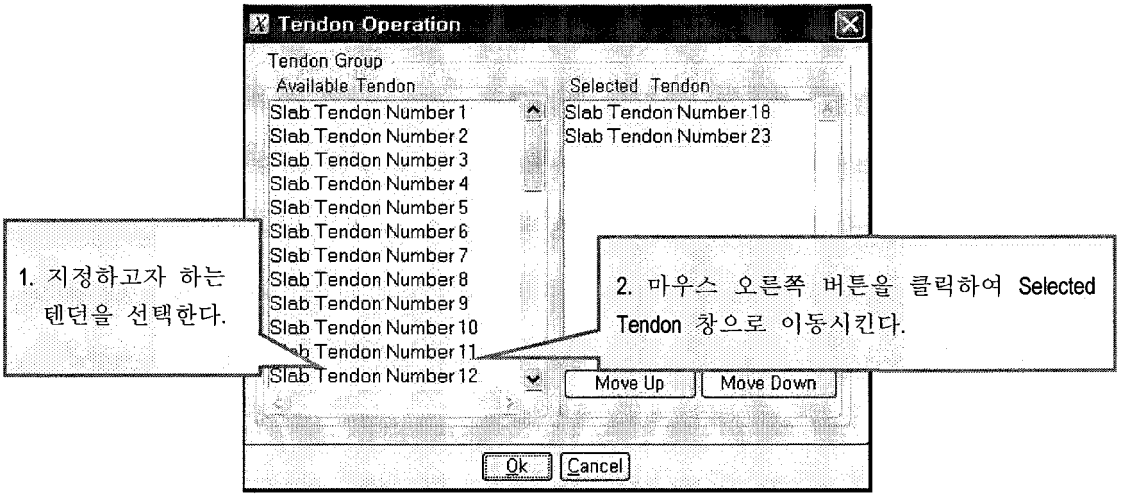
<그림 A.2.139 Tendon Operation>



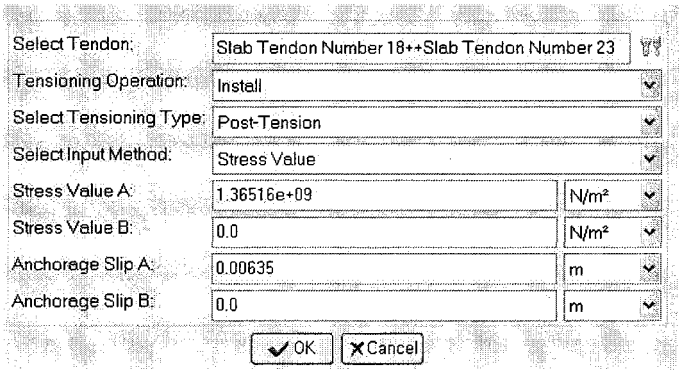
<그림 A.2.140 Jacking Tendon dialog box>

C. ⇝Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▶ Copy 버튼을 선택하여 ⇝Operation Group 2 를 생성하고 ⇝Slab tendon 으로 이름을 변경한다. ⇝Slab tendon 을 더블 클릭하여 Jacking Tendon 창을 연다.

· 그림 A.2.141과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
· 그림 A.2.142와 같이 데이터 입력을 마친다.
· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.141 Tendon Operation>



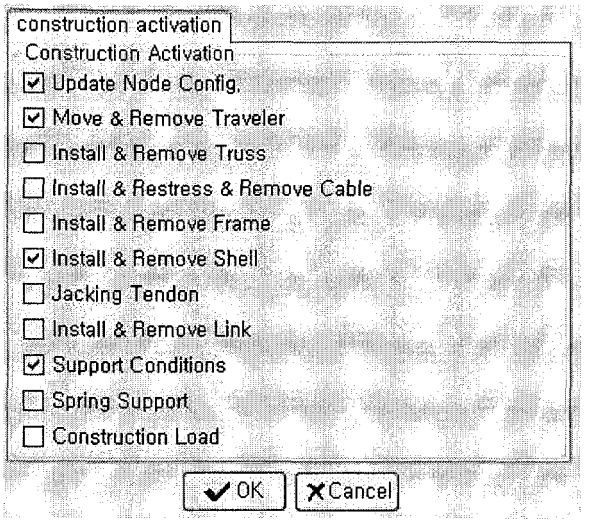
<그림 A.2.142 Jacking Tendon dialog box>

- Construction Group 7

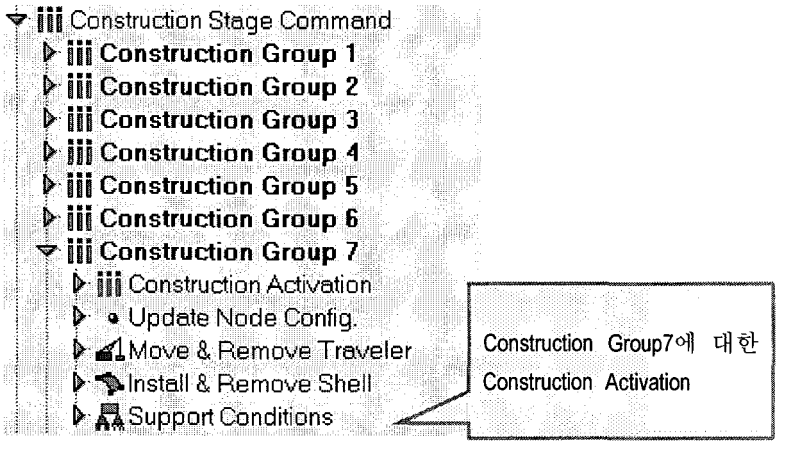
A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 7 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.143과 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.144와 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다



<그림 A.2.143 Construction activation dialog box for construction Group 7>

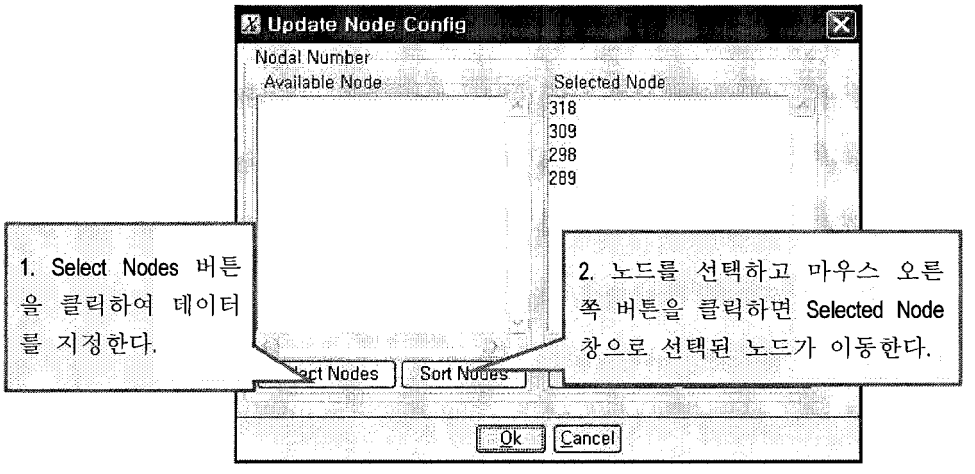


<그림 A.2.144 Construction tree menu for construction group 7>

B. 메인 메뉴에 있는 Update Node Config. 버튼과 Operation Group 1 을 클릭하면 Group node dialog 창을 열 수 있다.

· 그림 A.2.145와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.145 Group node dialog box (Operation group 1)>

C. **Operation Group 1** 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▶ Copy 버튼을 선택하여 **Operation Group 2** 를 생성하고 **Operation Group 2** 에서 이 과정을 반복하여 **Operation Group 18** 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.10을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Operation Group (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.146과 같이 Update Node Config에서 생성된 Operation Group을 볼 수 있다.



<그림 A.2.146 Operation Group>

D. 메인 메뉴에서 Move & Remove Traveler 버튼을 클릭한 후 ▶ **Operation Group 1** 버튼

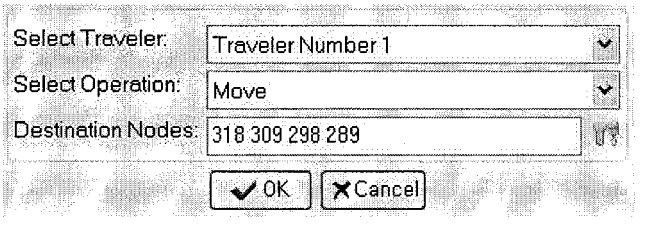
을 클릭하면 Move&Remove traveler 창을 열 수 있다.

· 그림 A.2.147과 같이 데이터 입력을 마친다.

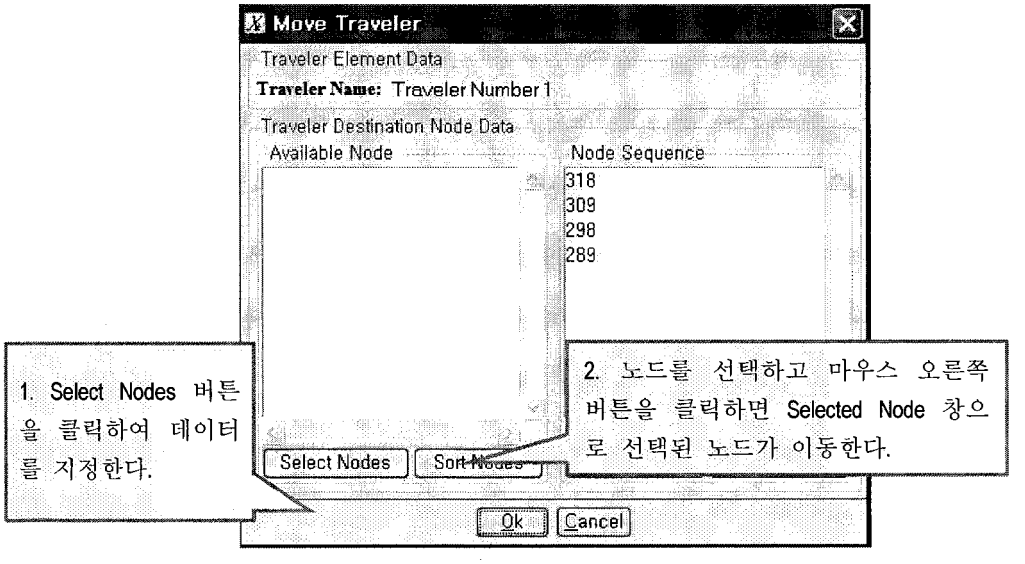
· 그림 A.2.148와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.

·



<그림 A.2.147 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.148 Move traveler dialog box>

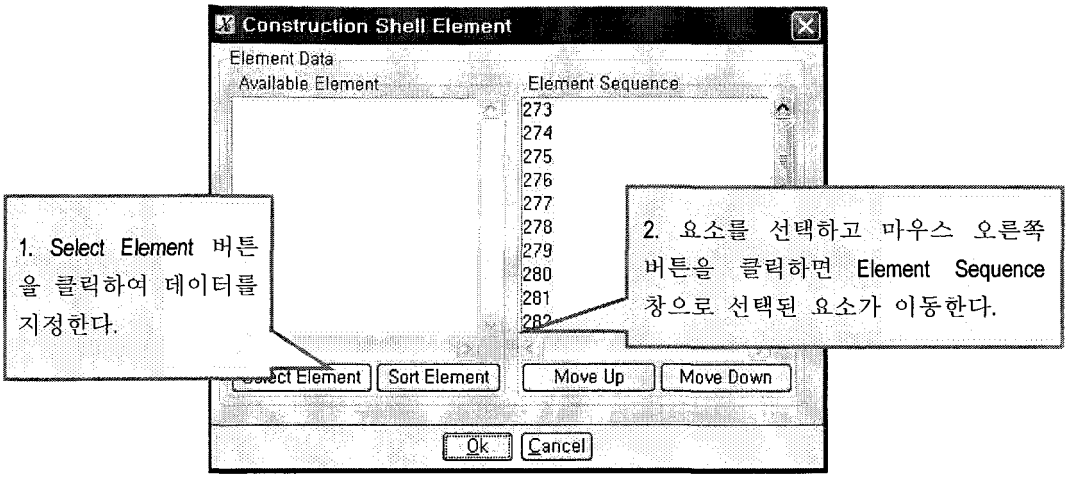
E. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 ▷ Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.11을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Traveler Group. (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.149와 같이 Move&Traveler 에서 생성된 Traveler Group을 볼 수 있다.



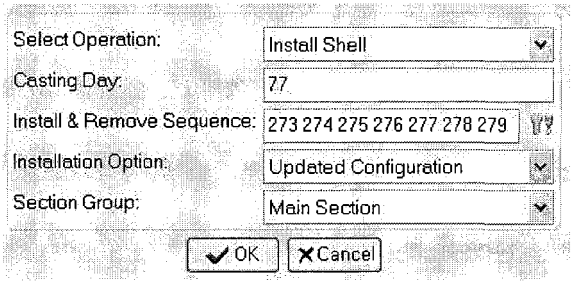
<그림 A.2.149 Move & Remove Traveler>

F. 메인 메뉴에서 Install & Remove Shell 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Install&removeShell 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.150과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.151과 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



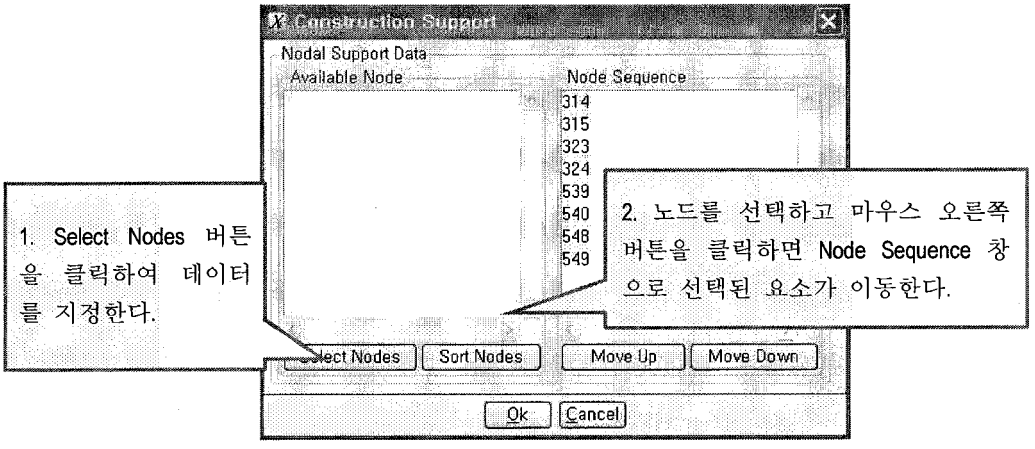
<그림 A.2.150 Element sequence for Install shell >



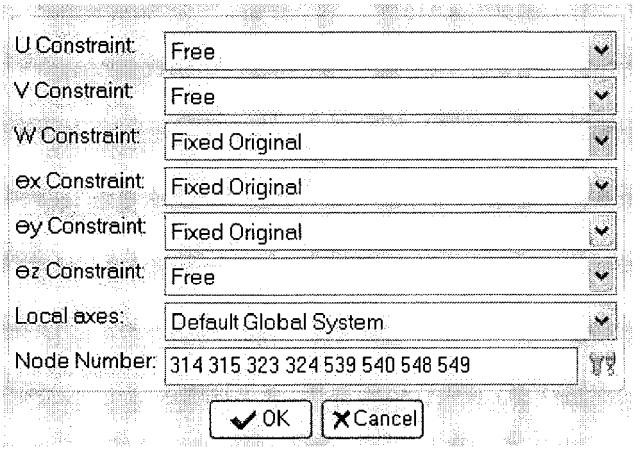
<그림 A.2.151 Install & Remove shell dialog box >

G. 메인 메뉴에서 Support Conditions 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Construction Support 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.152와 같이 지정하고자 하는 지점을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.153과 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.152 Construction support dialog box>



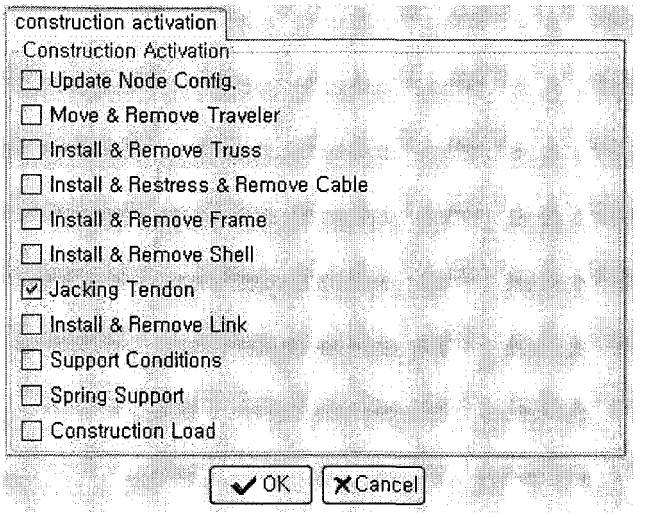
<그림 A.2.153 Support constraint dialog box>

- Construction Group 8

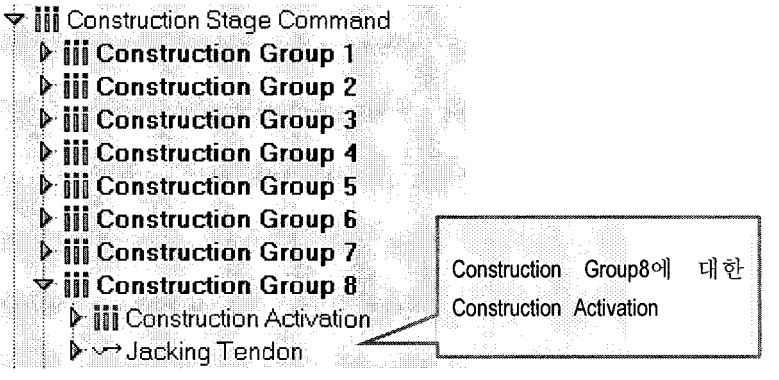
A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 8 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.154와 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.155와 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다



<그림 A.2.154 Construction activation dialog box for construction group 8>



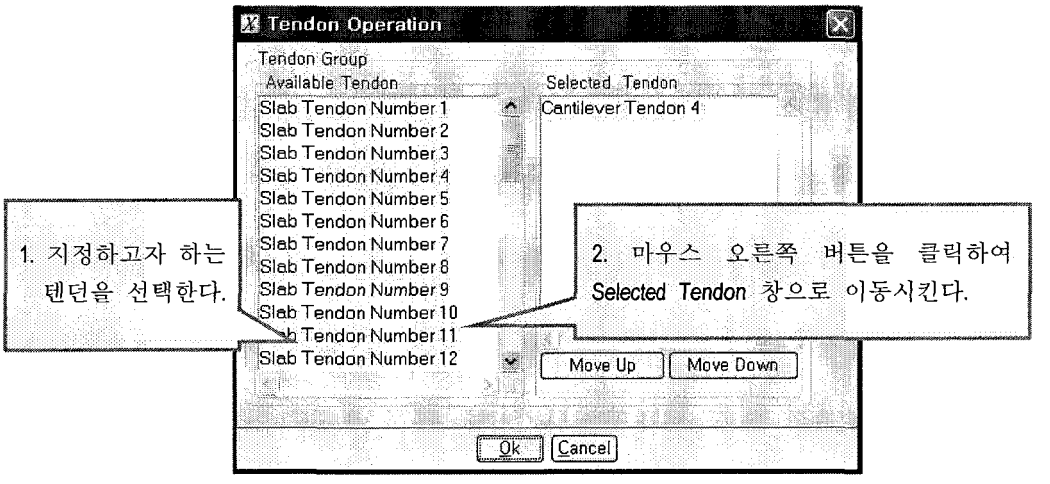
<그림 A.2.155 Construction tree menu for construction group 8>

A. 메인 메뉴에서 Jacking Tendon 버튼을 클릭 한 후 Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Jacking Tendon창을 열 수 있다.

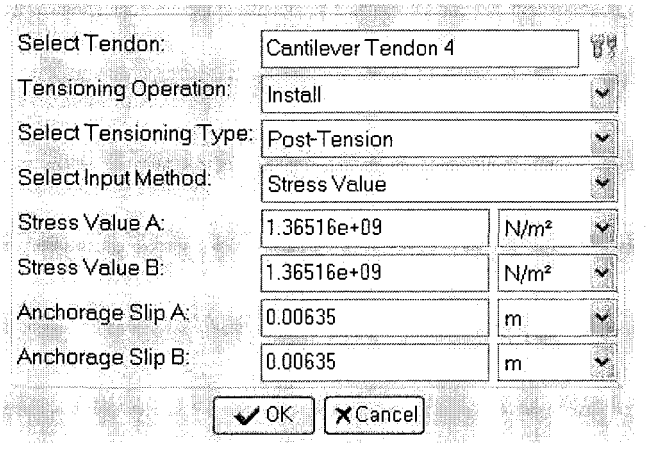
· 그림 A.2.156과 같이 지정하고자 하는 텐던을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· 그림 A.2.157과 같이 데이터 입력을 마친다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



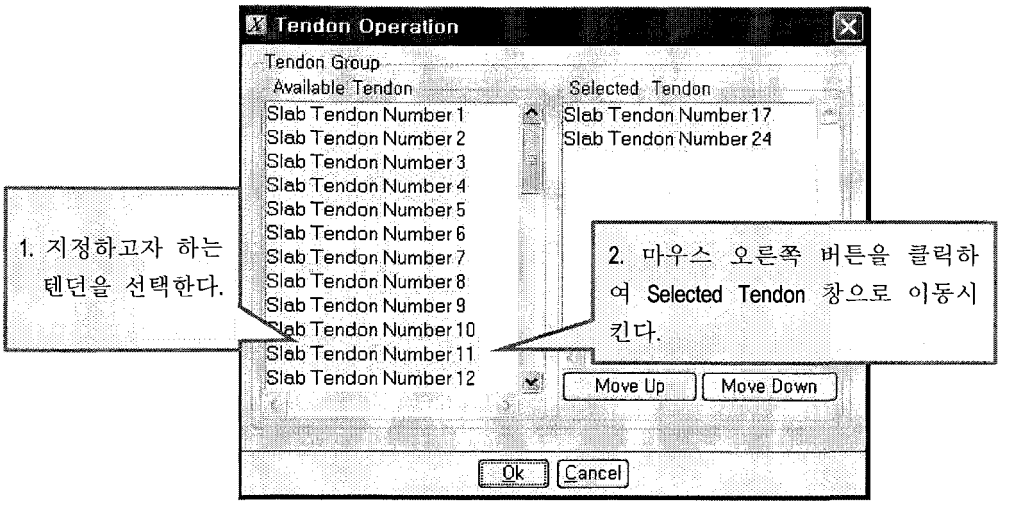
<그림 A.2.156 Tendon Operation>



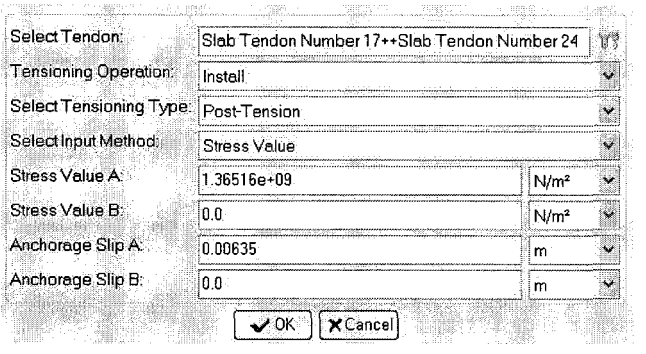
<그림 A.2.157 Jacking Tendon dialog box>

B. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Slab tendon 으로 이름을 변경한다. Slab tendon 을 더블 클릭하여 Jacking Tendon 창을 연다.

- 그림 A.2.158과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.159와 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.158 Tendon Operation>



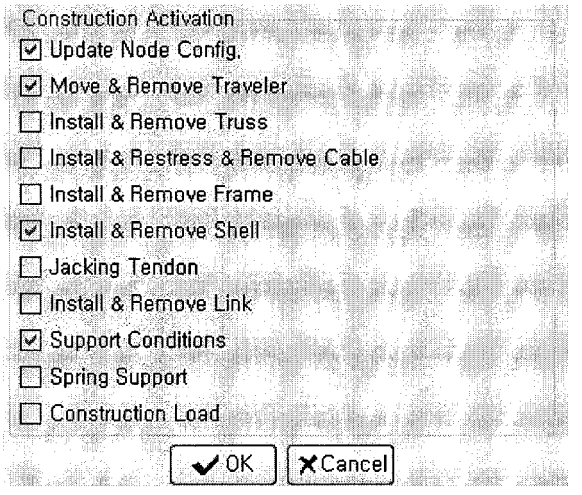
<그림 A.2.159 Jacking Tendon dialog box>

- Construction Group 9

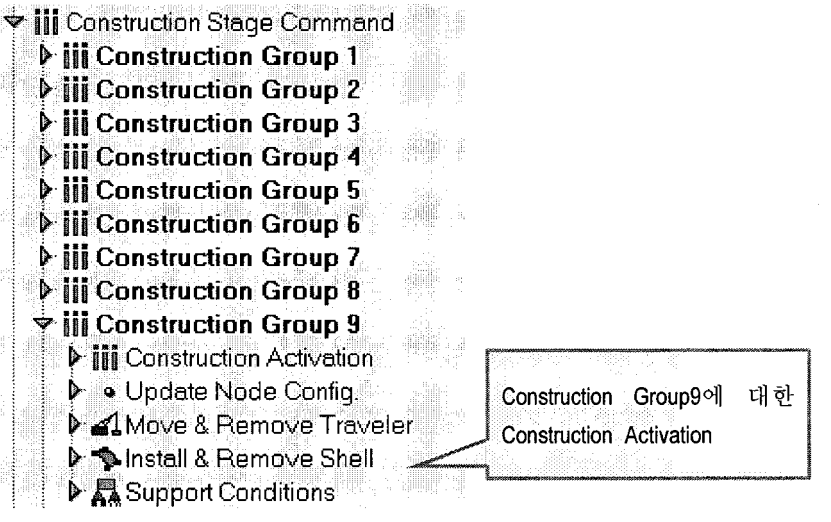
A. Construction Group 1 ▶ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 9 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.160과 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.161과 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다.



<그림 A.2.160 Construction activation dialog box for construction Group 9>

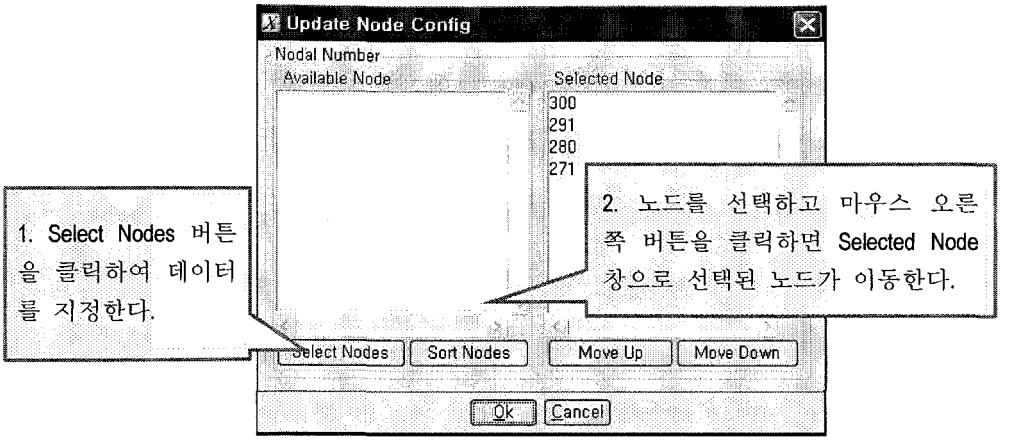


<그림 A.2.161 Construction tree menu for construction group 9>

B. 메인 메뉴에 있는 Update Node Config. 버튼과 ▷ Operation Group 1 을 클릭 하면 Group node dialog 창을 열 수 있다.

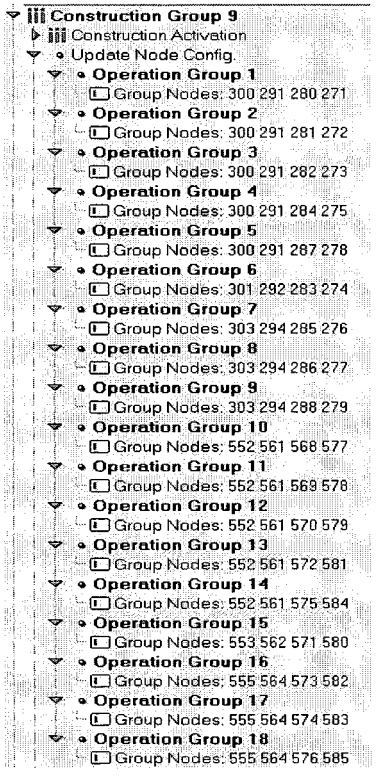
· 그림 A.2.162와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.162 Group node dialog box (Operation group 1)>

C. **Operation Group 1** 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 **Operation Group 2** 를 생성하고 **Operation Group 2** 에서 이 과정을 반복하여 **Operation Group 18** 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.10을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Operation Group (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.163과 같이 Update Node Config에서 생성된 Operation Group을 볼 수 있다.

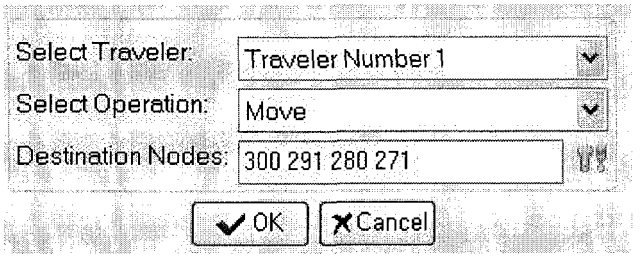


<그림 A.2.163 Operation Group>

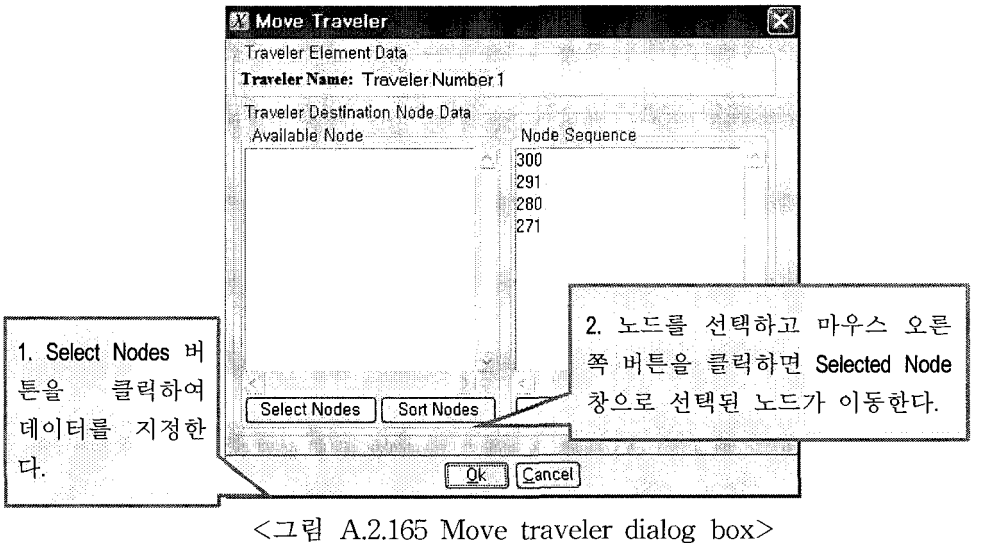
D. 메인 메뉴에서 Move & Remove Traveler 버튼을 클릭한 후 ▷ **Operation Group 1**

버튼을 클릭하면 Move&Remove traveler 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.164과 같이 데이터 입력을 마친다.
- 그림 A.2.165와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.164 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.165 Move traveler dialog box>

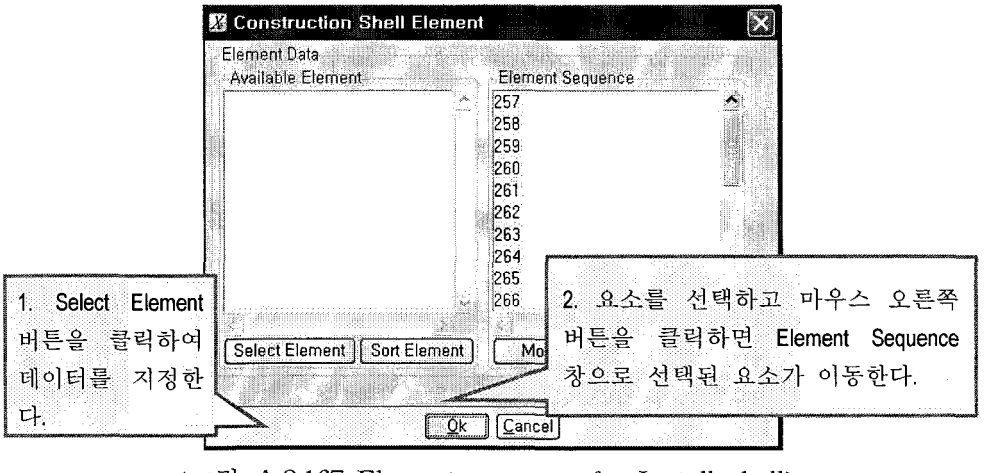
E. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정 을 반복하여 Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.11을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Traveler Group. (총 18개 Group)을 완성한다. 그러면 그림 A.2.166과 같이 Move&Traveler 에서 생성된 Traveler Group을 볼 수 있다.



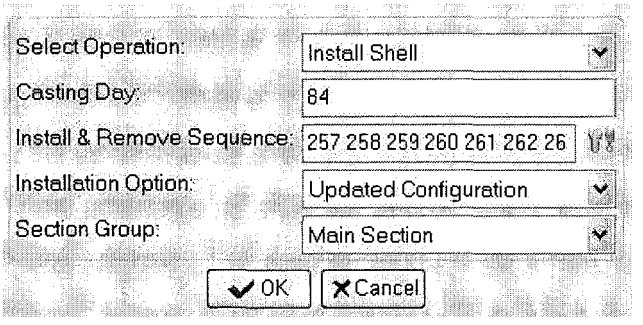
<그림 A.2.166 Move & Remove Traveler>

F. 메인 메뉴에서 Install & Remove Shell 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Install&removeShell 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.167과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.168과 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



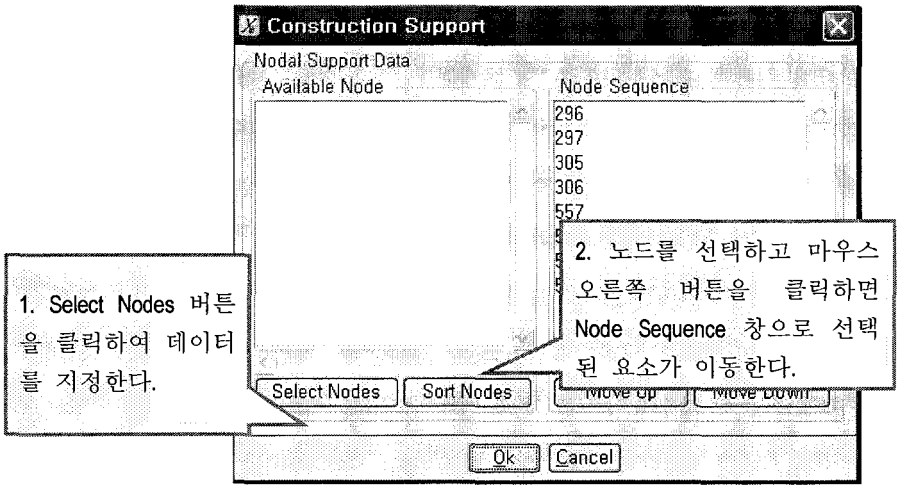
<그림 A.2.167 Element sequence for Install shell>



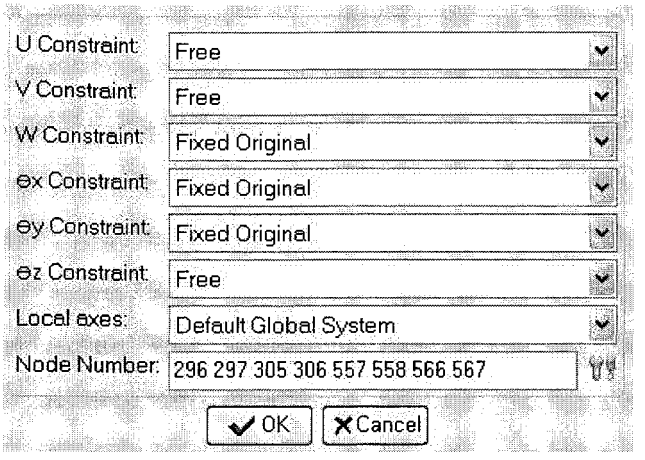
<그림 A.2.168 Install & Remove shell dialog box >

G. 메인 메뉴에서 Support Conditions 버튼을 클릭한 후 ▶ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Construction Support 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.169와 같이 지정하고자 하는 지점을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.170과 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.169 Construction support dialog box>



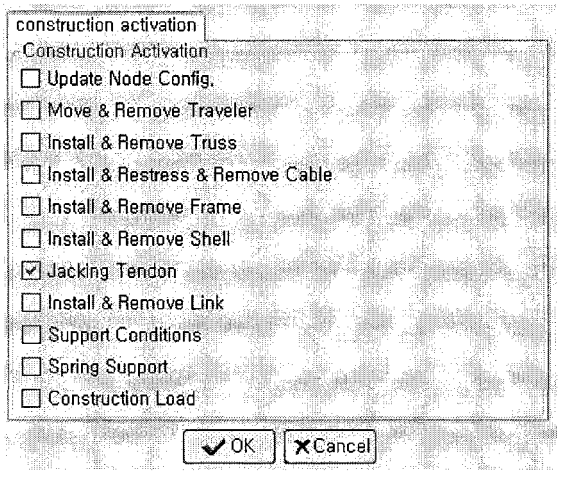
<그림 A.2.170 Support constraint dialog box >

- Construction Group 10

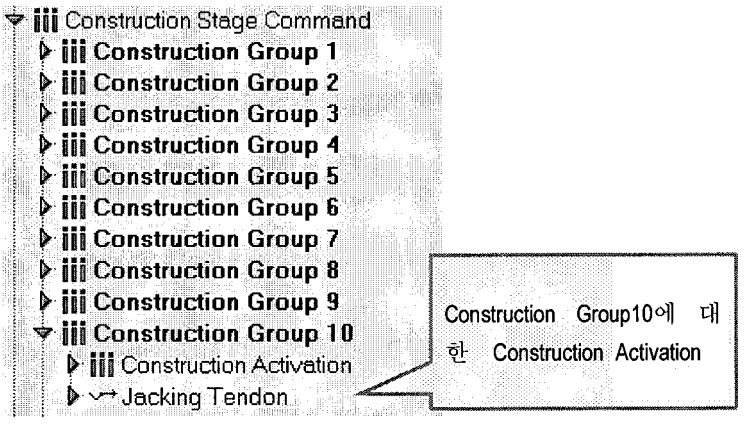
A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 10 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.171과 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.172와 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다



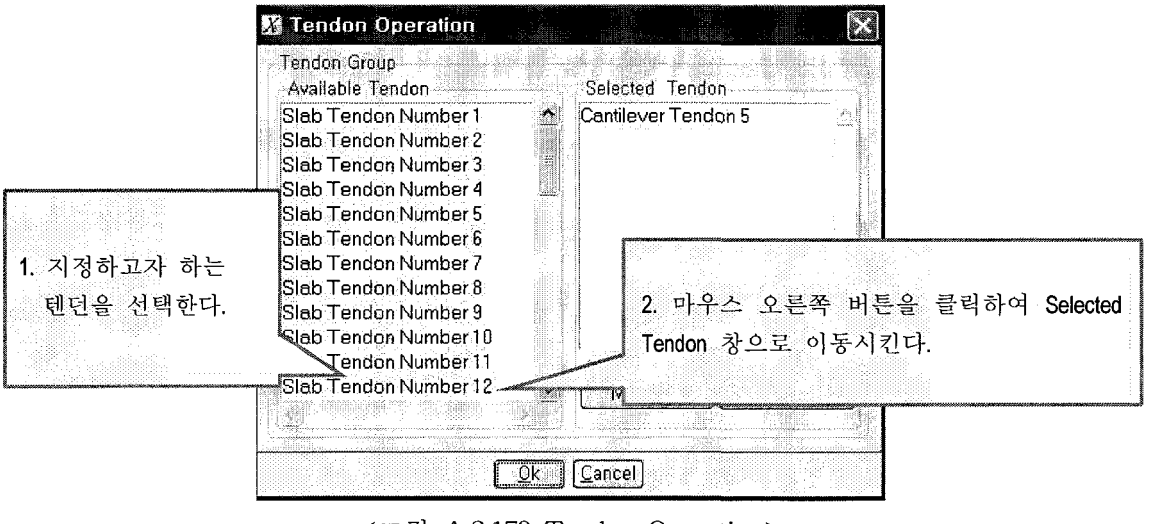
<그림 A.2.171 Construction activation dialog box for construction group 10>



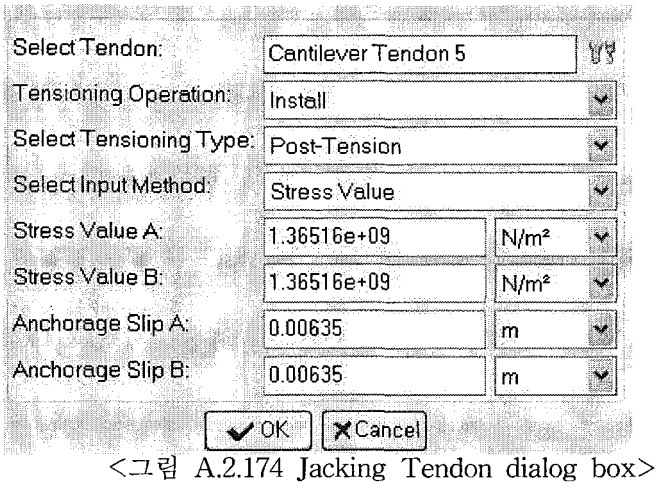
<그림 A.2.172 Construction tree menu for construction group 10>

A. 메인 메뉴에서 Jacking Tendon 버튼을 클릭 한 후 ▶ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Jacking Tendon창을 열 수 있다.

· 그림 A.2.173과 같이 지정하고자 하는 텐던을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
· 그림 A.2.174와 같이 데이터 입력을 마친다.
· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



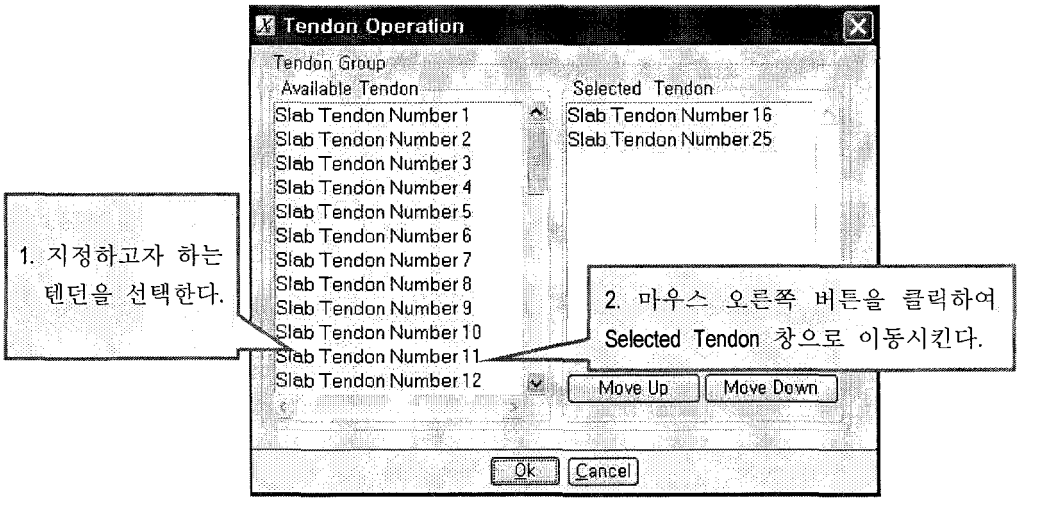
<그림 A.2.173 Tendon Operation>



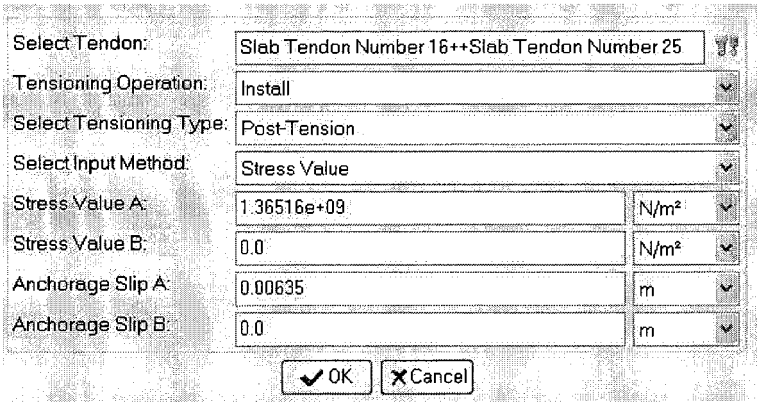
<그림 A.2.174 Jacking Tendon dialog box>

B. ↣Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▶ Copy 버튼을 선택하여 ↣Operation Group 2 를 생성하고 ↣Slab tendon 으로 이름을 변경 한다 ↣Slab tendon 을 더블 클릭하여 Jacking Tendon 창을 연다.

· 그림 A.2.175와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
· 그림 A.2.176과 같이 데이터 입력을 마친다.
· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.175 Tendon Operation>



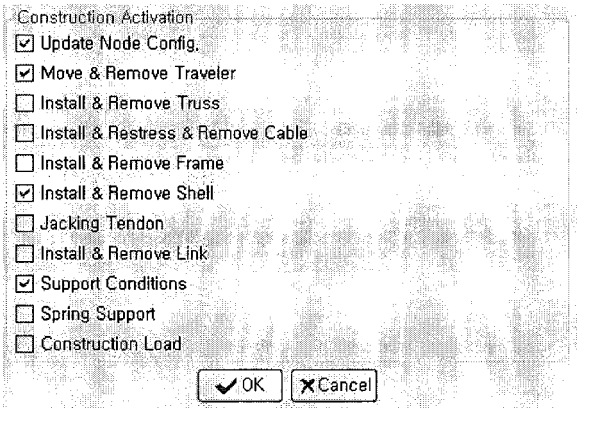
<그림 A.2.176 Jacking Tendon dialog box>

- Construction Group 11

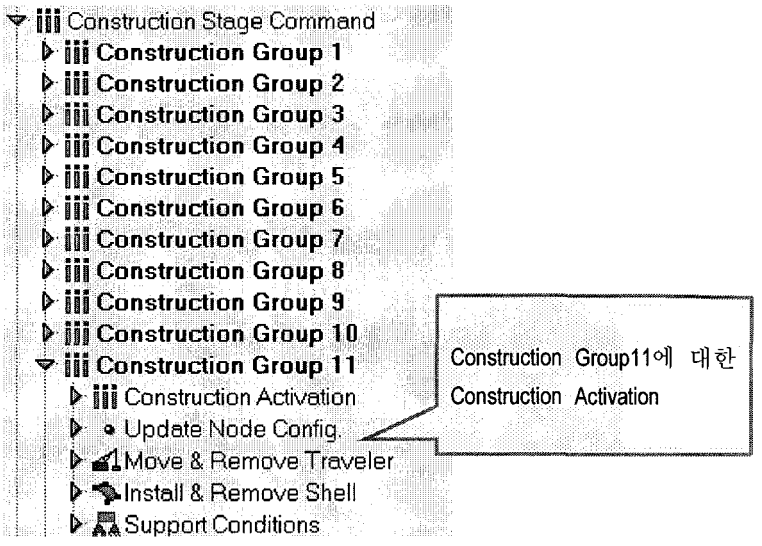
A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 11 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.177와 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.178와 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다.



<그림 A.2.177 Construction activation dialog box for construction Group 11>

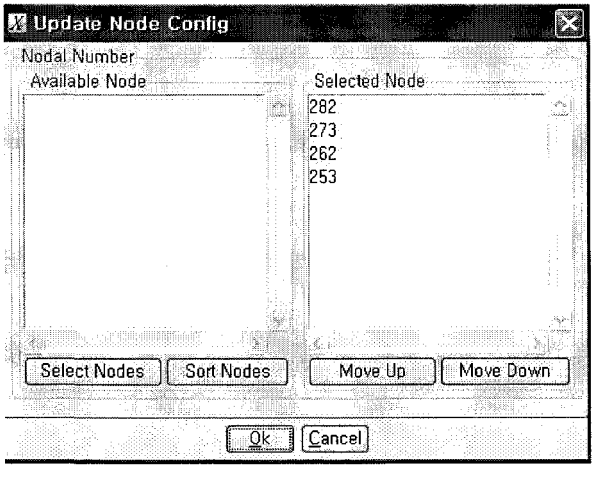


<그림 A.2.178 Construction tree menu for construction group 11>

B. 메인 메뉴에 있는 Update Node Config. 버튼과 ▷ Operation Group 1 을 클릭하면 Group node dialog 창을 열 수 있다.

· 그림 A.2.179과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

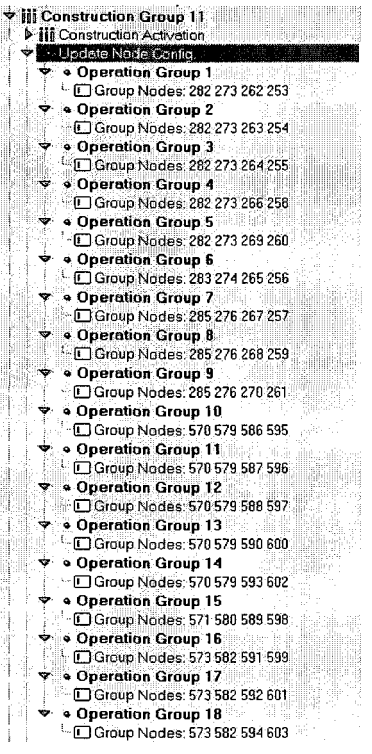
· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.179 Group node dialog box (Operation group 1)>

C. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.10을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Operation Group (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.180와 같이

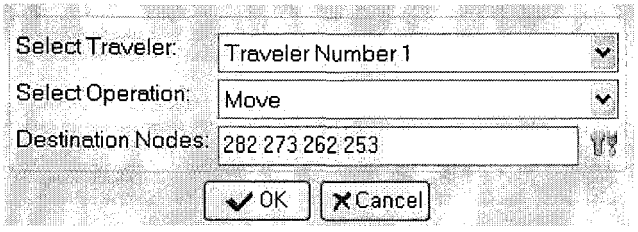
Update Node Config에서 생성된 Operation Group을 볼 수 있다.



