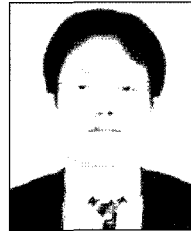


부산~거제간 연결도로 교량의 설계와 시공

Design & Construction of the Busan-Geoje Fixed Link Bridges



구 임 식*



김 창 환**



김 영 민***

*(주)대우건설 GK시공사업단 단장 기술사
**(주)대우건설 GK설계팀 설계팀장 기술사
***(주)대우건설 GK설계팀 설계과장 공학박사

1. 머리말

부산~거제간 연결 도로는 대한민국의 남동부 지역에서 진행되고 있는 주요 사회 기반 구조를 구축하는 프로젝트이다. 본 연결 도로는 2010년에 완공될 예정이며, 부산광역시 강서구 가덕도와 경상남도 거제시 장목면을 연결하여 편리한 교통망이 구축될 예정이다. 부산~거제간 연결 도로는 총 8.2km 길이로, 주요 세 가지 구조물로 구성되어 있다(사장교 2개소 : Lot 1 및 Lot 2, 침매터널 1개소 : Lot 3). 또한, 침매터널과 사장교 중간에 있는 섬들에 시공되는 도로와 굴착 터널 및 가덕도와 거제도에 관리 사무소와 영업소도 제공할 예정이다.

본 프로젝트는 SOC사업(민간투자사업)으로서 사업시행자인 GK해상도로주식회사가 설계 및 시공 후 40년 동안 본 연결 도로를 운영하도록 실시 협약을 체결하였다. GK시공사업단은 대우건설, 대림산업, 두산산업개발, SK건설, 고려개발주식회사, 한일건설, 원하중합건설의 7개 시공사로 함께 구성하며, 대우건설이 GK시공사업단의 주관사로 참여하고 있다.

본 사업은 설계가 시공사와 협의를 통하여 진행됨으로써 시공사가 사용할 예정인 장비에 관하여 설계 초기에 최적화를 이룰 수 있으며, Fast Track방식으로 공기를 맞출 수 있기 때문에 시공사의 직접적인 참여로 인한 비용절감적인 구조물을 착안할 수 있다. 또한, 본 공사는 프리캐스

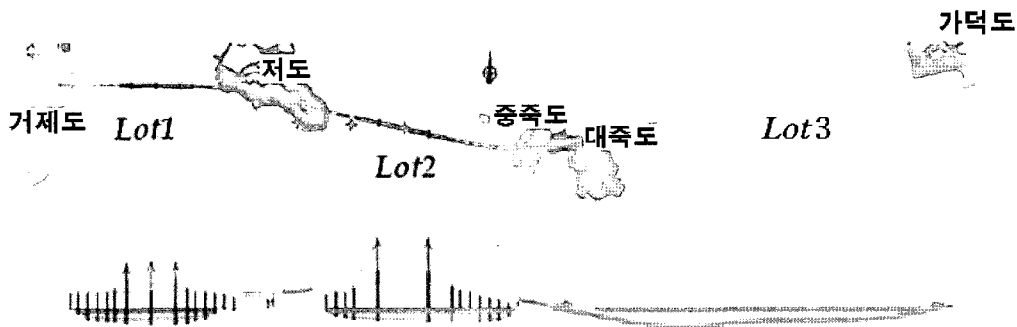


그림 1 부산~거제간 연결도로 일반도

트(Precast)공법을 적용하여 제작장(Precast Yard)에서 교량구조단위별(케이슨, 교각, 주형 및 바닥판)로 제작하여 운송후 설치하기 때문에 공기단축 및 해상공사에서 발생하는 환경오염을 최소화시키고, 자연재해에 대한 위험(Risk)을 최소화시킬 수 있다. 따라서, 대규모의 제작 과정과 대규모 구조물의 가설이 본 설계 과정에서 주로 고찰해야 할 과제이다.

본고에서는 부산~거제간 연결도로 교량의 설계와 시공에 대하여 설명하고자 한다. 특히, 본 설계를 지배하는 극한 하중인 풍하중, 파하중 및 선박충돌하중과 현재 진행되고 있는 교량 하부구조 케이슨 기초를 중심으로 설계, 제작, 운반 및 설치에 대하여 살펴보고자 한다.

2. 교량 구조물의 특징

교량구간(Lot 1과 Lot 2)은 크게 주예비항로교인 2주탑 사장교 및 부예비항로교인 3주탑 사장교와 이들을 연결해주는 4개의 접속교로 구성되어 있다. 교량은 부예비항로(Lot 1) 202m×36m와 주예비항로(Lot 2) 435m×52m의 선박통행공간(Clearance)을 확보하기 위하여, Lot 1에 가설될 사장교는 주경간 230m인 국내 최초의 3주탑 사장교로, Lot 2에 가설될 사장교는 주경간 475m의 2주탑 사장교로 계획하였다(참고로 서해대교의 주경간은 470m).