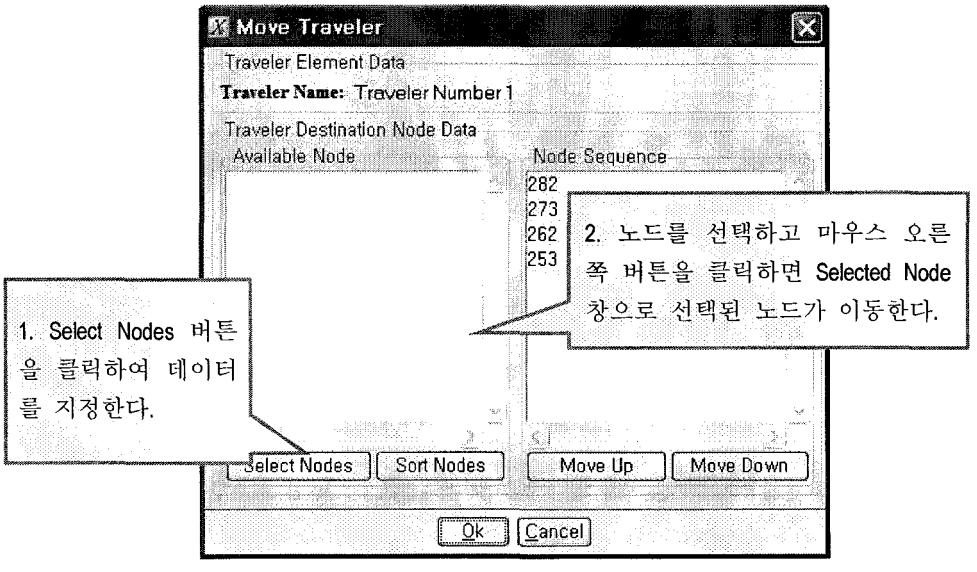
<그림 A.2.180 Operation Group>

D. 메인 메뉴에서 Move & Remove Traveler 버튼을 클릭한 후 ▶ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Move&Remove traveler 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.181과 같이 데이터 입력을 마친다.
- 그림 A.2.182와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.181 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.182 Move traveler dialog box>

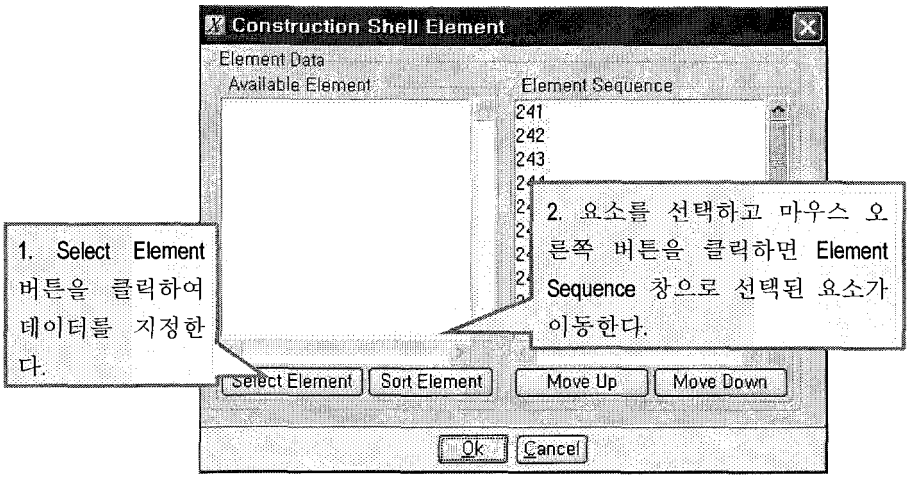
E. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 ▷ Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.11을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Traveler Group. (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.183과 같이 Move&Traveler 에서 생성된 Traveler Group을 볼 수 있다.



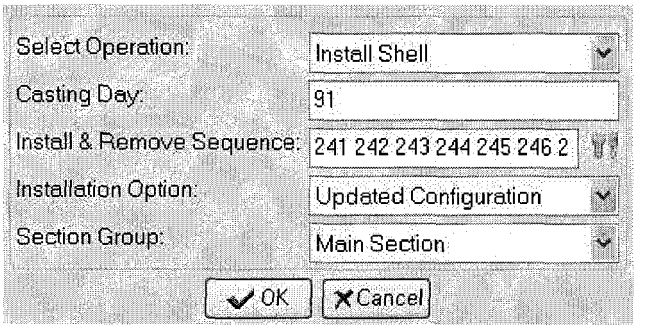
<그림 A.2.183 Move & Remove Traveler>

F. 메인 메뉴에서 Install & Remove Shell 버튼을 클릭한 후 ▶ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Install&remove Shell 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.184과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.185과 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



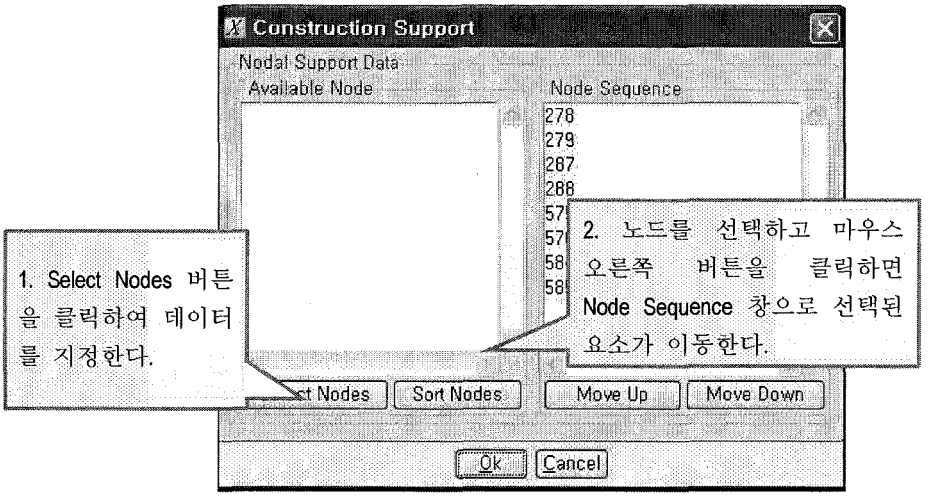
<그림 A.2.184 Element sequence for Install Shell>



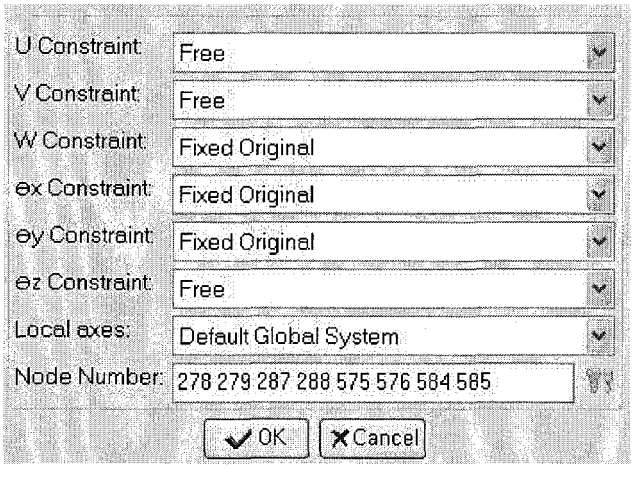
<그림 A.2.185 Install & Remove Shell dialog box >

G. 메인 메뉴에서 Support Conditions 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Construction Support 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.186과 같이 지정하고자 하는 지점을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.187과 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.186 Construction support dialog box >



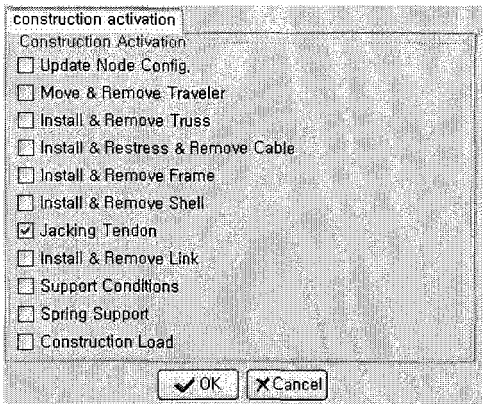
<그림 A.2.187 Support constraint dialog box>

- Construction Group12

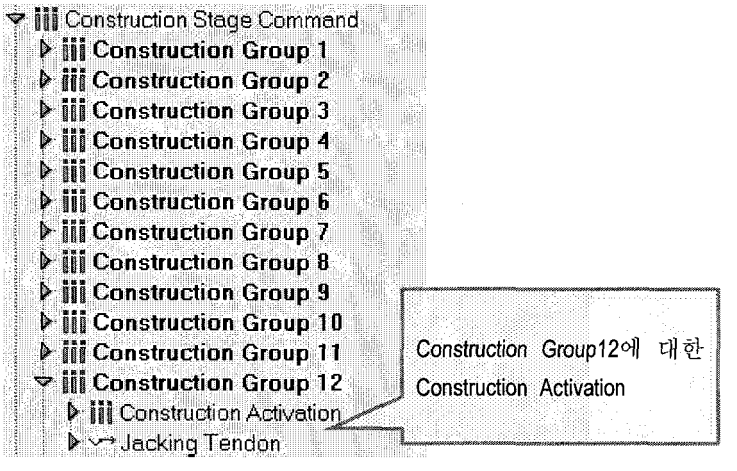
A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 12 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.188와 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.189와 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다



<그림 A.2.188 Construction activation dialog box for construction group 12>



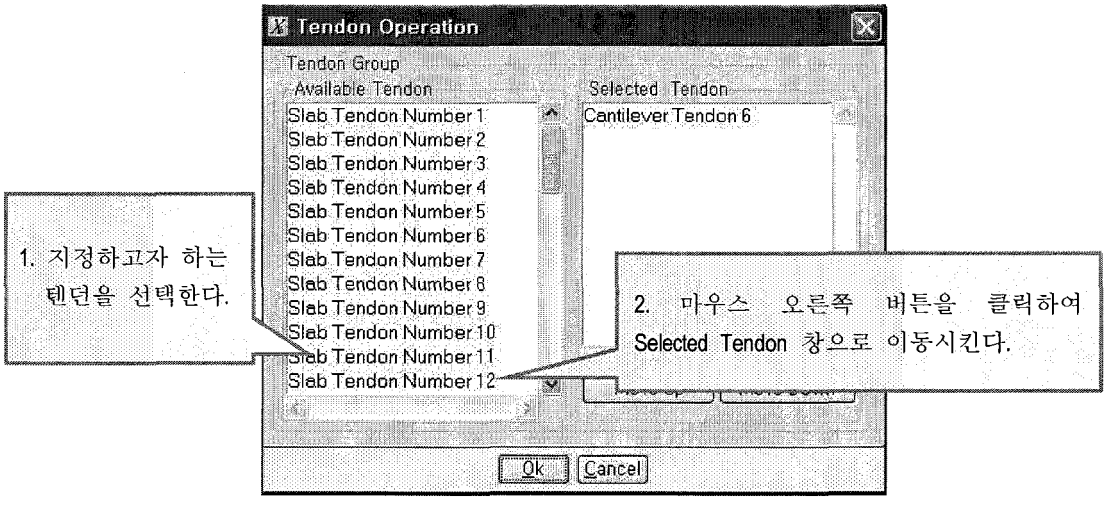
<그림 A.2.189 Construction tree menu for construction group 12>

B. 메인 메뉴에서 Jacking Tendon 버튼을 클릭 한 후 Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Jacking Tendon창을 열 수 있다.

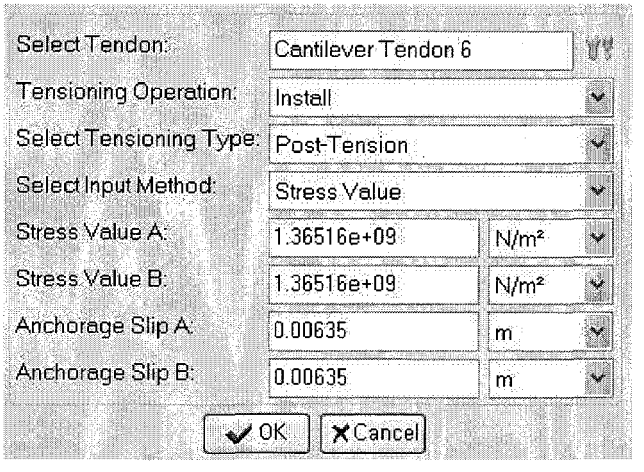
· 그림 A.2.190과 같이 지정하고자 하는 텐던을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· 그림 A.2.191과 같이 데이터 입력을 마친다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



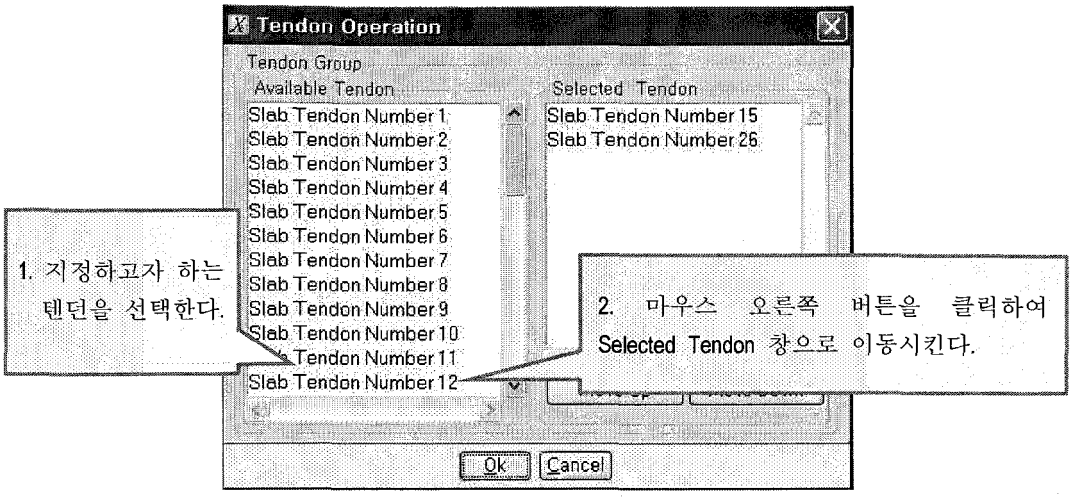
<그림 A.2.190 Tendon Operation>



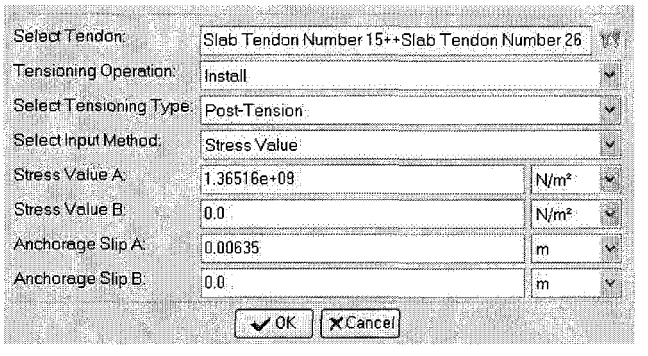
<그림 A.2.191 Jacking Tendon dialog box>

C. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Slab tendon 으로 이름을 변경한다. Slab tendon 을 더블 클릭하여 Jacking Tendon 창을 연다.

- 그림 A.2.192과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.193과 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다



<그림 A.2.192 Tendon Operation>



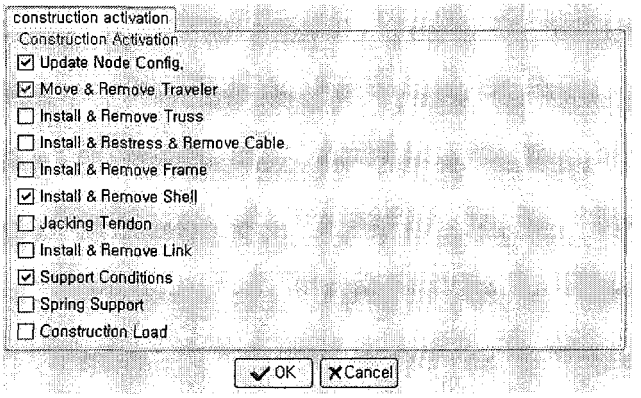
<그림 A.2.193 Jacking Tendon dialog box>

- Construction Group 13

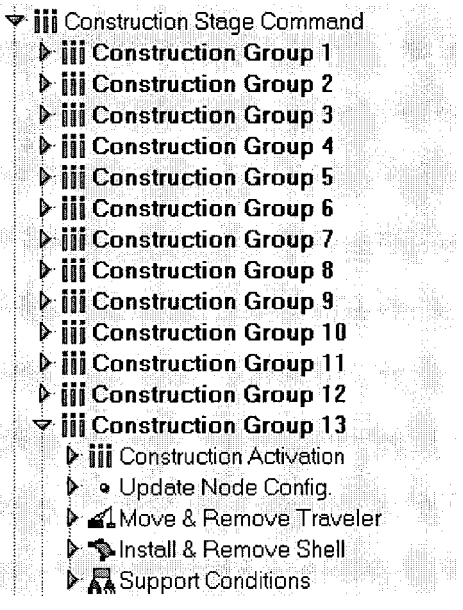
A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 13 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.194와 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.27.195와 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다



<그림 A.2.194 Construction activation dialog box for construction Group 13>

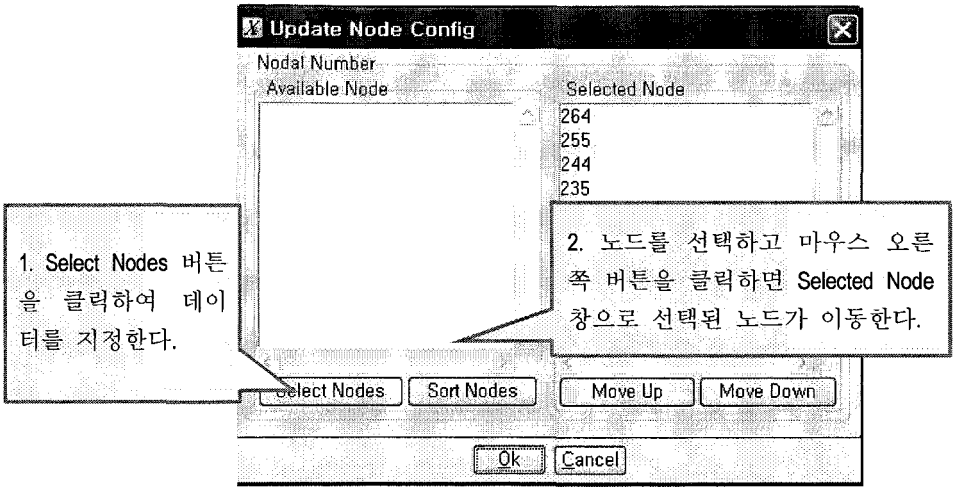


<그림 A.2.195 Construction tree menu for construction group 13>

B. 메인 메뉴에 있는 Update Node Config. 버튼과 ▷ Operation Group 1 을 클릭하면 Group node dialog 창을 열 수 있다.

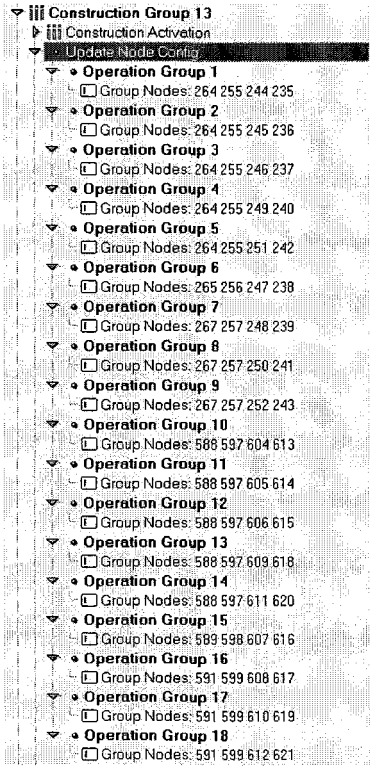
· 그림 A.2.196과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.196 Group node dialog box (Operation group 1)>

C. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.10을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Operation Group (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.197과 같이 Update Node Config에서 생성된 Operation Group을 볼 수 있다.



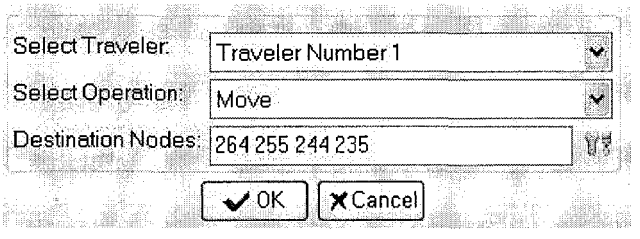
<그림 A.2.197 Operation Group>

D. 메인 메뉴에서 Move & Remove Traveler 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Move&Remove traveler 창을 열 수 있다.

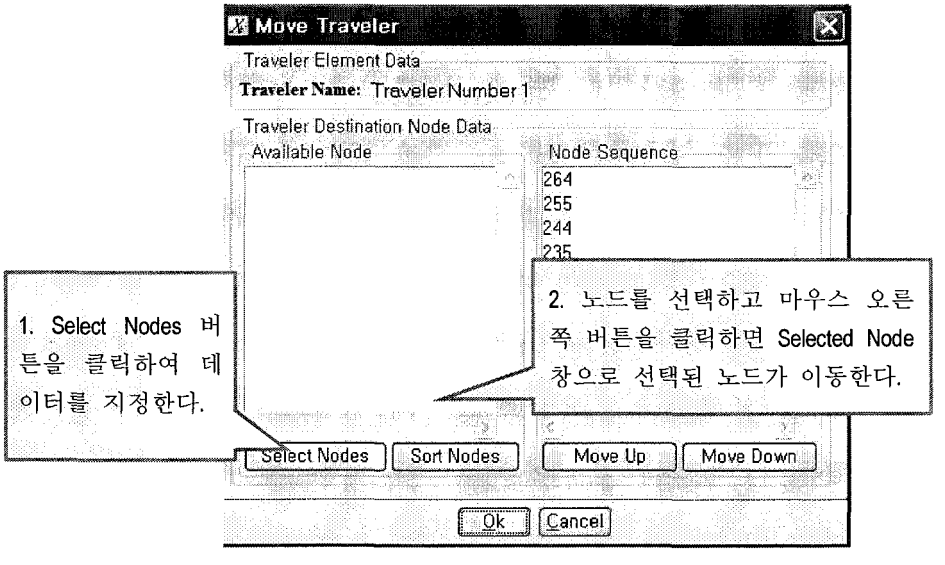
· 그림 A.2.198과 같이 데이터 입력을 마친다.

· 그림 A.2.199와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.

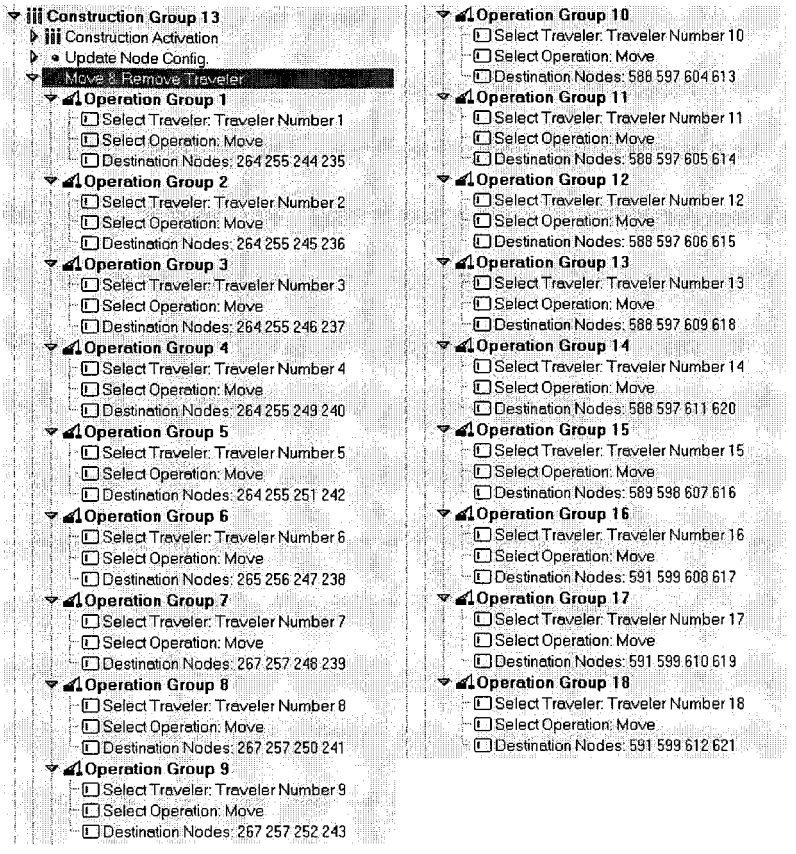


<그림 A.2.198 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.199 Move traveler dialog box>

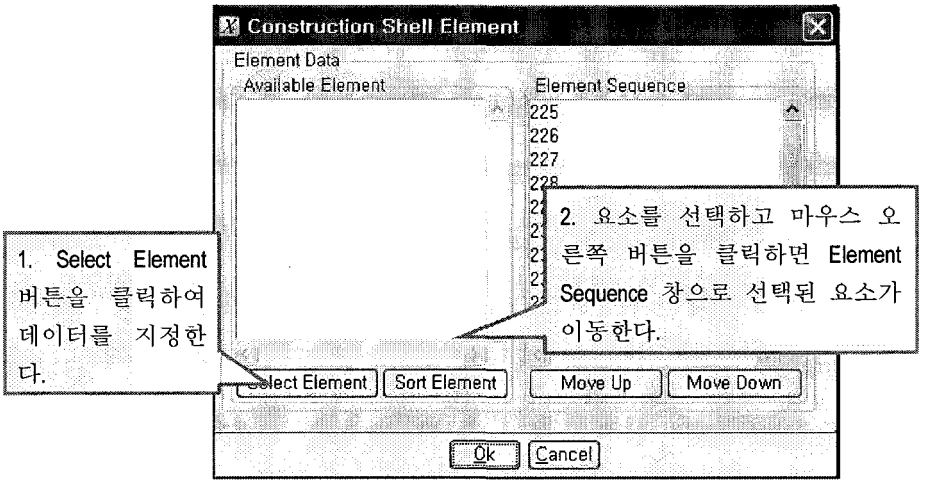
E. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 ▷ Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.11을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Traveler Group. (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.200과 같이 Move&Traveler 에서 생성된 Traveler Group을 볼 수 있다.



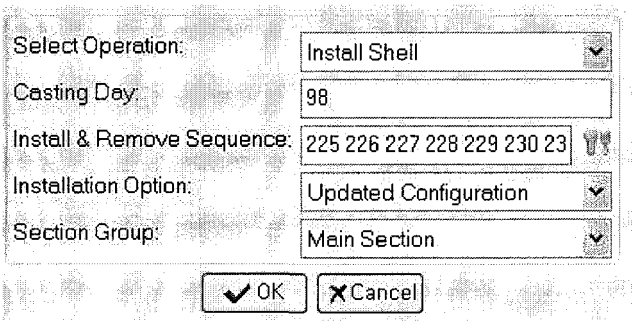
<그림 A.2.200 Move & Remove Traveler>

F. 메인 메뉴에서 Install & Remove Shell 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Install&remove Shell 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.201과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.202와 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



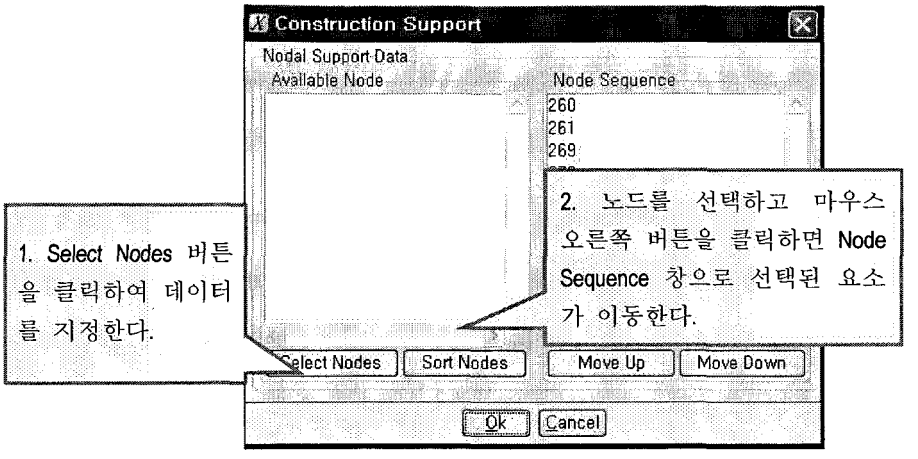
<그림 A.2.201 Element sequence for Install Shell>



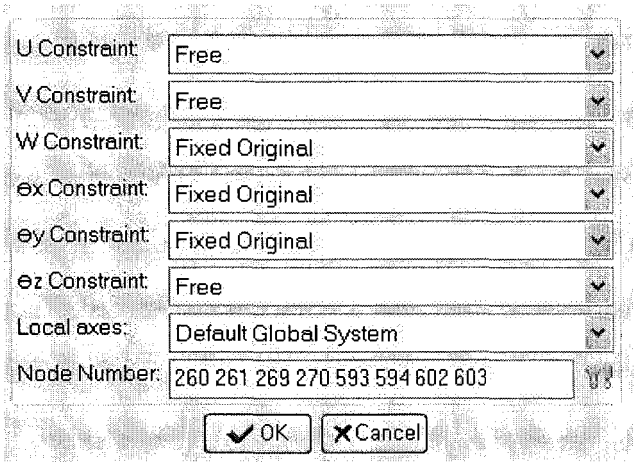
<그림 A.2.202 Install & Remove Shell dialog box >

G. 메인 메뉴에서 Support Conditions 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Construction Support 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.203과 같이 지정하고자 하는 지점을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.204와 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.203 Construction support dialog box >



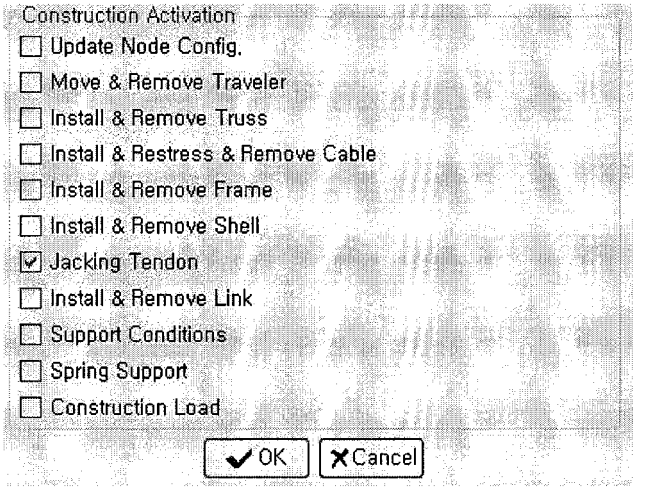
<그림 A.2.204 Support constraint dialog box >

- Construction Group14

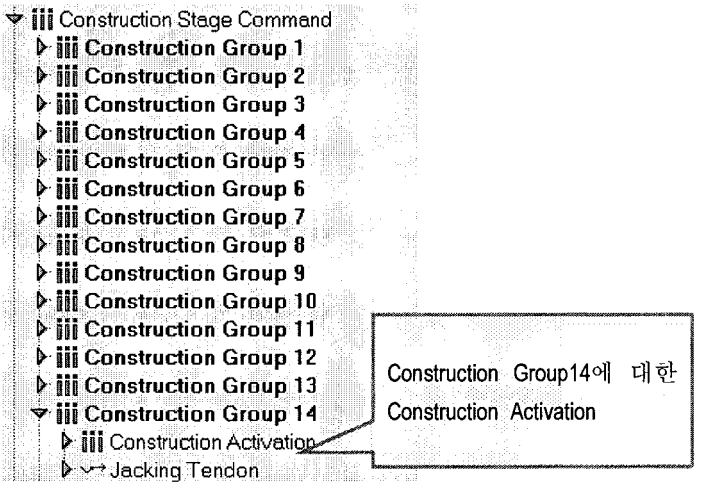
A. Construction Group 1 ▶ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 14 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.205와 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.27.206과 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다



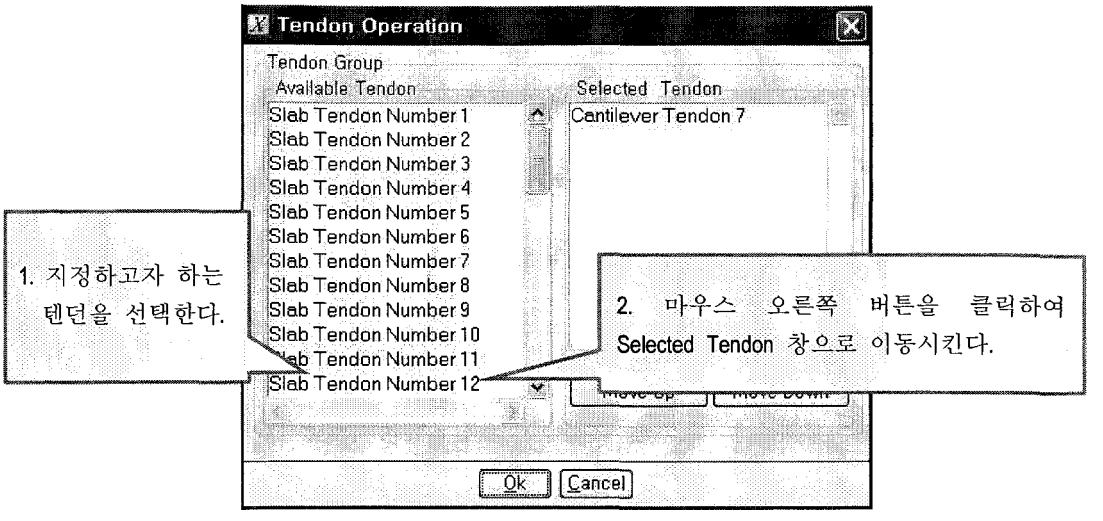
<그림 A.2.205 Construction activation dialog box for construction group 14>



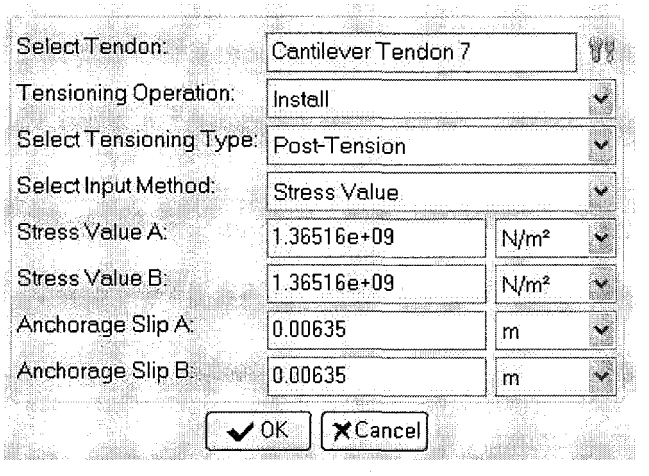
<그림 A.2.206 Construction tree menu for construction group 14>

B. 메인 메뉴에서 Jacking Tendon 버튼을 클릭 한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Jacking Tendon창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.207과 같이 지정하고자 하는 텐던을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.208과 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



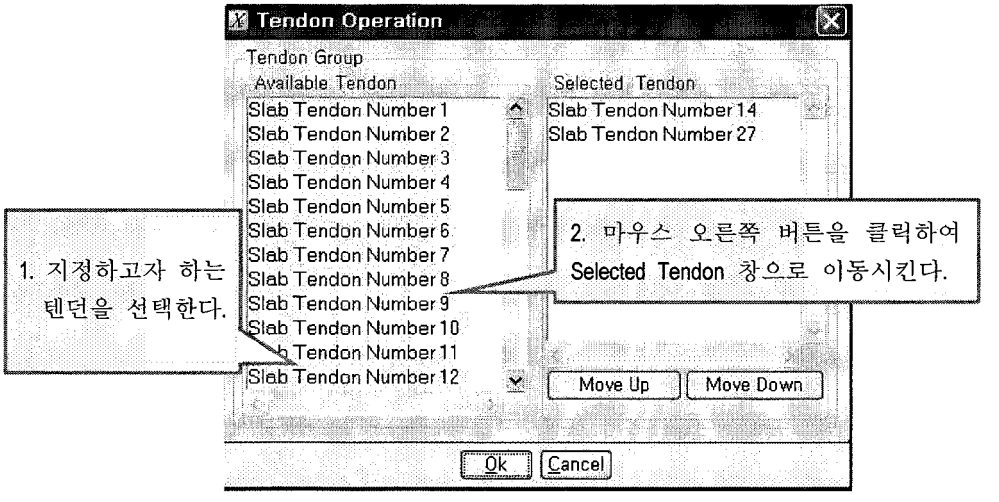
<그림 A.2.207 Tendon Operation>



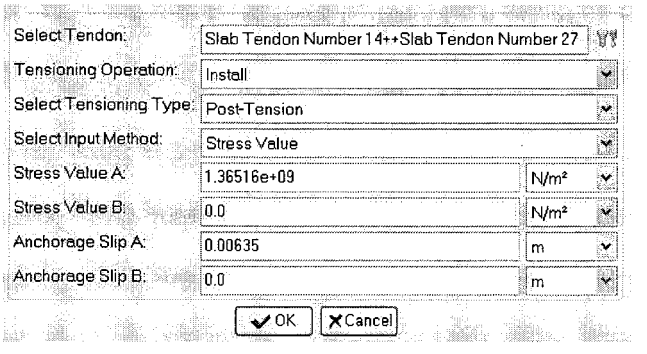
<그림 A.2.208 Jacking Tendon dialog box>

C. ↝Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 ↝Operation Group 2 를 생성하고 ↝Slab tendon 으로 이름을 변경한다. ↝Slab tendon 을 더블 클릭하여 Jacking Tendon 창을 연다.

· 그림 A.2.209와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
· 그림 A.2.210과 같이 데이터 입력을 마친다.
· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.209 Tendon Operation>



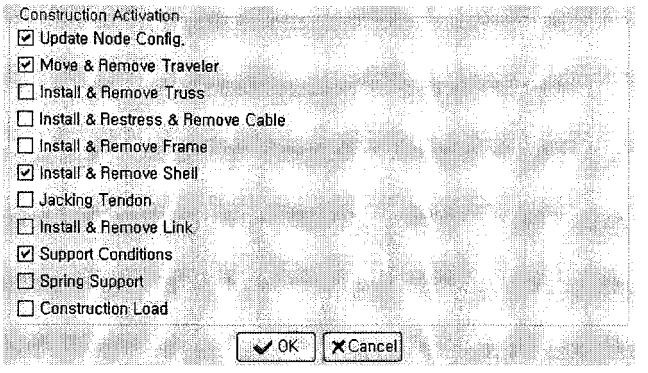
<그림 A.2.210 Jacking Tendon dialog box>

- Construction Group 15

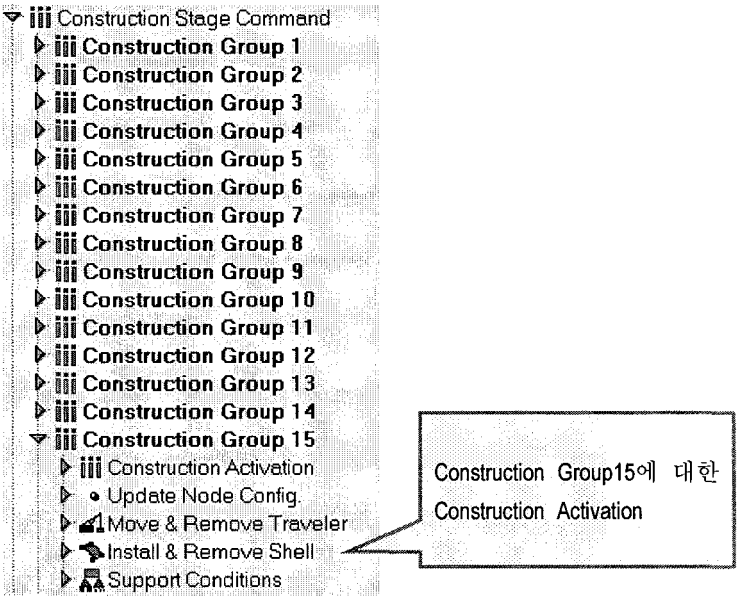
A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 15 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.211과 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.212와 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다



<그림 A.2.211 Construction activation dialog box for construction Group 15>

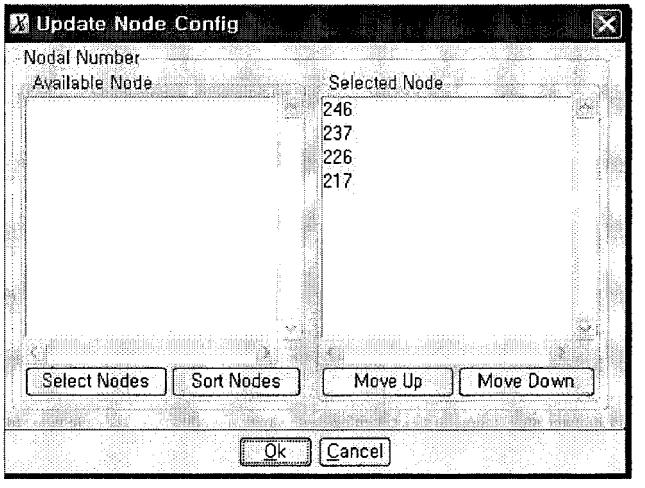


<그림 A.2.212 Construction tree menu for construction group 15>

B. 메인 메뉴에 있는 Update Node Config. 버튼과 Operation Group 1 을 클릭하면 Group node dialog 창을 열 수 있다.

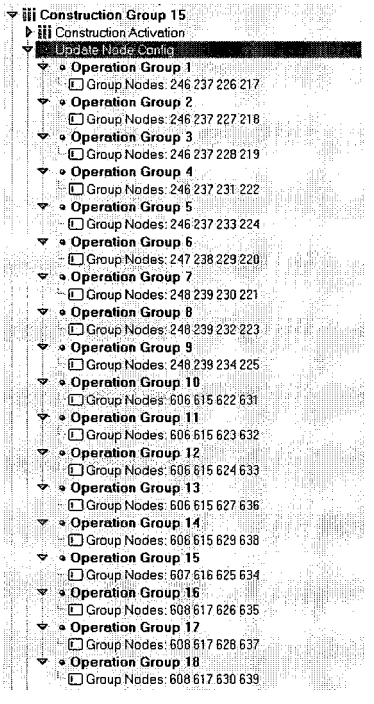
· 그림 A.2.213과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.213 Group node dialog box (Operation group 1)>

C. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.10을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Operation Group (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.214와 같이 Update Node Config에서 생성된 Operation Group을 볼 수 있다.



<그림 A.2.214 Operation Group>

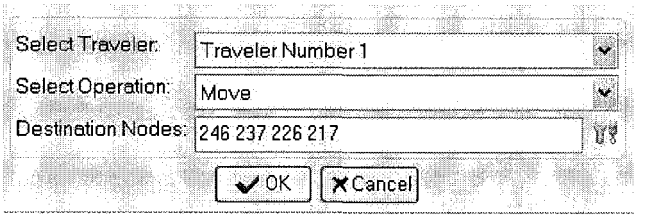
D. 메인 메뉴에서 Move & Remove Traveler 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼

을 클릭하면 Move&Remove traveler 창을 열 수 있다.

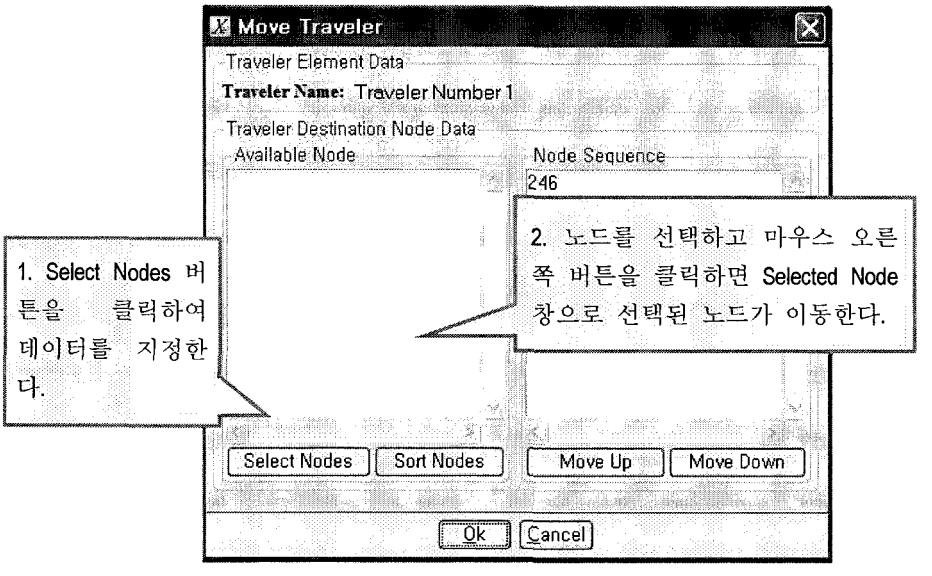
· 그림 A.2.215와 같이 데이터 입력을 마친다.

· 그림 A.2.216과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.215 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.216 Move traveler dialog box>

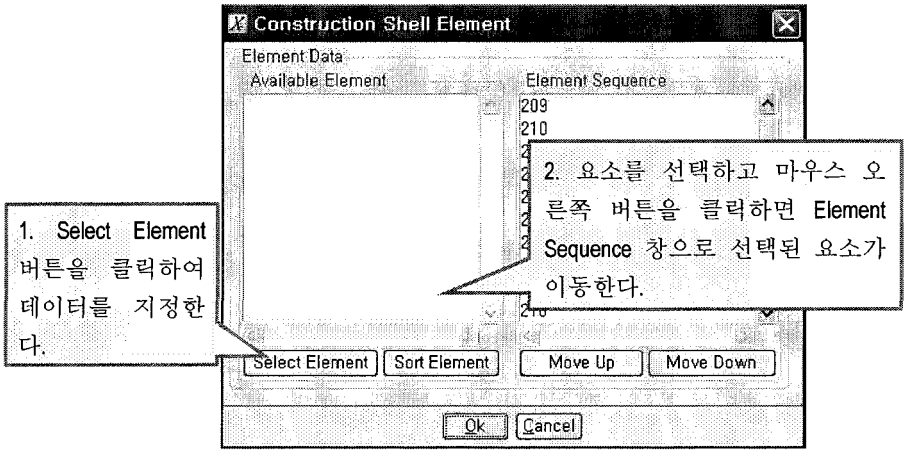
E. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.11을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Traveler Group. (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.217과 같이 Move&Traveler 에서 생성된 Traveler Group을 볼 수 있다.



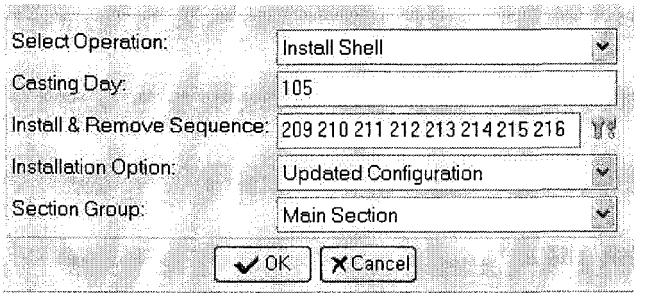
<그림 A.2.217 Move & Remove Traveler>

F. 메인 메뉴에서 Install & Remove Shell 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Install&remove Shell 창을 열 수 있다.

· 그림 A.2.218과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
· 그림 A.2.219와 같이 데이터 입력을 마친다.
· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



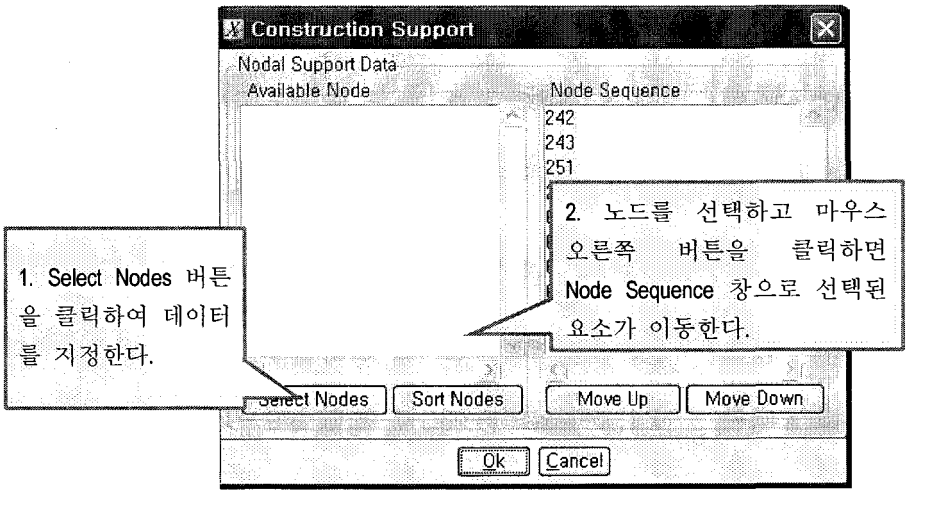
<그림 A.2.218 Element sequence for Install Shell>



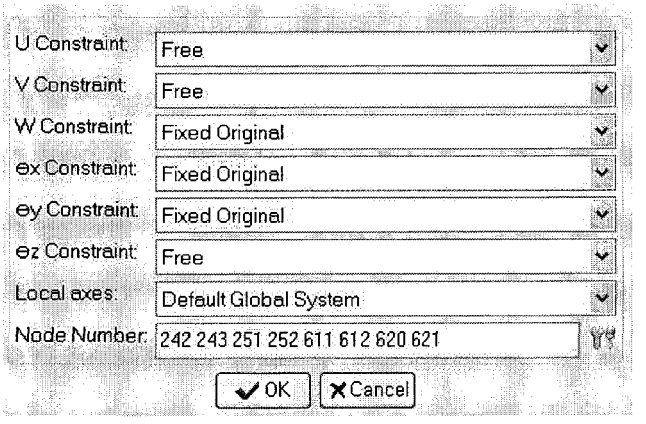
<그림 A.2.219 Install & Remove Shell dialog box >

G. 메인 메뉴에서 Support Conditions 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Construction Support 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.220과 같이 지정하고자 하는 지점을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.221과 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.220 Construction support dialog box>



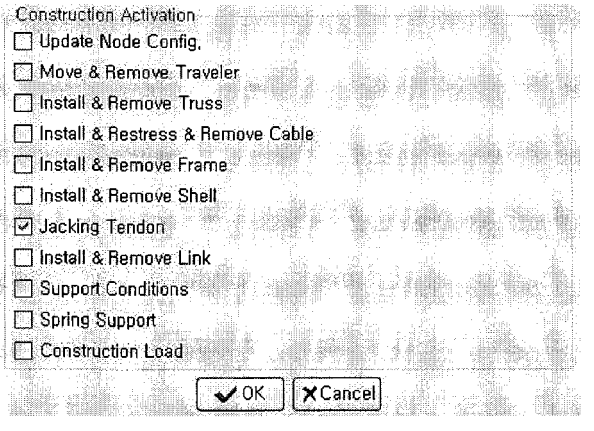
<그림 A.2.221 Support constraint dialog box >

- Construction Group 16

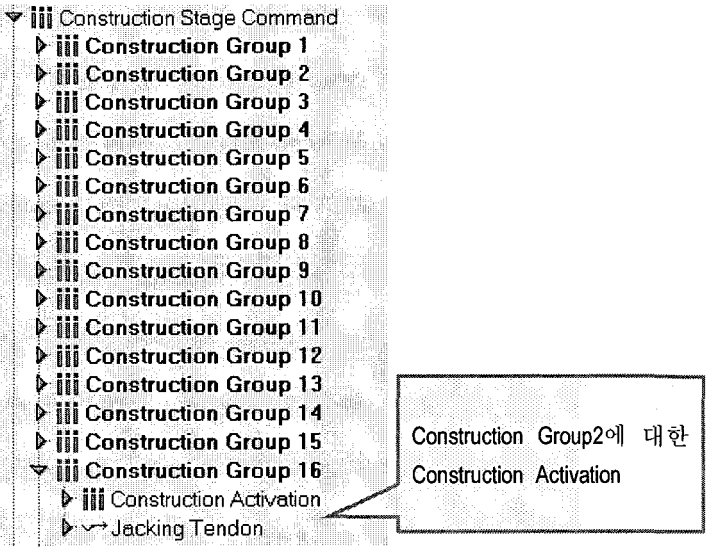
A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 16 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.222와 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.27.223과 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다.



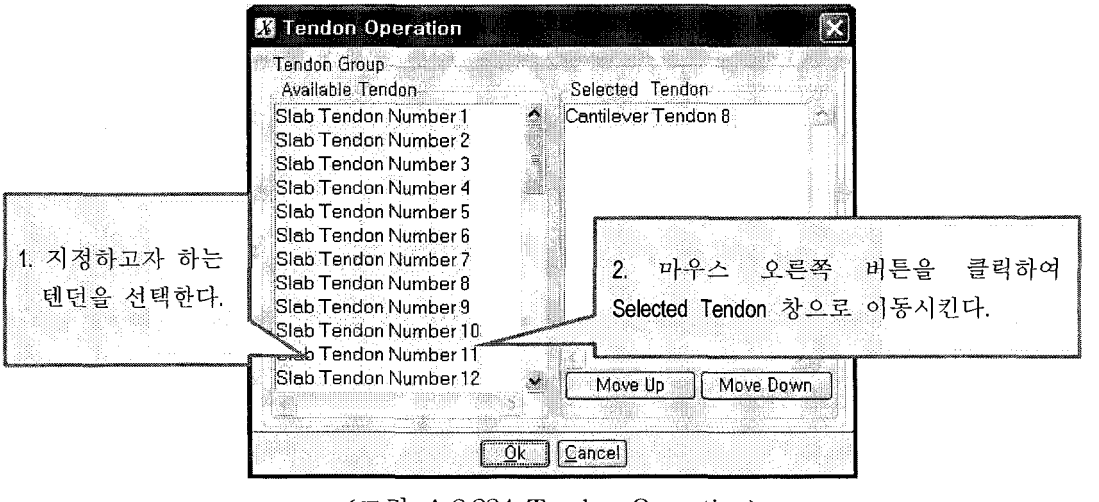
<그림 A.2.222 Construction activation dialog box for construction group 16>



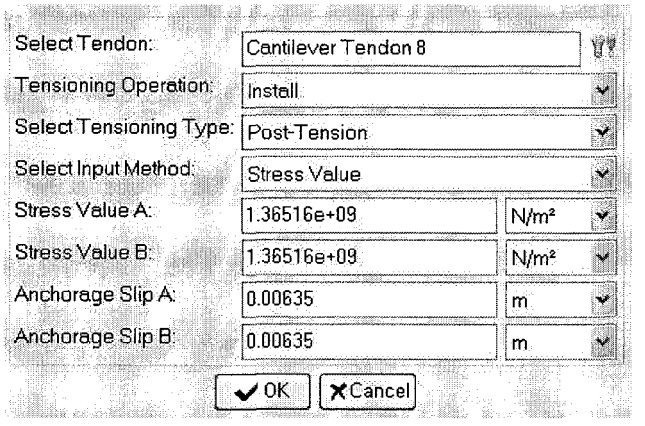
<그림 A.2.223 Construction tree menu for construction group 16>

B. 메인 메뉴에서 Jacking Tendon 버튼을 클릭 한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Jacking Tendon창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.224와 같이 지정하고자 하는 텐던을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.225와 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.224 Tendon Operation>



<그림 A.2.225 Jacking Tendon dialog box>

C. Right Click on ▷ Operation Group 1 ▷ Copy button to create the Operation Group 2, and change the name Slab tendon double click Slab tendon to open the Jacking Tendon dialog box for construction group16.

· Click to open Tendon Operation to selected Tendon as shown in 그림 A.27.226

· Complete the data as shown in 그림 A.2.227

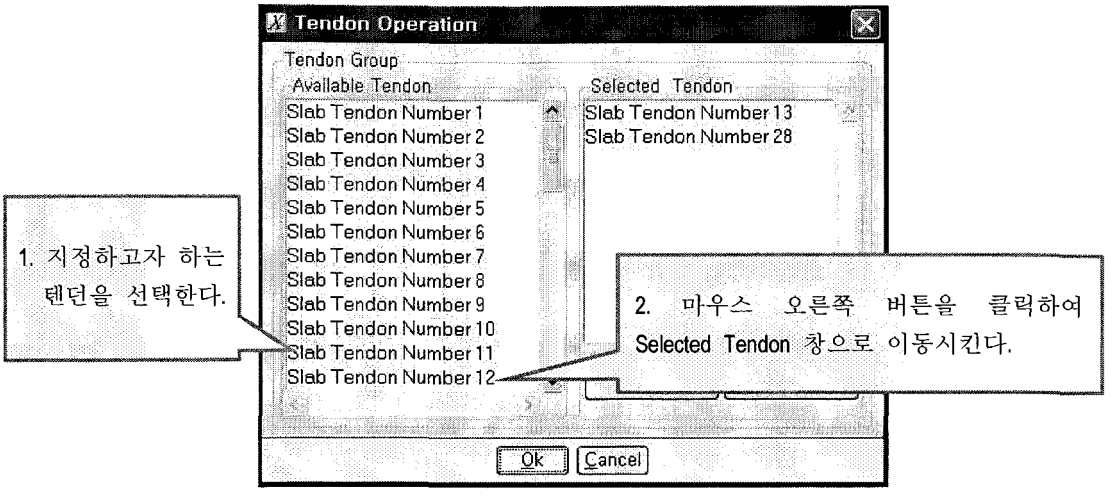
· Click OK to accept data.

Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Slab tendon 으로 이름을 변경한다. Slab tendon 을 더블 클릭하여 Jacking Tendon 창을 연다.

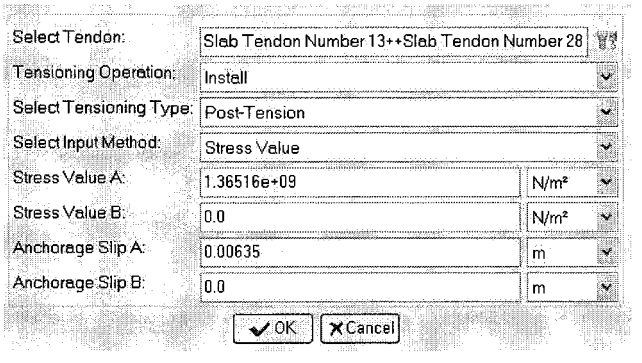
· 그림 A.2.226과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· 그림 A.2.277과 같이 데이터 입력을 마친다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.226 Tendon Operation>



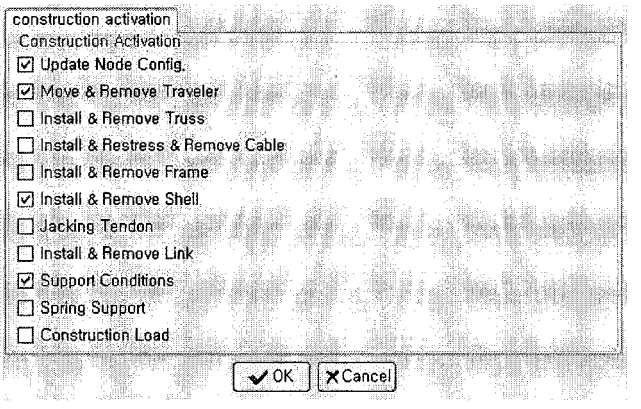
<그림 A.2.227 Jacking Tendon dialog box>

- Construction Group 17

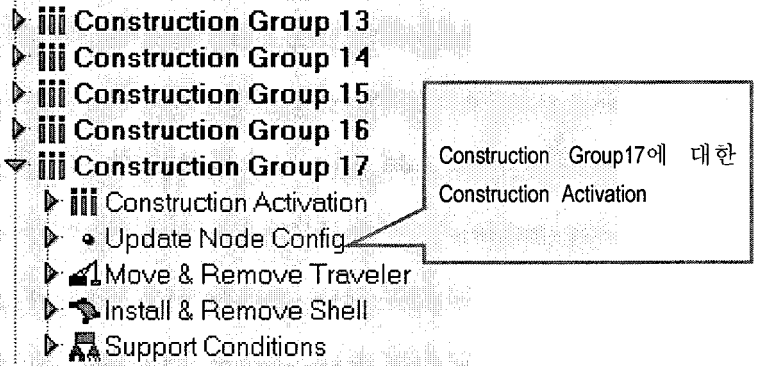
A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 17 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.228과 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.229와 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다



<그림 A.2.228 Construction activation dialog box for construction Group 17>

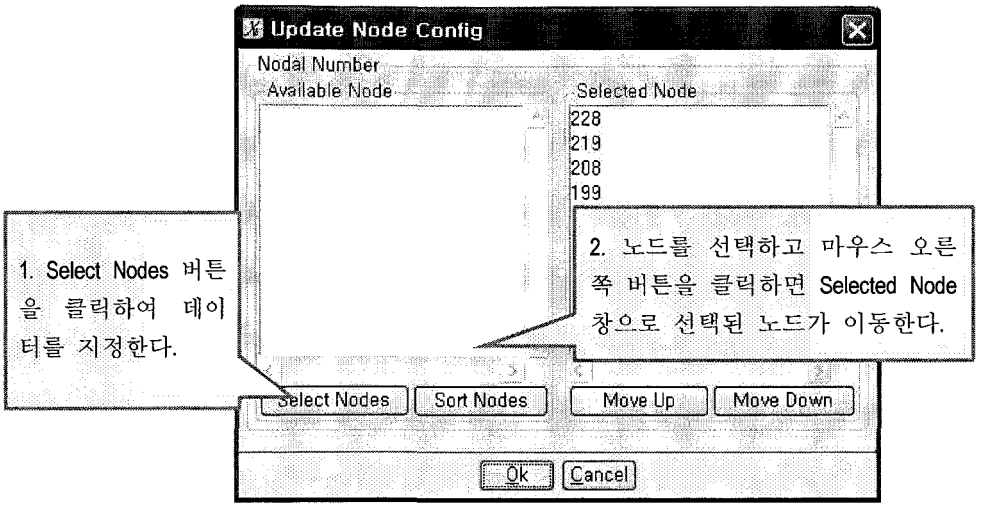


<그림 A.2.229 Construction tree menu for construction group 17>

B. 메인 메뉴에 있는 Update Node Config. 버튼과 Operation Group 1 을 클릭하면 Group node dialog 창을 열 수 있다.

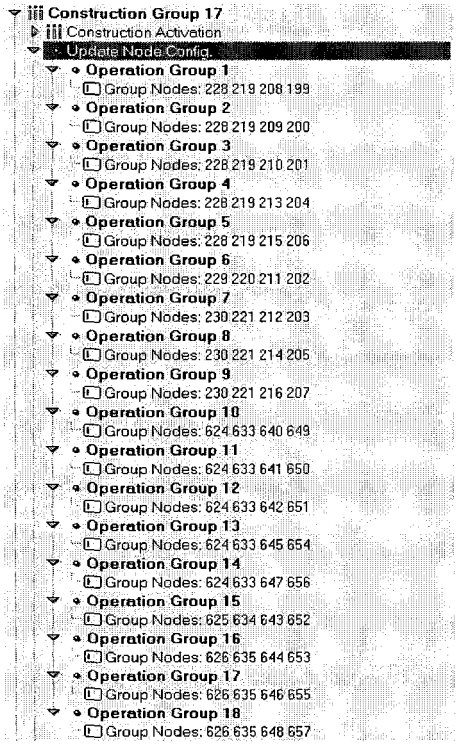
· 그림 A.2.230과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.230 Group node dialog box (Operation group 1)>

C. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표1.10을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Operation Group (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.231과 같이 Update Node Config에서 생성된 Operation Group을 볼 수 있다.

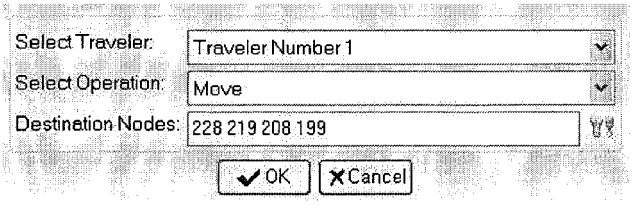


<그림 A.2.231 Operation Group>

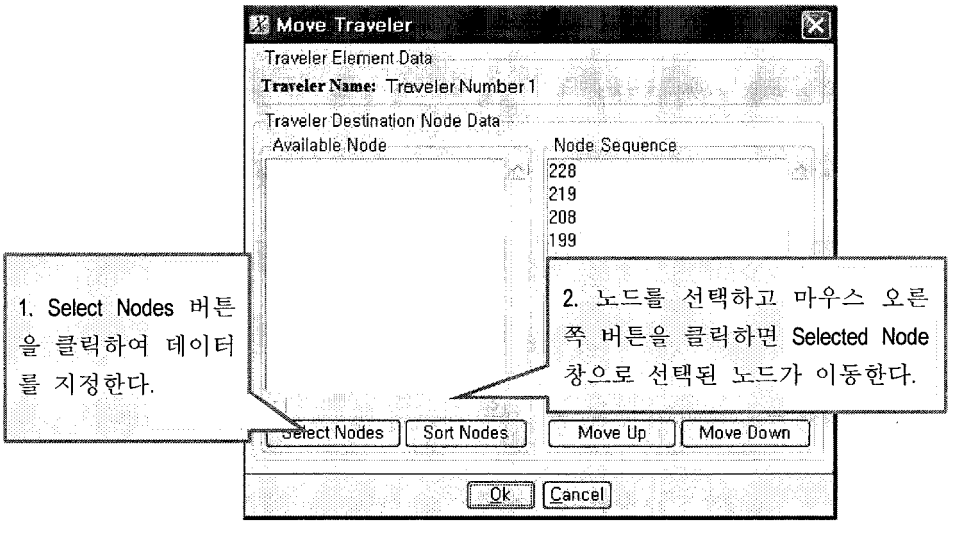
D. 메인 메뉴에서 Move & Remove Traveler 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼

을 클릭하면 Move&Remove traveler 창을 열 수 있다.

· 그림 A.2.232와 같이 데이터 입력을 마친다.
· 그림 A.2.233과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.

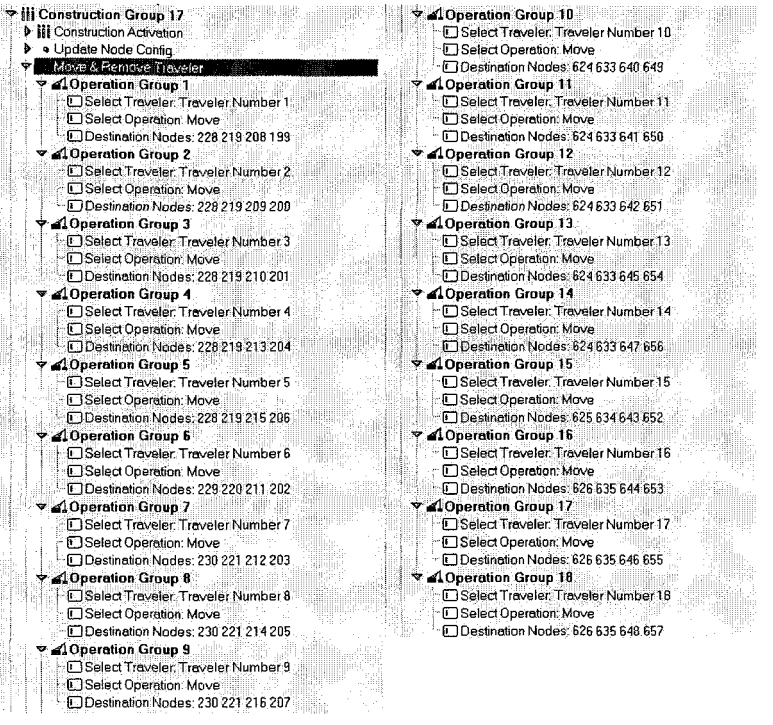


<그림 A.2.232 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.233 Move traveler dialog box>

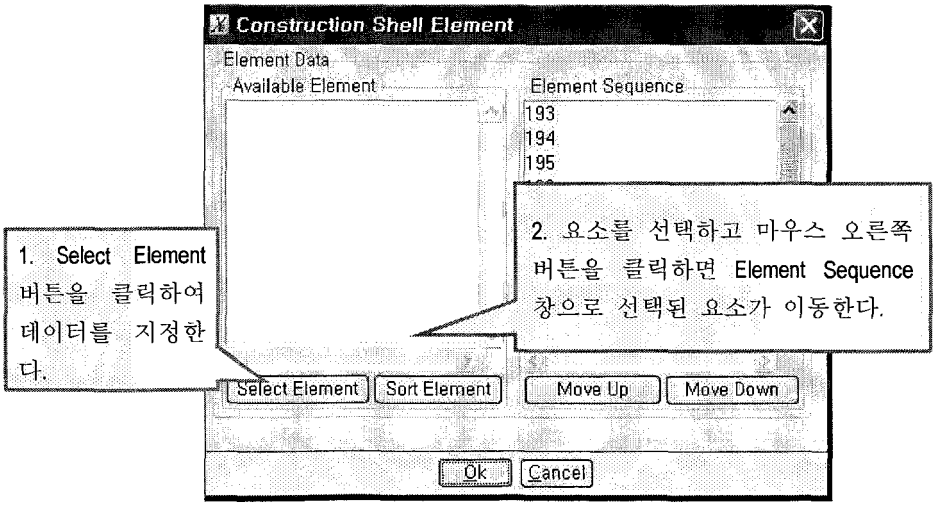
E. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.11을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Traveler Group. (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.234와 같이 Move&Traveler 에서 생성된 Traveler Group을 볼 수 있다.



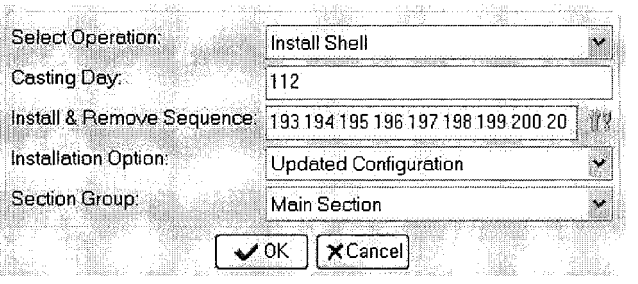
<그림 A.2.234 Move & Remove Traveler>

F. 메인 메뉴에서 Install & Remove Shell 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Install&removeShell 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.235와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.236과 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



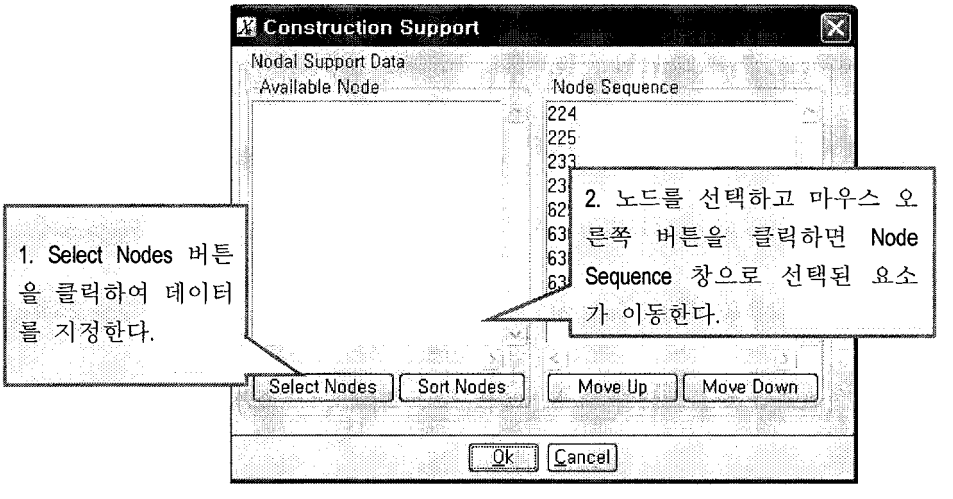
<그림 A.2.235 Element sequence for Install Shell>



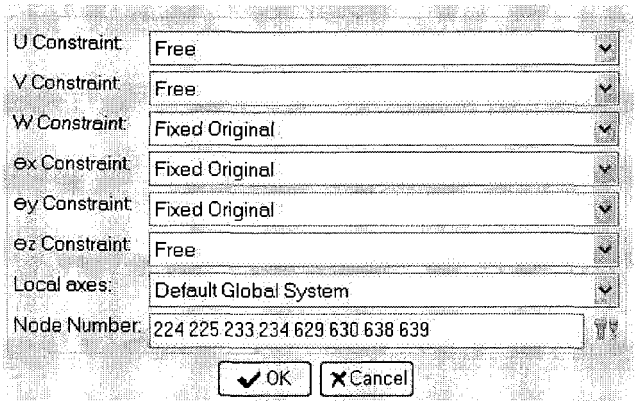
<그림 A.2.236 Install & Remove Shell dialog box >

G. 메인 메뉴에서 Support Conditions 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Construction Support 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.237과 같이 지정하고자 하는 지점을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.238와 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.237 Construction support dialog box >



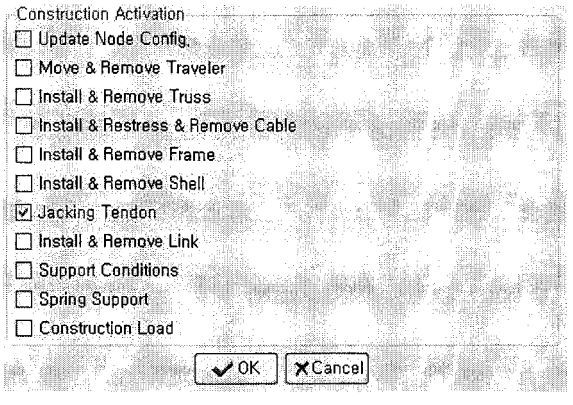
<그림 A.2.238 Support constraint dialog box >

- Construction Group 18

A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 18 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.239과 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.27.240과 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다



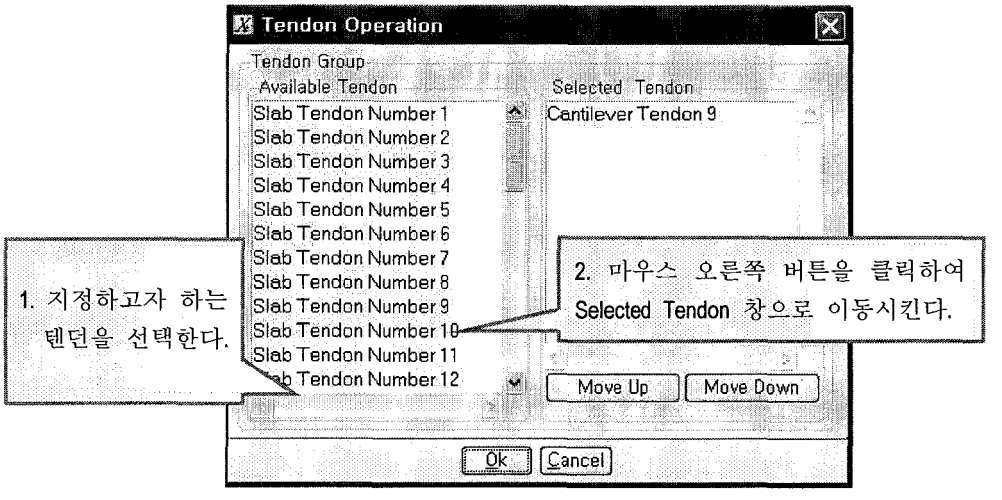
<그림 A.2.239 Construction activation dialog box for construction group 18>

B. 메인 메뉴에서 Jacking Tendon 버튼을 클릭 한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Jacking Tendon창을 열 수 있다.

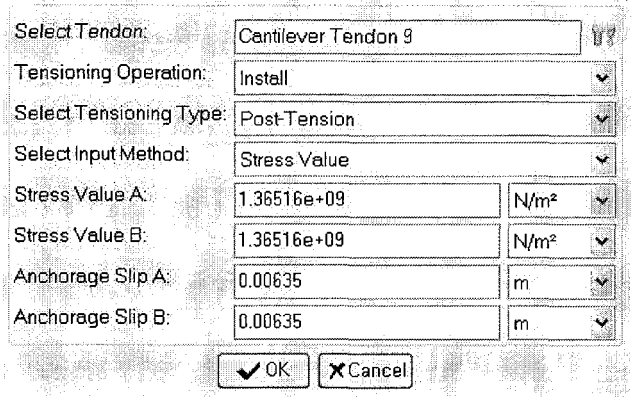
· 그림 A.2.240과 같이 지정하고자 하는 텐던을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· 그림 A.2.241과 같이 데이터 입력을 마친다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



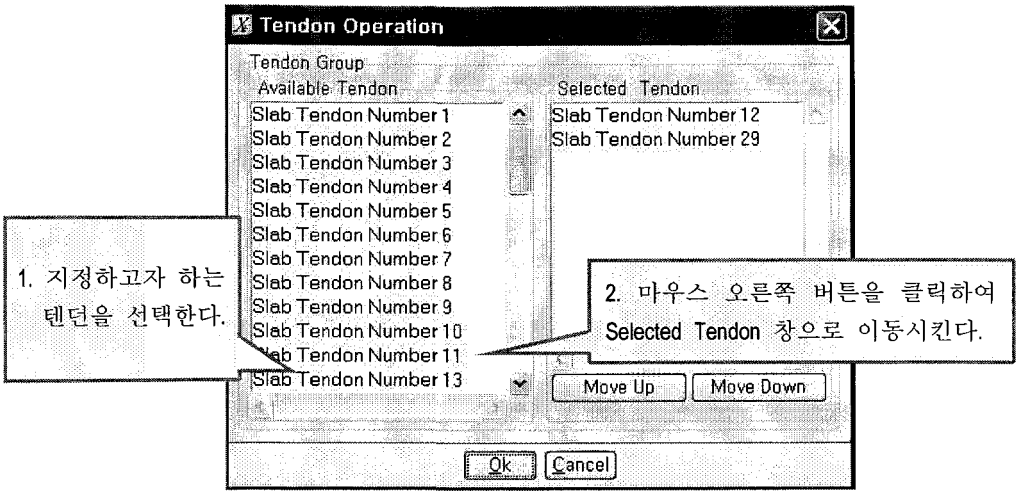
<그림 A.2.240 Tendon Operation>



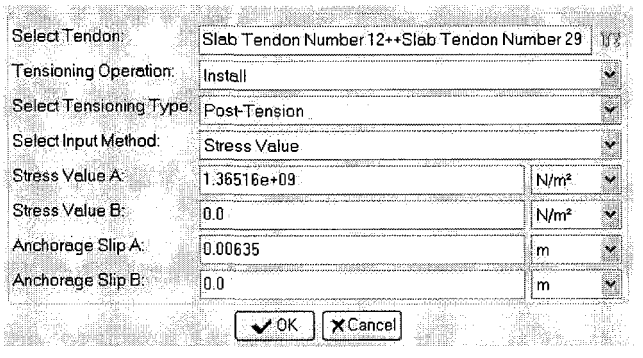
<그림 A.2.241 Jacking Tendon dialog box>

C. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Slab tendon 으로 이름을 변경한다. Slab tendon 을 더블 클릭하여 Jacking Tendon 창을 연다.

· 그림 A.2.242와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
· 그림 A.2.243과 같이 데이터 입력을 마친다.
· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.242 Tendon Operation>



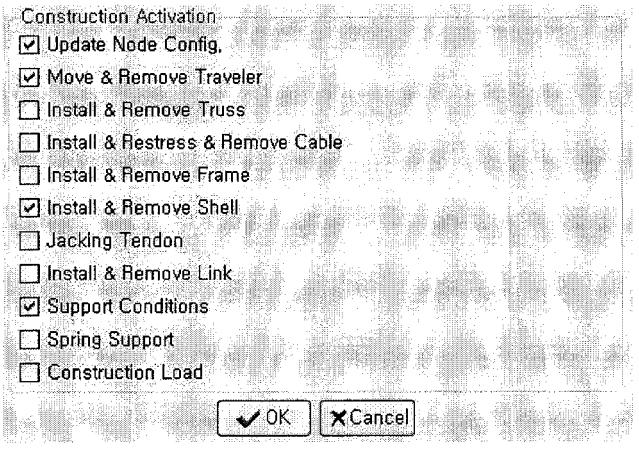
<그림 A.2.243 Jacking Tendon dialog box>

- Construction Group 19

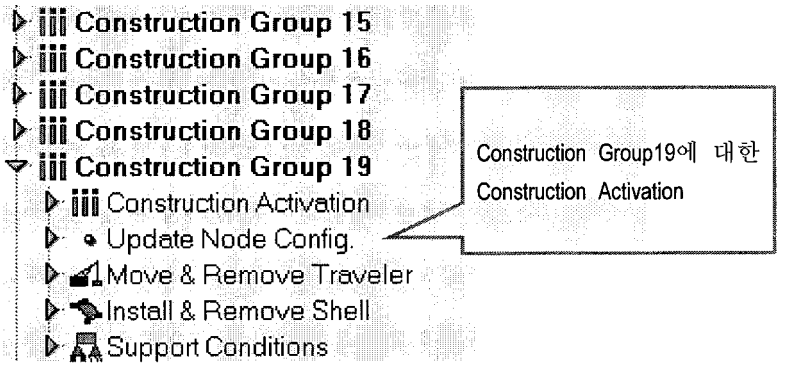
A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 19 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.244와 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.245와 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다



<그림 A.2.244 Construction activation dialog box for construction Group 19>

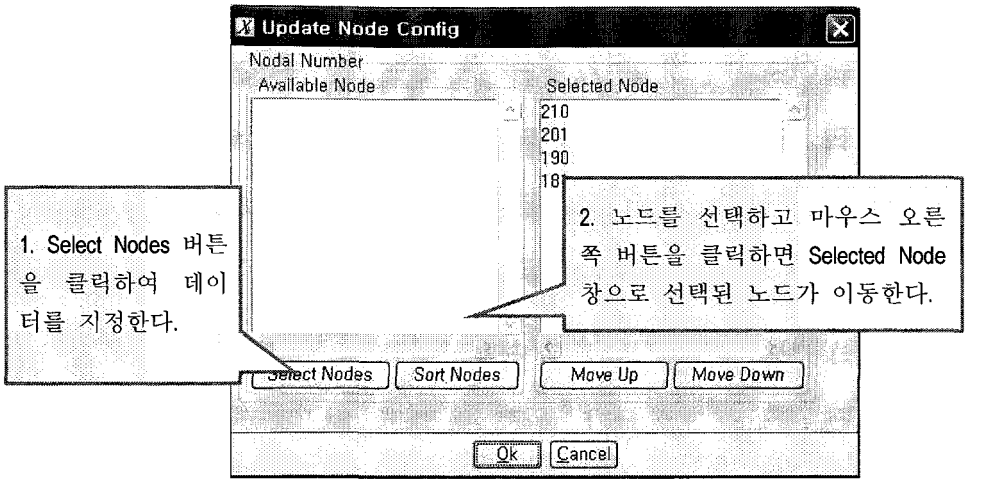


<그림 A.2.245 Construction tree menu for construction group 19>

B. 메인 메뉴에 있는 Update Node Config. 버튼과 **Operation Group 1** 을 클릭하면 Group node dialog 창을 열 수 있다.

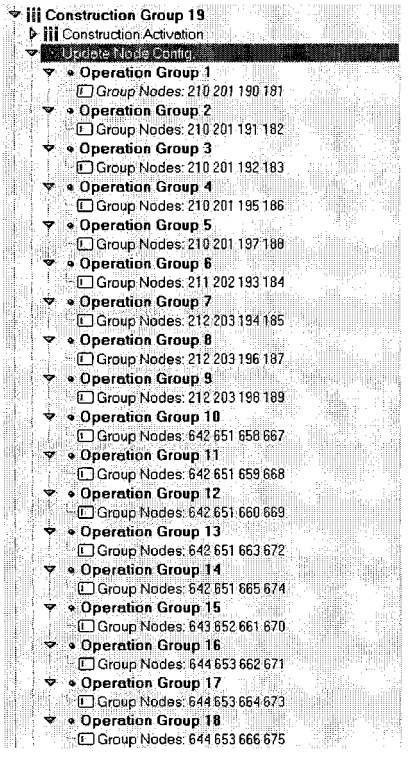
· 그림 A.2.246과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.246 Group node dialog box (Operation group 1)>

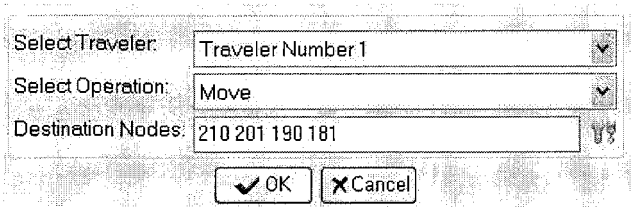
C. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.10을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Operation Group (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.247과 같이 Update Node Config에서 생성된 Operation Group을 볼 수 있다.



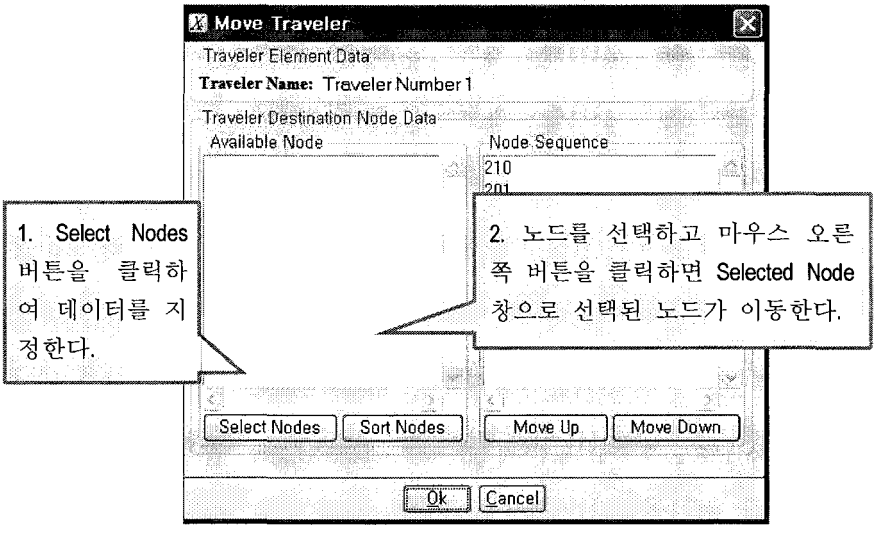
<그림 A.2.247 Operation Group>

D. 메인 메뉴에서 Move & Remove Traveler 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Move&Remove traveler 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.248과 같이 데이터 입력을 마친다.
- 그림 A.2.294와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.

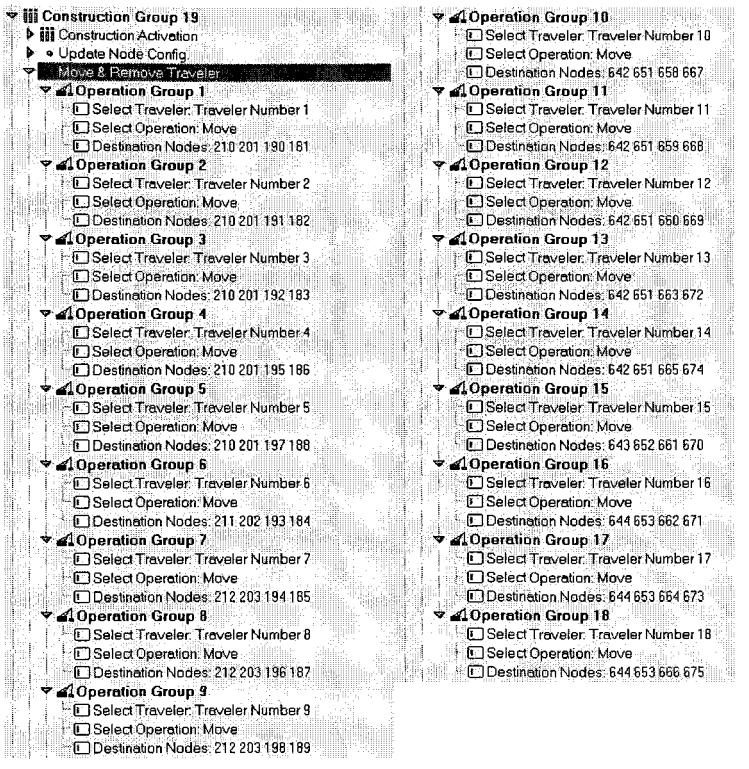


<그림 A.2.248 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.249 Move traveler dialog box>

E. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 ▷ Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.11을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Traveler Group. (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.250와 같이 Move&Traveler 에서 생성된 Traveler Group을 볼 수 있다



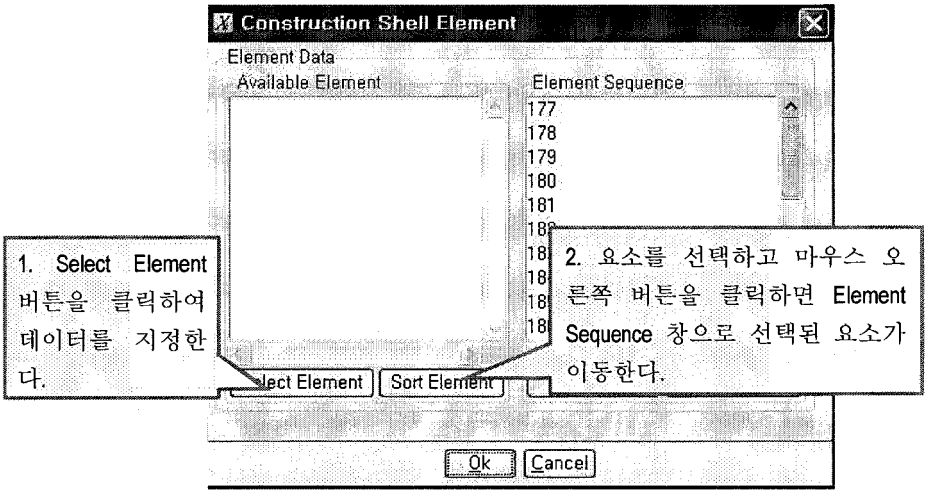
<그림 A.2.250 Move & Remove Traveler>

F. 메인 메뉴에서 Install & Remove Shell 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Install&remove Shell 창을 열 수 있다.

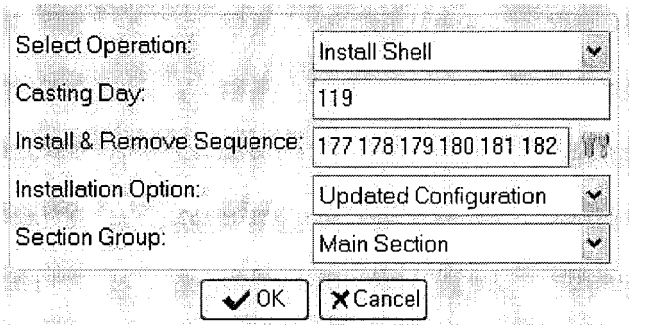
· 그림 A.2.251과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· 그림 A.2.252와 같이 데이터 입력을 마친다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



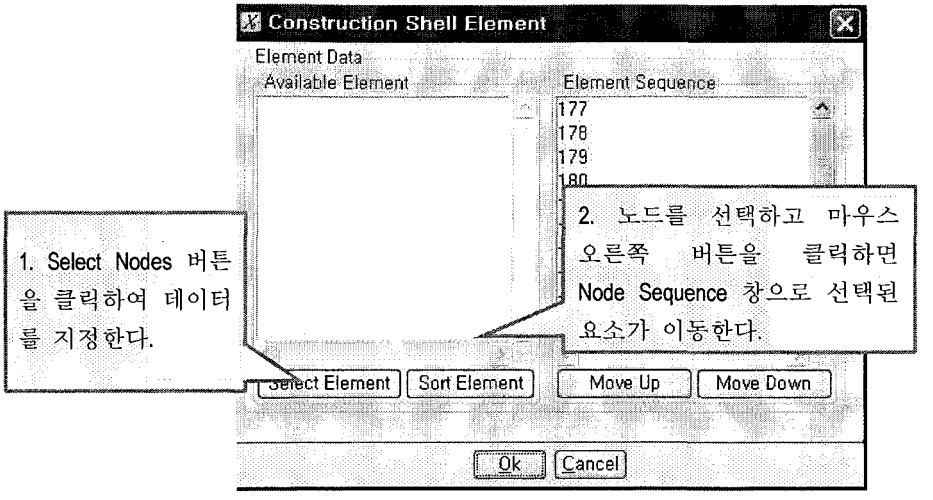
<그림 A.2.251 Element sequence for Install Shell>



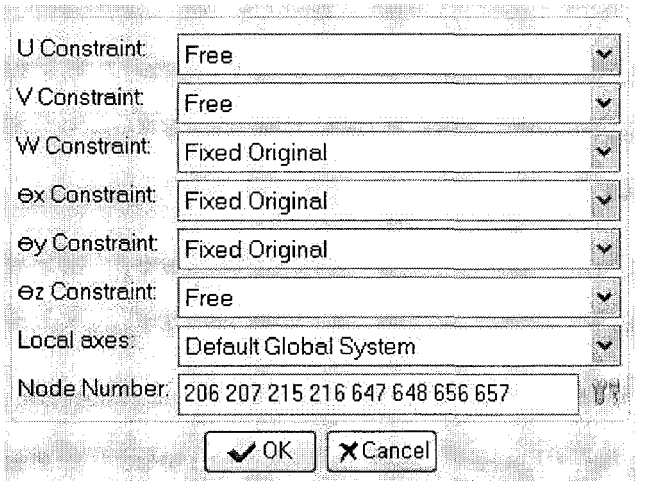
<그림 A.2.252 Install & Remove Shell dialog box >

G. 메인 메뉴에서 Support Conditions 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Construction Support 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.253과 같이 지정하고자 하는 지점을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.254와 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.253 Construction support dialog box>



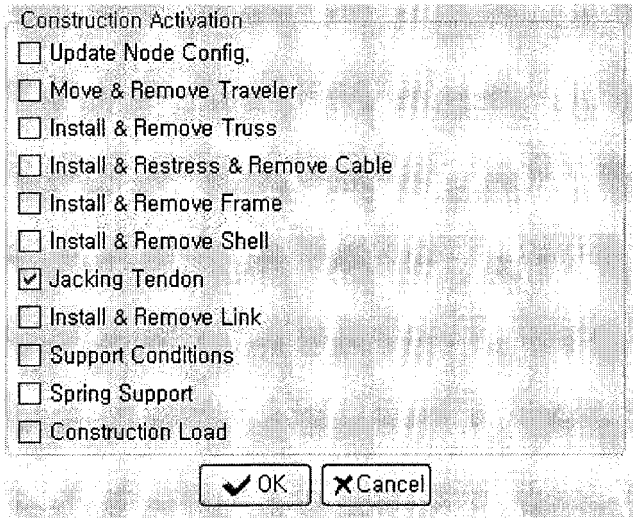
<그림 A.2.254 Support constraint dialog box>

- Construction Group 20

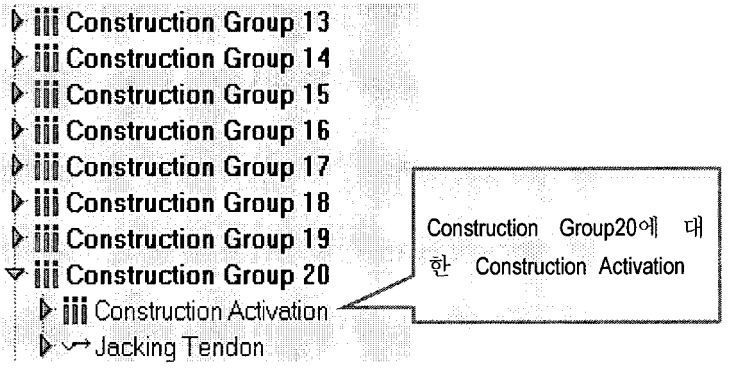
A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 20 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.255와 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.256과 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다



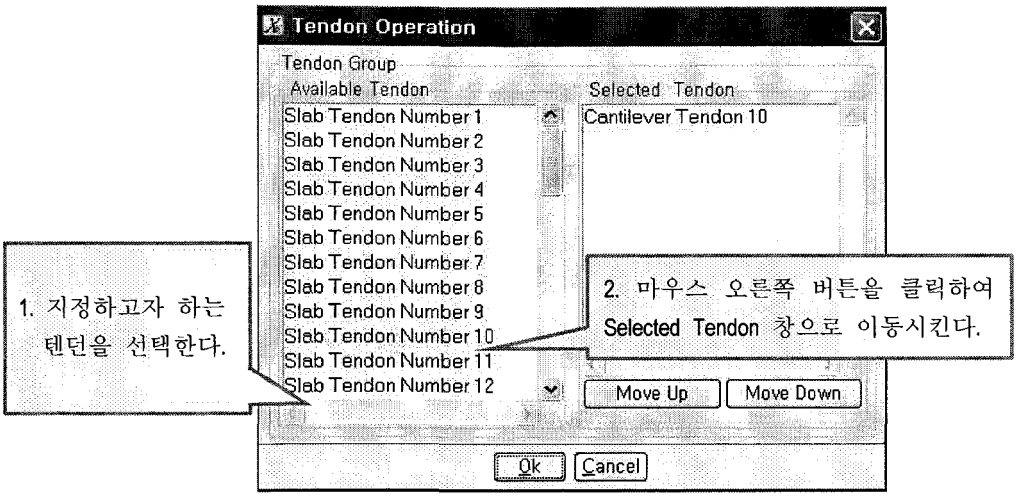
<그림 A.2.255 Construction activation dialog box for construction group 20>



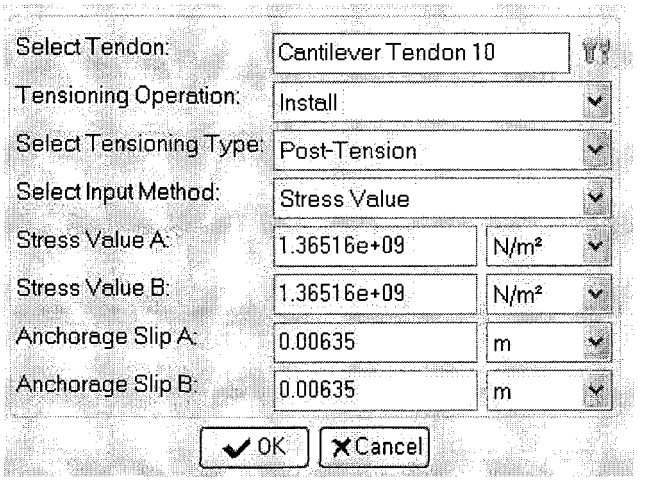
<그림 A.2.256 Construction tree menu for construction group 20>

B. 메인 메뉴에서 Jacking Tendon 버튼을 클릭 한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Jacking Tendon창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.257과 같이 지정하고자 하는 텐던을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.258과 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



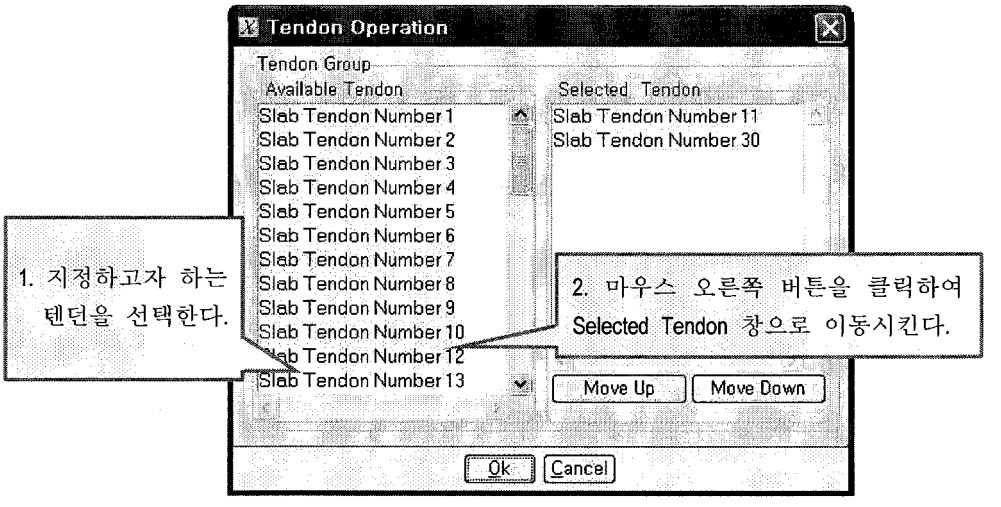
<그림 A.2.257 Tendon Operation>



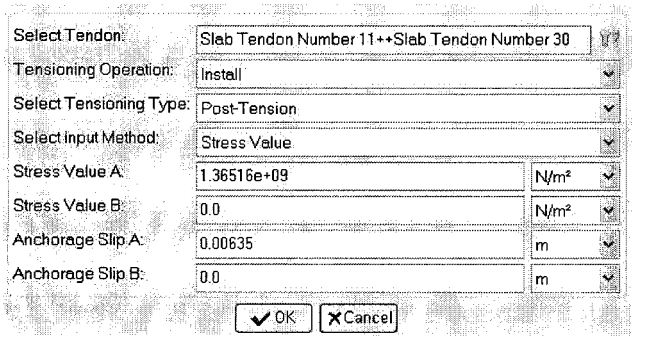
<그림 A.2.258 Jacking Tendon dialog box>

C. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Slab tendon 으로 이름을 변경한다. Slab tendon 을 더블 클릭하여 Jacking Tendon 창을 연다.

· 그림 A.2.259와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
· 그림 A.2.260과 같이 데이터 입력을 마친다.
· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.259 Tendon Operation>



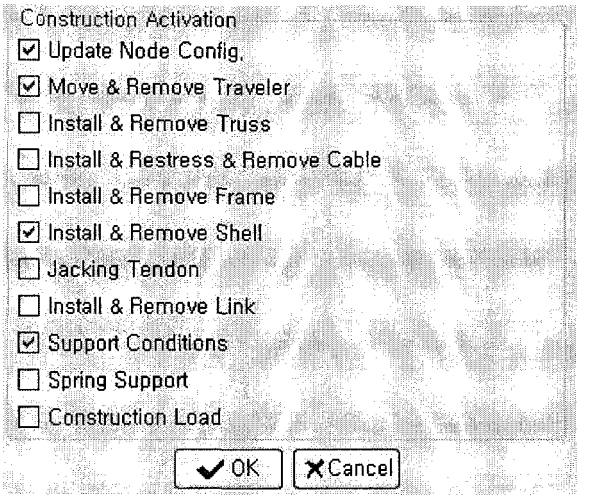
<그림 A.2.260 Jacking Tendon dialog box>

- Construction Group 21

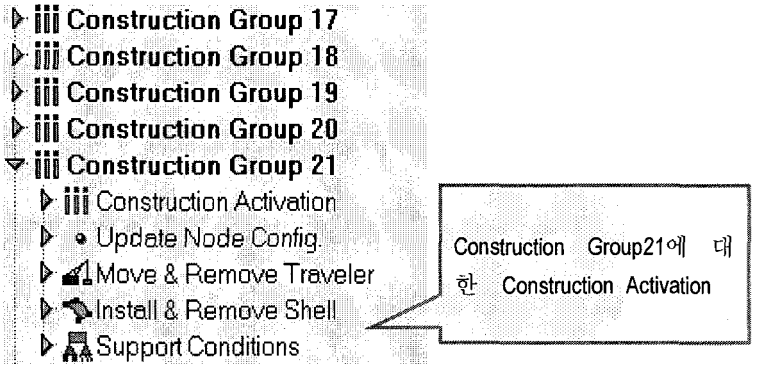
A. Construction Group 1 ▶ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 21 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.261와 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.262와 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다



<그림 A.2.261 Construction activation dialog box for construction Group 21>

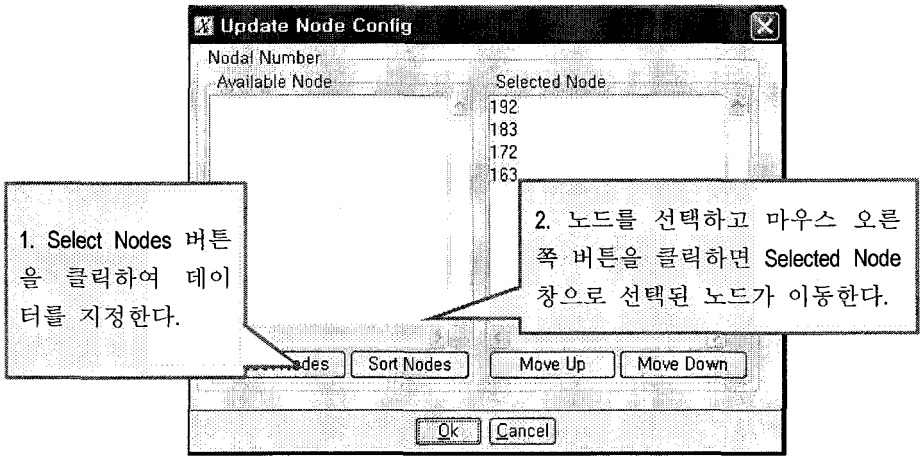


<그림 A.2.262 Construction tree menu for construction group 21>

B. 메인 메뉴에 있는 Update Node Config. 버튼과 Operation Group 1 을 클릭 하면 Group node dialog 창을 열 수 있다.

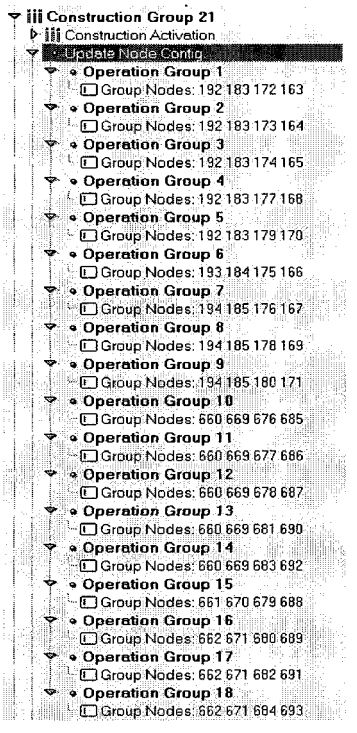
· 그림 A.2.263과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.263 Group node dialog box (Operation group 1)>

C. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.10을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Operation Group (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.264와 같이 Update Node Config에서 생성된 Operation Group을 볼 수 있다.