본 교량은 왕복4차로이며, Lot 2 사장교의 거제방향 차선은 오르막차선을 포함하고 있다. 본 교량의 특징 중의 하나는 경관설계에 의하여, 김현선 디자인연구소에서 주위 환경을 토대로 한 경관 분석 결과를 적용하여 곡선형 다이아몬드 주탑 형상을 착안했다는 점이다. 주탑(Pylon Legs)의 곡률은 고정하중(Dead Load)으로 인한 인장력이 발생되지 않도록 하고, 표준 클라이밍 폼(Climbing Form)장비를 사용할 수 있도록 설계하였다. 다이아몬드형 주탑은 전통적인 H형 주탑에 비하여 삼각 케이블 시스템(Triangulated Cable System)을 구성하여 공기역학적 안정성을 제공할

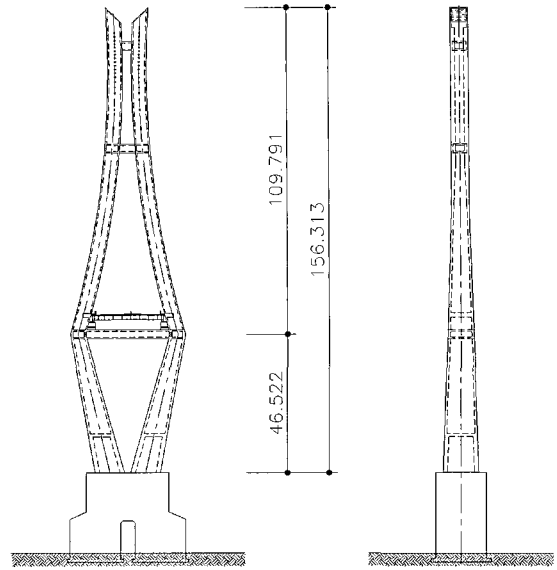


그림 3 주예비항로교(Lot 2) 주탑 일반도

수 있는 장점이 있다. 또한, 이러한 다이아몬드형 주탑에는 비교적 깊은 수심 조건에서 보다 작은 형태의 케이슨을 사용할 수 있다.

교량 상판은 2주형 강합성 바닥판 형식이다. 사장교 주탑을 포함하여 대부분의 교각기초는 제작장에서 케이슨을 제작하여 운송 후 설치하는 공법을 채택하였다. Lot 2의 앵커피어(Anchor Pier) P7과 접속4교 교각 P8의 기초는 지반여건상 말뚝기초로 설계하였다. 사장교의 케이블은 케이블 파손시 교체가 용이하여 유지관리 측면에서 유리한 MS형식(Multi-Strand Type)이 채택되었다. 교량설계는 덴마크의 COWI A/S가 주관사로서 다산컨설턴트, DM 엔지니어링 및 COWI Korea와 함께 수행하고 있으며, 시공 컨설팅은 Halcrow(영국)에서 담당하고 있다.

3. 하 중

본 설계는 실시협약에 의하여 국내 설계기준 및 AASHTO (LRFD)와 ASTM규정을 병행하여 수행하고 있다. 국내 설

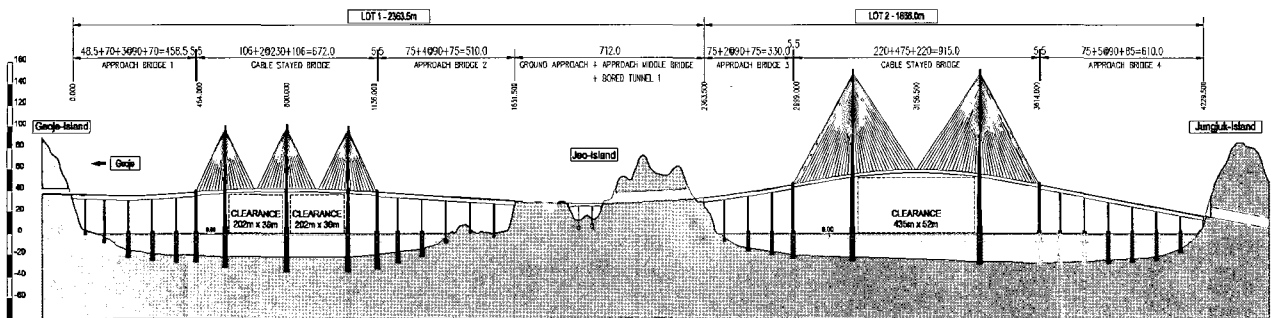


그림 2 부산~거제간 연결도로 교량구간 종단면도

계기준은 지역특성을 가지고 있으나, 일반교량을 대상으로 하고 있기 때문에 주경간 200m이상의 장대교량에 적용하기에는 내용이 부족하고, 특수교량설계에 적합하지 않은 부분이 많다. 따라서, 장대특수교량 설계에 대한 기본 원칙은 AASHTO(LRFD)를 따르되, 실제 현장 조건을 고려하여 한국풍공학회(WEIK)나 한국해양연구원(KORDI)과 같은 국내 전문연구기관의 자문을 받아 설계를 수행하였다.