<그림 A.2.264 Operation Group >

D. 메인 메뉴에서 Move & Remove Traveler 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1

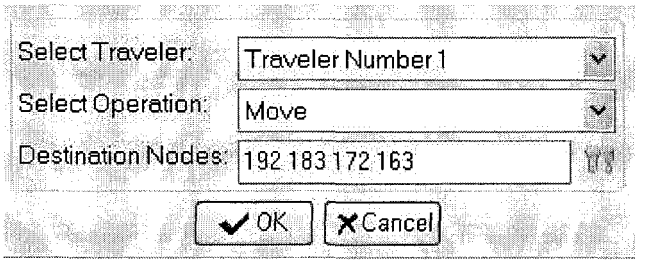
버튼을 클릭하면 Move&Remove traveler 창을 열 수 있다.

· 그림 A.2.265와 같이 데이터 입력을 마친다.

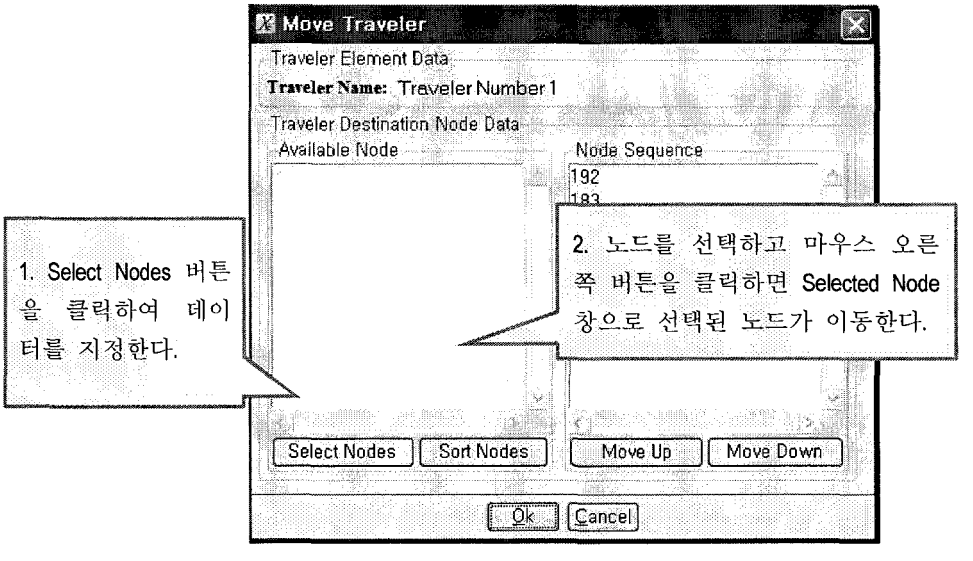
· 그림 A.2.266과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.

·



<그림 A.2.265 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.266 Move traveler dialog box>

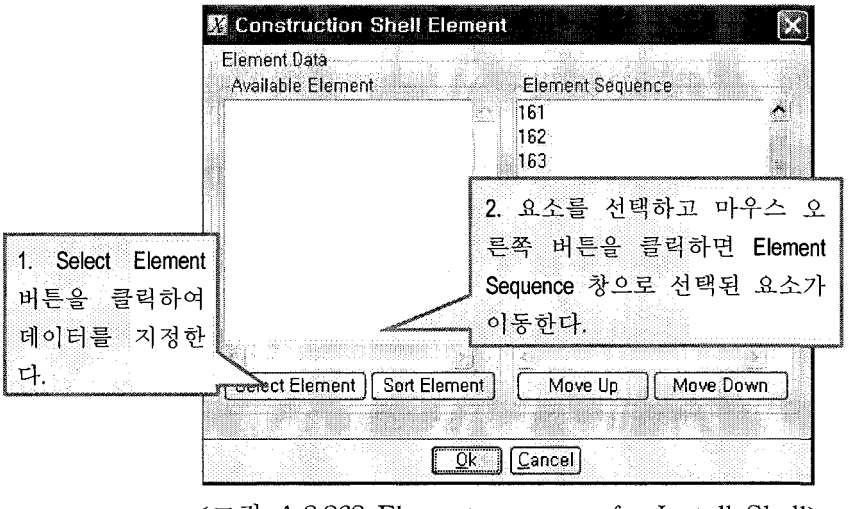
E. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표1.11을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Traveler Group. (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.267과 같이 Move&Traveler 에서 생성된 Traveler Group을 볼 수 있다.



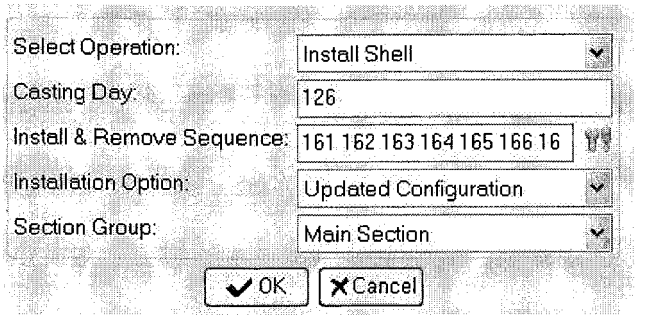
<그림 A.2.267 Move & Remove Traveler>

F. 메인 메뉴에서 Install & Remove Shell 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Install&remove Shell 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.268과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.269와 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



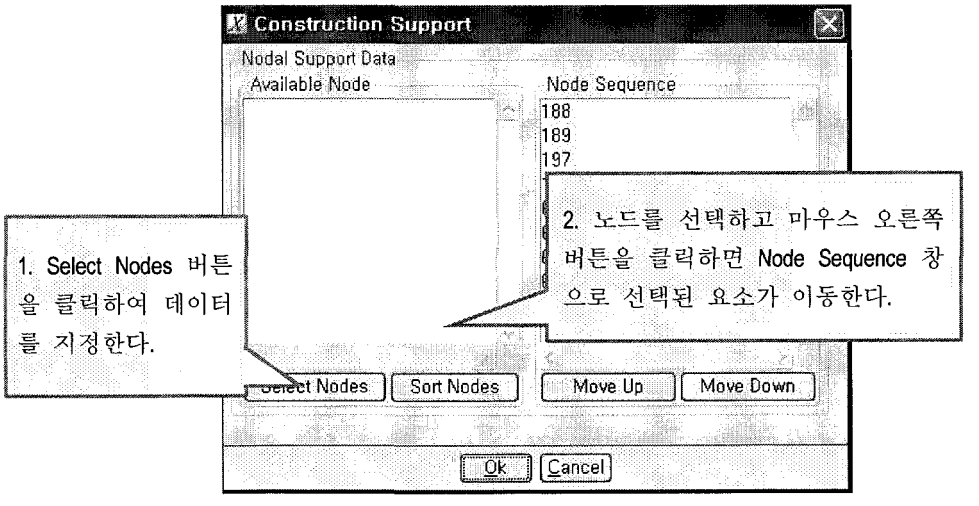
<그림 A.2.268 Element sequence for Install Shell>



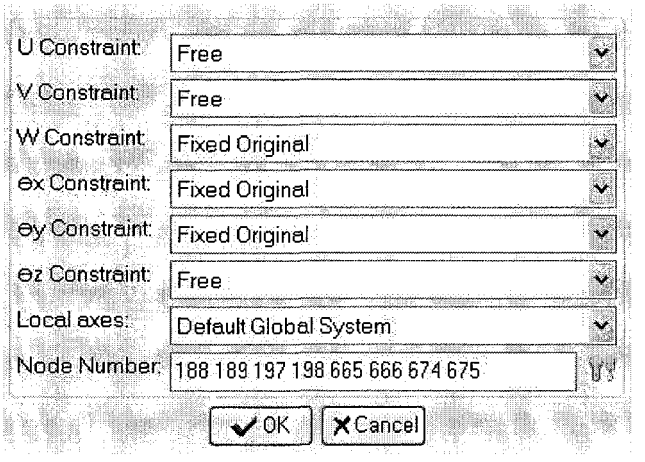
<그림 A.2.269 Install & Remove Shell dialog box>

G. 메인 메뉴에서 Support Conditions 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Construction Support 창을 열 수 있다.

· 그림 A.2.270과 같이 지정하고자 하는 지점을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
· 그림 A.2.271과 같이 데이터 입력을 마친다.
· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.270 Construction support dialog box>



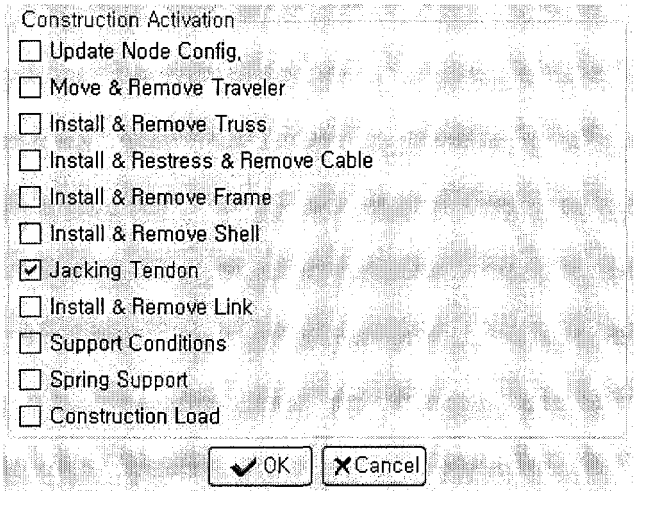
<그림 A.2.271 Support constraint dialog box>

- Construction Group22

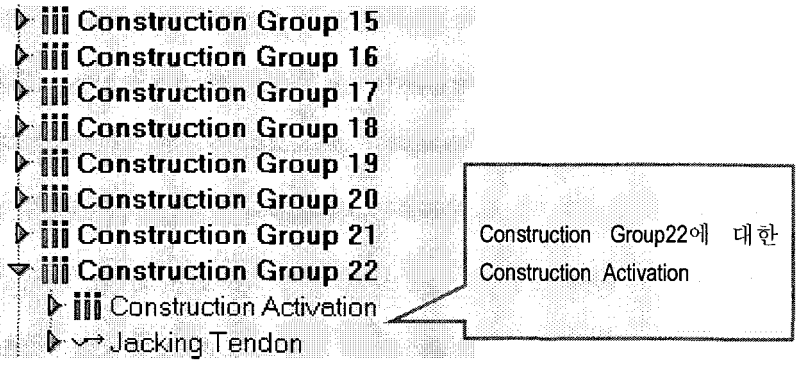
A. **Construction Group 1** ▷ Copy 버튼을 선택하여 **Construction Group 22** 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.272와 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.27.273과 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다



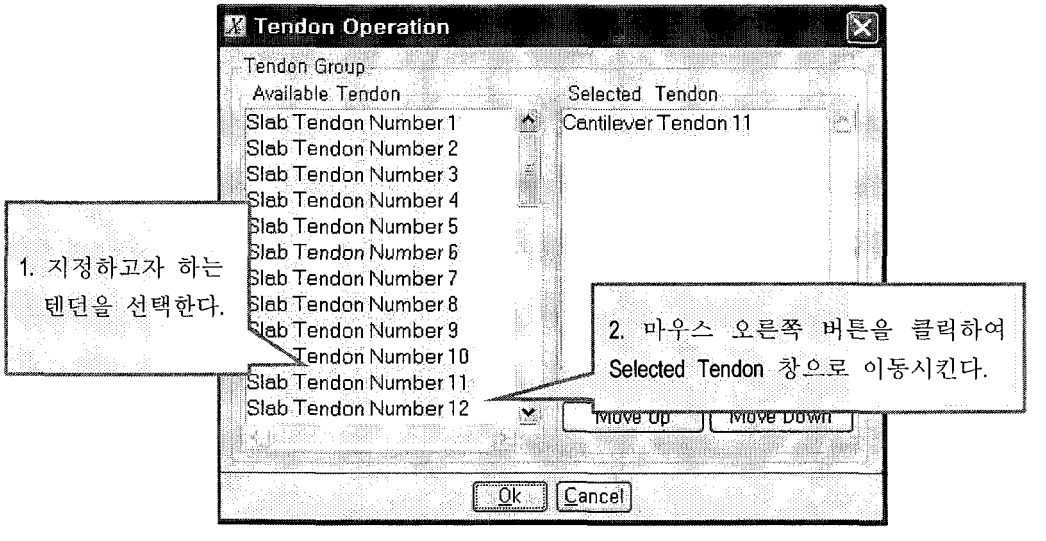
<그림 A.2.272 Construction activation dialog box for construction group 22>



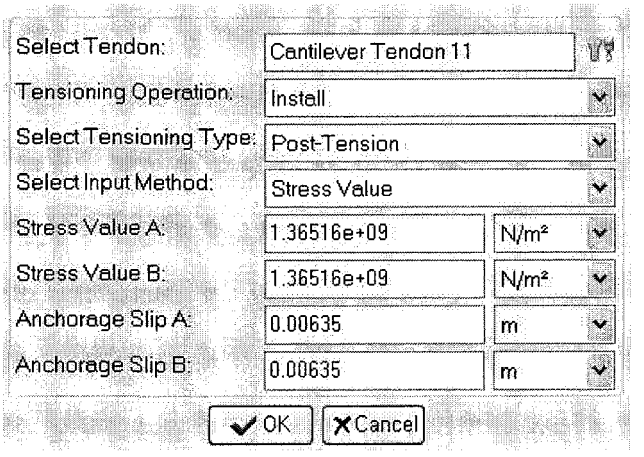
<그림 A.2.273 Construction tree menu for construction group 22>

B. 메인 메뉴에서 Jacking Tendon 버튼을 클릭 한 후 Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Jacking Tendon창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.274와 같이 지정하고자 하는 텐던을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.275와 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



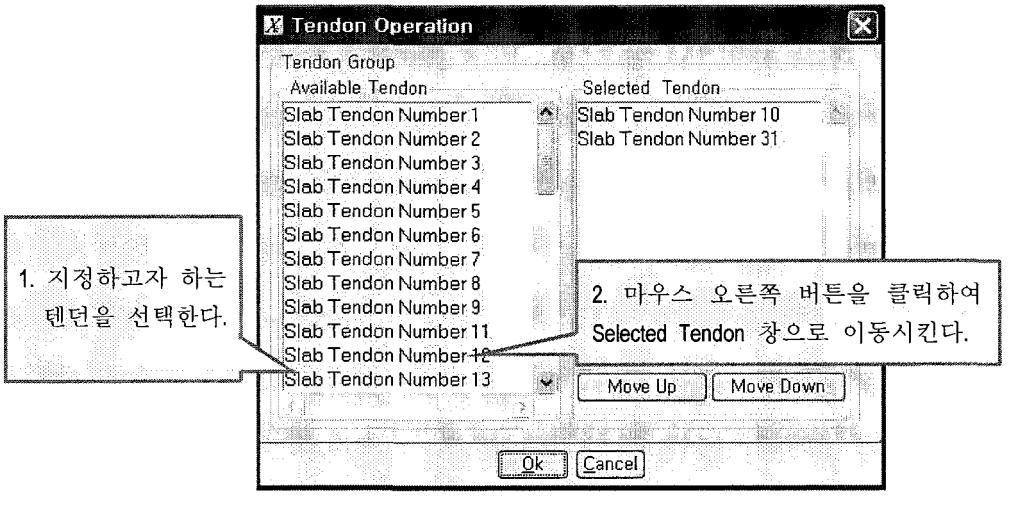
<그림 A.2.274 Tendon Operation>



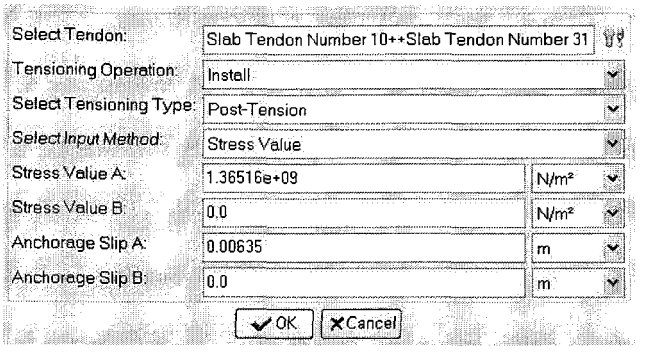
<그림 A.2.275 Jacking Tendon dialog box>

C. ⇝Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 ⇝Operation Group 2 를 생성하고 ⇝Slab tendon 으로 이름을 변경한다. ⇝Slab tendon 을 더블 클릭하여 Jacking Tendon 창을 연다.

- 그림 A.2.276과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- 그림 A.2.277과 같이 데이터 입력을 마친다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.276 Tendon Operation>



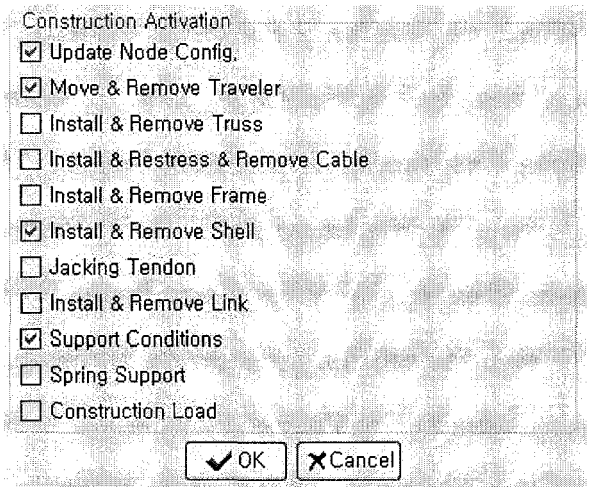
<그림 A.2.277 Jacking Tendon dialog box>

- Construction Group 23

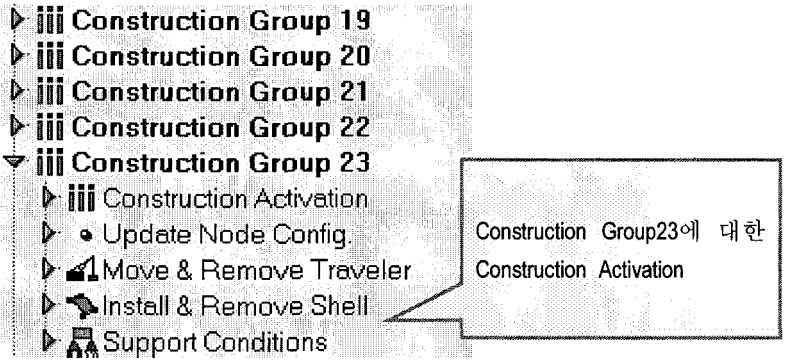
A. Construction Group 1 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Construction Group 23 를 생성하여 Construction activation 창을 연다.

· 그림 A.2.278과 같이 construction activation 창에서 다음 항목들을 선택한다.

· OK 버튼을 클릭하여 항목 선택을 마치면 그림 A.2.279와 같이 construction tree menu에서 선택된 항목들을 볼 수 있다.



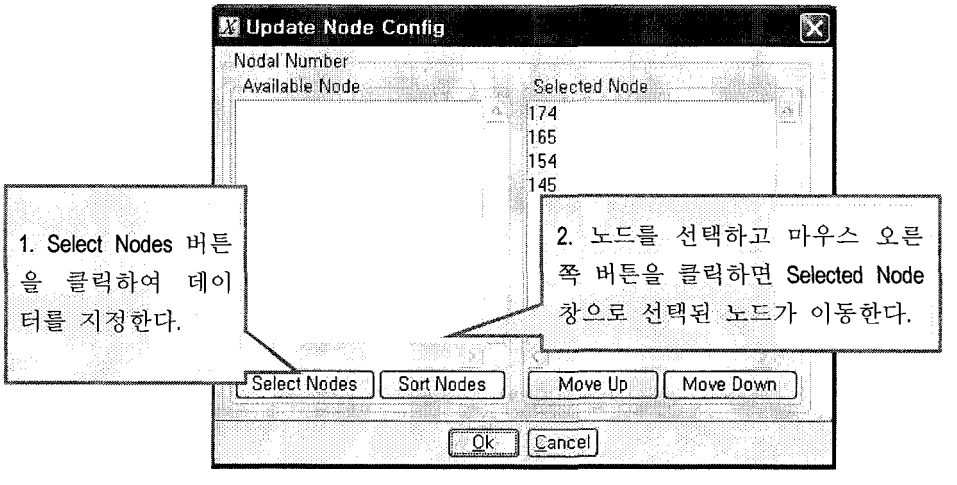
<그림 A.2.278 Construction activation dialog box for construction Group 23>



<그림 A.2.279 Construction tree menu for construction group 23>

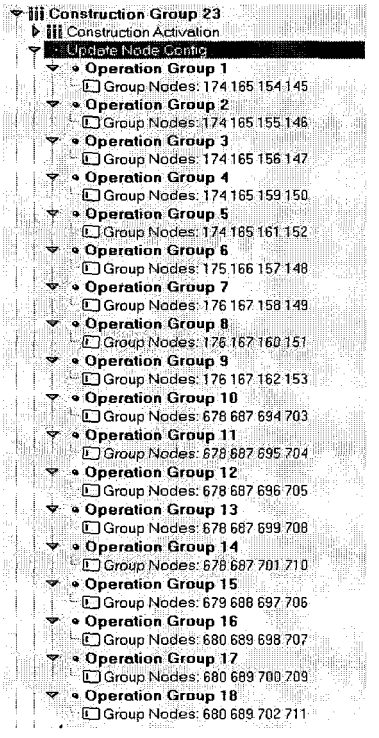
B. 메인 메뉴에서 Jacking Tendon 버튼을 클릭 한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Jacking Tendon창을 열 수 있다.

· 그림 A.2.280와 같이 지정하고자 하는 텐던을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
· 그림 A.2.105와 같이 데이터 입력을 마친다.
· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.280 Group node dialog box (Operation group 1)>

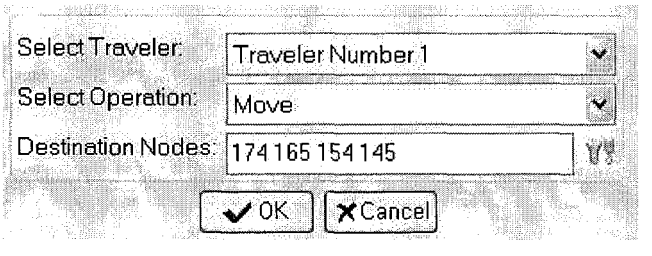
C. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▷ Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표 A.1.10을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Operation Group (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.281과 같이 Update Node Config에서 생성된 Operation Group을 볼 수 있다.



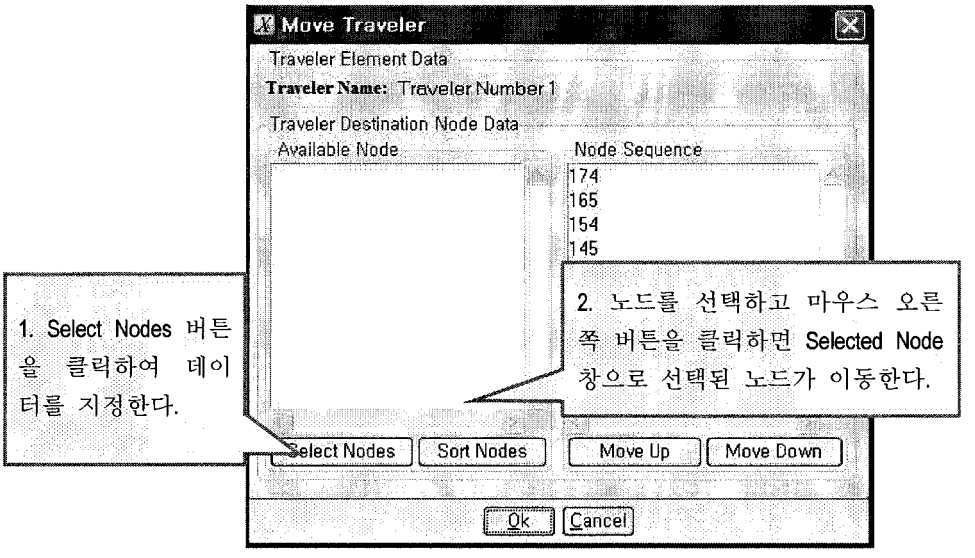
<그림 A.2.281 Operation Group>

D. 메인 메뉴에서 Move & Remove Traveler 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Move&Remove traveler 창을 열 수 있다.

- 그림 A.2.282와 같이 데이터 입력을 마친다.
- 그림 A.2.283과 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
- OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.

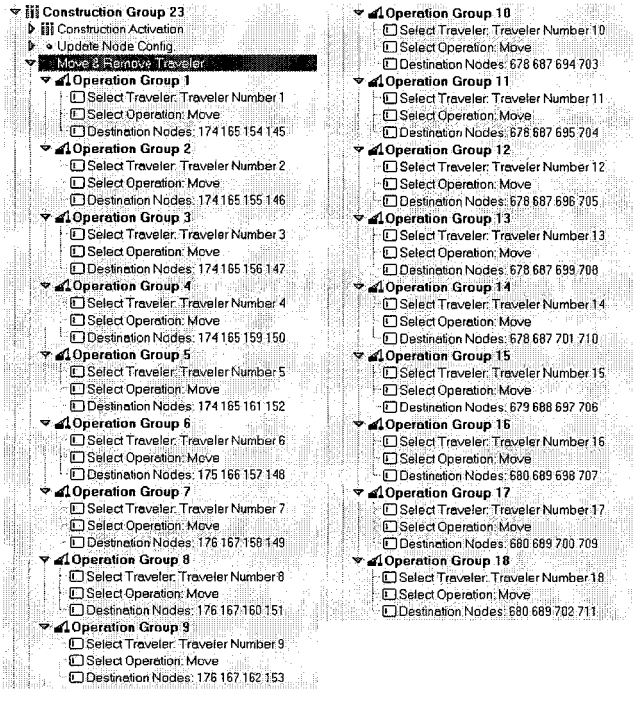


<그림 A.2.282 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.283 Move traveler dialog box>

E. Operation Group 1 에 마우스 오른쪽 버튼을 클릭한 후 ▶ Copy 버튼을 선택하여 Operation Group 2 를 생성하고 Operation Group 2 에서 이 과정을 반복하여 ▶ Operation Group 18 까지 생성한다. 그리고 표1.11을 참고하여 위 과정과 같이 남은 Traveler Group. (총 18개 Group)을 완성한다. 그리고 나면 그림 A.2.284와 같이 Move&Traveler 에서 생성된 Traveler Group을 볼 수 있다.

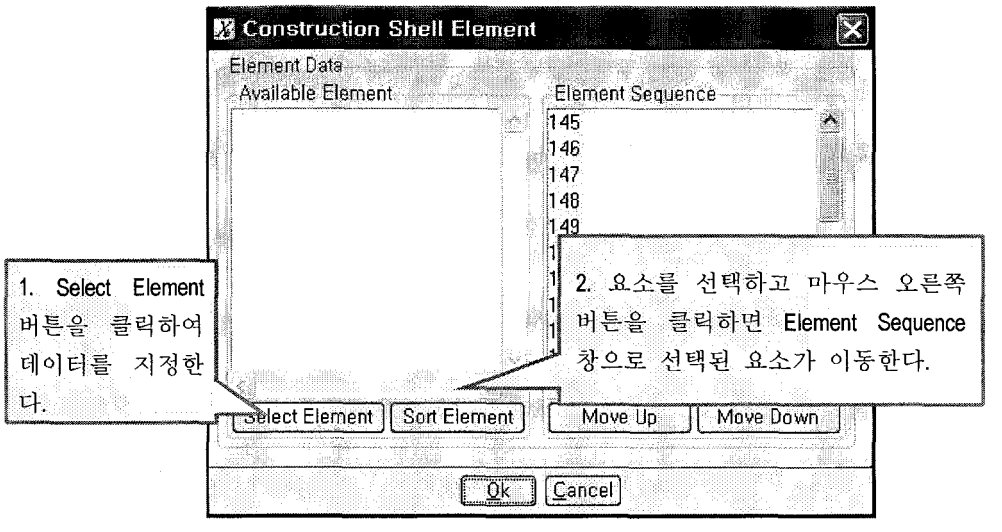


<그림 A.2.284 Move & Remove Traveler>

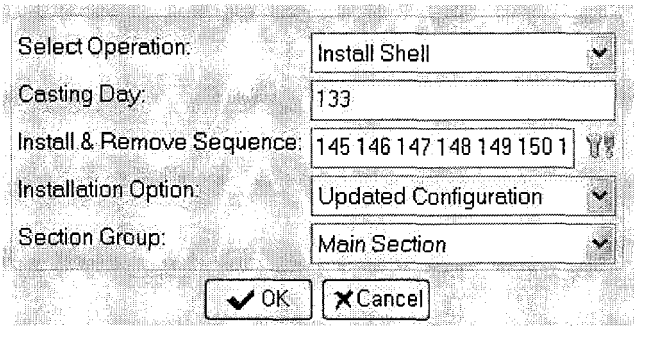
F. 메인 메뉴에서 Install & Remove Shell 버튼을 클릭한 후 ▶ Operation Group 1 버튼을

클릭하면 Install&remove Shell 창을 열 수 있다.

· 그림 A.2.285와 같이 지정하고자 하는 노드를 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
· 그림 A.2.286과 같이 데이터 입력을 마친다.
· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.285 Element sequence for Install Shell>

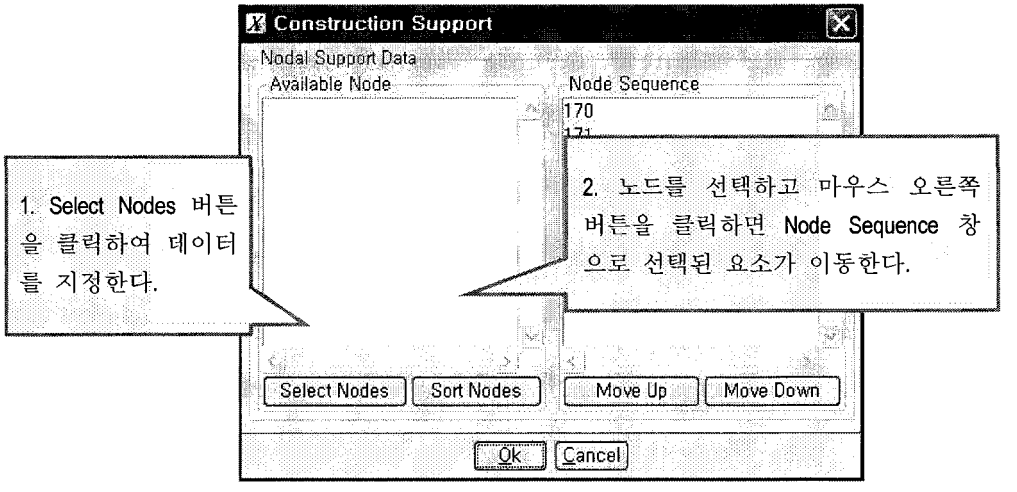


<그림 A.2.286 Install & Remove Shell dialog box >

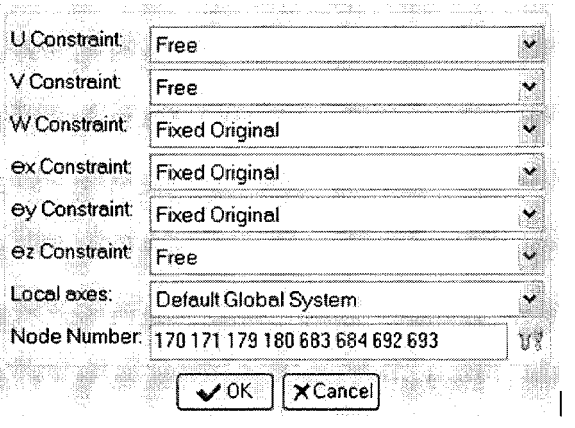
G. 메인 메뉴에서 Support Conditions 버튼을 클릭한 후 ▷ Operation Group 1 버튼을 클릭하면 Construction Support 창을 열 수 있다.

· 그림 A.2.287과 같이 지정하고자 하는 지점을 선택하기 위해 버튼을 클릭한다.
· 그림 A.2.288과 같이 데이터 입력을 마친다.

· OK 버튼을 클릭하여 데이터 선택을 마친다.



<그림 A.2.287 Construction support dialog box>

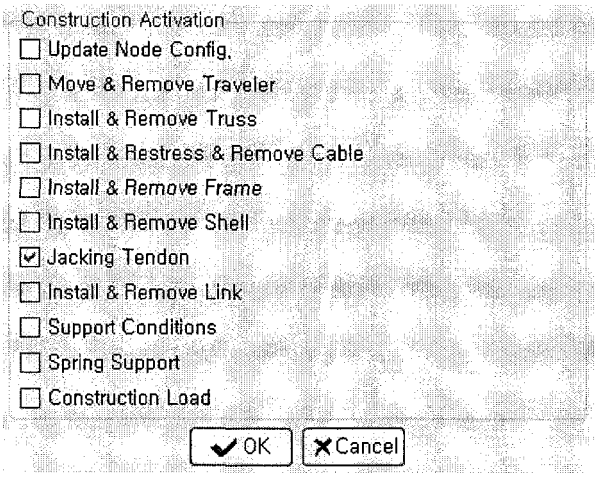


<그림 A.2.288 Support constraint dialog box >

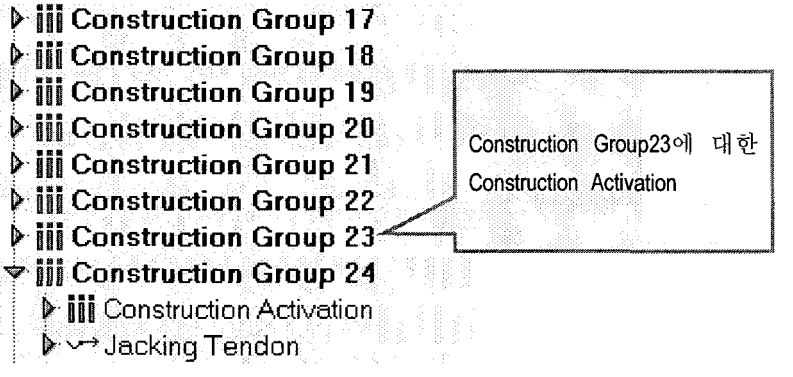
- Construction Group 24

A. Construction Group 1 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy를 선택하여 Construction Group 24을 생성한다.

- 그림 A.2.289와 같이 시공단계 필요사항을 선택한다.
- OK 을 선택하면 그림 A.2.290과 같이 나타나게 된다.



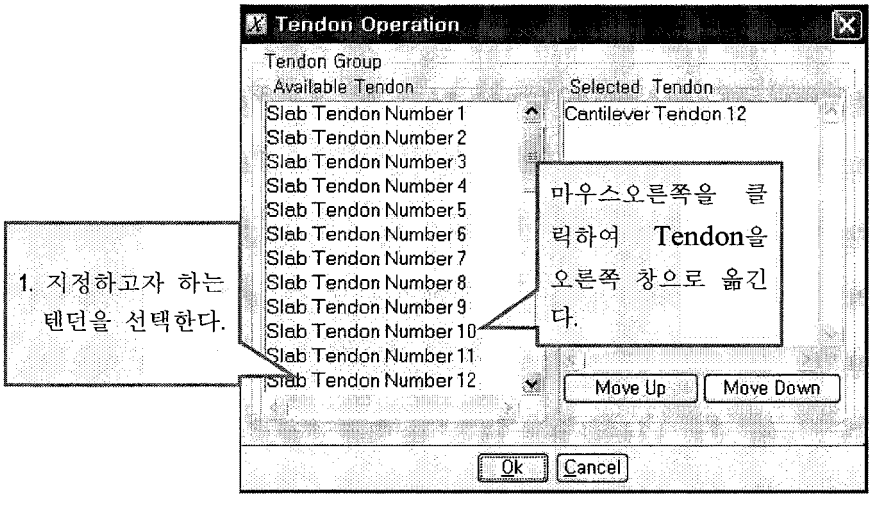
<그림 A.2.289 Construction activation dialog box for construction group 24>



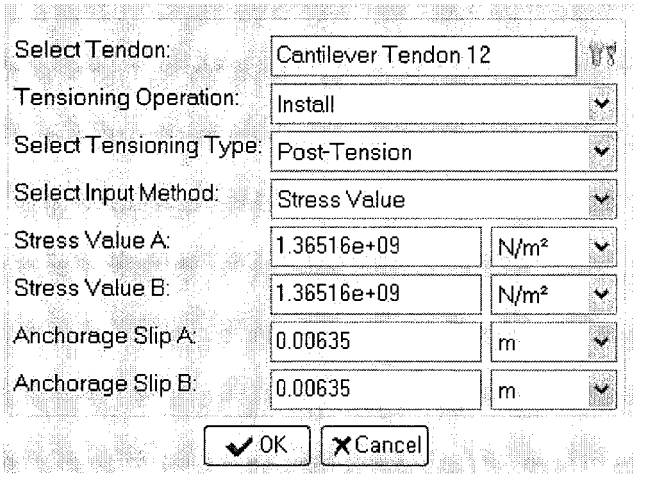
<그림 A.2.290 Construction tree menu for construction group 24>

B. Jacking Tendon ▸ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Jacking Tendon dialog box 를 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.291과 같이 Tendon을 선택한다..
- 그림 A.2.292와 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



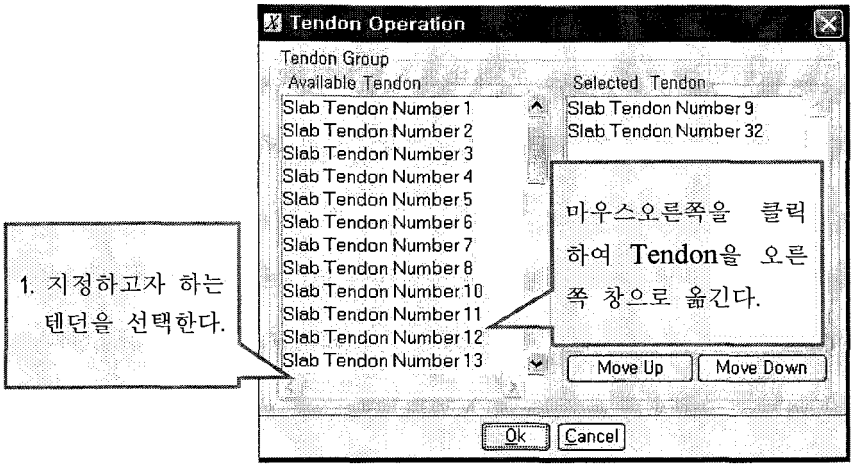
<그림 A.2.291 Tendon Operation>



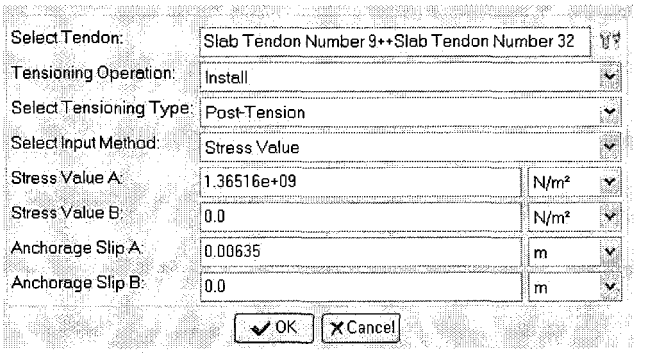
<그림 A.2.292 Jacking Tendon dialog box>

C. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2** 을 생성한다. 이름을 **Slab tendon** 로 바꾼다.

- 을 클릭하고 그림 A.2.293과 같이 텐던을 선택한다.
- 그림 A.2.294와 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.293 Tendon Operation>

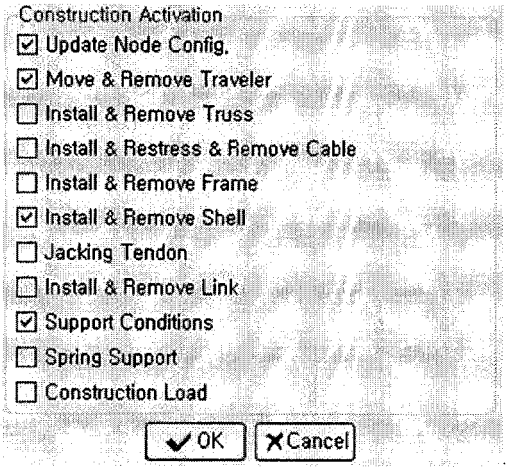


<그림 A.2.294 Jacking Tendon dialog box>

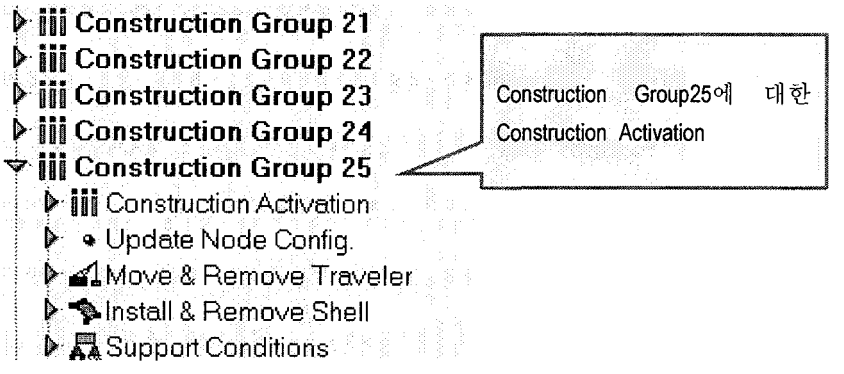
- Construction Group 25

A. **Construction Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy를 선택하여 **Construction Group 25**을 생성한다.

- 그림 A.2.295와 같이 시공단계 필요사항을 선택한다.
- OK 을 선택하면 그림 A.2.296과 같이 나타나게 된다.



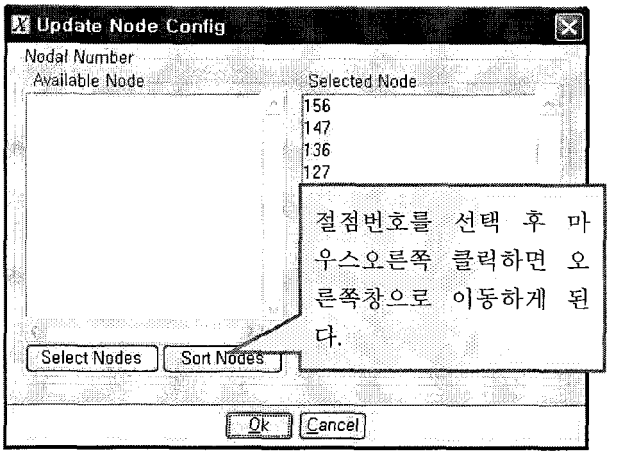
<그림 A.2.295 Construction activation dialog box for construction Group 25>



<그림 A.2.296 Construction tree menu for construction group 25>

B. Update Node Config. ▷ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Group node dialog box를 생성한다.

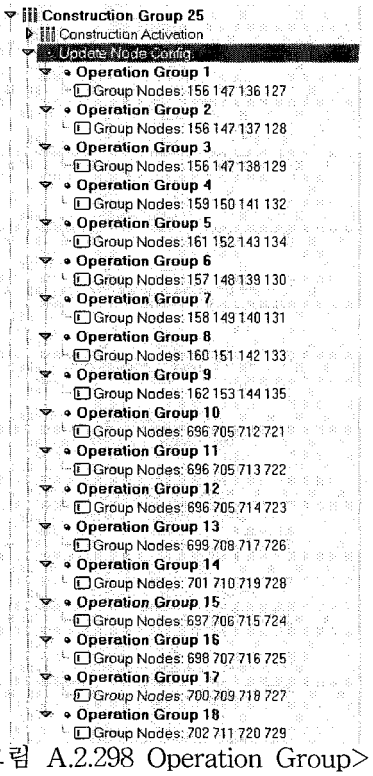
- 을 클릭하여 그림 A.2.297과 같이 절점을 선택한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.297 Group node dialog box (Operation group 1)>

C. ◦ **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy을 선택하여

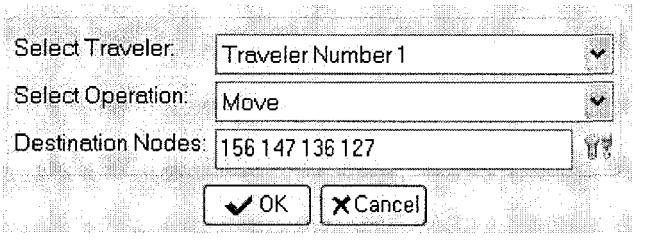
◦ **Operation Group 2** 을 생성한다. 이 과정을 반복하여 ◦ **Operation Group 18** 까지 생성한다. 표 A.1.10를 참고하며 그림 A.2.298과 같이 나타난다.



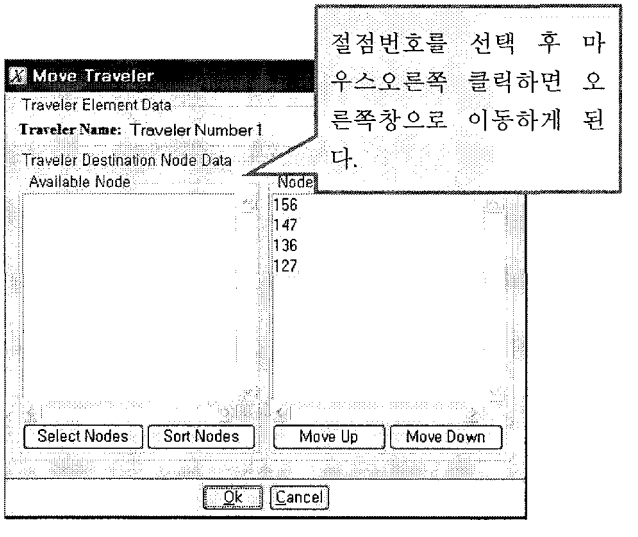
<그림 A.2.298 Operation Group>

D. Move & Remove Traveler ▶ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Move & Remove traveler dialog box를 생성한다.

- 그림 A.2.299 와 같이 데이터를 입력한다.
- 을 클릭하여 그림 A..300과 같이 생성한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.299 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.300 Move traveler dialog box>

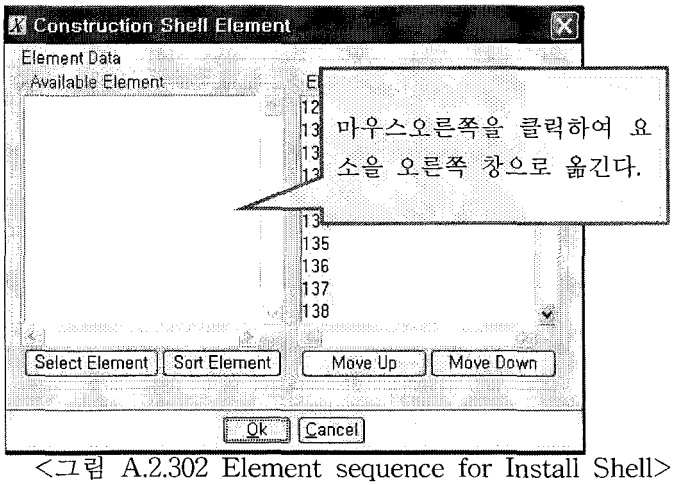
E. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2** 을 생성한다. 이 과정을 반복하여 ▶ **Operation Group 18**까지 생성한다. 표 A.1.11를 참고하며 그림 A.2.301을 볼 수 있다.



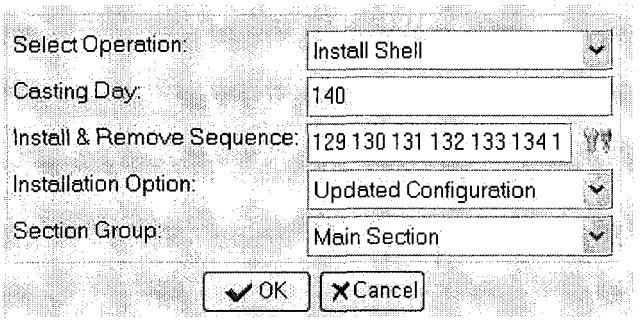
<그림 A.2.301 Move & Remove Traveler>

F. Install & Remove Shell ▶ Operation Group 1 와 같이 클릭하여 Install & remove Shell dialog box을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.302와 같이 요소를 선택한다.
- 그림 A.2.303와 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



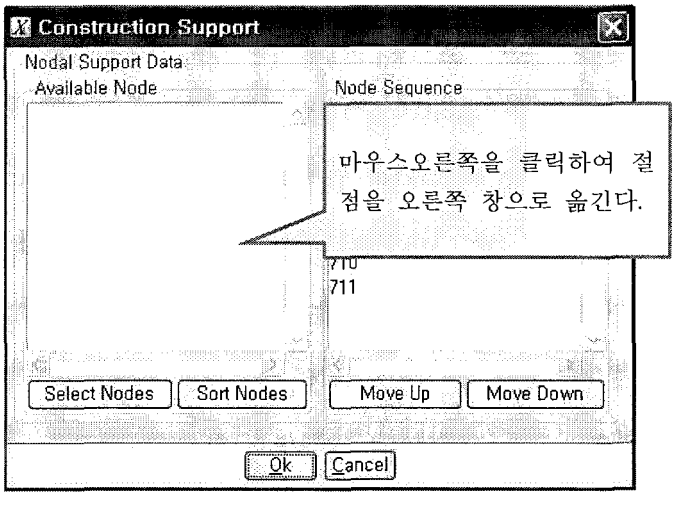
<그림 A.2.302 Element sequence for Install Shell>



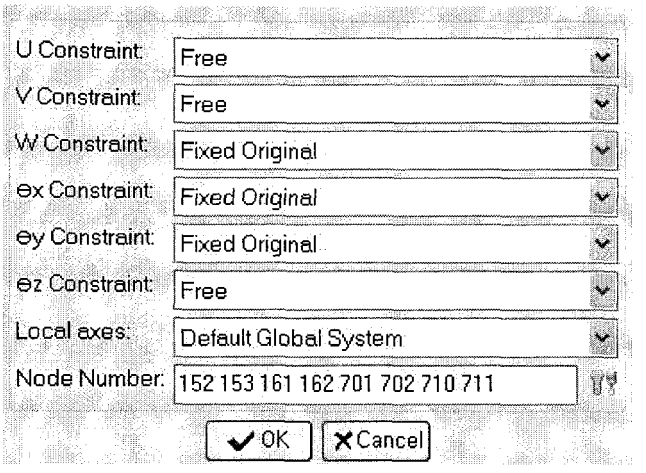
<그림 A.2.303 Install & Remove Shell dialog box >

G. Support Conditions Operation Group 1 와 같이 클릭하여 construction support condition dialog box를 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.304와 같이 절점을 선택한다.
- 그림 A.2.305와 같이 구속경계를 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.304 Construction support dialog box >

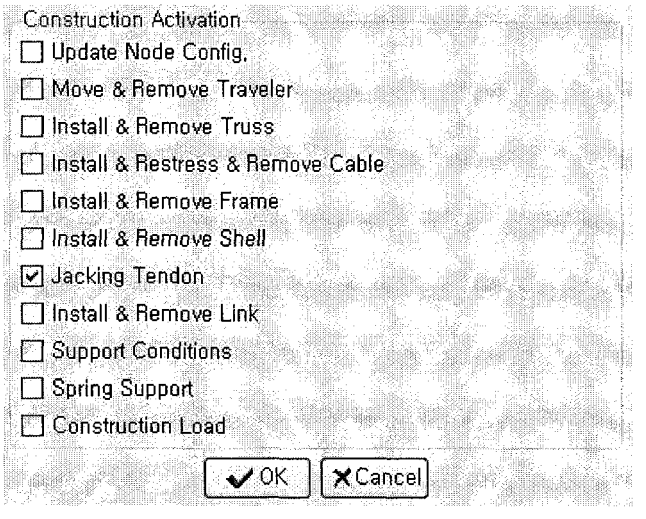


<그림 A.2.305 Support constraint dialog box >

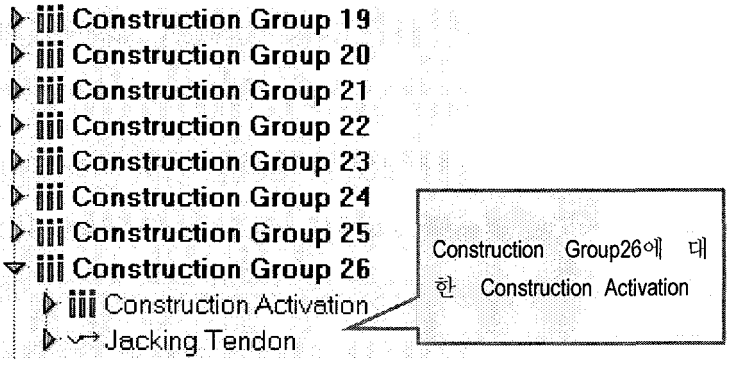
- Construction Group 26

A. Construction Group 1 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy를 선택하여 Construction Group 26 을 생성한다.

- 그림 A.2.306와 같이 시공단계 필요사항을 선택한다.
- OK 을 선택하면 그림 A.2.307과 같이 나타나게 된다.



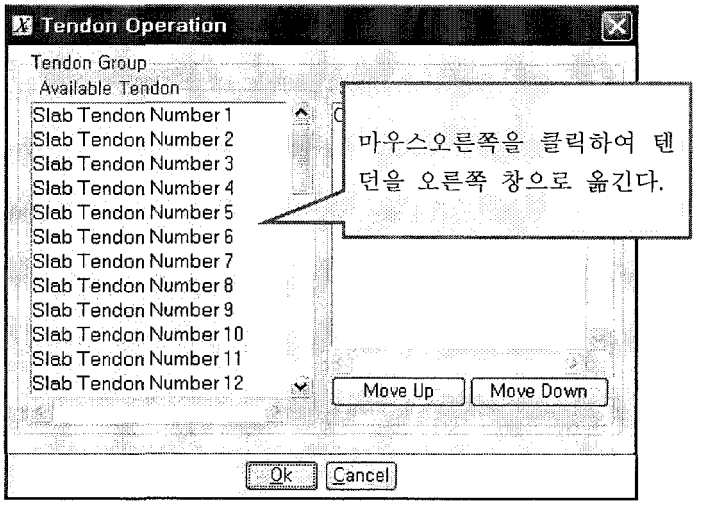
<그림 A.2.306 Construction activation dialog box for construction group 26



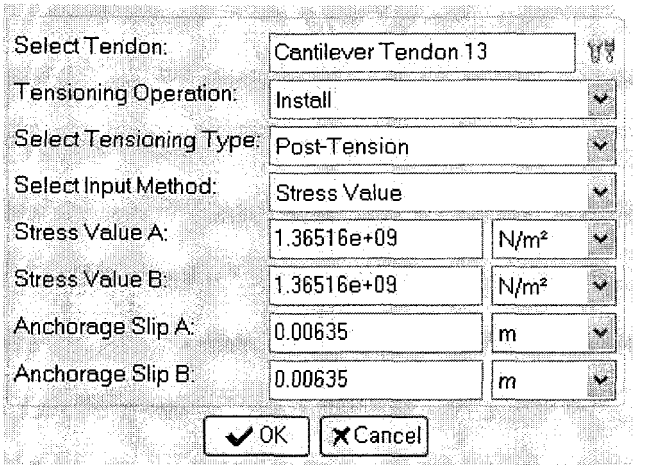
<그림 A.2.307 Construction tree menu for construction group 26>

B. Jacking Tendon ▷ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Jacking Tendon dialog box를 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.308과 같이 텐던을 선택한다.
- 그림 A.2.309와 같이 데이터를 입력한다.
- [OK]을 클릭한다.



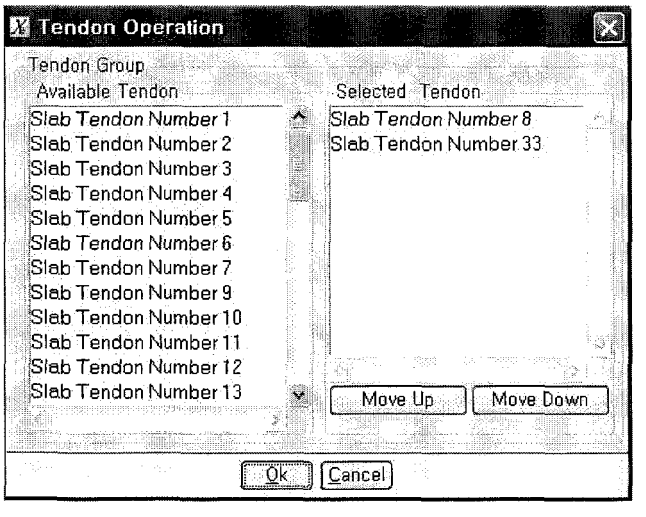
<그림 A.2.308 Tendon Operation>



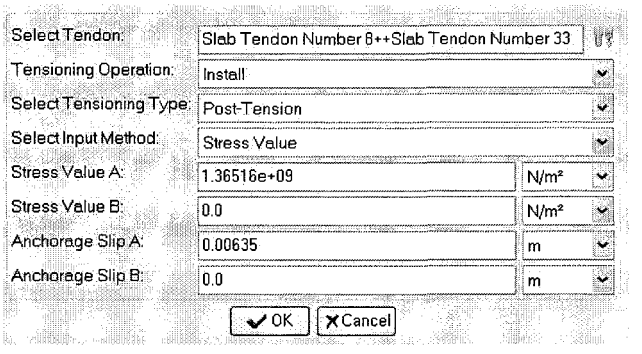
<그림 A.2.309 Jacking Tendon dialog box>

C. ↪**Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭후 Copy을 선택하여 ↪**Operation Group 2**을 생성한다. 이름을 ↪**Slab tendon** 로 바꾼다.

- 을 클릭하고 그림 A.2.310과 같이 텐던을 선택한다.
- 그림 A.2.311와 같이 데이터를 입력한다.
- OK을 클릭한다.



<그림 A.2.310 Tendon Operation>

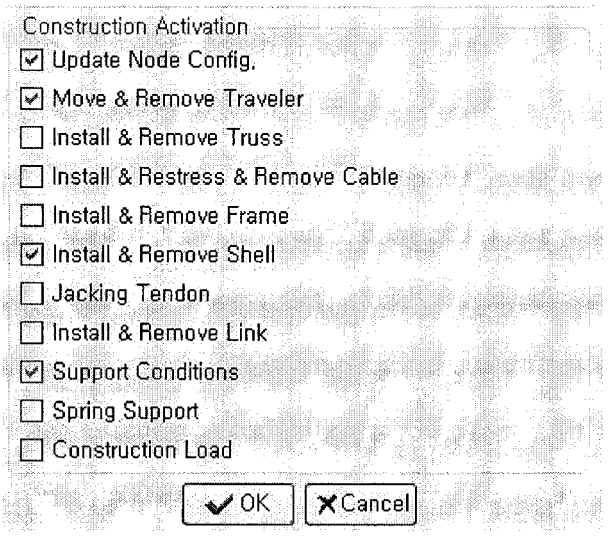


<그림 A.2.311 Jacking Tendon dialog box>

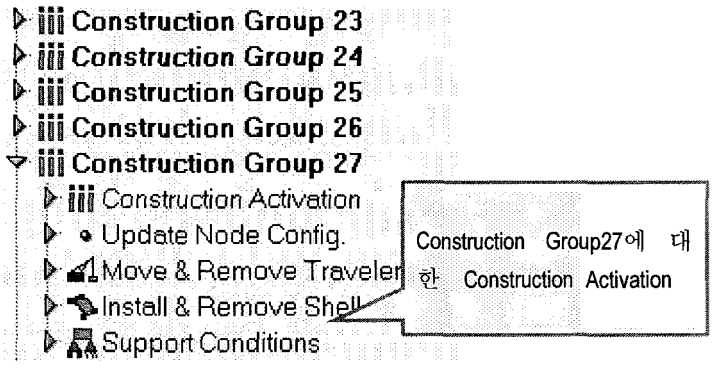
- Construction Group 27

A. **Construction Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy를 선택하여 **Construction Group 27**을 생성한다.

- 그림 A.2.312와 같이 시공단계 필요사항을 선택한다.
- OK 을 선택하면 그림 A.2.313과 같이 나타나게 된다.



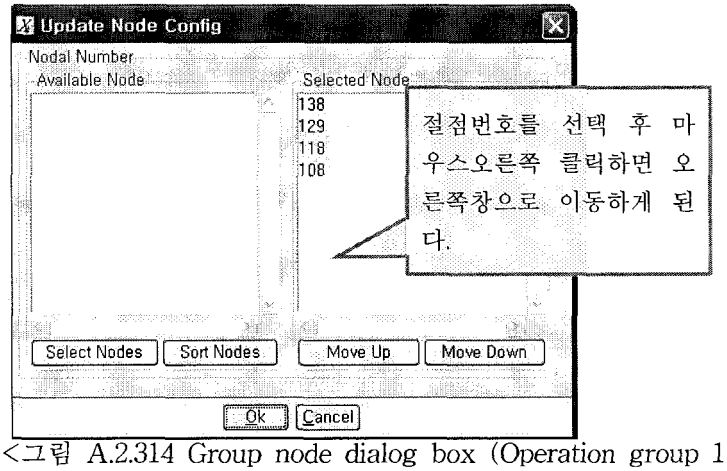
<그림 A.2.312 Construction activation dialog box for construction Group 27



<그림 A.2.313 Construction tree menu for construction group 27>

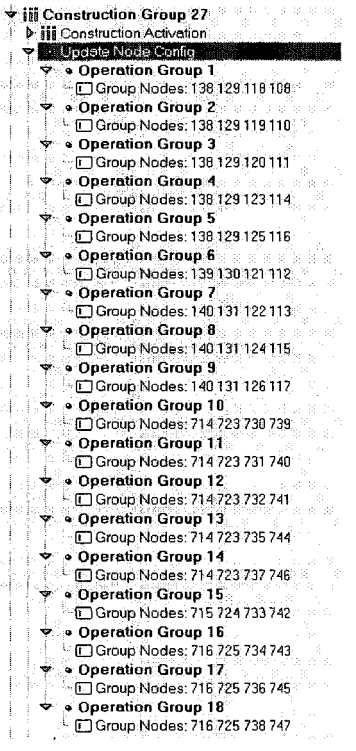
B. Update Node Config. ▸ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Group node dialog box를 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.314와 같이 절점을 선택한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.314 Group node dialog box (Operation group 1)>

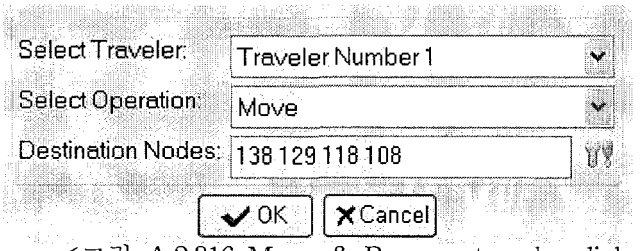
C. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2** 을 생성한다. 이 과정을 반복하여 **Operation Group 18** 까지 생성한다. 표 A.1.10을 참고하며 그림 A.2.315와 같이 나타난다.



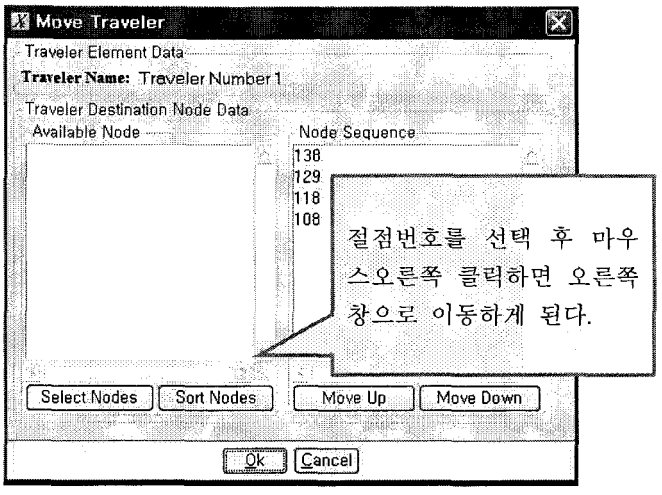
<그림 A.2.315 Operation Group>

D. Move & Remove Traveler ▷ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Move & Remove traveler dialog box를 생성한다.

- 그림 A.2.316 와 같이 데이터를 입력한다.
- 을 클릭하여 그림 A.2.317과 같이 생성한다.
- OK 을 클릭한다.

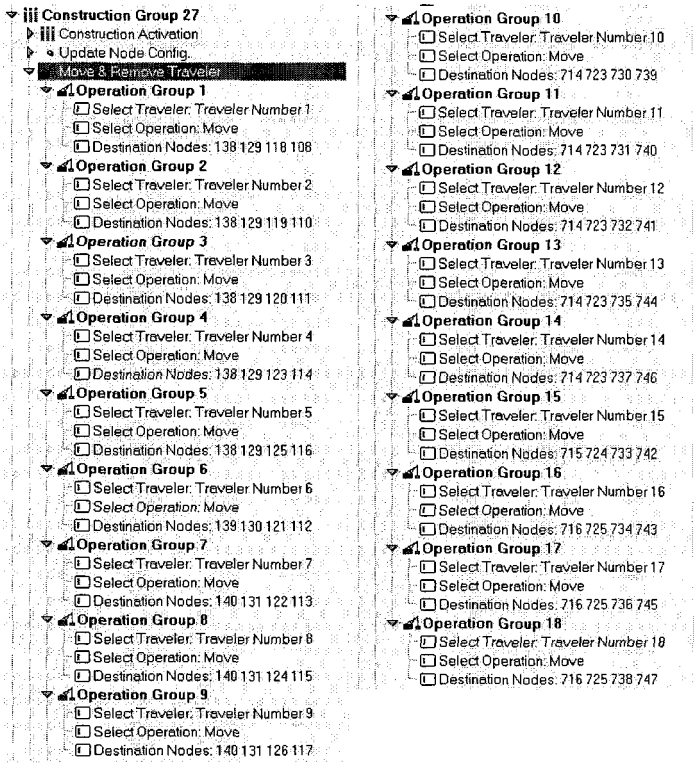


<그림 A.2.316 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.317 Move traveler dialog box>

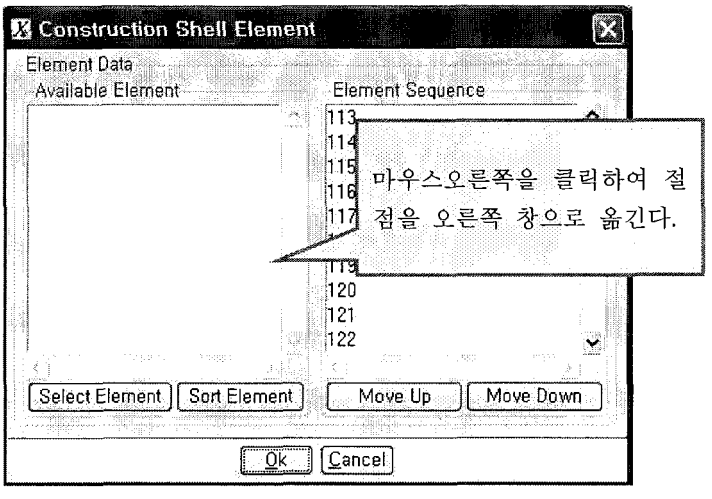
E. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2** 을 생성한다. 이 과정을 반복하여 **Operation Group 18**까지 생성한다. 표 A.1.11을 참고하며 그림 A.2.318와 같이 나타난다.



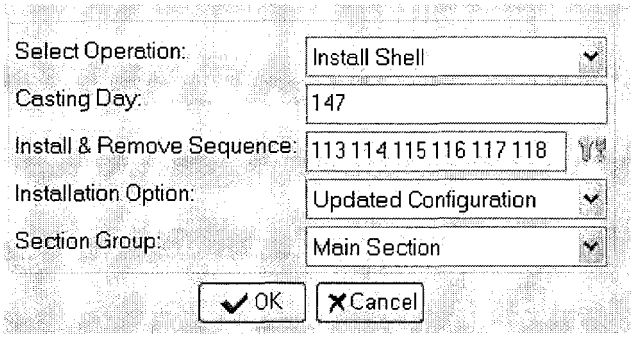
<그림 A.2.318 Move & Remove Traveler>

F. Install & Remove Shell ▶ Operation Group 1 와 같이 클릭하여 Install & remove Shell dialog box을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.319와 같이 절점를 선택한다.
- 그림 A.2.320과 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.319 Element sequence for Install Shell>

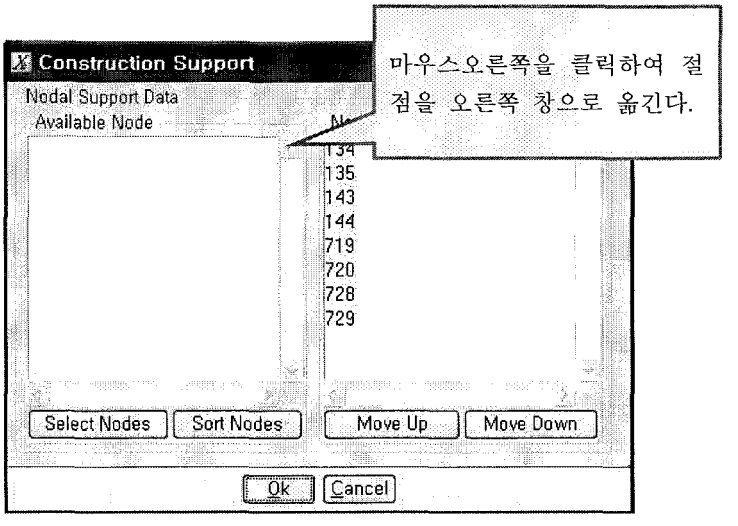


<그림 A.2.320 Install & Remove Shell dialog box >

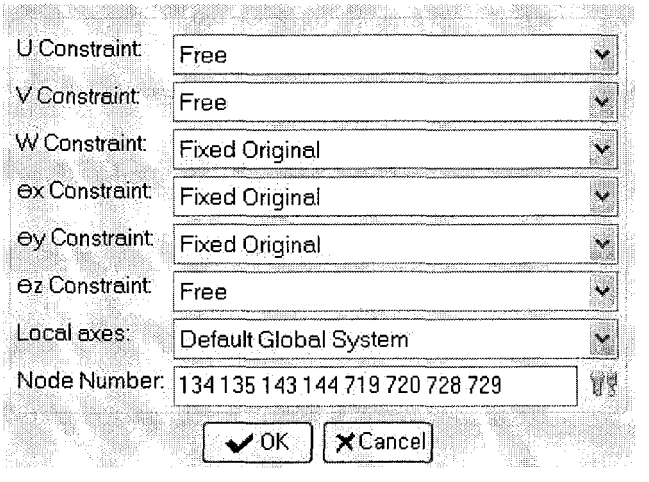
G. Support Conditions ▶ Operation Group 1 와 같이 클릭하여 construction support condition dialog box를 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.321과 같이 절점을 선택한다.
- 그림 A.2.322와 같이 구속경계를 설정한다.

- ✔OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.321 Construction support dialog box >

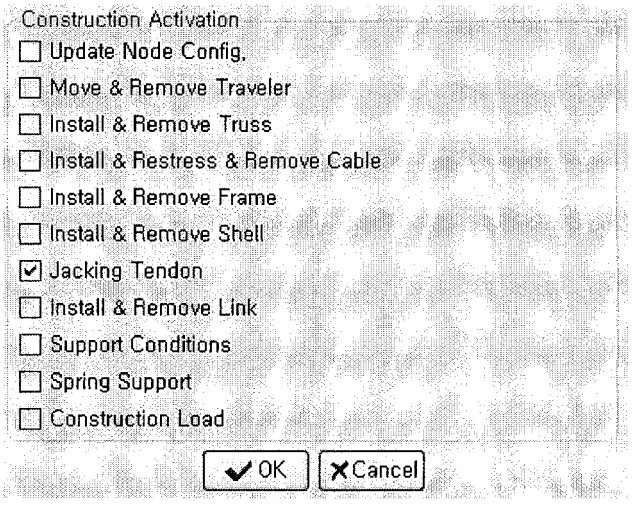


<그림 A.2.322 Support constraint dialog box >

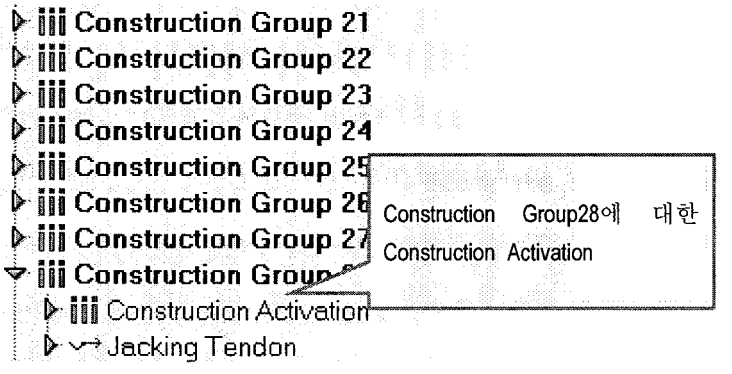
- Construction Group 28

A. Construction Group 1 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy를 선택하여 Construction Group 26 을 생성한다.

- 그림 A.2.323과 같이 시공단계 필요사항을 선택한다.
- ✔OK 을 선택하면 그림 A.2.324와 같이 나타나게 된다.



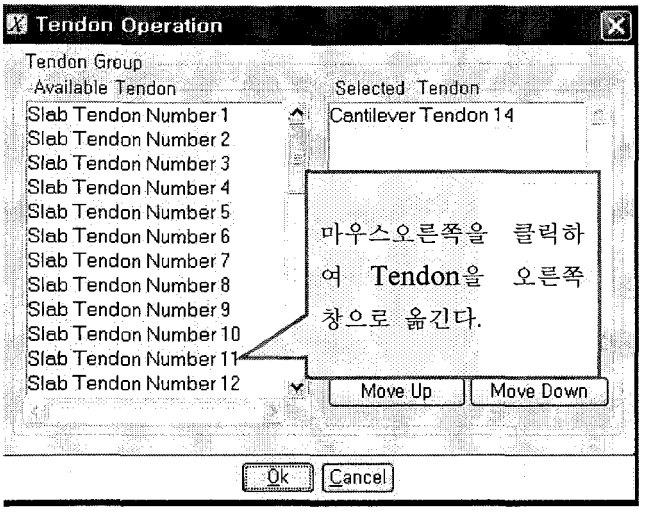
<그림 A.2.323 Construction activation dialog box for construction group 28>



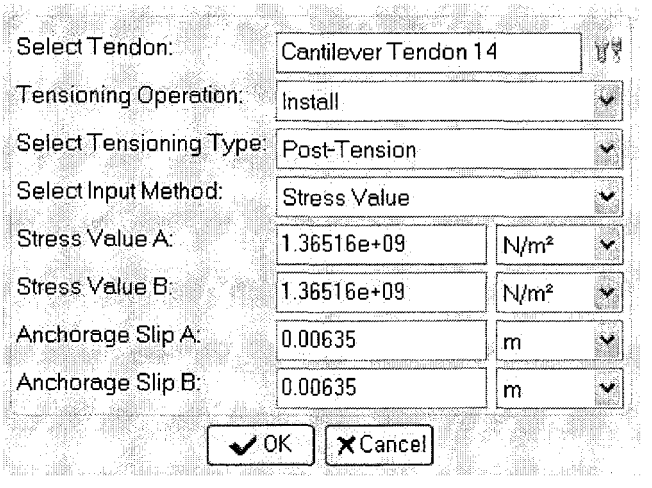
<그림 A.2.324 Construction tree menu for construction group 28>

B. Jacking Tendon ▷ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Jacking Tendon dialog box를 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.325와 같이 Tendon을 선택한다.
- 그림 A.2.326과 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



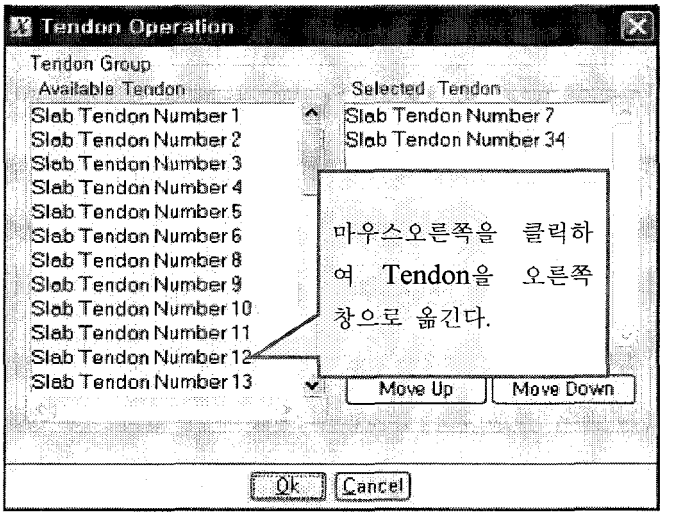
<그림 A.2.325 Tendon Operation>



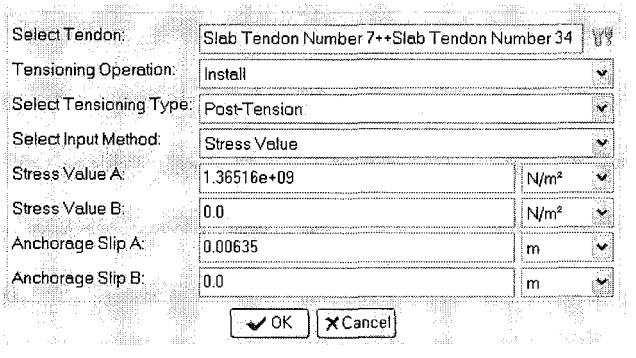
<그림 A.2.325 Tendon Operation>

C. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2**을 생성한다. 이름을 **Slab tendon** 로 바꾼다.

- 을 클릭하고 그림 A.2.327과 같이 Tendon을 선택한다.
- 그림 A.2.328과 같이 데이터를 입력한다.
- OK을 클릭한다.



<그림 A.2.327 Tendon Operation>

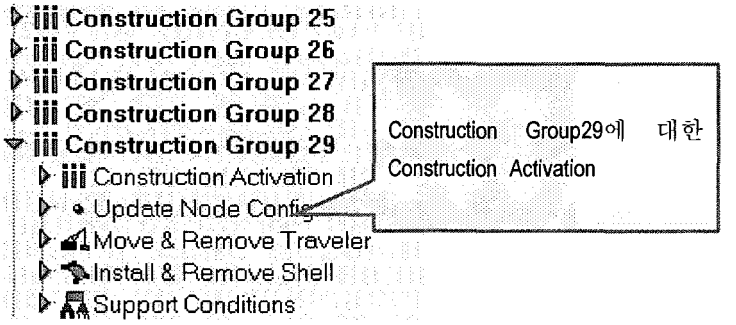


<그림 A.2.328 Jacking Tendon dialog box>

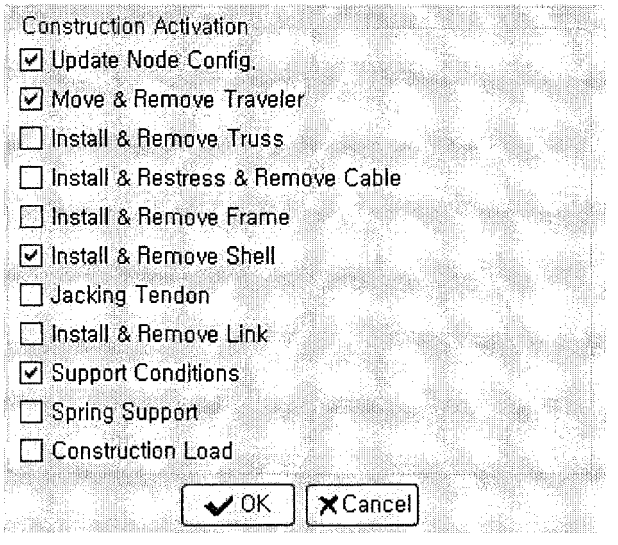
- Construction Group 29

A. **Construction Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy를 선택하여 **Construction Group 29**을 생성한다.

- 그림 A.2.329와 같이 시공단계 필요사항을 선택한다.
- OK 을 선택하면 그림 A.2.330과 같이 나타나게 된다.



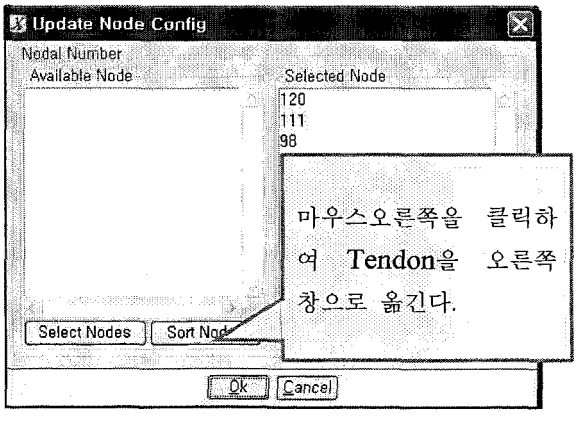
<그림 A.2.329 Construction activation dialog box for construction Group 29>



<그림 A.2.330 Construction tree menu for construction group 29>

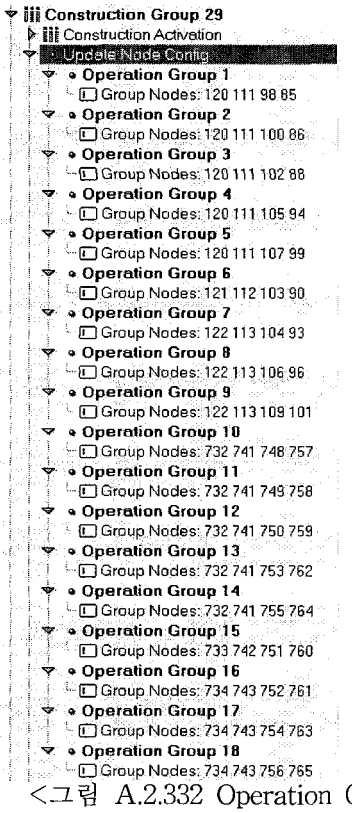
B. Update Node Config.▷ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Group node dialog box를 생성한다

- 을 클릭하여 그림 A.2.331과 같이 절점을 선택한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.331 Group node dialog box (Operation group 1)>

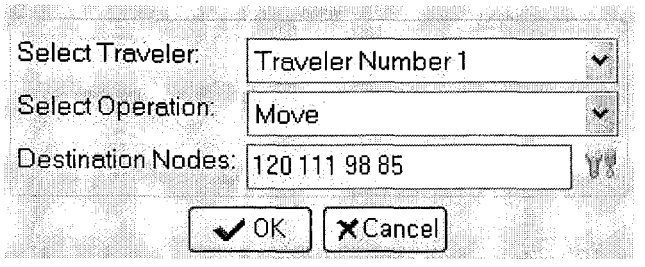
C. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2** 을 생성한다. 이 과정을 반복하여 **Operation Group 18** 까지 생성한다. 표 A.1.10을 참고하며 그림 A.2.332와 같이 나타난다.



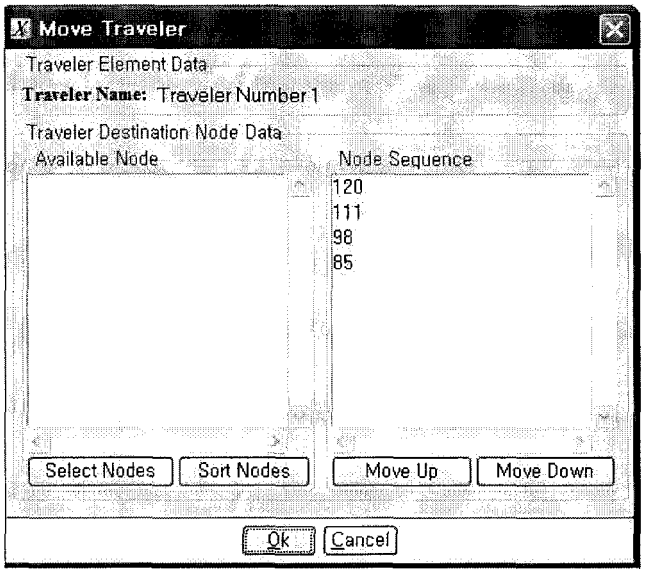
<그림 A.2.332 Operation Group>

D. Move & Remove Traveler ▶ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Move & Remove traveler dialog box를 생성한다.

- 그림 A.2.333 와 같이 데이터를 입력한다.
- 을 클릭하여 그림 A.2.334와 같이 생성한다.
- OK 을 클릭한다.

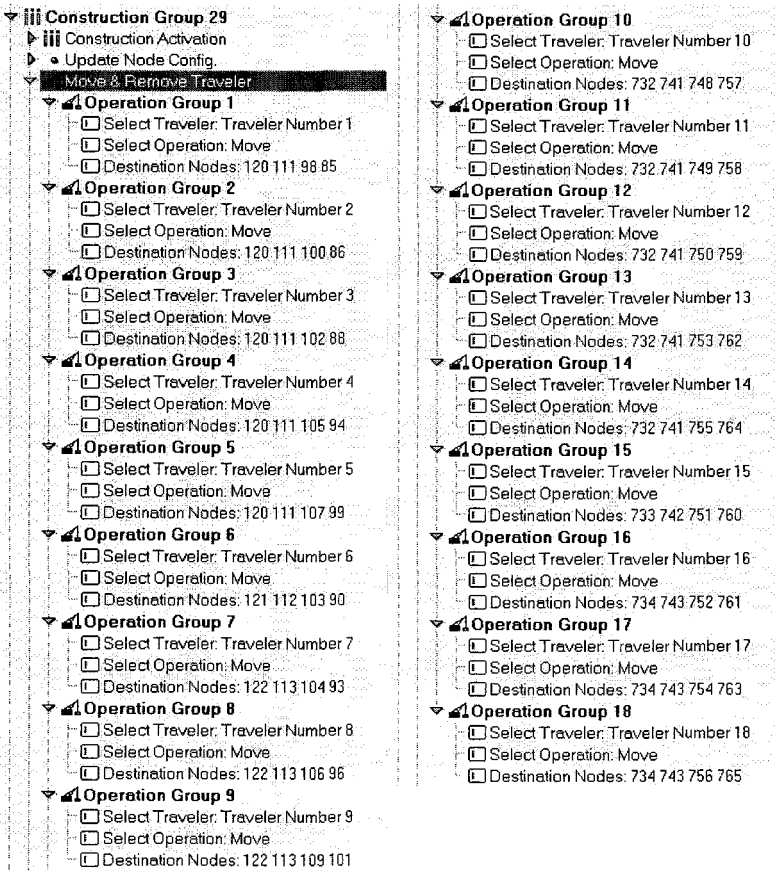


<그림 A.2.333 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.334 Move traveler dialog box>

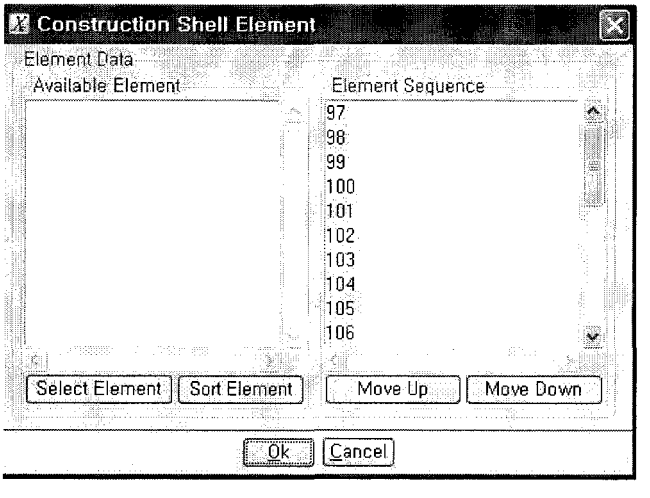
E. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2** 을 생성한다. 이 과정을 반복하여 **Operation Group 18**까지 생성한다. 표 A.1.11을 참고하며 그림 A.2.335와 같이 나타난다.



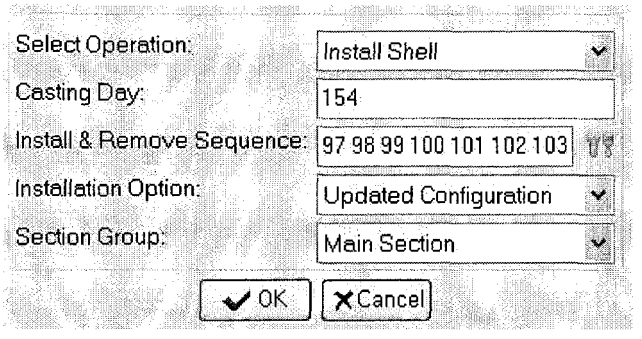
<그림 A.2.335 Move & Remove Traveler>

F. Install & Remove Shell ▶ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Install & remove Shell dialog box을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.336과 같이 절점을 선택한다.
- 그림 A.2.337과 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



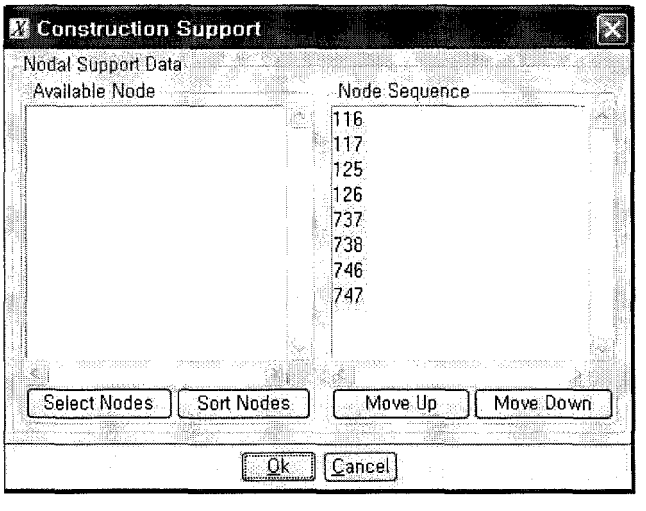
<그림 A.2.336 Element sequence for Install Shell>



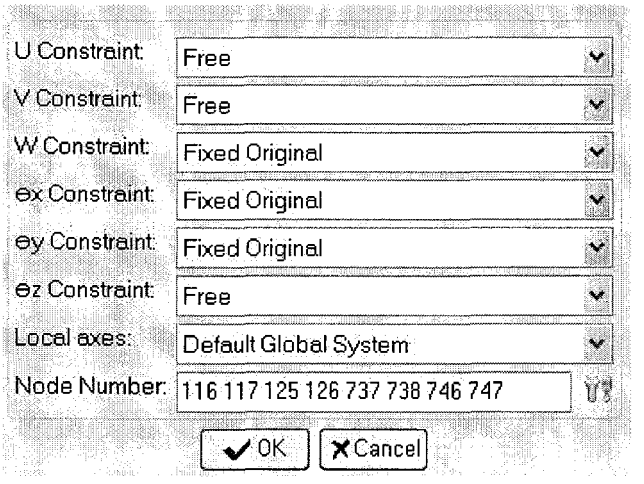
<그림 A.2.337 Install & Remove Shell dialog box >

G. Support Conditions ▸ Operation Group 1 와 같이 클릭하여 construction support condition dialog box를 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.338과 같이 절점을 선택한다.
- 그림 A.2.339와 같이 구속경계를 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.338 Construction support dialog box >

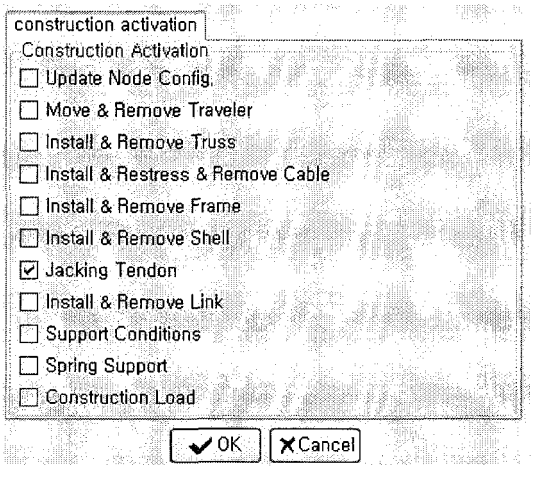


<그림 A.2.339 Support constraint dialog box >

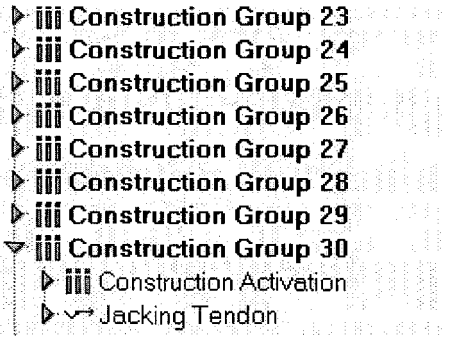
- Construction Group 30

A. **Construction Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy를 선택하여 **Construction Group 30**을 생성한다.

- 그림 A.2.340과 같이 시공단계 필요사항을 선택한다.
- OK을 선택하면 그림 A.2.341과 같이 나타나게 된다.



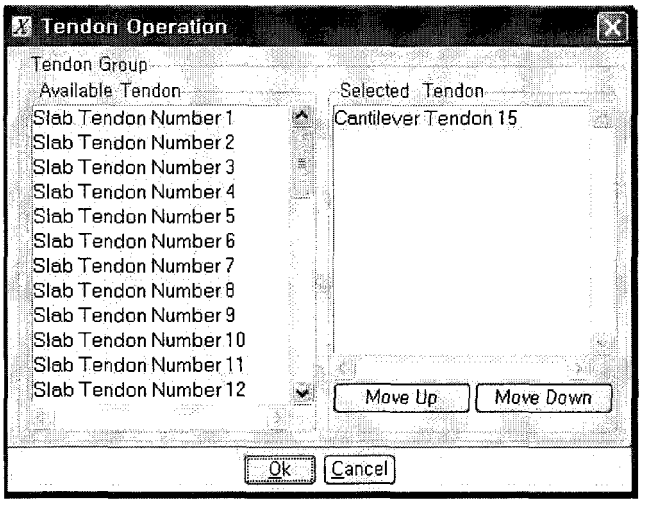
<그림 A.2.340 Construction activation dialog box for construction group 30



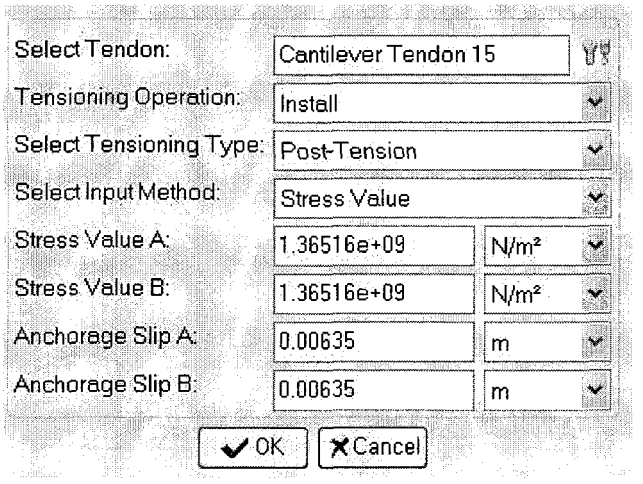
<그림 A.2.341 Construction tree menu for construction group 30>

B. Jacking Tendon ▸ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Jacking Tendon dialog box를 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.342 같이 Tendon을 선택한다.
- 그림 A.2.343 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



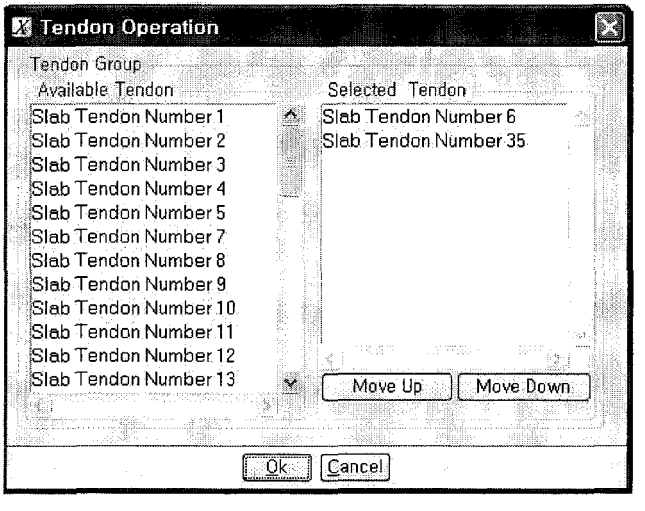
<그림 A.2.342 Tendon Operation>



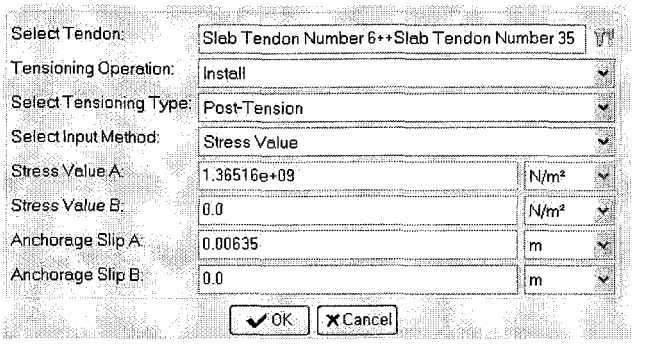
<그림 A.2.343 Tendon Operation>

C. ⤻**Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy을 선택하여 ⤻**Operation Group 2**을 생성한다. 이름을 ⤻**Slab tendon** 로 바꾼다.

- 을 클릭하고 그림 A.2.344 같이 Tendon를 선택한다.
- 그림 A.2.345 같이 데이터를 입력한다.
- OK을 클릭한다.



<그림 A.2.344 Tendon Operation>

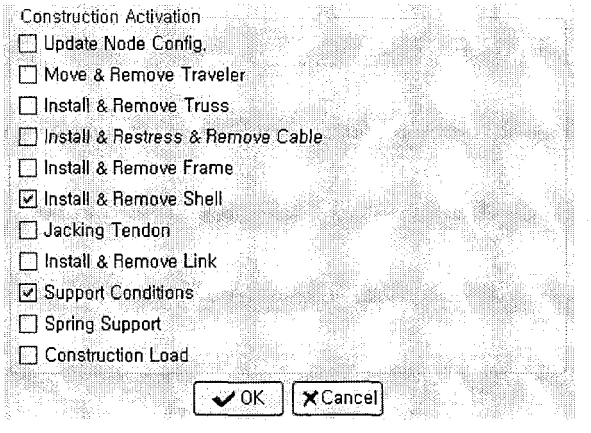


<그림 A.2.345 Jacking Tendon dialog box>

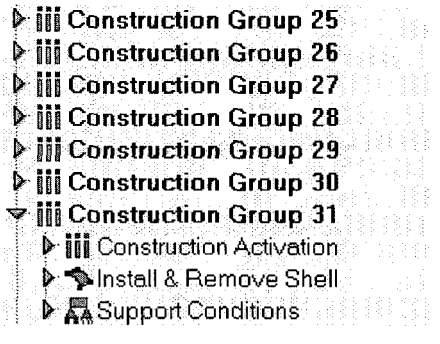
- Construction Group 31

A. Construction Group 1 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy를 선택하여 Construction Group 31 을 생성한다.

- 그림 A.2.346과 같이 시공단계 필요사항을 선택한다.
- OK 을 선택하면 그림 A.2.347과 같이 나타나게 된다.



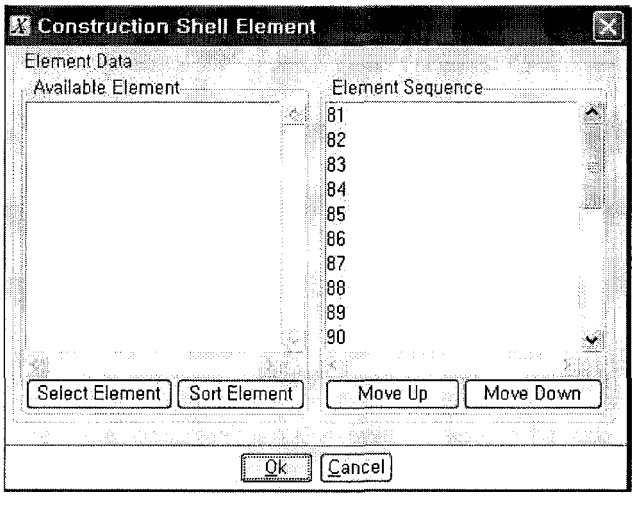
<그림 A.2.346 Construction activation dialog box for construction Group 31



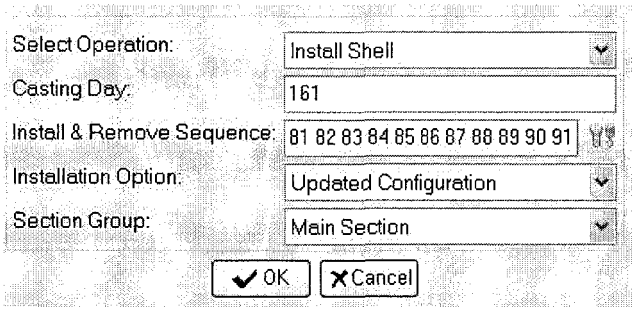
<그림 A.2.347 Construction tree menu for construction group 31>

B. Install & Remove Shell ▸ Operation Group 1 와 같이 클릭하여 Install & remove Shell dialog box를 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.348과 같이 절점을 선택한다.
- 그림 A.2.349와 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.348 Element sequence for Install Shell>

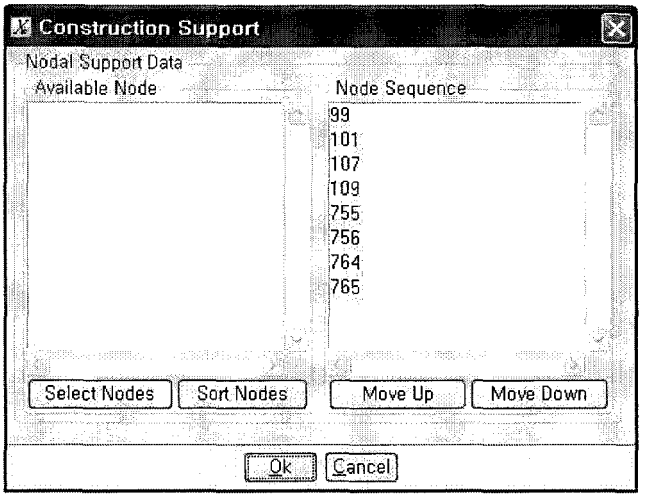


<그림 A.2.349 Install & Remove Shell dialog box >

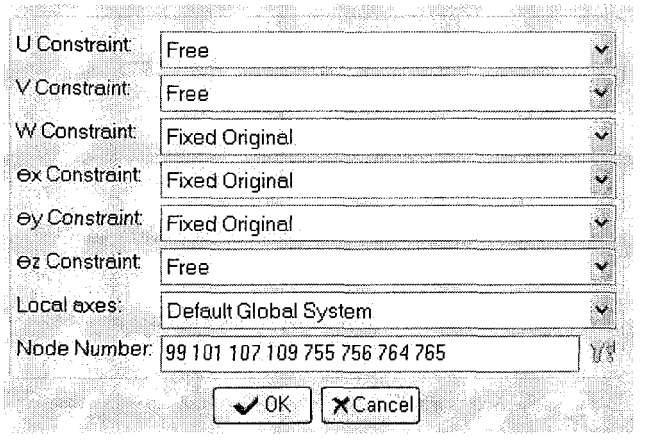
C. Support Conditions ▸ Operation Group 1 와 같이 클릭한 후 construction support condition dialog box을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.350과 같이 경계를 설정한다.
- 그림 A.2.351과 같이 구속 경계를 정해준다.

- OK을 클릭한다.