본 교량 현장은 남해에 직접 노출되어 있으며, 태풍으로 인한 강풍과 그에 동반되는 높은 파랑이 우발적으로 발생하는 지역이다. 2003년 9월 부산 지역을 강타한 태풍 매미는 부산 지역에 매우 심각한 피해를 주었고, 태풍에 대한 위협은 이 지역에 대한 공사에 있어서 반드시 고려해야 할 사항이다.

파하중(Wave Load)은 본 프로젝트 현장에서 실시한 실제 수심 측량을 고려하여 산정하였고, 풍하중(Wind Load)은 부산기상관측소 및 인근 현장의 풍속 및 풍향 측정자료를 가지고 수행한 '극한 풍하중 해석(Extreme Wind Analysis)'을 바탕으로 산정하였다. 선박충돌하중(Ship Collision Load)은 전체 교량 구조물이 붕괴할 확률이 최대 매년 10^{-4} 이하가 되도록 설정한 AASHTO 요구 조건을 만족하도록 산정되었다. 지진하중(Earthquake Load)은 국내설계기준을 바탕으로 하여 AASHTO(LRFD)방식으로 계산하였다. 스펙트럼해석이 수행되었으며, 지진 활동(가속도 계수 $A=0.154$)이 적으며, 지반 조건(지반 유형 I)이 양호하기 때문에 지진하중은 본 설계의 지배적인 요소는 아니었다. 따라서, 본고에서는 극한하중으로서 풍하중, 파하중, 선박 충돌하중에 대하여 초점을 맞추어 기술하였다.

3.1 풍하중 (Wind Load)

1999년 CSTB(프랑스, 과학기술센터)에서는 부산~거제 지역에 대한 극한풍속결정을 위한 해석을 수행하였다. 본 해석은 1963년 이후 부산 기상관측소의 10분간 최대풍속과 1978년과 1996년 사이의 태풍자료를 가지고 수행되었다. 풍속자료는 1904년과 1963년 사이의 부산 관측소 자료와 1985년 이후 마산 관측소 자료도 입수되었으나 적합하지 않은 것으로 판명되었다. 기상관측소와 현장 사이에는 기후조건이 다르므로 측정된 자료부터 전환시킬 필요가 있다. 이 작업은 관측소의 높은 지형조도($z_0 = 0.8m$)와 지형계수($k_t = 0.26$) 및 현장의 낮은 지형조도($z_0 = 0.0035m$)와 지형계수($k_t = 0.17$)를 적용하여 고려되었다. 이 값은 현장에서의 값을 보수적으로 전환시킨다. 이 전환된 자료

를 이용하여 극한풍속이 결정되었다. 태풍해석(Typhoon Analysis)에 의하면 재현기간 50년에 대하여 17.8m에서의 10분간 평균풍속은 45m/s, 재현기간 100년에 대하여 10분간 평균풍속은 48m/s로 추정된다. 대의해석(Synoptic Analysis)에 의하면 재현기간 50년에 대하여 42m/s로 추정된다. 따라서, 극한풍속은 태풍해석에 의하여 결정된다.

2003년 막대한 피해를 발생시킨 태풍 매미의 영향을 고려하기 위하여 1996년부터 2003년까지 발생한 12개 태풍에 대한 추가적인 해석을 수행했으며, 해석결과, 기존에 계산된 100년 재현기간 10분간 평균풍속의 범위에 포함되는 것으로 계산되었다.

풍속분포는 지표면에서 로그함수형태로 분포하는 유럽 코드모델이 이용되었다. 수직 높이에 따른 10분간 평균풍속은 다음과 같다.

$$V_{10}(z) = V_b \cdot k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

거스트풍속 V_g 와 난류강도 I_u 는 다음과 같다.

$$V_g(z) = V_{10}(z) \cdot (1 + 3.5 \cdot I_u(z))$$

$$I_u(z) = \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

여기서, V_b 는 극한 풍하중 해석에 의하여 구해졌으며, 지형조도(z_0)와 지형계수(k_t)는 표 1과 같다.