<그림 A.2.350 Construction support dialog box >

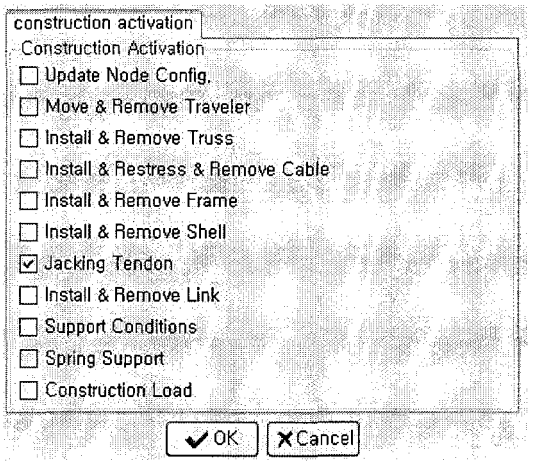


<그림 A.2.351 Construction support dialog box >

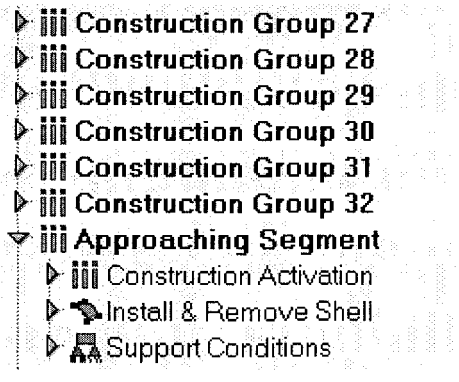
- Construction Group 32

A. Construction Group 1상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy를 선택하여 Construction Group 32을 생성한다.

- 그림 A.2.352와 같이 시공단계 필요사항을 선택한다.
- OK을 선택하면 그림 A.2.353과 같이 나타나게 된다.



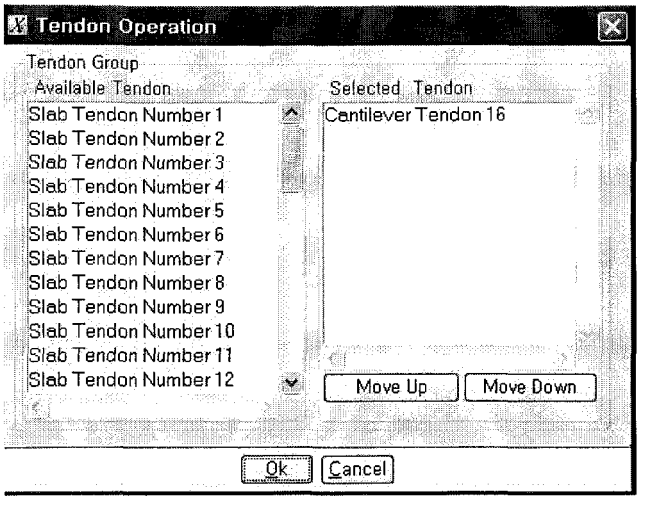
<그림 A.2.352 Construction activation dialog box for construction group 32>



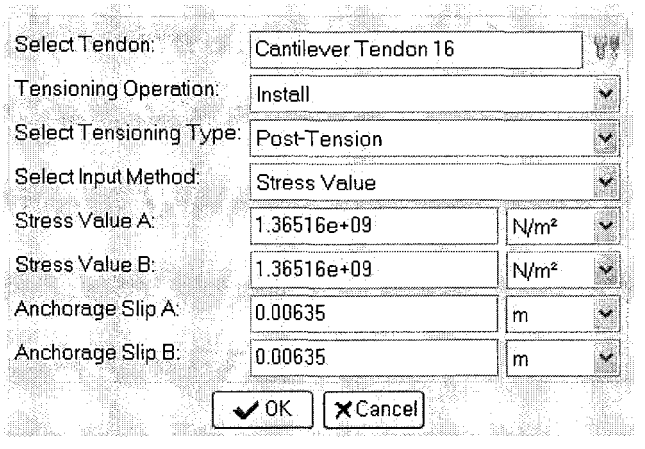
<그림 A.2.353 Construction tree menu for construction group 32>

B. Jacking Tendon ▸ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Jacking Tendon dialog box를 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.354 같이 Tendon을 선택한다.
- 그림 A.2.355 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



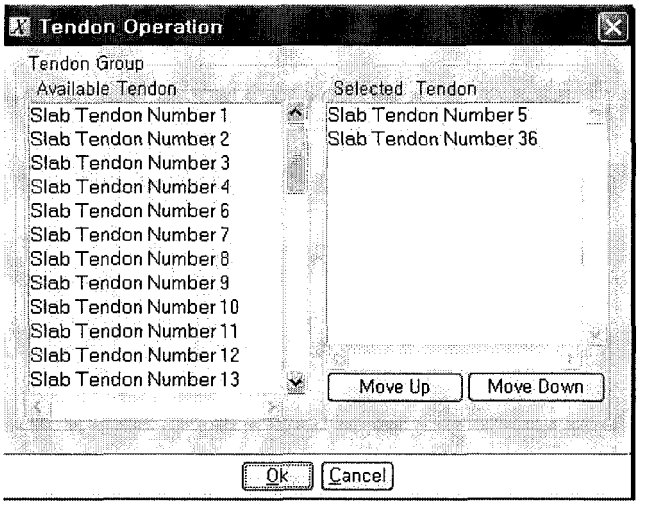
<그림 A.2.354 Tendon Operation>



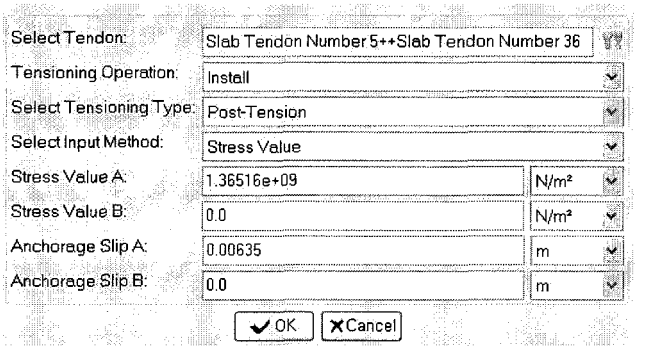
<그림 A.2.355 Jacking Tendon dialog box>

C. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2**을 생성한다. 이름을 **Slab tendon** 로 바꾼다.

- 을 클릭하고 그림 A.2.356 같이 Tendon을 선택한다.
- 그림 A.2.357 같이 데이터를 입력한다.
- OK을 클릭한다.



<그림 A.2.356 Tendon Operation>

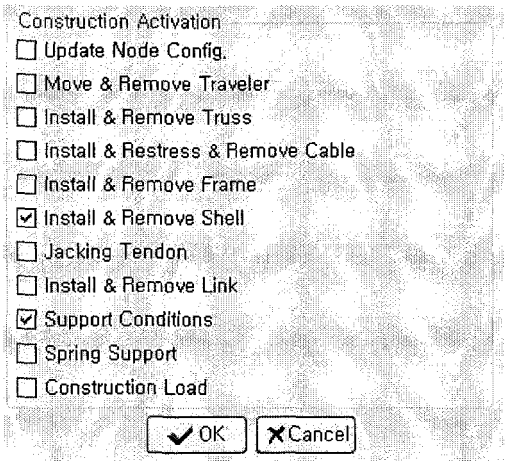


<그림 A.2.357 Jacking Tendon dialog box>

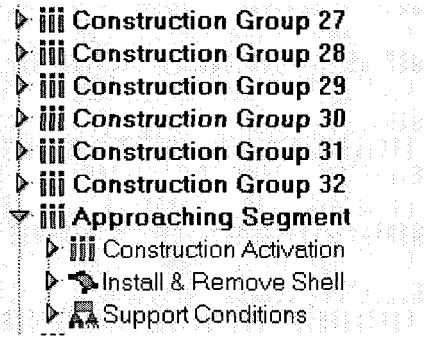
- Construction Group 33(Approaching Segment)

A. **Construction Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy를 선택하여 **Construction Group 33**을 생성한다. 이름을 **Approaching Segment** 로 바꾼다

- 그림 A.2.358과 같이 시공단계 필요사항을 선택한다.
- OK 을 선택하면 그림 A.2.359와 같이 나타나게 된다.



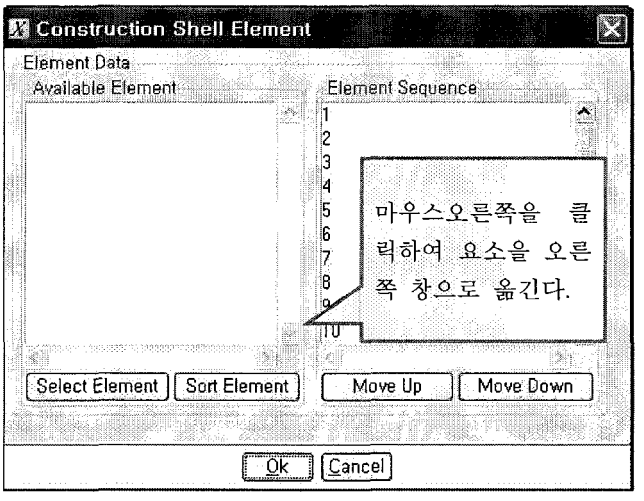
<그림 A.2.358 Construction activation dialog box for Costruction Group 33>



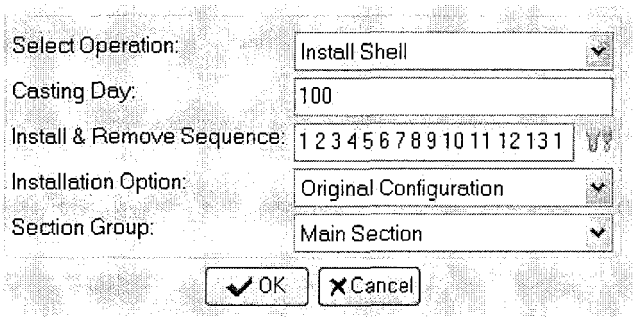
<그림 A.2.359 Construction tree menu for Construction Group 33>

B. Install & Remove Shell ▸ Operation Group 1 와 같이 클릭하여 Install & remove Shell dialog box를 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.360 같이 요소를 선택한다.
- 그림 A.2.361과 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



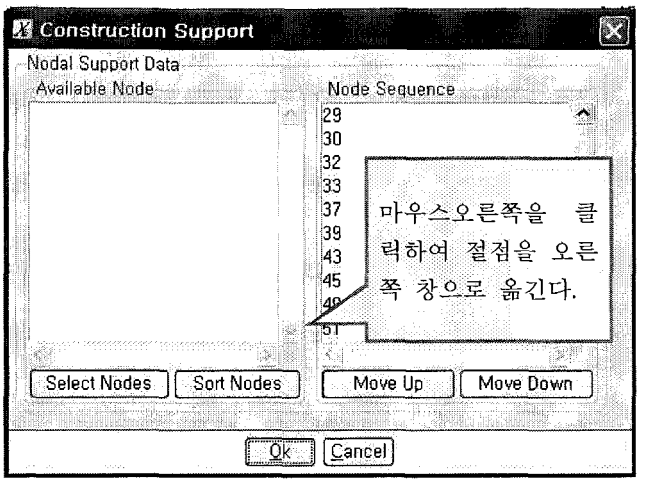
<그림 A.2.360 Element sequence for Install Shell>



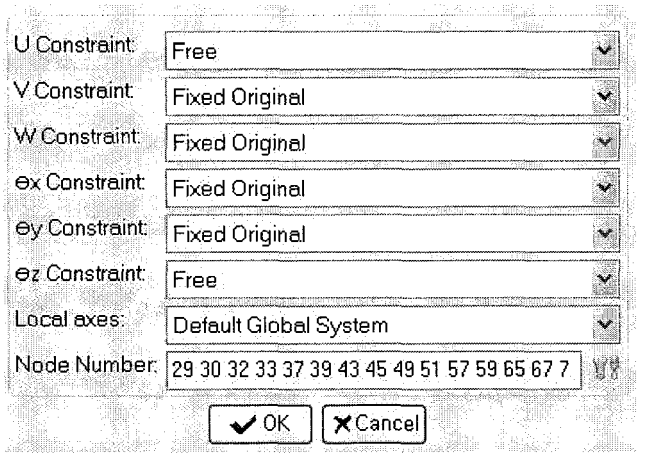
<그림 A.2.361 Install & Remove Shell dialog box>

C. Support Conditions ▸ Operation Group 1 와 같이 클릭하여 construction support condition dialog box을 생성한다.

- 을 클릭하고 그림 A.2.362 같이 절점을 선택한다.
- 그림 A.2.363과 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



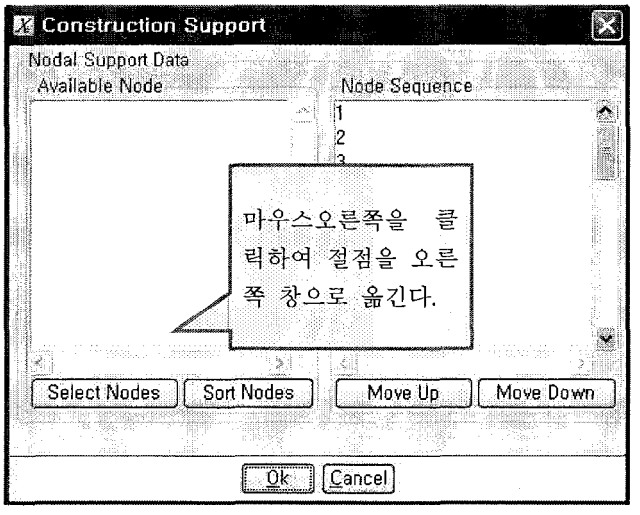
<그림 A.2.362 Construction support dialog box >



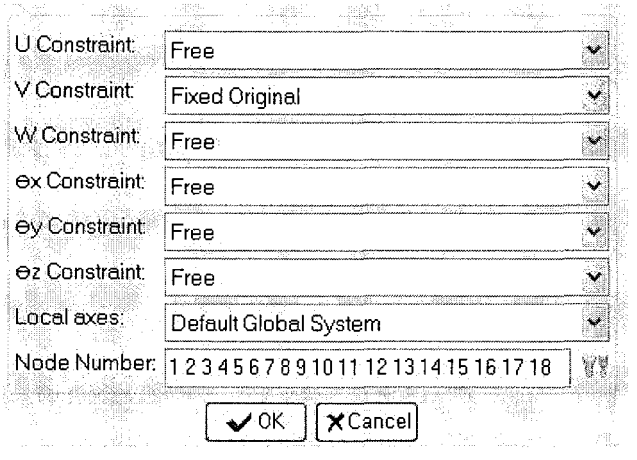
<그림 A.2.363 Support constraint dialog box>

D. Operation Group 1 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 Operation Group 2 을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.364와 같이 절점상의 지지조건을 설정한다.
- 그림 A.2.365와 같이 구속경계를 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.364 Construction support dialog box>

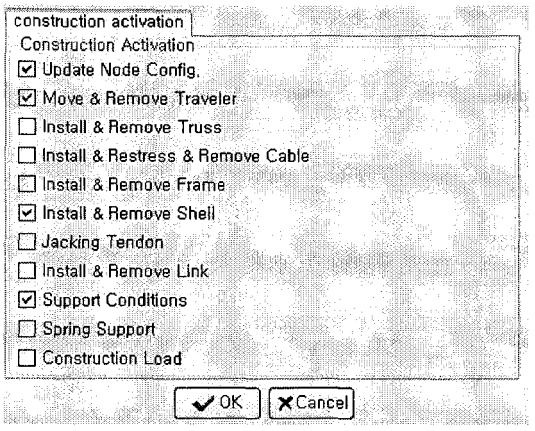


<그림 A.2.365 Support constraint dialog box>

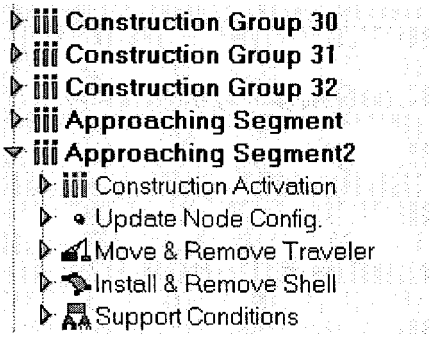
- Construction Group 34(Approaching Segment 2)

A. Construction Group 1 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy를 선택하여 Construction Group 34 을 생성한다. 이름을 Approaching Segment 로 바꾼다

- 그림 A.2.366과 같이 시공단계 필요사항을 선택한다.
- OK 을 선택하면 그림 A.2.367과 같이 나타나게 된다.



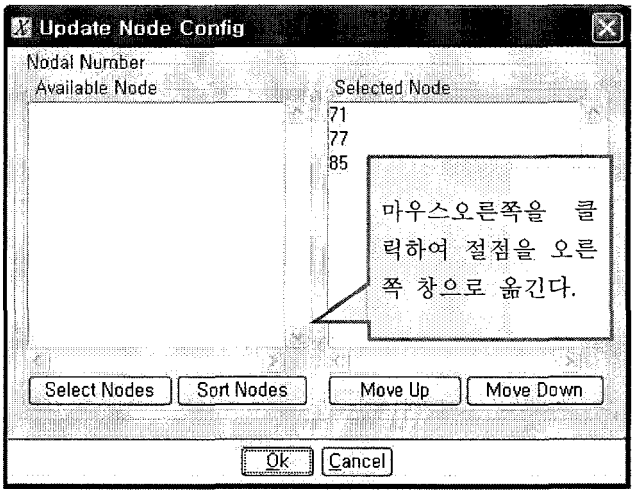
<그림 A.2.366 Construction activation dialog box for Construction group 34>



<그림 A.2.367 Construction tree menu for Construction group 34>

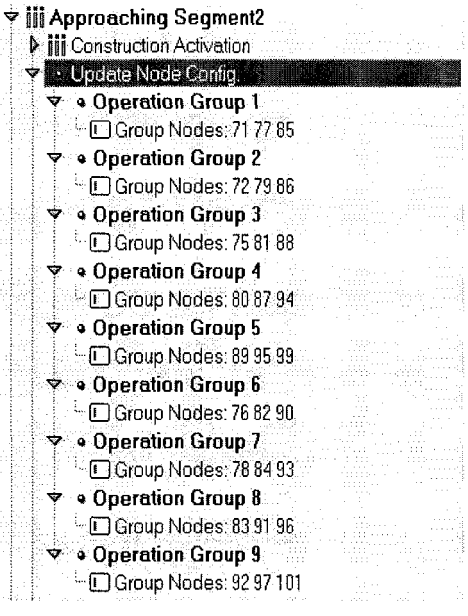
B. Update Node Config. ▷ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Group node dialog box를 생성한다

- 을 클릭하여 그림 A.2.368 같이 절점을 선택한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.368 Group node dialog box (Operation group 1)>

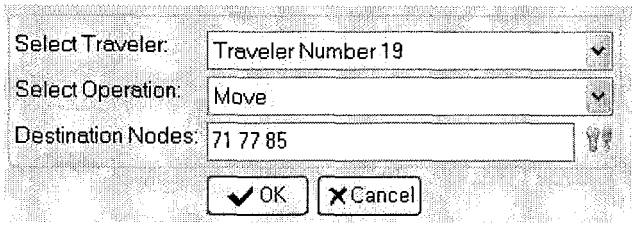
C. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2** 을 생성한다. 이 과정을 반복하여 **Operation Group 9** 까지 생성한다. 표 A.1.10를 참고하며 그림 A.2.369와 같이 나타난다.



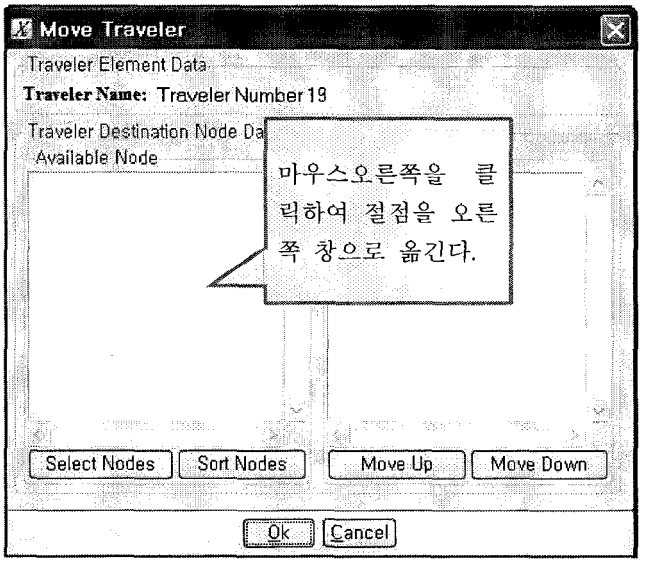
<그림 A.2.369 Operation Group>

D. Move & Remove Traveler **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Move & Remove traveler dialog box을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.371과 같이 절점상의 지지조건을 설정한다.
- 그림 A.2.370과 같이 구속경계를 설정한다.
- OK 을 클릭한다.

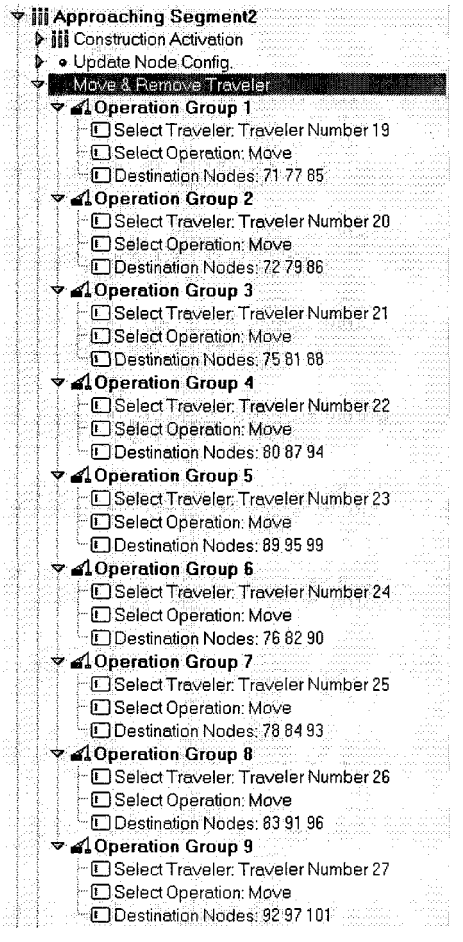


<그림 A.2.370 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.371 Move traveler dialog box>

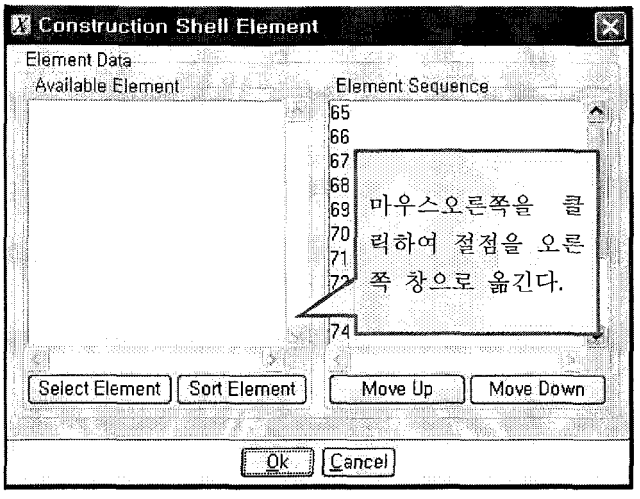
E. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2** 을 생성한다. 이 과정을 반복하여 **Operation Group 9**까지 생성한다. 표 A.1.11을 참고하며 그림 A.2.372와 같이 나타난다.



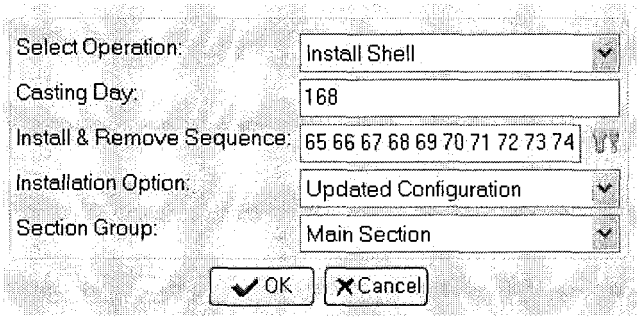
<그림 A.2.372 Move & Remove Traveler>

F. Install & Remove Shell ▷ Operation Group 1 와 같이 클릭하여 Install & remove Shell dialog box을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.373과 같이 요소를 선택한다.
- 그림 A.2.374와 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



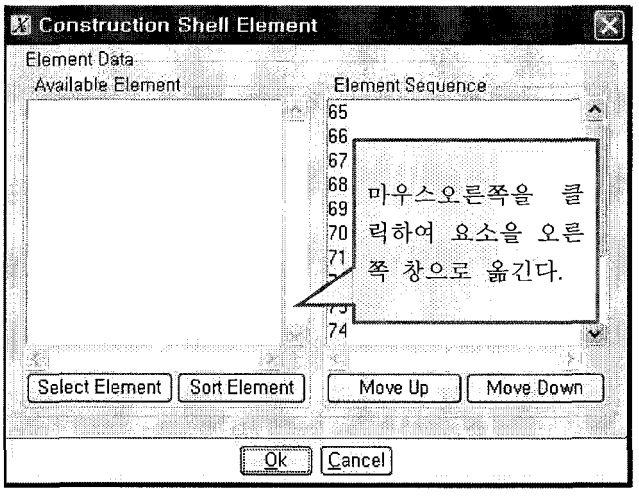
<그림 A.2.373 Element sequence for Install Shell>



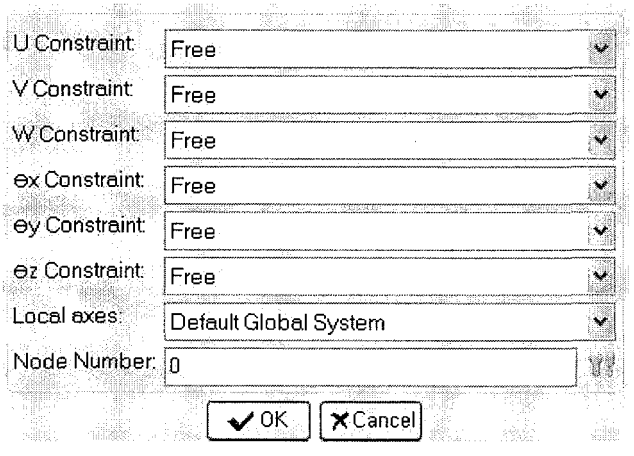
<그림 A.2.374 Install & Remove Shell dialog box>

G. Support Conditions ▸ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 construction support condition dialog box을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.375와 같이 요소을 선택한다.
- 그림 A.2.376과 같이 구속경계를 선택한다.
- OK 을 클릭한다.



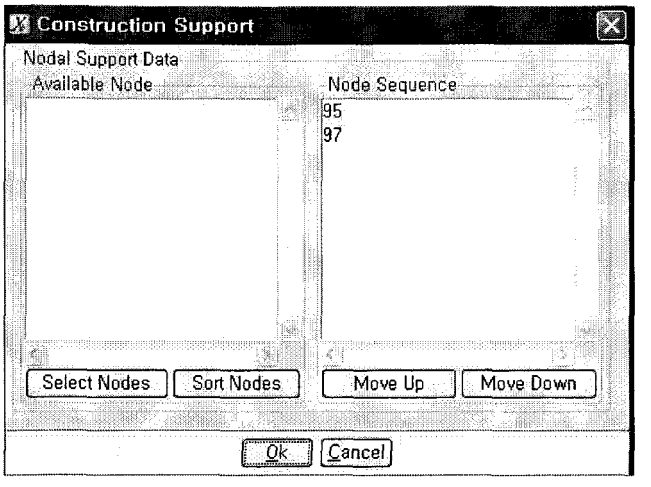
<그림 A.2.375 Construction support dialog box>



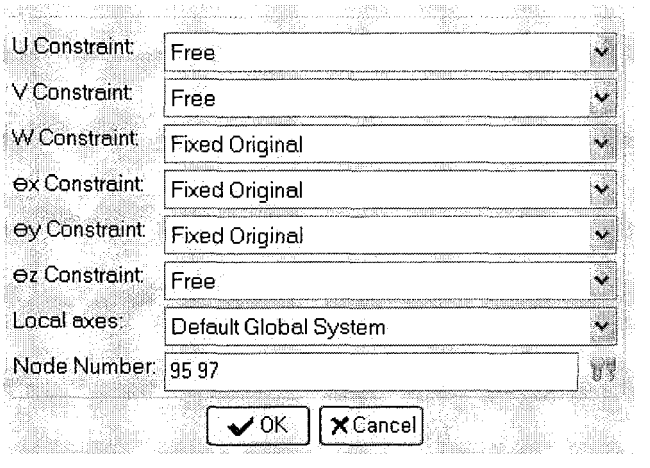
<그림 A.2.376 Support constraint dialog box>

H. Operation Group 1 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 Operation Group 2 을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.377과 같이 절점을 설정한다.
- 그림 A.2.378과 같이 구속경계를 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.377 Construction support dialog box>

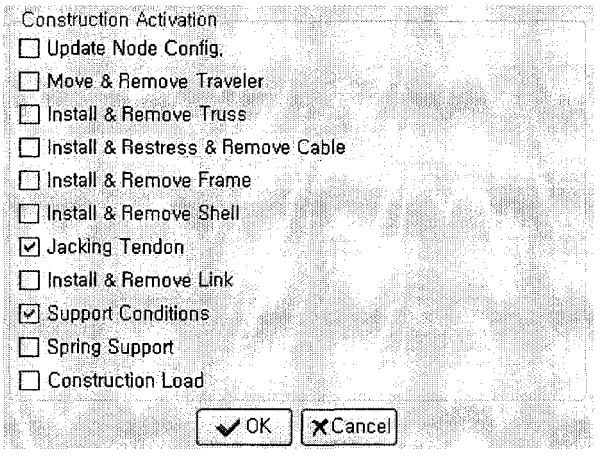


<그림 A.2.378 Support constraint dialog box >

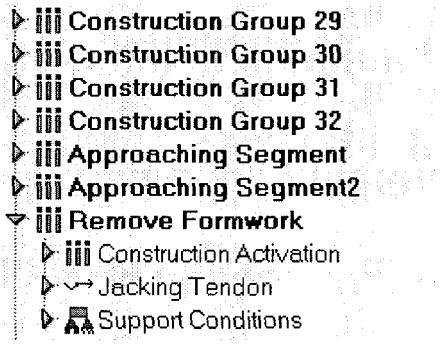
- Construction Group 35(Remove Formwork)

A. Construction Group 1 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy를 선택하여 Construction Group 35 을 생성한다. 이름을 Remove Formwork 로 바꾼다.

- 그림 A.2.379와 같이 시공단계 필요사항을 선택한다.
- OK 을 선택하면 그림 A.2.380과 같이 나타나게 된다.



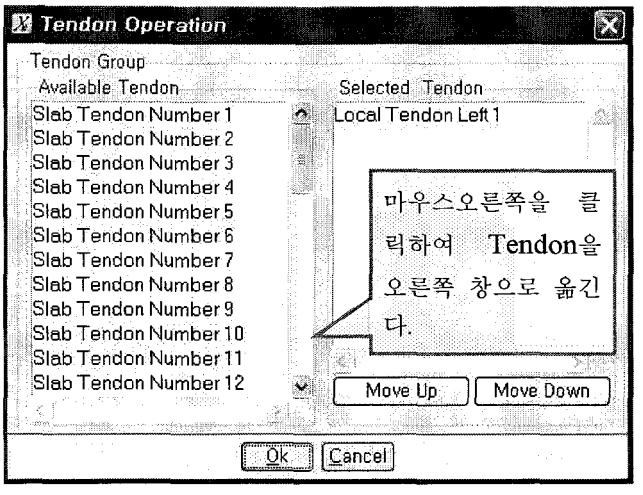
<그림 A.2.379 Construction activation dialog box for construction Group 35>



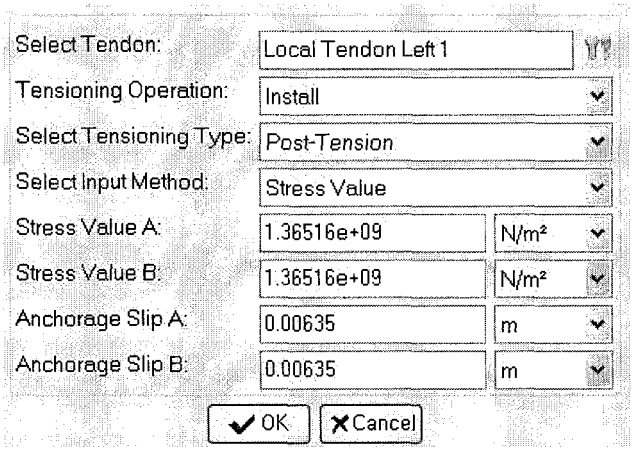
<그림 A.2.380 Construction tree menu for construction group 35>

B. Jacking Tendon ▷ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여Jacking Tendon dialog box를 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.381 같이 절점을 선택한다.
- 그림 A.2.382와 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.
- 표 A.1.14을 참고한다.



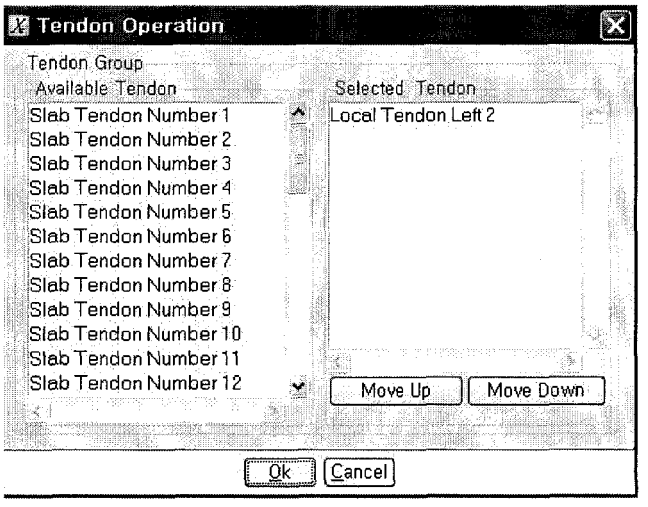
<그림 A.2.381 Tendon Operation>



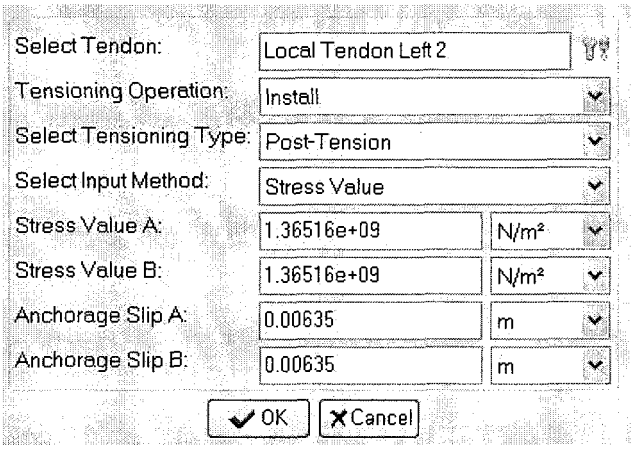
<그림 A.2.382 Jacking Tendon dialog box>

C. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2**을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.383과 같이 Tendon을 선택한다.
- 그림 A.2.384와 같이 데이터를 입력한다.
- OK을 클릭한다.



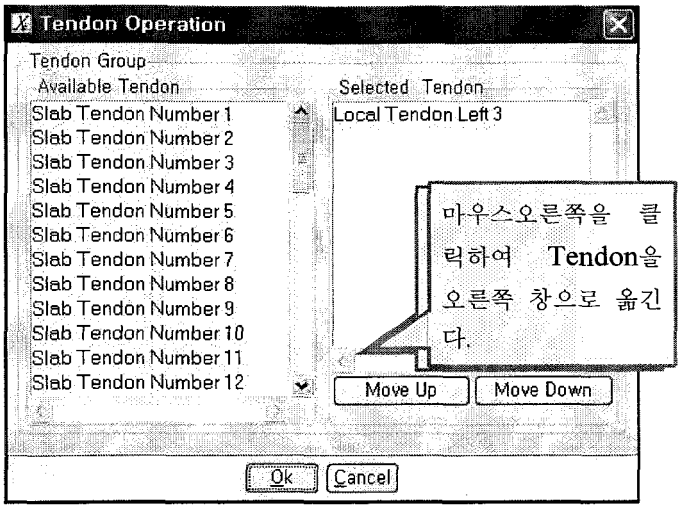
<그림 A.2.383 Tendon Operation>



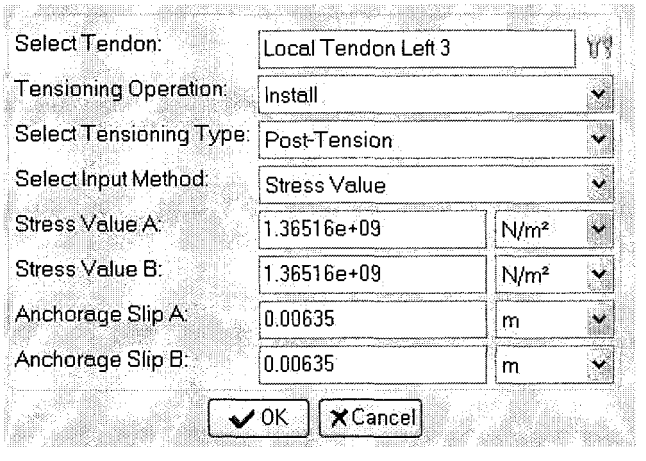
<그림 A.2.384 Jacking Tendon dialog box>

D. Operation Group 1 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 Operation Group 3을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.385와 같이 절점상의 지지조건을 설정한다.
- 그림 A.2.386과 같이 구속경계를 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



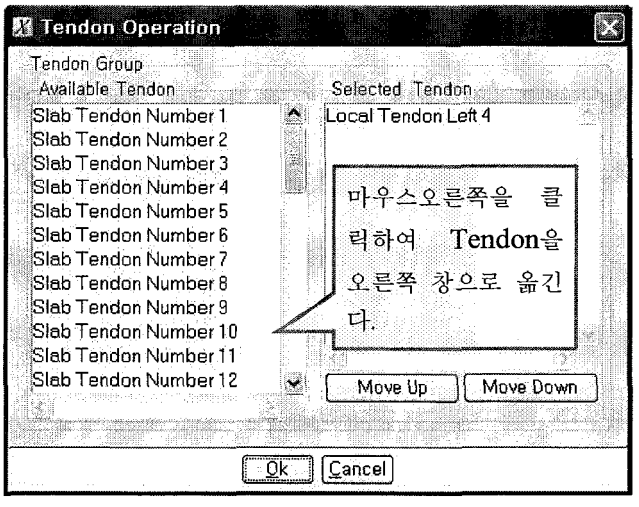
<그림 A.2.385 Tendon Operation>



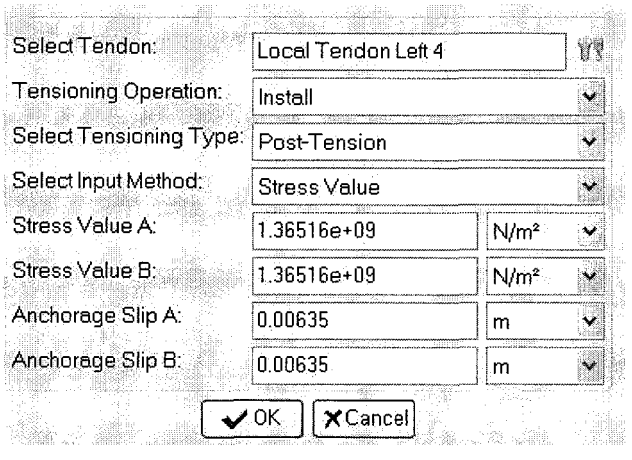
<그림 A.2.386 Jacking Tendon dialog box>

E. ⇝**Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 ⇝**Operation Group 4**을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.387과 같이 Tendon을 설정한다.
- 그림 A.2.388과 같이 구속경계를 설정한다.
- OK을 클릭한다.



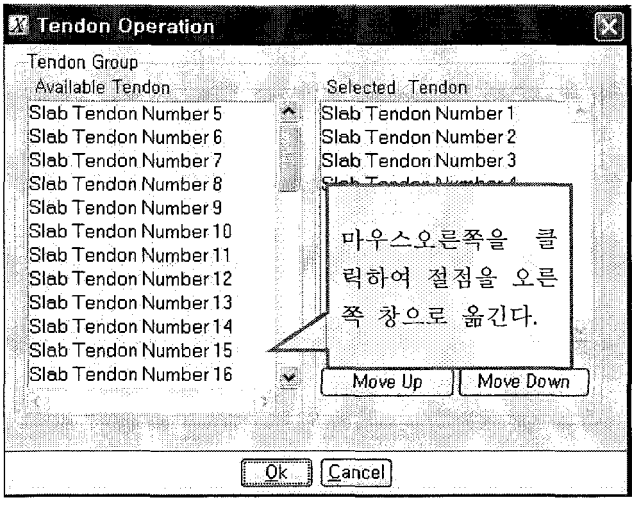
<그림 A.2.387 Tendon Operation>



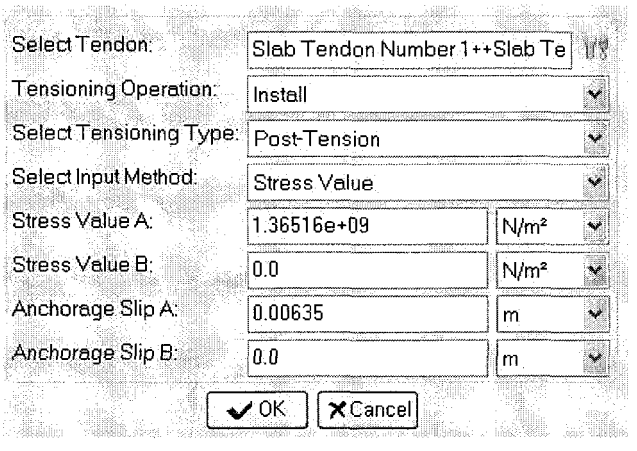
<그림 A.2.388 Jacking Tendon dialog box>

F. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 5**을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.389와 같이 Tendon을 설정한다.
- 그림 A.2.390와 같이 구속경계를 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



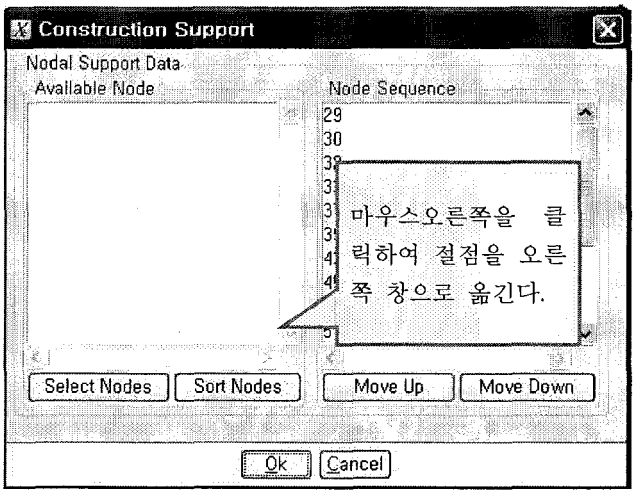
<그림 A.2.389 Tendon Operation>



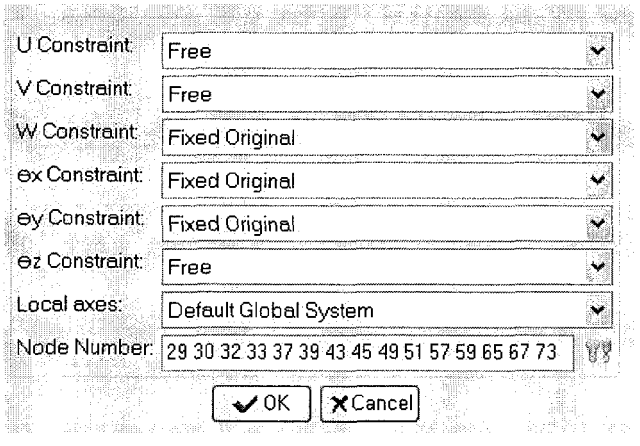
<그림 A.2.390 Jacking Tendon dialog box>

G. Support Conditions ▸ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 construction support condition dialog box을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.391과 같이 절점을 선택한다.
- 그림 A.2.392와 같이 구속경계를 선택한다.
- OK 을 클릭한다.



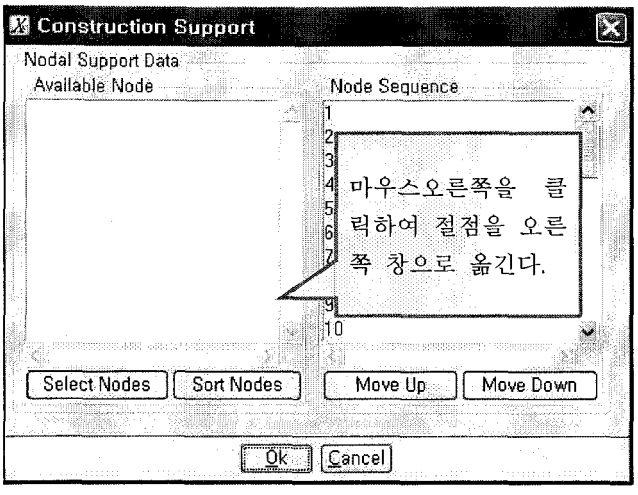
<그림 A.2.391 Construction support dialog box >



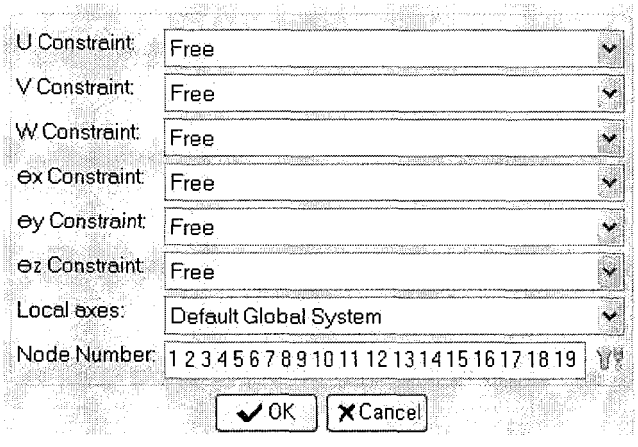
<그림 A.2.392 Support constraint dialog box >

H. Operation Group 1 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 Operation Group 2 을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.393과 같이 절점을 설정한다.
- 그림 A.2.394와 같이 구속경계를 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



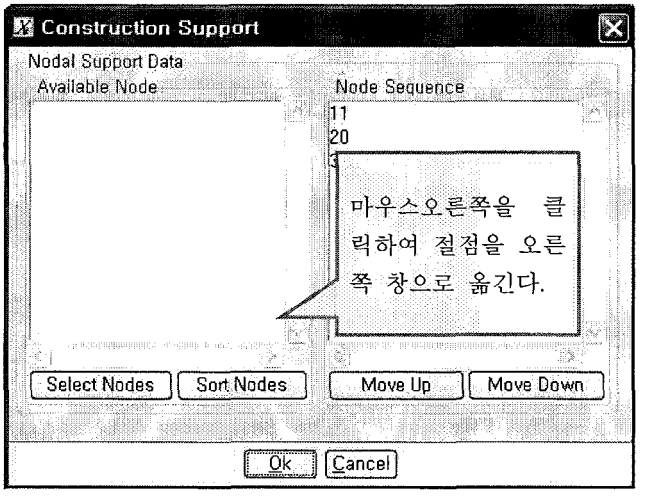
<그림 A.2.393 Construction support dialog box>



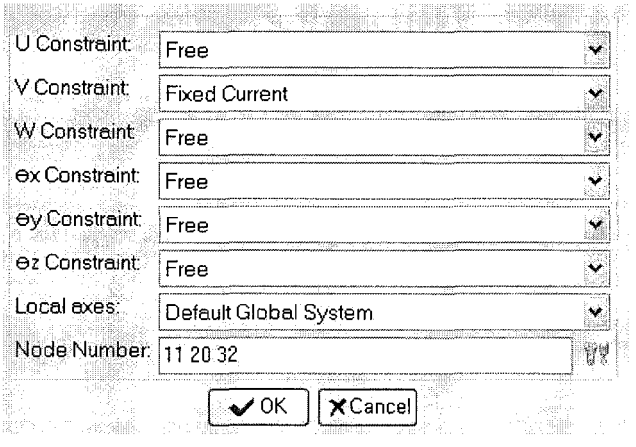
<그림 A.2.394 Support constraint dialog box >

I. Operation Group 1 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 Operation Group 3 을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.395와 같이 절점을 설정한다.
- 그림 A.2.396과 같이 구속경계를 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.395 Construction support dialog box>

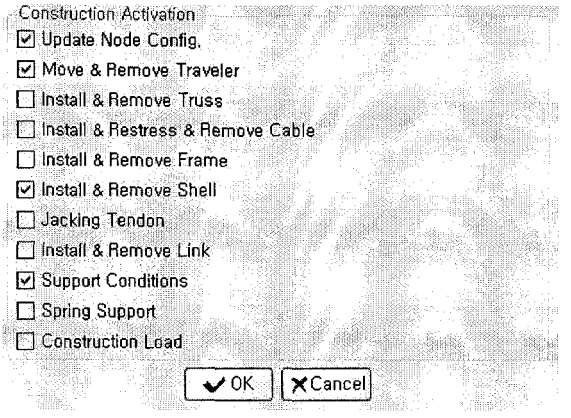


<그림 A.2.396 Support constraint dialog box>

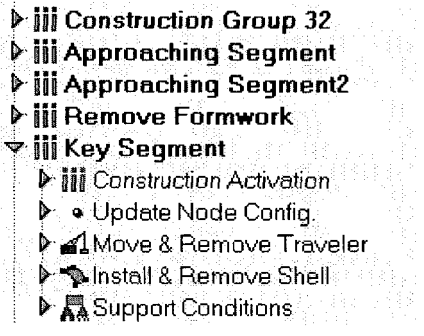
- Construction Group 36(Key Segment)

A. **Construction Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy를 선택하여 **Construction Group 36**을 생성한다.

- 그림 A.2.397과 같이 시공단계 필요사항을 선택한다.
- OK 을 선택하면 그림 A.2.398과 같이 나타나게 된다.



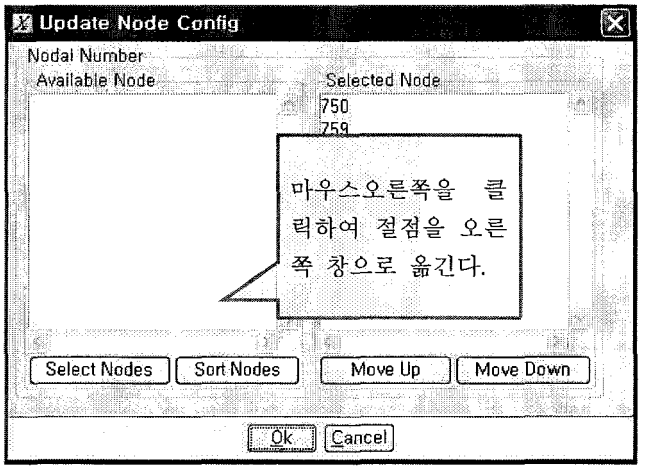
<그림 A.2.397 Construction activation dialog box for construction group 36>



<그림 A.2.398 Construction tree menu for construction group 36>

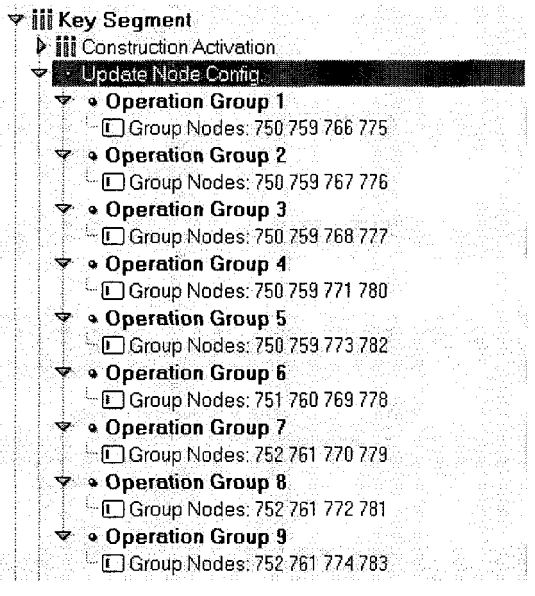
B. Update Node Config.▷ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Group node dialog box 를 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.399 같이 절점을 선택한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.399 Group node dialog box (Operation group 1)>

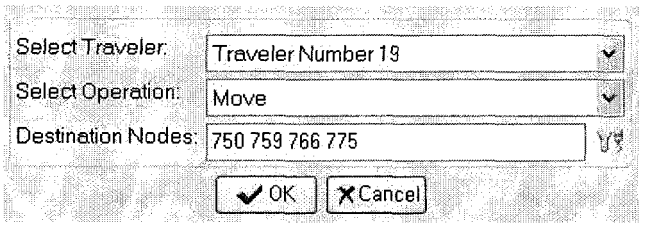
C. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2** 을 생성한다. 이 과정을 반복하여 **Operation Group 9** 까지 생성한다. 표 A.1.10를 참고하며 그림 A.2.400이 나타난다.



<그림 A.2.400 Operation Group>

D. Move & Remove Traveler ▶ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Move & Remove traveler dialog box을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.402와 같이 절점을 설정한다.
- 그림 A.2.401과 같이 구속경계를 설정한다.
- OK 을 클릭한다.

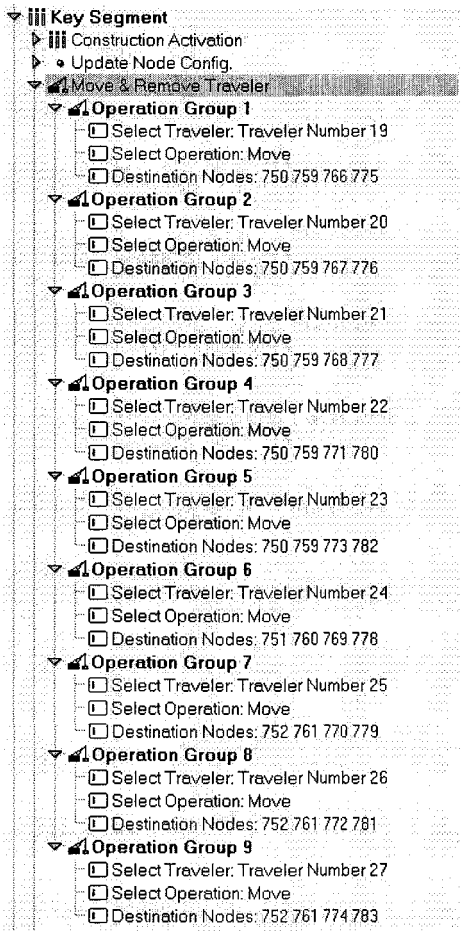


<그림 A.2.401 Move & Remove traveler dialog box>



<그림 A.2.402 Move traveler dialog box>

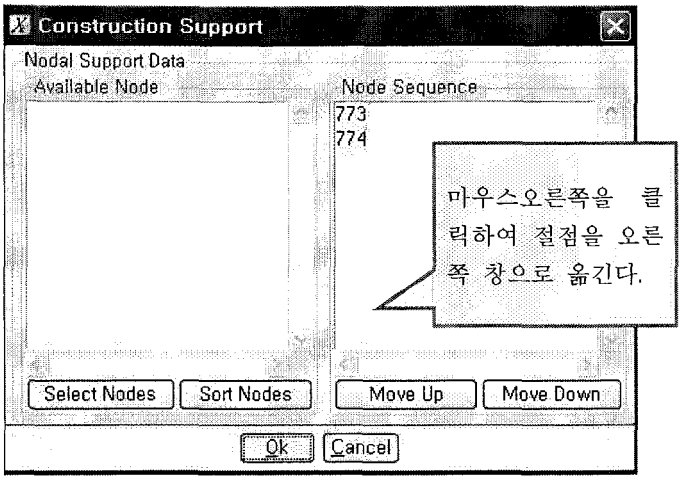
E. Operation Group 1 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy을 선택하여 Operation Group 2 을 생성한다. 이 과정을 반복하여 Operation Group 9까지 생성한다. 표 A.1.11를 참고하여 그림 A.2.403을 볼 수 있다.



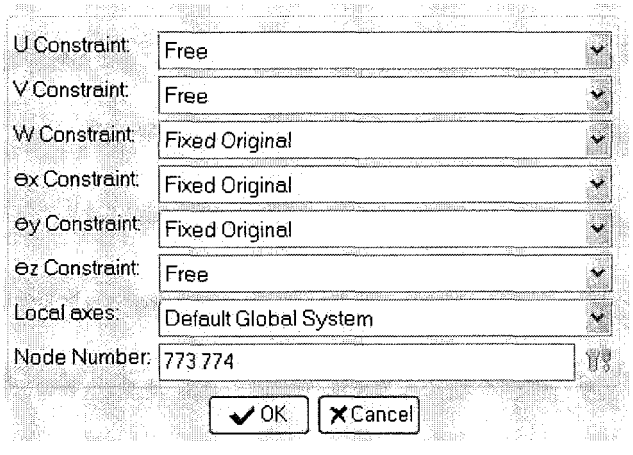
<그림 A.2.403 Move & Remove Traveler>

F. Install & Remove Shell ▷ Operation Group 1 와 같이 클릭하여 Install & remove Shell dialog box을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.404와 같이 요소를 선택한다.
- 그림 A.2.405와 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



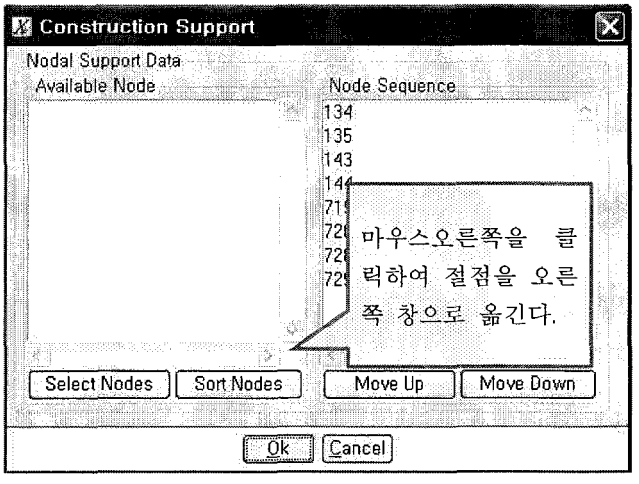
<그림 A.2.404 Construction support dialog box >



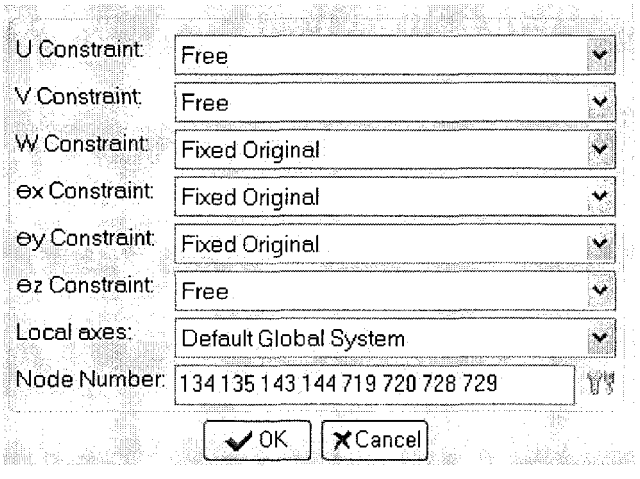
<그림 A.2.405 Support constraint dialog box >

G. Support Conditions ▸ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 construction support condition dialog box를 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.406과 같이 절점을 선택한다.
- 그림 A.2.407과 같이 구속경계를 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



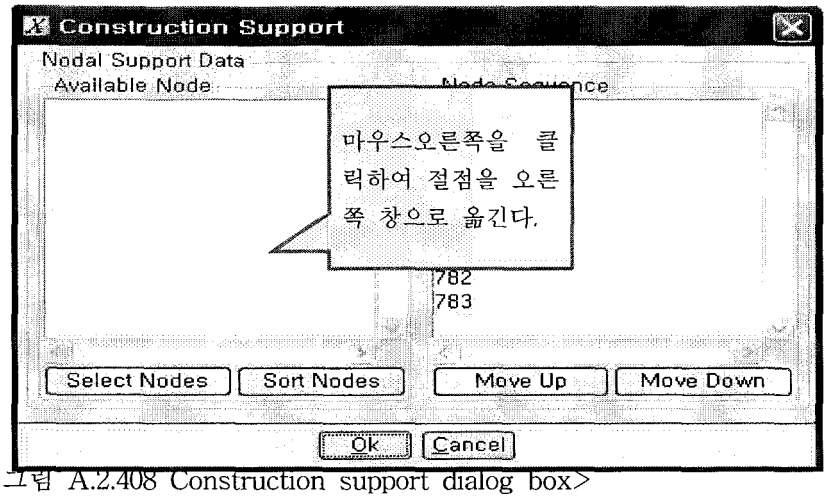
<그림 A.2.406 Construction support dialog box>



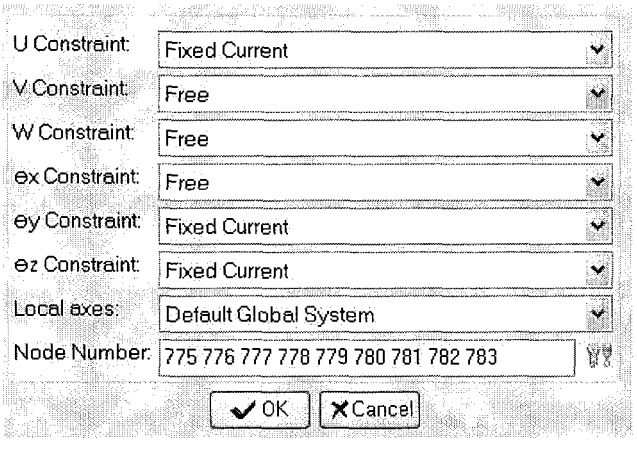
<그림 A.2.407 Support constraint dialog box >

H. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2**을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.408과 같이 절점을 설정한다.
- 그림 A.2.409와 같이 구속경계를 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



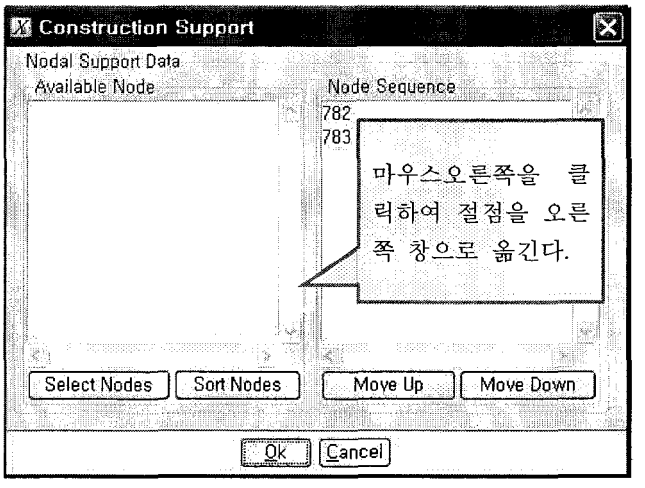
<그림 A.2.408 Construction support dialog box>



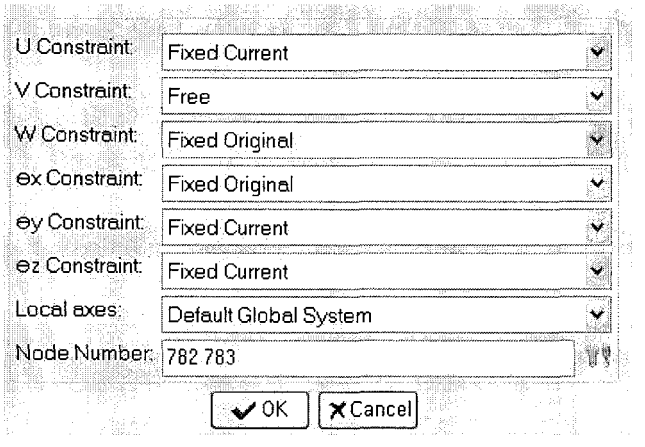
<그림 A.2.409 Support constraint dialog box >

I. Operation Group 1 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 Operation Group 3 을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.410과 같이 절점을 설정한다.
- 그림 A.2.411과 같이 구속경계를 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.410 Construction support dialog box>

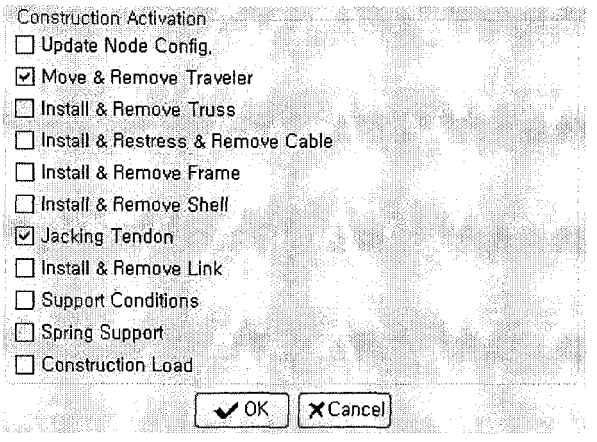


<그림 A.2.411 Support constraint dialog box >

- Construction Group 37(Jacking Midspan Tendon)

A. **Construction Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy를 선택하여 **Construction Group 37**을 생성한다. 이름을 **Jacking Midspan Tendon**로 바꾼다.

- 그림 A.2.412와 같이 시공단계 필요사항을 선택한다.
- OK 을 선택하면 그림 A.2.413과 같이 나타나게 된다.



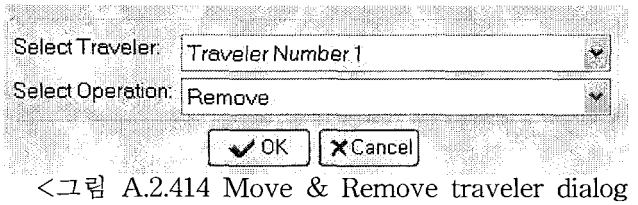
<그림 A.2.412 Construction activation dialog box for construction group 37>



<그림 A.2.413 Construction tree menu for construction group 37>

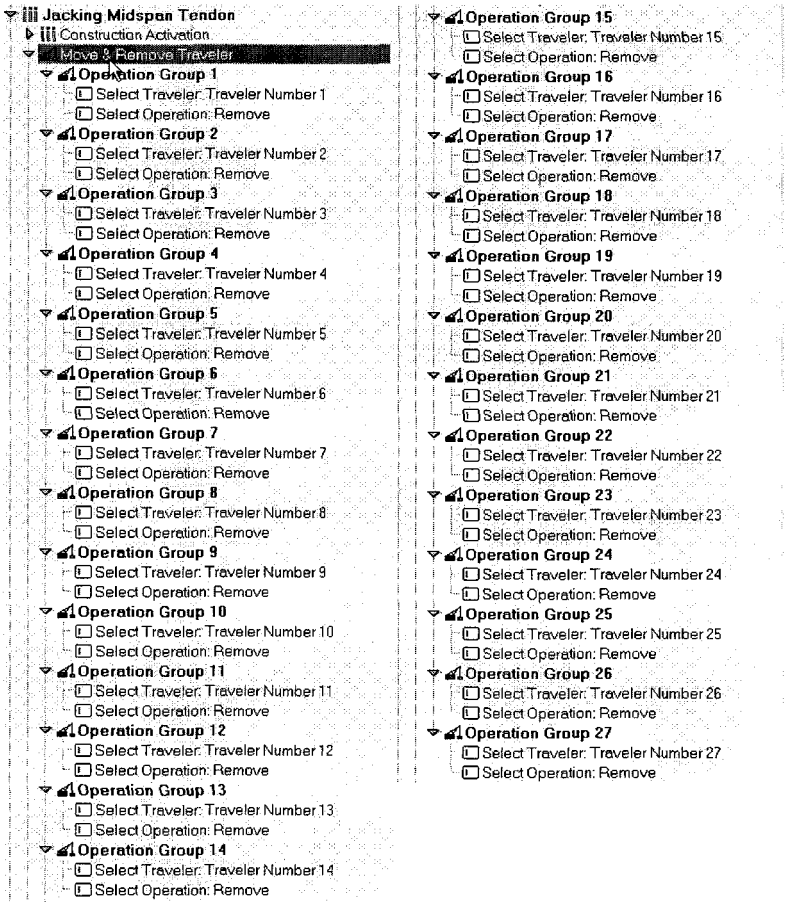
B. Move & Remove Traveler ▷ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여 Move & Remove traveler dialog box을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.414와 같이 요소을 설정한다.
- 그림 A.2.414와 같이 구속경계를 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.414 Move & Remove traveler dialog box>

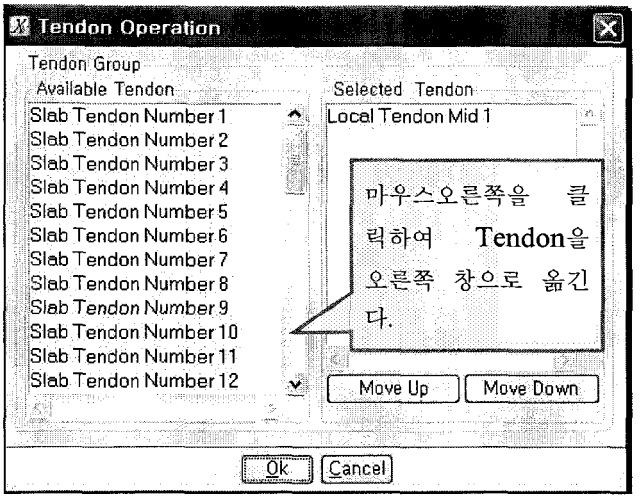
C. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2** 을 생성한다. 이 과정을 반복하여 **Operation Group 27**까지 생성한다. 표 A.1.11을 참고하여 그림 A.2.415를 볼 수 있다.



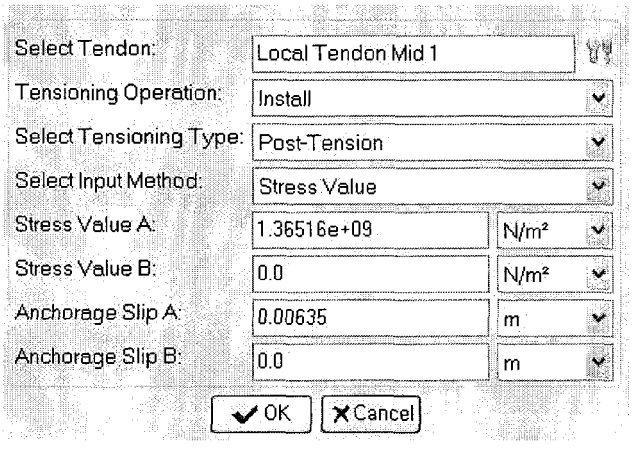
<그림 A.2.415 Move & Remove Traveler>

D. Jacking Tendon ▸ **Operation Group 1** 와 같이 클릭하여Jacking Tendon dialog box를 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.416 같이 Tendon을 선택한다.
- 그림 A.2.417와 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.416 Move & Remove Traveler>



<그림 A.2.417 Jacking Tendon dialog box>

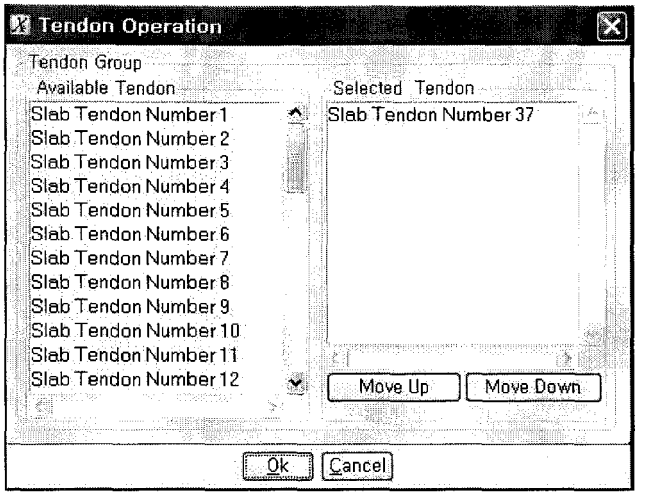
E. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2**을 생성한다. 이 과정을 반복하여 **Operation Group 8**까지 생성한다. 표 A.1.14를 참고하며 그림 A.2.418와 같이 나타난다.



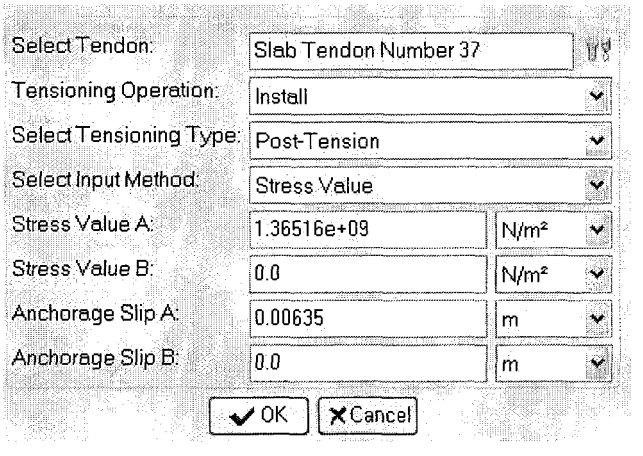
<그림 A.2.418 Jacking Tendon dialog box>

F. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 3**을 생성한다. 이름을 **Slab tendon** 으로 바꾼다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.419와 같이 Tendon을 설정한다.
- 그림 A.2.420와 같이 구속경계를 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.419 Tendon Operation>

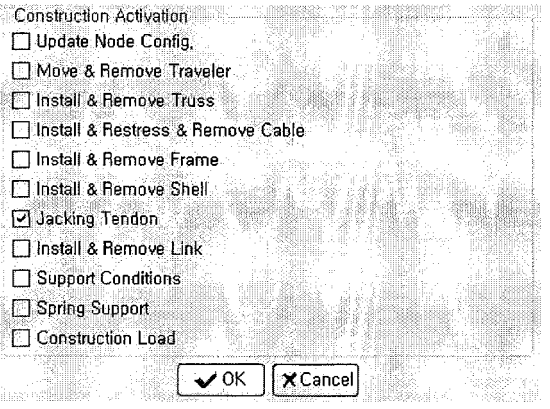


<그림 A.2.420 Jacking Tendon dialog box>

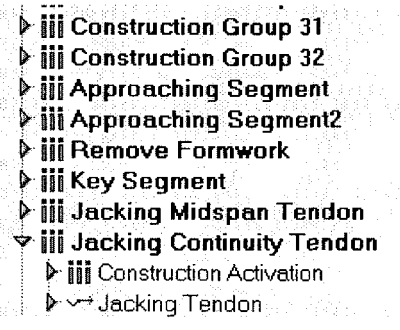
- Construction Group 38(Jacking Continuity Tendon)

A. **Construction Group 1**상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy를 선택하여 **Construction Group 38**을 생성한다. 이름을 **Jacking Midspan Tendon**로 바꾼다

- 그림 A.2.421와 같이 시공단계 필요사항을 선택한다.
- OK을 선택하면 그림 A.2.422과 같이 나타나게 된다.
- 표1.16를 참고한다.



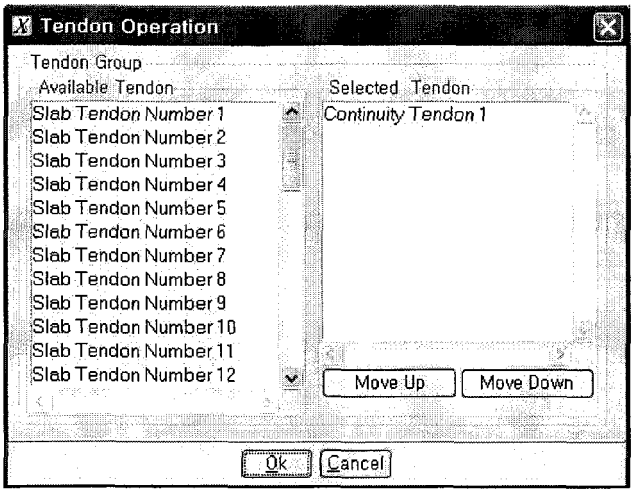
<그림 A.2.421 Construction activation dialog box for construction group 38>



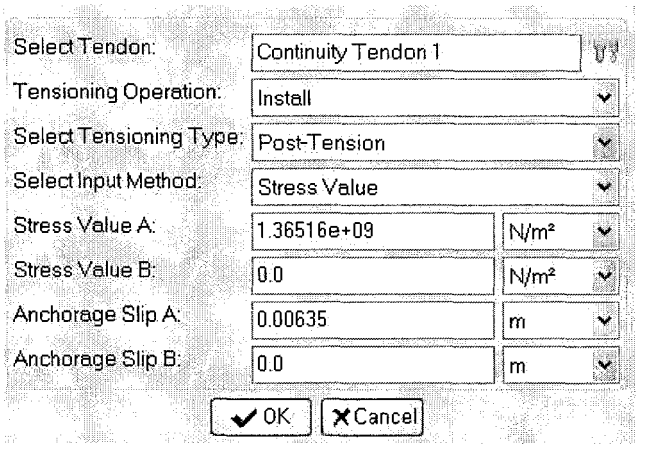
<그림 A.2.422 Construction tree menu for construction group 38>

B. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2**을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.423과 같이 Tendon을 선택한다.
- 그림 A.2.424와 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



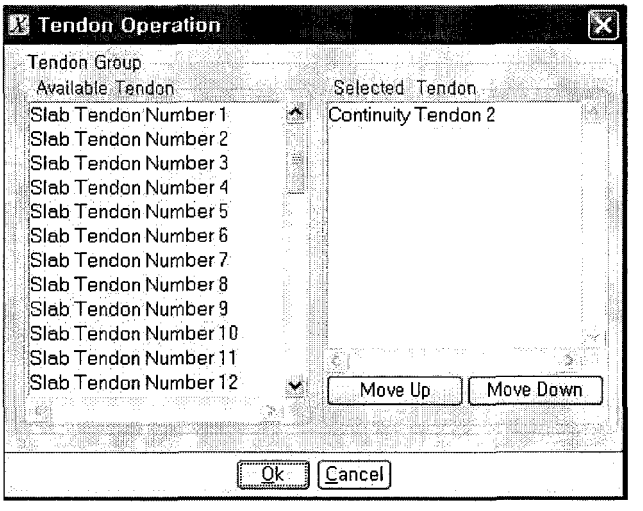
<그림 A.2.423 Tendon Operation>



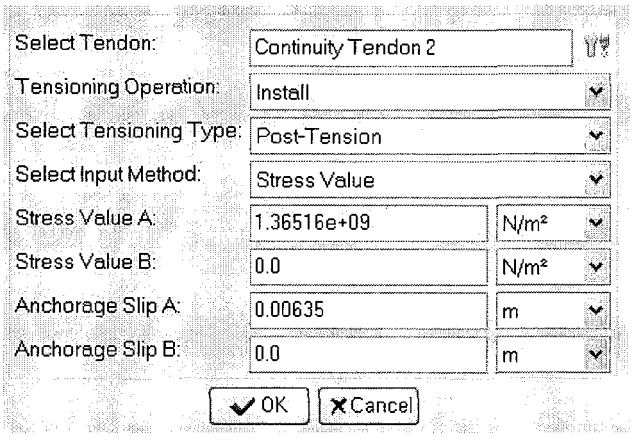
<그림 A.2.424 Jacking Tendon dialog box>

C. **Operation Group 1** 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 **Operation Group 2**을 생성한다.

- 을 클릭하여 그림 A.2.425와 같이 Tendon을 설정한다.
- 그림 A.2.426와 같이 구속경계를 설정한다.
- OK을 클릭한다.



<그림 A.2.425 Tendon Operation>

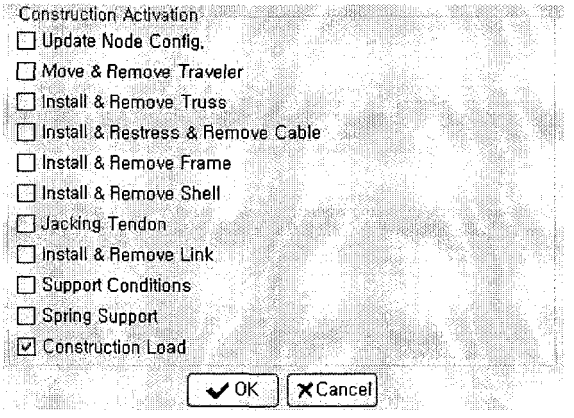


<그림 A.2.426 Jacking Tendon dialog box>

- Construction Group 39(Load)

A. **Construction Group 1** 상에서 마우스 오른쪽 클릭 후 Copy를 선택하여 **Construction Group 39** 을 생성한다. 이름을 **Load** 로 바꾼다.

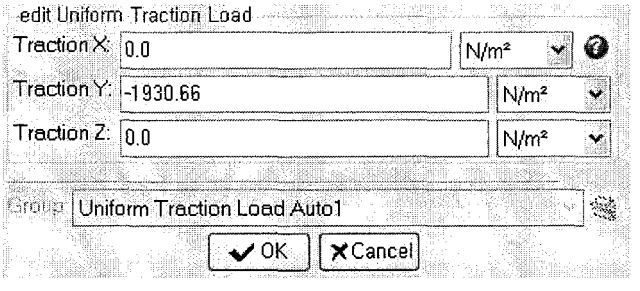
- 그림 A.2.427와 같이 시공단계 필요사항을 선택한다.
- OK 을 선택하면 그림 A.2.427과 같이 나타나게 된다.



<그림 A.2.427 Construction activation dialog box for construction group 39>

B. **Construction Load** 을 클릭하여 Loads tree menu를 생성한다.

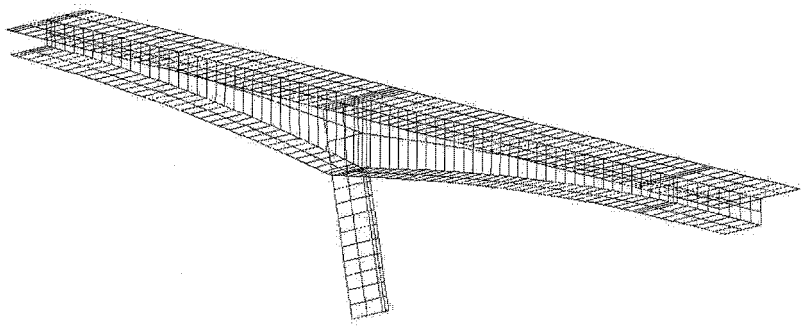
- **Shell Element Load** ▶ **Uniform Traction Load** 와 같이 클릭하여 uniform traction load dialog box을 생성한다.
- Force Y = 입력한다.(중력방향)



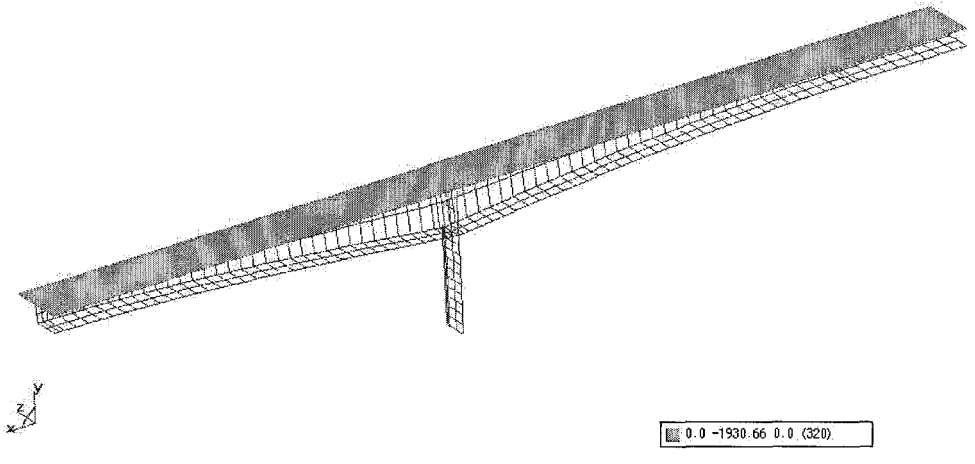
<그림 A.2.428 Apply uniform load dialog box>

<모델 상 하중재하>

- 모델 상에 하중절점을 지정하기 위해 을 클릭하여 마우스 커서를 으로 바꾸고 그림 A.2.429와 같이 요소위에 하중을 재하한다.
- 하중재하 후 을 클릭한다.
- OK 을 클릭한다.
- group1상에서 마우스 오른쪽 클릭을 한 후 Draw with values를 선택한다. 그림 A.2.430과 같이 볼 수 있다.



<그림 A.2.429 Uniform Traction Load applied to shell element>

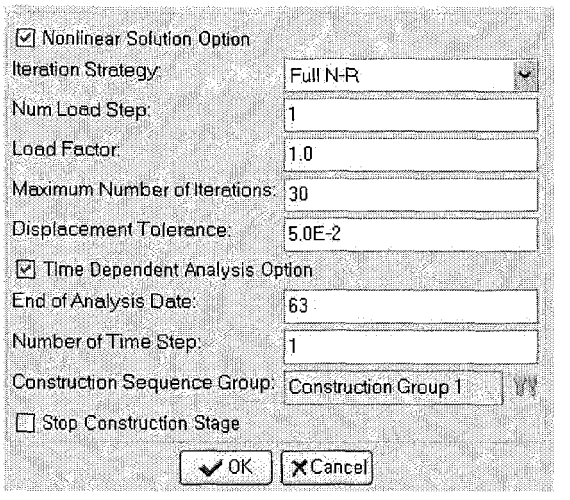


<그림 A.2.430 Uniform Traction Load applied to shell element>

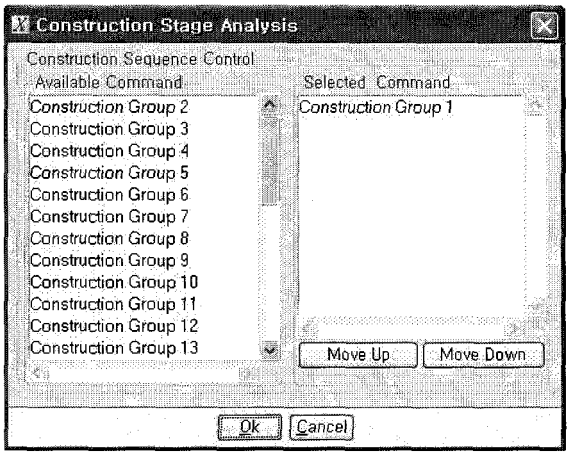
(8) Construction Sequence

A. Construction Sequence Control ▶ **Construction Sequence 1**와 같이 클릭하여 construction sequence dialog box을 생성한다.

- 그림 A.2.431과 같이 데이터를 입력한다.
- 을 클릭하여 그림 A.2.432와 같이 시공그룹을 선택한다.
- OK 을 클릭한다.



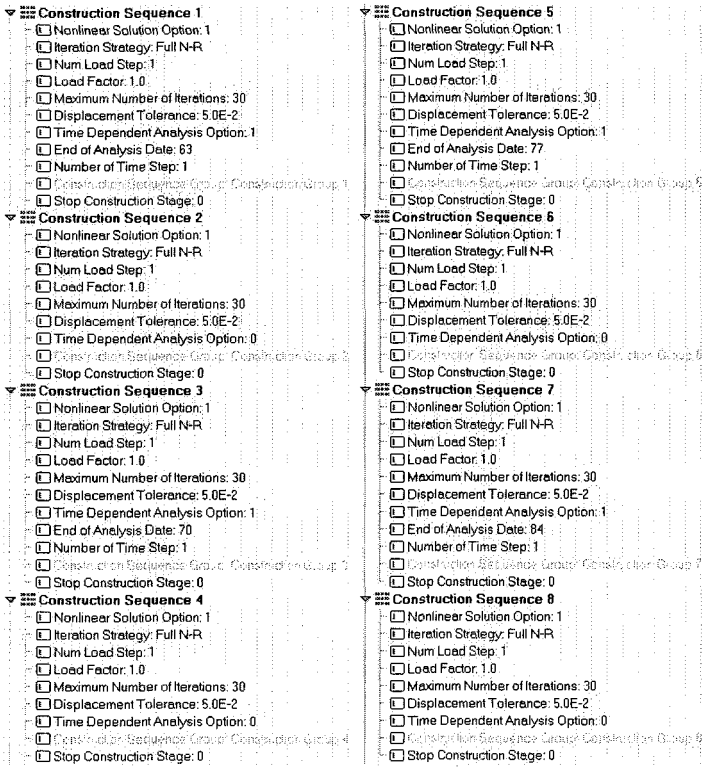
<그림 A.2.431 Construction sequence dialog box>

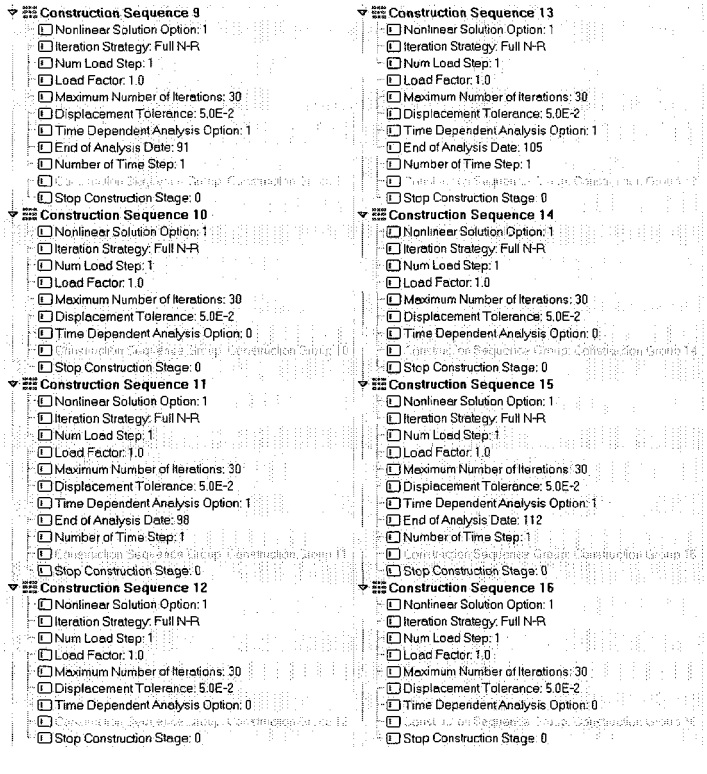


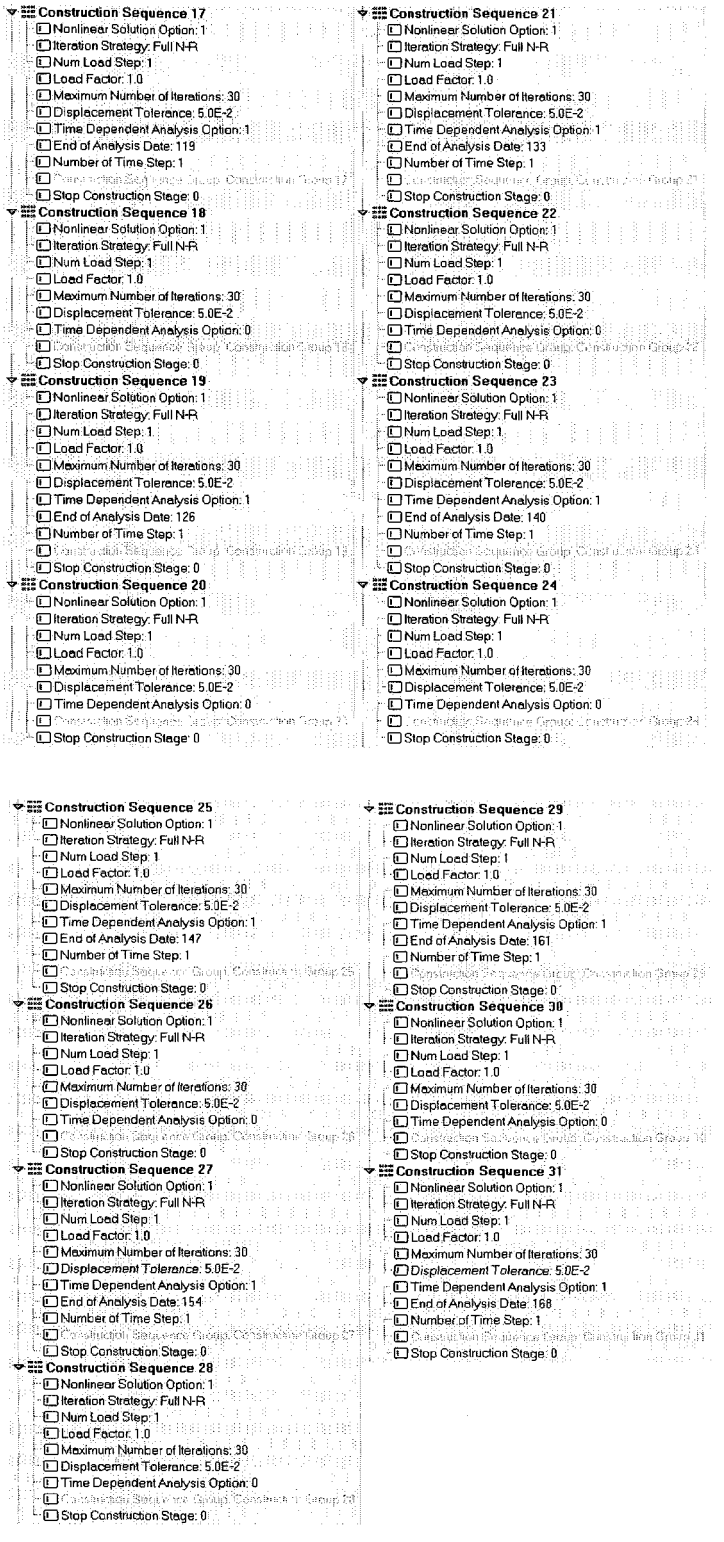
<그림 A.2.432 Construction sequence dialog box>

표1.20을 참고하여 2.11 과정을 반복한다. (전체37단계)

1~31단계 실행 후 그림 A.2.433와 같이 결과를 볼 수 있다.


Construction Sequence 1
Nonlinear Solution Option: 1
Iteration Strategy: Full N-R
Num Load Step: 1
Load Factor: 1.0
Maximum Number of Iterations: 30
Displacement Tolerance: 5.0E-2
Time Dependent Analysis Option: 1
End of Analysis Date: 63
Number of Time Step: 1
Stop Construction Stage: 0
Construction Sequence 2
Nonlinear Solution Option: 1
Iteration Strategy: Full N-R
Num Load Step: 1
Load Factor: 1.0
Maximum Number of Iterations: 30
Displacement Tolerance: 5.0E-2
Time Dependent Analysis Option: 0
Stop Construction Stage: 0
Construction Sequence 3
Nonlinear Solution Option: 1
Iteration Strategy: Full N-R
Num Load Step: 1
Load Factor: 1.0
Maximum Number of Iterations: 30
Displacement Tolerance: 5.0E-2
Time Dependent Analysis Option: 1
End of Analysis Date: 70
Number of Time Step: 1
Stop Construction Stage: 0
Construction Sequence 4
Nonlinear Solution Option: 1
Iteration Strategy: Full N-R
Num Load Step: 1
Load Factor: 1.0
Maximum Number of Iterations: 30
Displacement Tolerance: 5.0E-2
Time Dependent Analysis Option: 0
Stop Construction Stage: 0
Construction Sequence 5
Nonlinear Solution Option: 1
Iteration Strategy: Full N-R
Num Load Step: 1
Load Factor: 1.0
Maximum Number of Iterations: 30
Displacement Tolerance: 5.0E-2
Time Dependent Analysis Option: 1
End of Analysis Date: 77
Number of Time Step: 1
Stop Construction Stage: 0
Construction Sequence 6
Nonlinear Solution Option: 1
Iteration Strategy: Full N-R
Num Load Step: 1
Load Factor: 1.0
Maximum Number of Iterations: 30
Displacement Tolerance: 5.0E-2
Time Dependent Analysis Option: 0
Stop Construction Stage: 0
Construction Sequence 7
Nonlinear Solution Option: 1
Iteration Strategy: Full N-R
Num Load Step: 1
Load Factor: 1.0
Maximum Number of Iterations: 30
Displacement Tolerance: 5.0E-2
Time Dependent Analysis Option: 1
End of Analysis Date: 84
Number of Time Step: 1
Stop Construction Stage: 0
Construction Sequence 8
Nonlinear Solution Option: 1
Iteration Strategy: Full N-R
Num Load Step: 1
Load Factor: 1.0
Maximum Number of Iterations: 30
Displacement Tolerance: 5.0E-2
Time Dependent Analysis Option: 0
Stop Construction Stage: 0


Construction Sequence 9
Nonlinear Solution Option: 1
Iteration Strategy: Full N-R
Num Load Step: 1
Load Factor: 1.0
Maximum Number of Iterations: 30
Displacement Tolerance: 5.0E-2
Time Dependent Analysis Option: 1
End of Analysis Date: 91
Number of Time Step: 1
Stop Construction Stage: 0
Construction Sequence 10
Nonlinear Solution Option: 1
Iteration Strategy: Full N-R
Num Load Step: 1
Load Factor: 1.0
Maximum Number of Iterations: 30
Displacement Tolerance: 5.0E-2
Time Dependent Analysis Option: 0
Stop Construction Stage: 0
Construction Sequence 11
Nonlinear Solution Option: 1
Iteration Strategy: Full N-R
Num Load Step: 1
Load Factor: 1.0
Maximum Number of Iterations: 30
Displacement Tolerance: 5.0E-2
Time Dependent Analysis Option: 1
End of Analysis Date: 98
Number of Time Step: 1
Stop Construction Stage: 0
Construction Sequence 12
Nonlinear Solution Option: 1
Iteration Strategy: Full N-R
Num Load Step: 1
Load Factor: 1.0
Maximum Number of Iterations: 30
Displacement Tolerance: 5.0E-2
Time Dependent Analysis Option: 0
Stop Construction Stage: 0
Construction Sequence 13
Nonlinear Solution Option: 1
Iteration Strategy: Full N-R
Num Load Step: 1
Load Factor: 1.0
Maximum Number of Iterations: 30
Displacement Tolerance: 5.0E-2
Time Dependent Analysis Option: 1
End of Analysis Date: 105
Number of Time Step: 1
Stop Construction Stage: 0
Construction Sequence 14
Nonlinear Solution Option: 1
Iteration Strategy: Full N-R
Num Load Step: 1
Load Factor: 1.0
Maximum Number of Iterations: 30
Displacement Tolerance: 5.0E-2
Time Dependent Analysis Option: 0
Stop Construction Stage: 0
Construction Sequence 15
Nonlinear Solution Option: 1
Iteration Strategy: Full N-R
Num Load Step: 1
Load Factor: 1.0
Maximum Number of Iterations: 30
Displacement Tolerance: 5.0E-2
Time Dependent Analysis Option: 1
End of Analysis Date: 112
Number of Time Step: 1
Stop Construction Stage: 0
Construction Sequence 16
Nonlinear Solution Option: 1
Iteration Strategy: Full N-R
Num Load Step: 1
Load Factor: 1.0
Maximum Number of Iterations: 30
Displacement Tolerance: 5.0E-2
Time Dependent Analysis Option: 0
Stop Construction Stage: 0

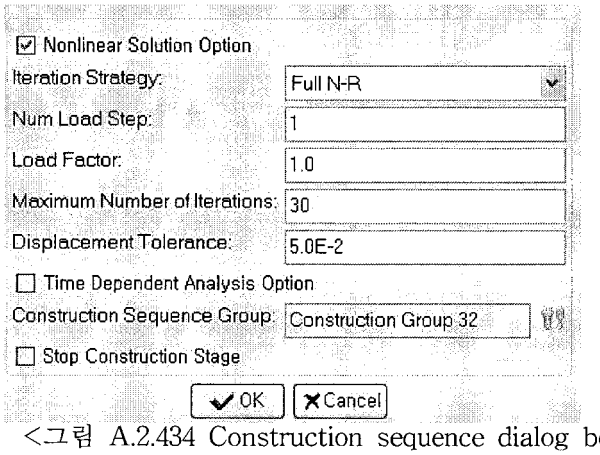


<그림 A.2.433 Total construction sequence dialog box>

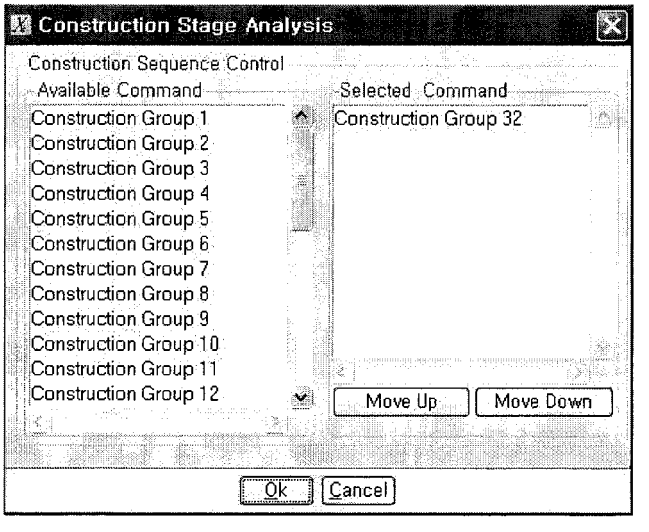
32~37 단계는 아래와 같이 과정을 따른다.

A. Construction Sequence 1상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 Construction Sequence 32 을 생성한다. 이름을 Finish Cantilever 으로 바꾼다.

- 그림 A.2.434와 같이 데이터를 입력한다.
- 을 클릭하여 그림 A.2.435와 같이 시공그룹을 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



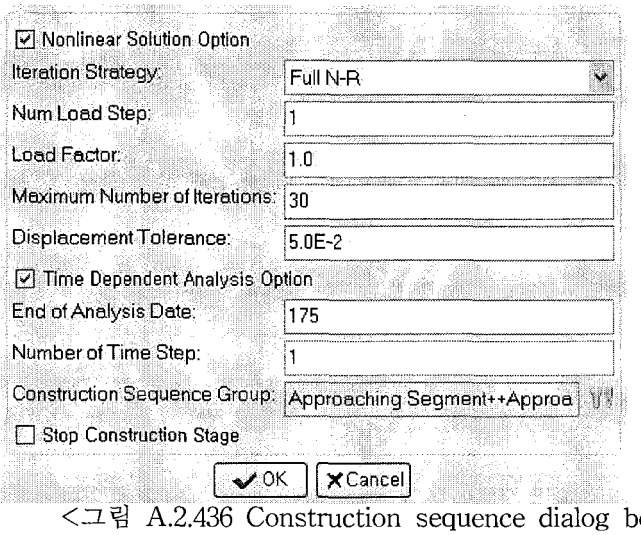
<그림 A.2.434 Construction sequence dialog box>



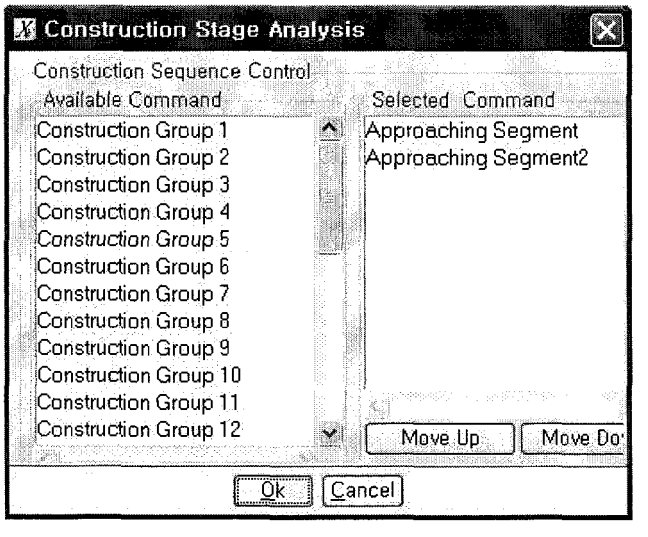
<그림 A.2.435 Construction sequence dialog box>

B. Construction Sequence 1 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy 을 선택하여 Construction Sequence 33 을 생성한다. 이름을 Approaching Segment 으로 바꾼다.

- 그림 A.2.436와 같이 데이터를 입력한다.
- 을 클릭하여 그림 A.2.437와 같이 시공그룹을 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



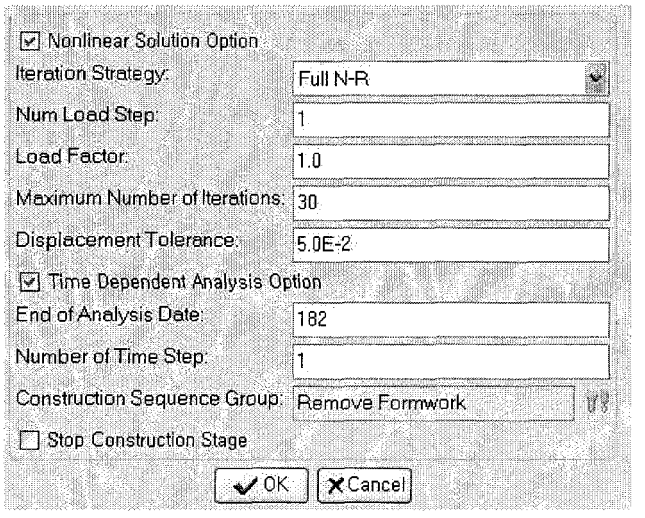
<그림 A.2.436 Construction sequence dialog box>



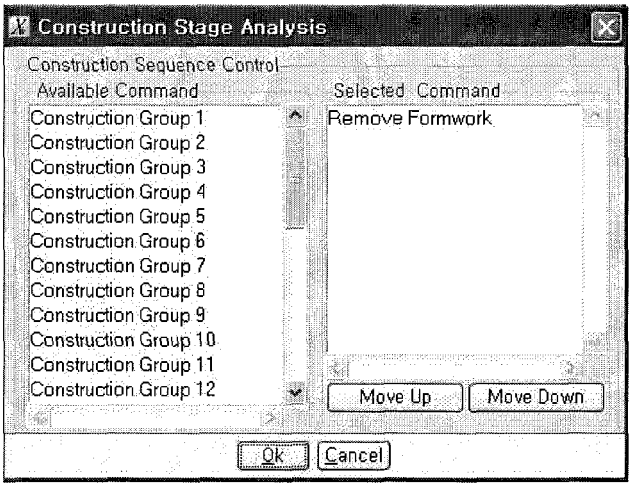
<그림 A.2.437 Construction sequence dialog box>

C. Construction Sequence 1 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy 을 선택하여 Construction Sequence 34 을 생성한다. 이름을 Remove Formwork 으로 바꾼다.

- 그림 A.2.438와 같이 데이터를 입력한다.
- 을 클릭하여 그림 A.2.439와 같이 시공그룹을 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.438 Construction sequence dialog box>

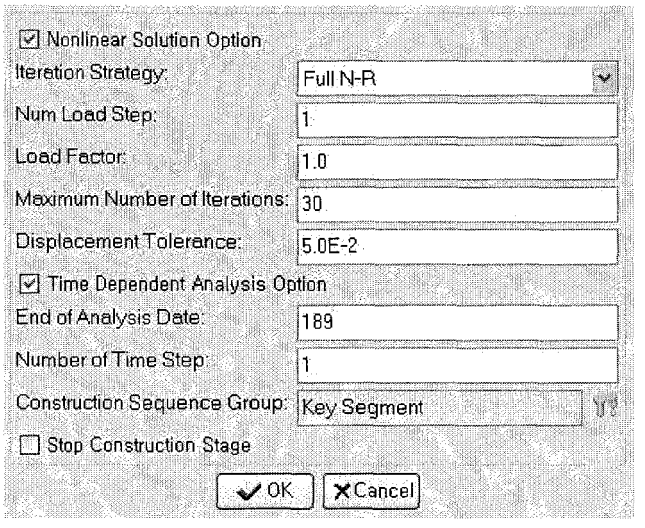


<그림 A.2.439 Construction sequence dialog box>

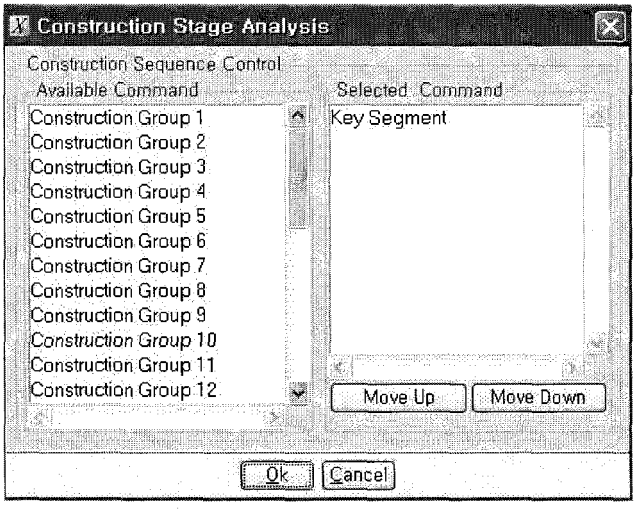
D. Construction Sequence 1 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy 을 선택하여 Construction Sequence 35 을 생성한다. 이름을 Key Segment 으로 바꾼다.

- 그림 A.2.440와 같이 데이터를 입력한다.
- 을 클릭하여 그림 A.2.441와 같이 시공그룹을 설정한다.

- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.440 Construction sequence dialog box>

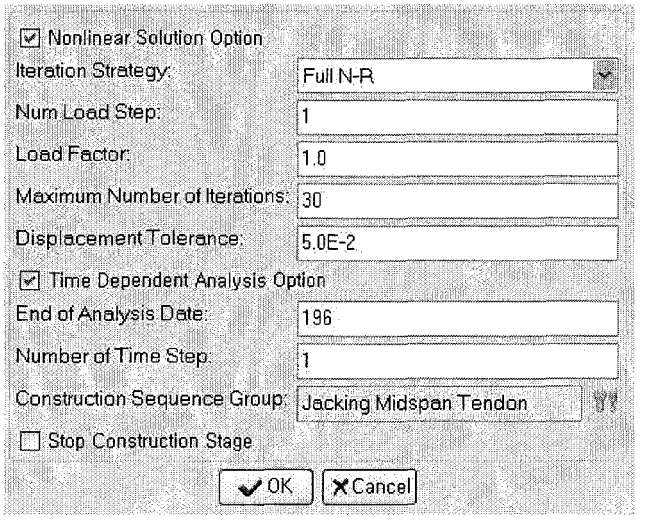


<그림 A.2.441 Construction sequence dialog box>

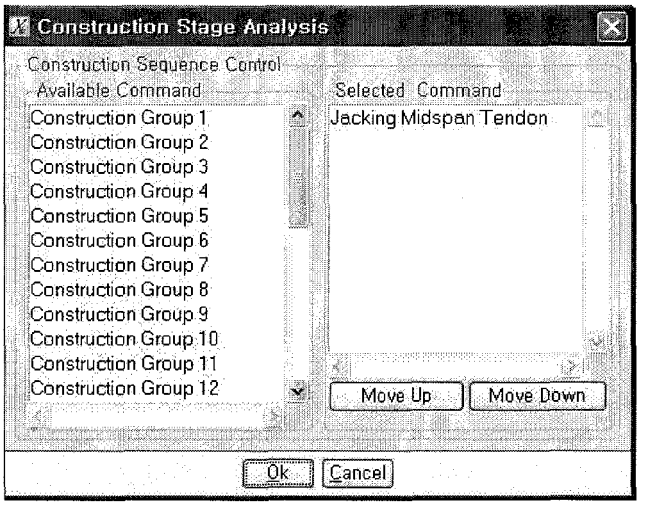
E. Construction Sequence 1 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy을 선택하여 Construction Sequence 36 을 생성한다. 이름을 Midspan tendon 으로 바꾼다.

- 그림 A.2.442와 같이 데이터를 입력한다.
- 을 클릭하여 그림 A.2.443와 같이 시공그룹을 설정한다.

- OK 을 클릭한다.



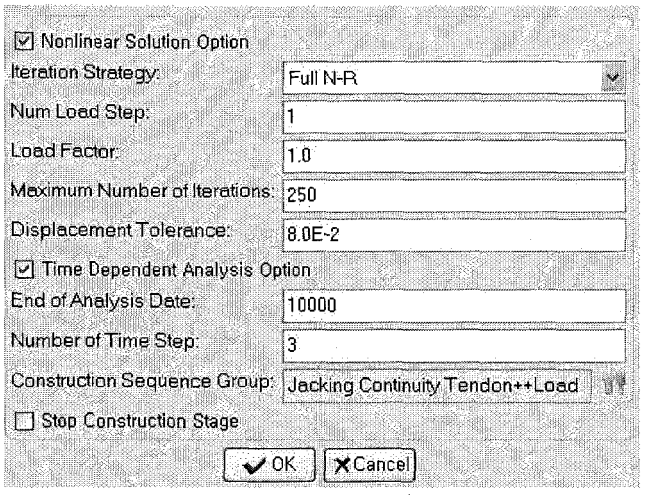
<그림 A.2.442 Construction sequence dialog box>



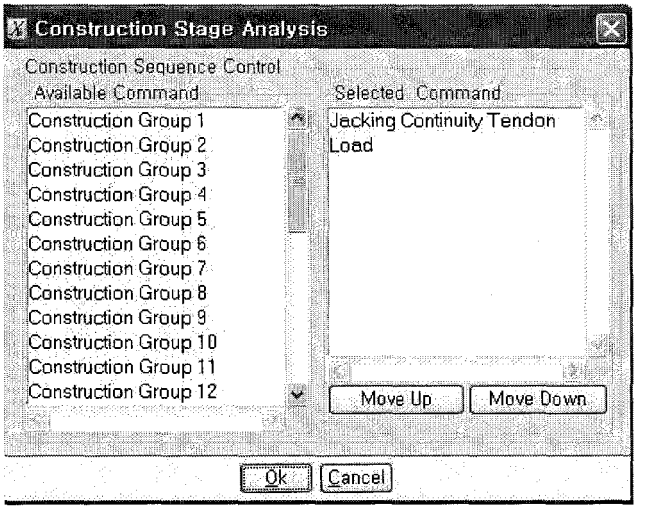
<그림 A.2.443 Construction sequence dialog box>

F. Construction Sequence 1 상에서 마우스 오른쪽을 클릭 후 Copy 을 선택하여 Construction Sequence 37 을 생성한다. 이름을 Continuity and load 으로 바꾼다.

- 그림 A.2.444와 같이 데이터를 입력한다.
- 을 클릭하여 그림 A.2.445와 같이 시공그룹을 설정한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.444 Construction sequence dialog box>



<그림 A.2.445 Construction sequence dialog box>

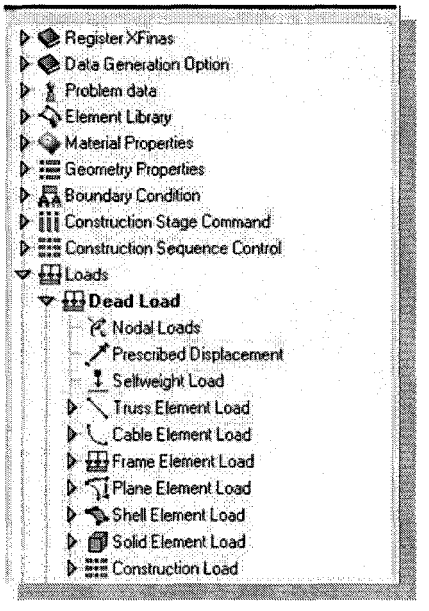
(9) Static Loads Data

(가) 사하중

A. 을 클릭하여 Static Loads Data을 생성한다.

B. Loads▶Loadcase 1와 같이 클릭하여 하중을 설정한다.

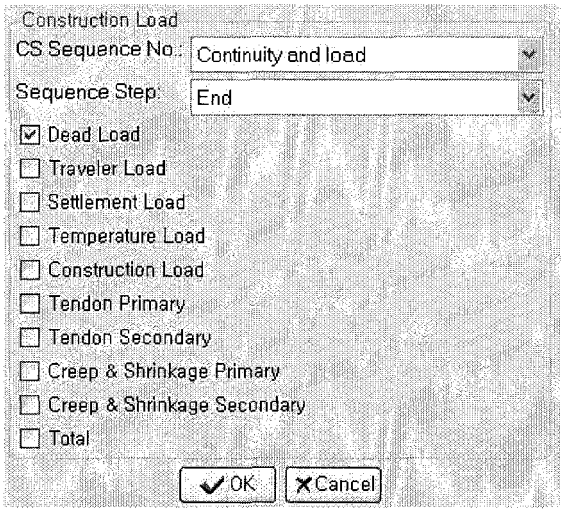
C. Loadcase 1▶Rename 이 과정을 통해 이름을 Dead load로 바꾼다.



<그림 A.2.446 Loads tree menu>

D. Construction Load 을 클릭하여 Construction load dialog box을 생성한다

- 그림 A.2.447과 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.447 Construction load dialog box>

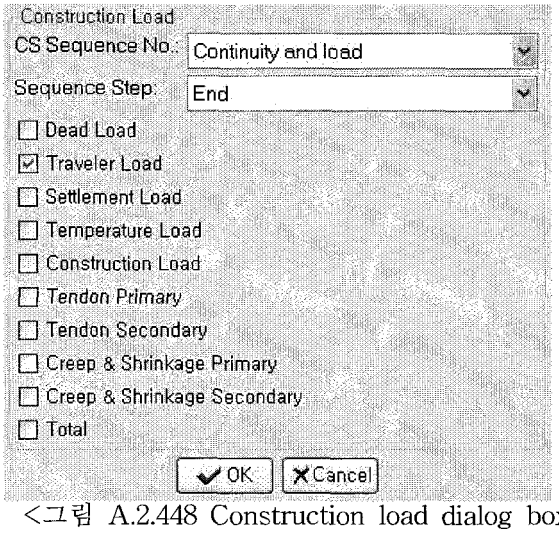
(나) Traveler load

A. Dead Load 상에 마우스 오른쪽을 클릭한 후 Copy 을 클릭하여 새로운 하중을 생성한다.

B. 'Traveler load로 이름을 바꾼다.

C. Traveler Load ▷ Construction Load 을 클릭하여 Construction load dialog box을 생성한다.

- 그림 A.2.448과 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.448 Construction load dialog box>

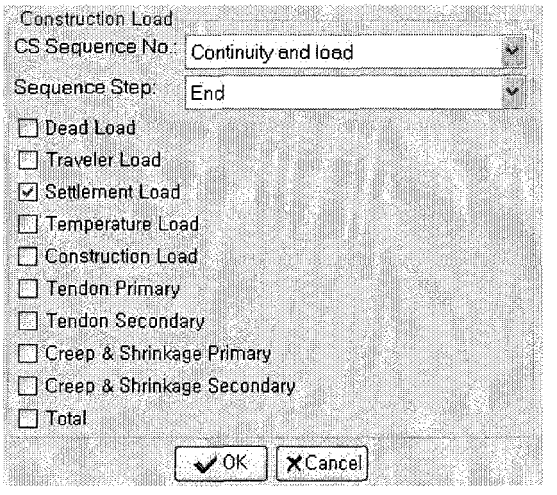
(다) Settlement load

A. Dead Load 상에 마우스 오른쪽을 클릭한 후 Copy 을 클릭하여 새로운 하중을 생성한다.

B. Settlement load로 이름을 바꾼다.

C. Settlement Load ▷ Construction Load 을 클릭하여 Construction load dialog box을 생성한다.

- 그림 A.2.449과 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.449 Construction load dialog box>

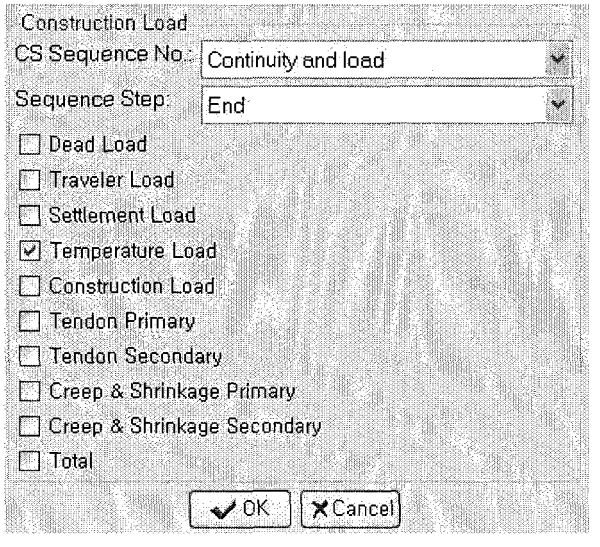
(라) Temperature load

A. Dead Load 상에 마우스 오른쪽을 클릭한 후 Copy 을 클릭하여 새로운 하중을 생성한다.

B. Temperature load로 이름을 바꾼다.

C. Temperature Load ▶ Construction Load 을 클릭하여 Construction load dialog box을 생성한다.

- 그림 A.2.450과 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.450 Construction load dialog box>

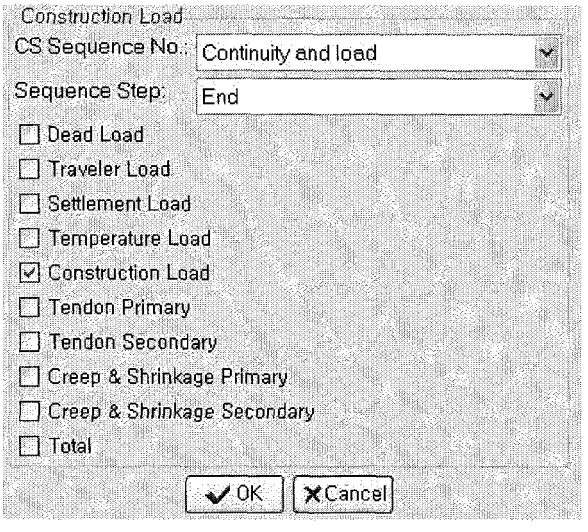
(마) Construction load

A. Dead Load 상에 마우스 오른쪽을 클릭한 후 Copy 을 클릭하여 새로운 하중을 생성한다.

B. Construction load로 이름을 바꾼다.

C. Construction Load ▷ Construction Load 을 클릭하여 Construction load dialog box을 생성한다.

- 그림 A.2.451과 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.451 Construction load dialog box>

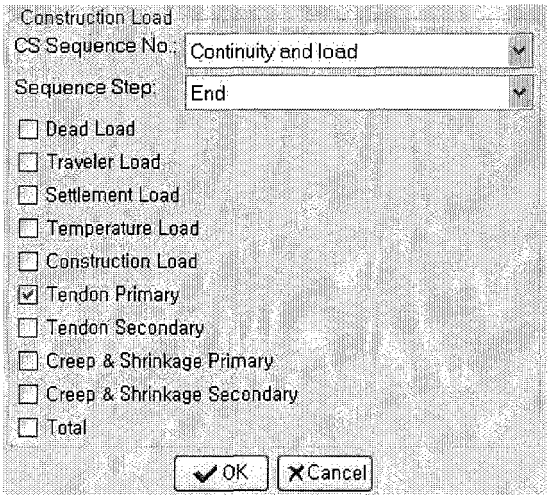
(바) Tendon Primary

A. Dead Load 상에 마우스 오른쪽을 클릭한 후 Copy 을 클릭하여 새로운 하중을 생성한다.

B. Tendon Primary로 이름을 바꾼다.

C. Tendon Primary ▷ Construction Load 을 클릭하여 Construction load dialog box을 생성한다.

- 그림 A.2.452와 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.452 Construction load dialog box>

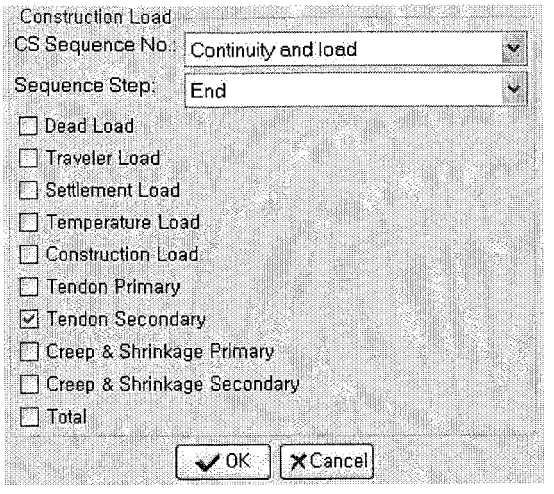
(사) Tendon Secondary

A. Dead Load 상에 마우스 오른쪽을 클릭한 후 Copy 을 클릭하여 새로운 하중을 생성한다.

B. Tendon Secondary로 이름을 바꾼다.

C. Tendon Secondary ▸ Construction Load 을 클릭하여 Construction load dialog box을 생성한다.

- 그림 A.2.453과 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.453 Construction load dialog box>

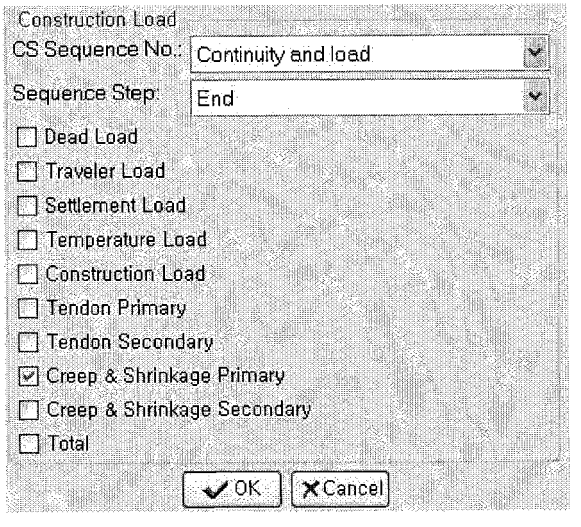
(아) Creep & Shrinkage Primary

A. Dead Load 상에 마우스 오른쪽을 클릭한 후 Copy 을 클릭하여 새로운 하중을 생성한다.

B. Creep & Shrinkage Primary로 이름을 바꾼다.

C. Tendon Secondary ▸ Construction Load 을 클릭하여 Construction load dialog box을 생성한다.

- 그림 A.2.454와 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.454 Construction load dialog box>

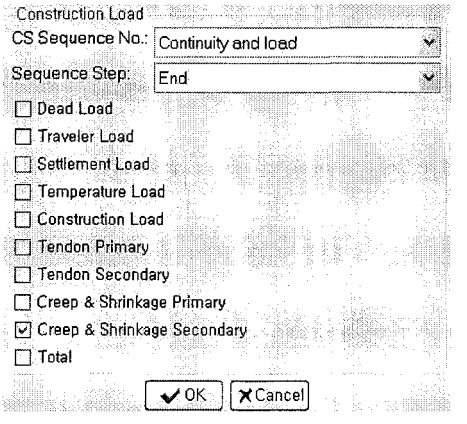
(자) Creep & Shrinkage Secondary

A. Dead Load 상에 마우스 오른쪽을 클릭한 후 Copy 을 클릭하여 새로운 하중을 생성한다.

B. Creep & Shrinkage Secondary로 이름을 바꾼다.

C. Creep&Shrinkage Secondary ▷ Construction Load 을 클릭하여 Construction load dialog box을 생성한다.

- 그림 A.2.455과 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.455 Construction load dialog box>

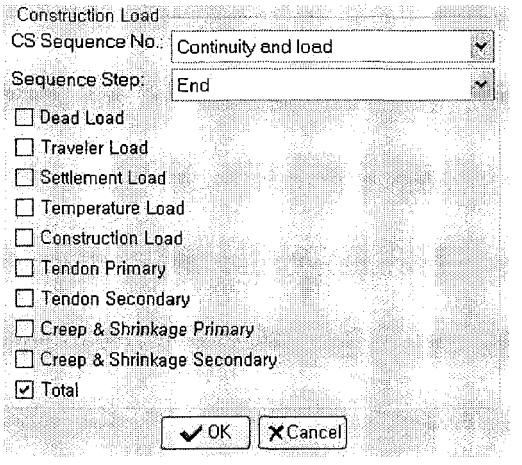
(차) Total internal force

A. Dead Load 상에 마우스 오른쪽을 클릭한 후 Copy 을 클릭하여 새로운 하중을 생성한다.

B. Total internal force로 이름을 바꾼다.

C. Total ▷ Construction Load 을 클릭하여 Construction load dialog box을 생성한다.

- 그림 A.2.456과 같이 데이터를 입력한다.
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.456 Construction load dialog box>

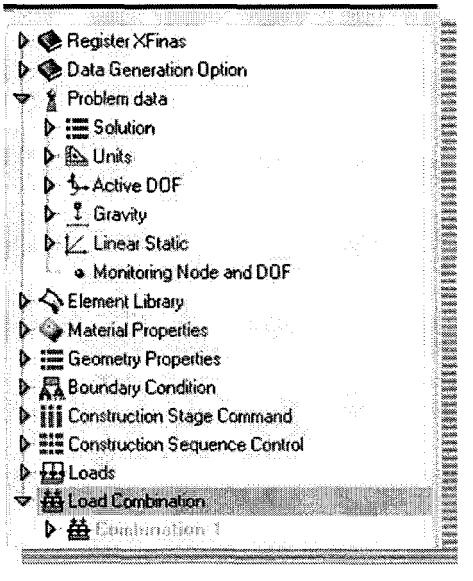
(10) Load Combination

(가) Load combination1 (Static load)

A. 을 클릭하여 Load Combination tree menu을 생성한다.

B. Load Combination Combination 1 와 같이 클릭하여 load combination을 설정한다

C. Combination 1 Rename 이 과정을 통해 이름을 Statical load로 바꾼다.

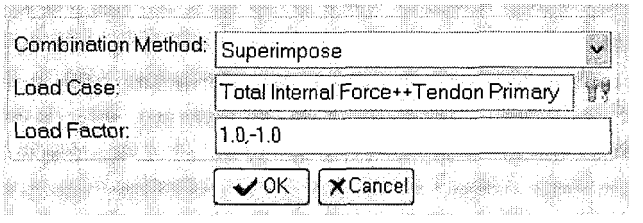


<그림 A.2.457 Load Combination tree menu>

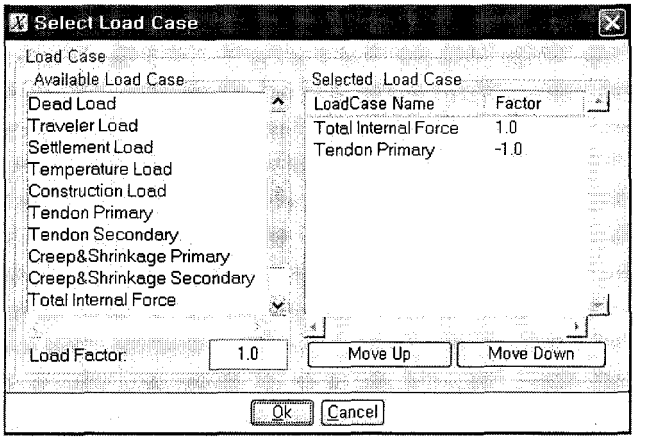
D. Statical Load 을 클릭하여 load combination dialog box을 생성한다.

- 그림 A.2.458와 같이 데이터를 입력한다.
- 을 클릭하여 그림 A.2.459와 같이 load factors와load combination 을 선택한다. On the Available Load case select Total and Input load factor =1.0

  On the Available Load case select Tendon Primary and Input load factor = -1.0
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.458 Load Combination dialog box>



<그림 A.2.459 Load Combination dialog box>

(나) Load combination2 (Dead&Construction)

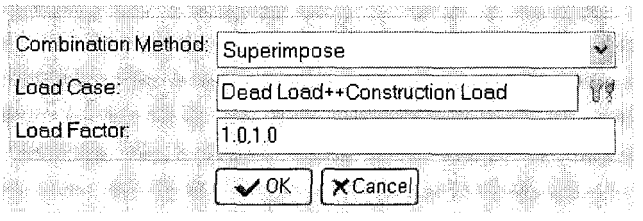
A. Statical Load 상에서 마우스 오른쪽을 클릭후 Copy 을 선택하여 new load combination 을 생성한다.

B. 이름을 Dead &Construction로 바꾼다.

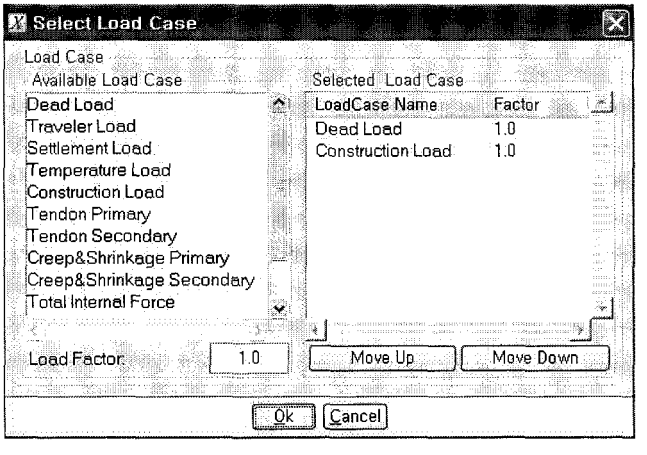
C. Dead&Construction 을 클릭하여 load combination dialog box을 생성한다.

- 그림 A.2.460와 같이 데이터를 입력한다.
- 을 클릭하여 그림 A.2.461와 같이 load factors와load combination 을 선택한다. On the Available Load case select Dead load and Input load factor =1.0

  On the Available Load case select Construction and Input load factor =1.0
- OK 을 클릭한다.



<그림 A.2.460 Load Combination dialog box>

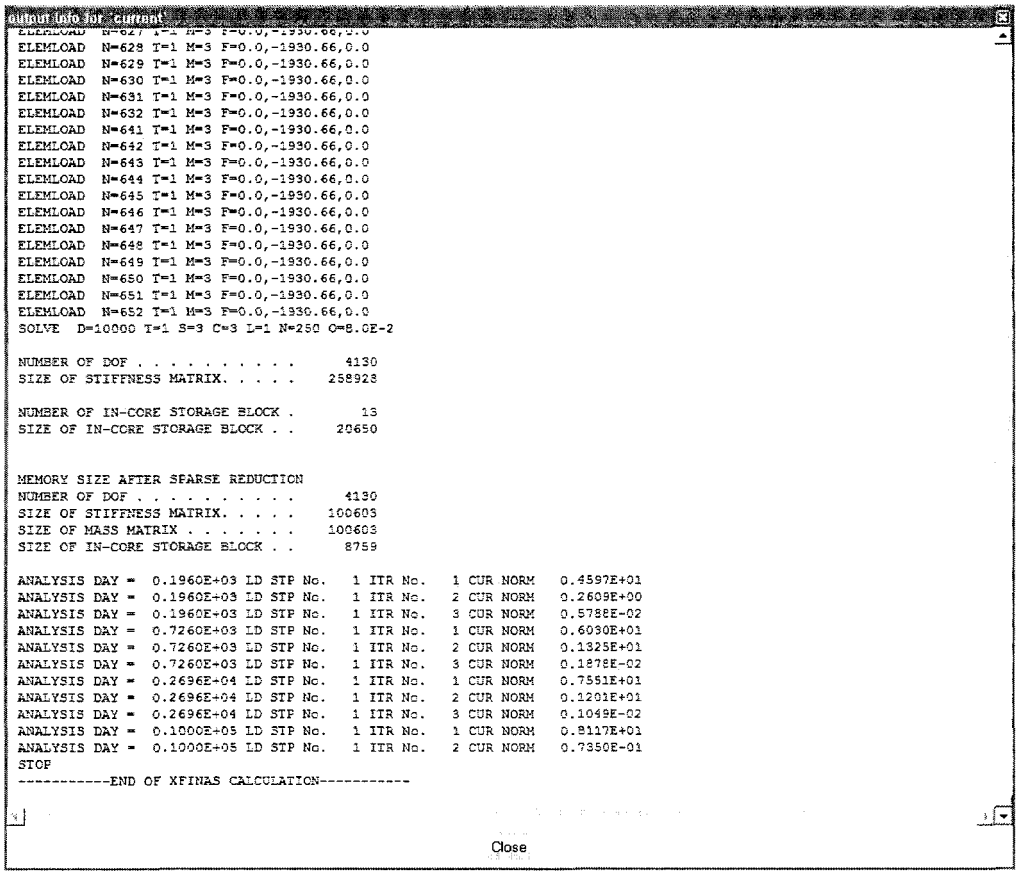


<그림 A.2.461 Load Combination dialog box>

다. 구조해석실행

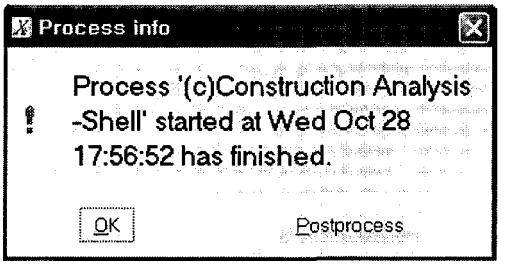
A. 을 클릭하여 구조해석을 시작한다.

B. 을 클릭하여 결과를 본다.



<그림 A.2.462 Process information>

C. 구조해석이 끝난 후 OK 를 클릭하고 Postprocess 을 실행한다.

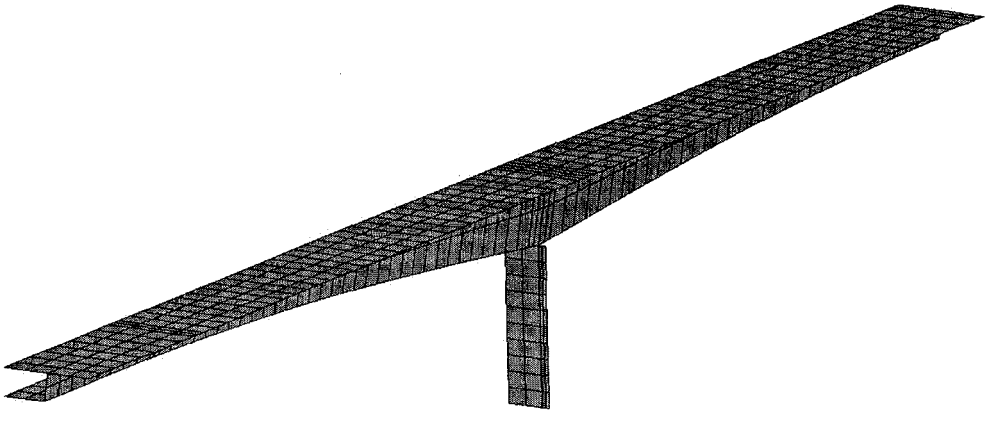


<그림 A.2.463 Process information>

3.GRAPHICALLY REVIEW THE ANALYSIS RESULTS

A. 메인 창에 있는  을 실행시킨다.

-  을 클릭하여 렌더링을 시킨다.
-  을 클릭하여 그림 A.3.1와 같이 볼 수 있다.



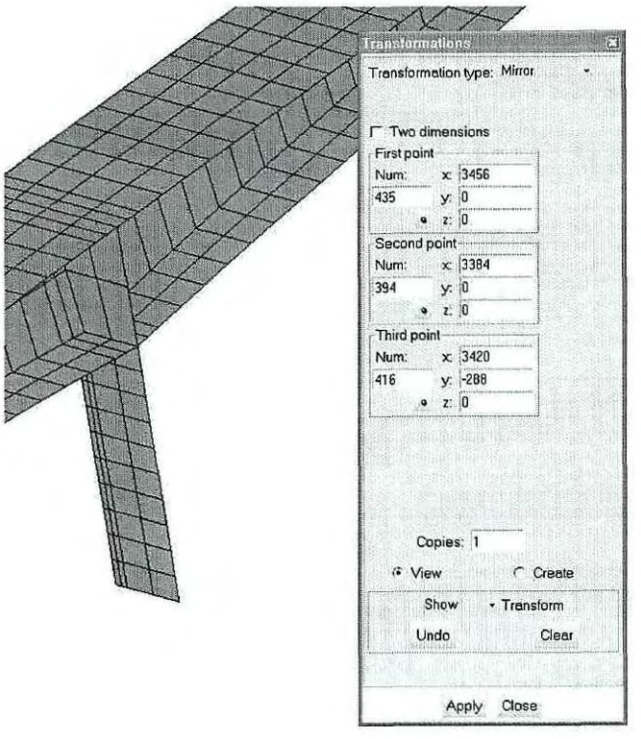
<그림 A.3.1 Post process screen of XFINAS>

가. 전체 모델 살펴보기

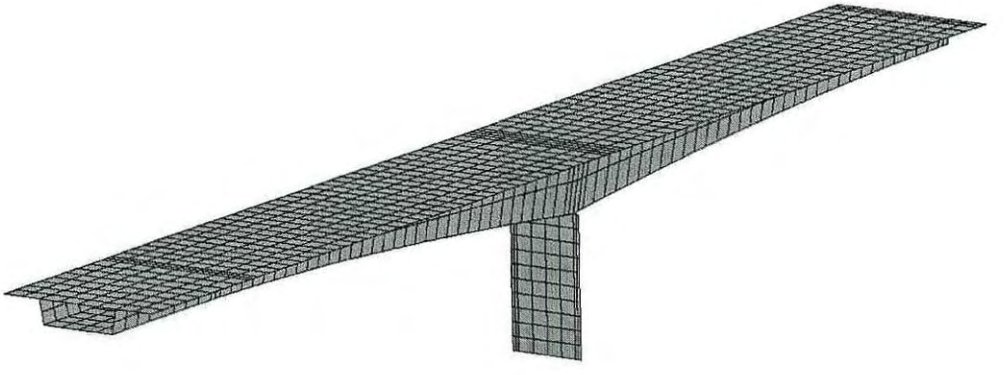
(1) 1/2 복사

A. 포스트 프로세싱 창에 있는 Utilities▶ Copy 순으로 클릭하여 mirror command dialog box을 생성한다.

- Transformation type 상에서 Mirror을 선택한다.
-  을 클릭하여 시작점으로 절점 435을 선택한다.
-  을 클릭하여 끝점으로 절점 394을 선택한다.(단면 상부)
-  을 클릭하여 끝점으로 절점 394을 선택한다.(단면 하부)
- 그림 A.3.2와 같이 나타난다.
- Apply 을 클릭하여 Mirror기능을 실행한다. 그림 A.3.3과 같이 나타난다.



<그림 A.3.2 Mirror command dialog box>



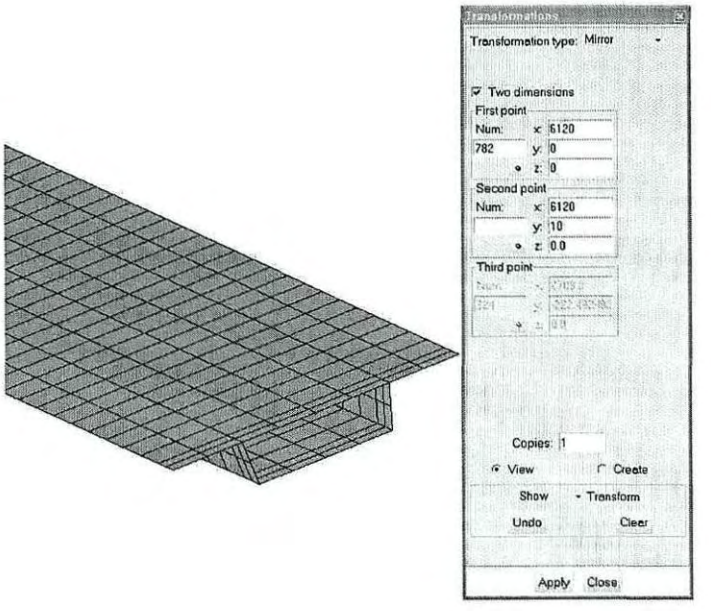
<그림 A.3.3 Half Model of Bridge after mirror command>

(2) 전체 복사

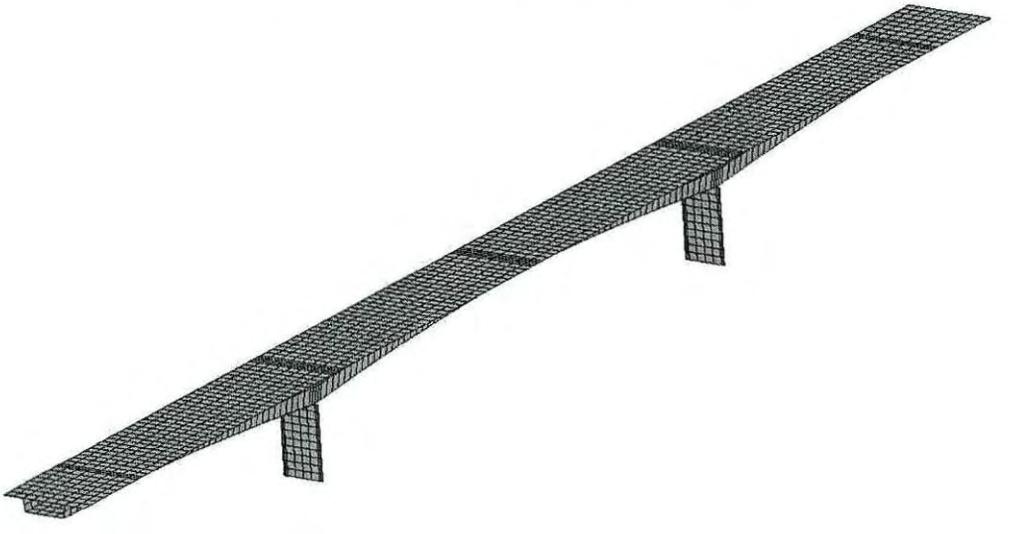
A. 포스트 프로세싱 창에 있는 Utilities▷ Copy 순으로 클릭하여 mirror command dialog box을 생성한다.

- Transformation type상에서 Mirror을 실행한다.

- 을 클릭하여 시작점으로 절점 782을 선택한다.(모델 상부)
- 그림 A.3.4와 같이 끝점을 설정한다.
- Apply 을 선택하여 Mirror기능을 실행한다. 그림 A.3.5과 같이 나타난다.



<그림 A.3.4 Mirror command dialog box>

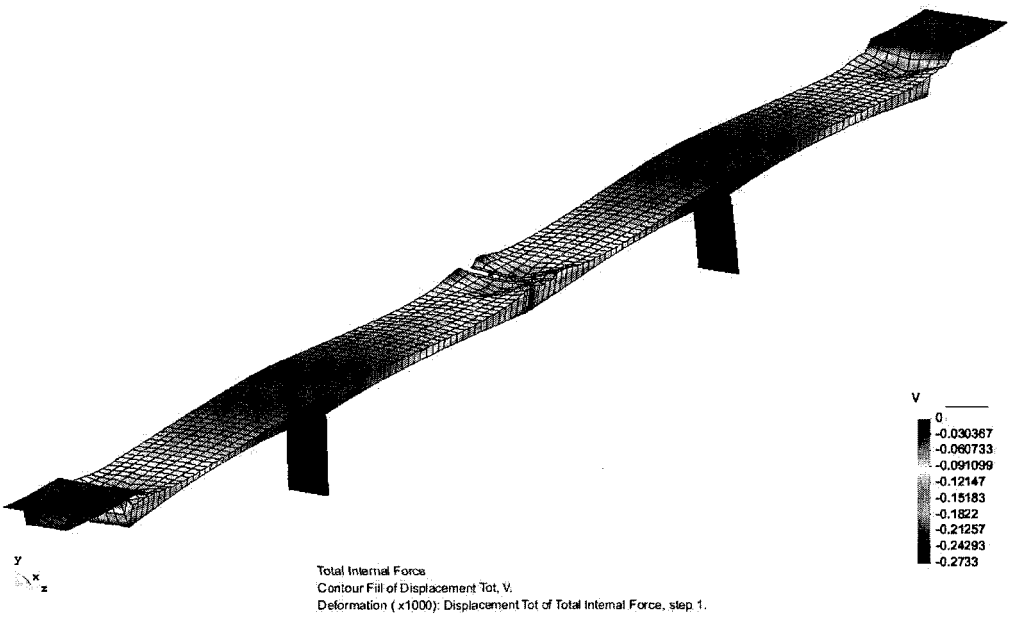


<그림 A.3.5 Full Model of Bridge after mirror command>

B. Post-processing상에서 <*View results*>< *Default Analysis/Step* >을 실행하여 결과를 살펴본다.

처짐

- Default Analysis/Step상에서 Displacement을 선택한다.
- Deformation 상에서 Displacement Tot을 선택한다.
- Countfill 상에서 Scalar▷Displacement Tot▷V을 선택한다.



<그림 A.3.6 Total displacement>

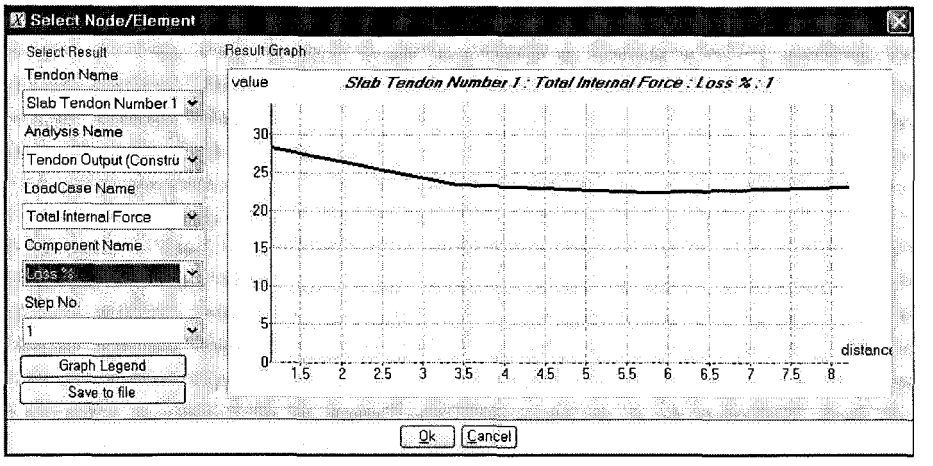
C. Post-processing 상에서 을 선택하여 tendon loss graph을 살펴본다.'

Tendon Loss (Load case1 Total Internal force)

Slab Tendon Number1 Loss (%)

- Tendon name ▷ Slab Tendon Number 1 선택한다.
- Loadcase name ▷ Total Internal Force 선택한다.
- Component name ▷ Loss % 선택한다.

< 결과 그래프 >

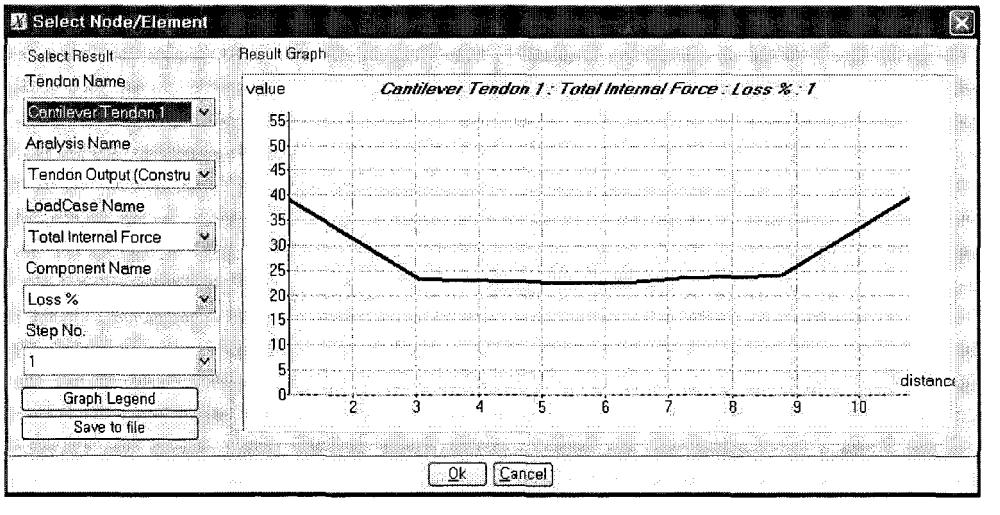


<그림 A.3.7 Slab Tendon Number1 Loss Graph>

Cantilever Tendon Number1 Loss (%)

- Tendon name ▷ Cantilever Tendon Number 1
- Loadcase name ▷ Total Internal Force
- Component name ▷ Loss %

< 결과 그래프 >



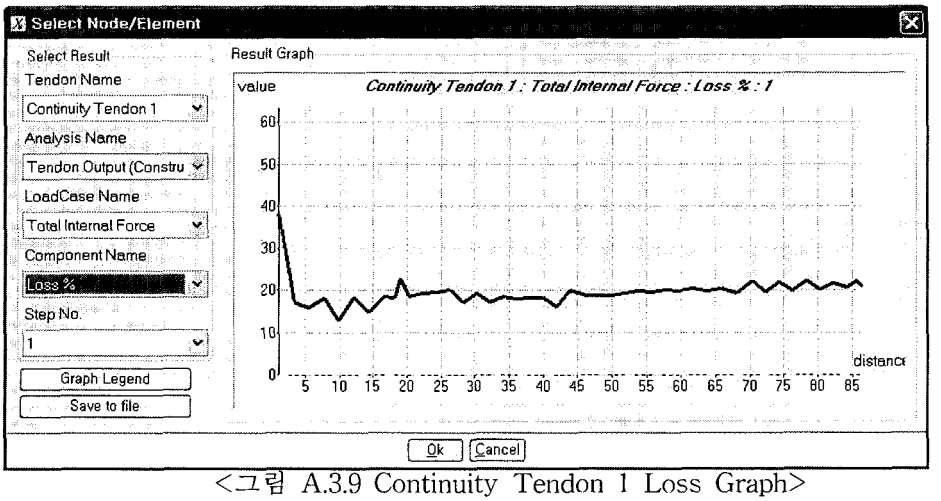
<그림 A.3.8 Cantilever Tendon Nubmer1 Loss Graph>

#Continuity Tendon 1 Loss (%)

- Tendon name ▷ Cantilever Tendon Number 1
- Loadcase name ▷ Total Internal Force

- Component name ▷ Loss %

< 결과 그래프 >



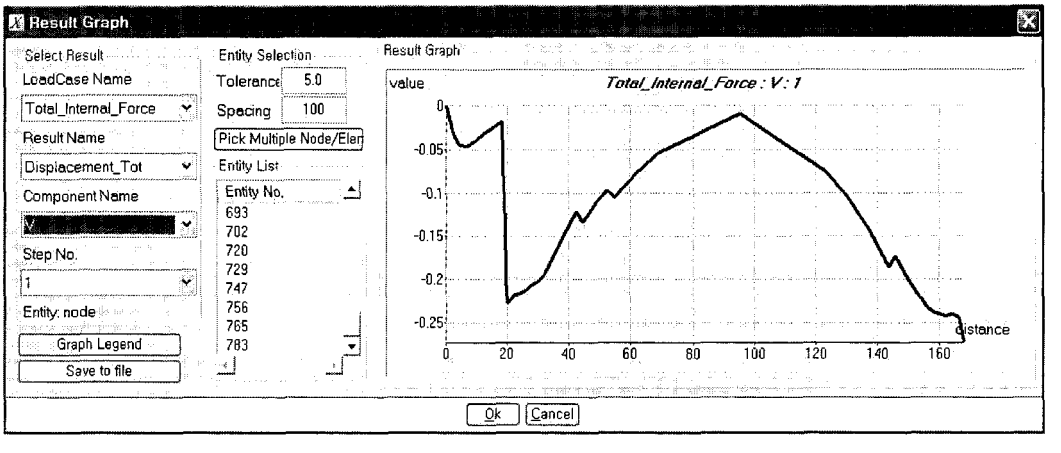
<그림 A.3.9 Continuity Tendon 1 Loss Graph>

D. Post-processing 상에서 을 클릭하여 displacement graph을 살펴본다.

Displacement Graph (Load case1 Total Internal force)
#V direction displacement (%)

- Loadcase name ▷ Total Internal Force
- Result name ▷ Displacement_Tot
- Component name ▷ V
- Pick Multiple Node/Elen을 선택하고 절점을 본다.

< 결과 그래프 >



<그림 A.3.10 Slab Tendon Number1 Loss Graph>

주 의

1. 본 보고서는 국토해양부에서 시행한 건설기술혁신사업의 연구보고서입니다.

2. 이 보고서 내용을 발표하는 때에는 반드시 국토해양부에서 시행한 건설기술혁신사업의 연구결과임을 밝혀야 합니다.

3. 국가과학기술 기밀유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 아니됩니다.

본 보고서와 관련하여 문의를 원하시는 분은 아래의 문의처로 연락을 주시기 바랍니다.

■ 문의처 : 한국건설교통기술평가원 TEL 031)381-6311

주식회사 동호 TEL 031)380-8207

건국대학교 TEL 02)2049-6074

서울시립대학교 TEL 02)2210-2271

R&D /

06건설핵심D05

3차원 해석에 의한 PSC 곡선교의

경제적인 설계 및 시공기법 연구보고서

■ 발행일 / 2009. 12. 16.

■ 발행처 / 주식회사 동호

경기도 안양시 동안구 관양동 1588-8

TEL : 031-380-8000(대)

■ 인쇄처 / (주)유정