표 1 지형특성

풍향	지형조도, z_0 (m)	지형계수, k_t
교축직각방향	0.0075	0.17
교축방향	0.05	0.19

참고로, 표 2에서 태풍매미와 설계기준의 풍속을 비교하였다.

표 2 설계기준풍속과 태풍매미풍속 비교

풍속(m/s)	태풍매미		설계기준
	부산관측소	현장(*)	
10분간 평균(높이17.8m)	26.1	40.7	48.6
3초간 거스트(높이17.8m)	42.7	66.6	70.5

(*) 남풍을 고려하여 수정계수 1.56 적용.

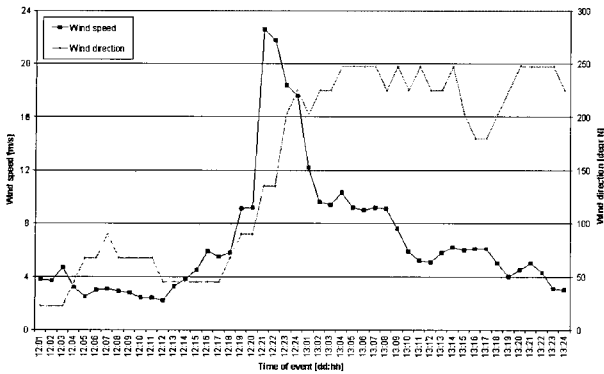


그림 4 태풍 매미의 부산 지역 풍속 기록(매시간 보고된 10분간 평균풍속)

풍하중에 대한 동적 구조해석을 위하여 데이븐포트 버펫팅 이론(Davenport Buffeting Theory)이 이용되었으며, 변동속도성분의 스펙트럴 밀도(Spectral Density)와 길이축척(Length Scale)과 코히런스(Coherence)를 위한 표준값을 갖는 카이말 스펙트럼(Kaimal Spectrum)을 채택하였다.

기본설계에서 풍하중 평가를 위하여 전산해석(CFD, Computational Fluid Dynamics)을 수행하였다. 전산해석은 COWI A/S의 교량 내풍해석 전용프로그램인 DVMFLOW (Discrete Vortex Method, 2차원 Code)를 이용하여 공기력(항력, 양력, 모멘트력)계수를 산출하여 설계에 반영하였으며, 전산해석에서 계산된 풍하중은 최종적으로 풍동실험을 통하여 실시설계에서 보완하였다.

풍동실험(Wind Tunnel Test)은 상부구조 단면모형실험, 독립주탑 모형실험, 가설단계를 포함한 3차원 전교모형실험을 시행하였으며, 와류진동(Vortex-Shedding Vibration), 버펫팅(Buffeting) 및 플러터(Flutter)에 대한 진동현상을 조사하여 내풍안정성을 확보하였다. 본 Project의 풍동실험에는 (주)대우건설 기술연구원, 고려대학교, 전북대학교, Force Technology-DMI(Denmark) 및 The University of Western Ontario(Canada)가 참여하였다.

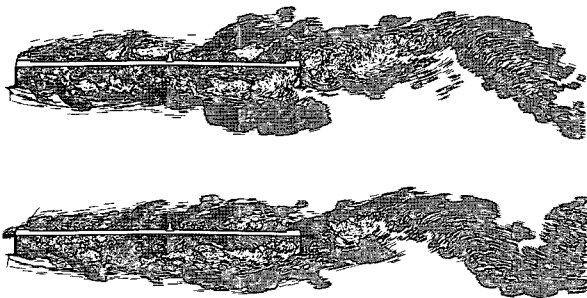


그림 5 전산해석에 의한 Fairing 유무에 따른 2주탑상장교 상부구조단면 주위의 와류흐름

3.2 파하중 (Wave Load)

파하중은 심해파, 조류, 수심측량(Bathymetry) 등에 관한 정보를 바탕으로 산정하였다. 심해 설계파는 한국해양연구원(KORDI)에서 수행한 열대성 폭풍과 태풍에 관한 기록 조사 결과와 인공위성 파랑 자료를 극한 해석을 수행하여 결정하였다. 이와 같은 정보들의 재원을 비교 분석하여 설계에 적용하였다. 참고로, S파향 심해파에 대한 100년 재현주기파가 표 3에 나타나 있다.

심해파로부터 본 연결도로로의 변환은 MIKE21 프로그램으로 진보된 수치 파랑 모델을 적용하여 구하였다. 그림 6에서 연간 0.01의 발생 빈도를 고려한 SSE파향의 파랑에 대한 본 연결도로의 심해파 변환이 나타나 있다. SSE파향은 Lot 1의 교량 교각과 Lot 2 서측부에 매우 큰 파랑의 영향을 주는 것으로 밝혀진 반면에 Lot 2의 동측부는 S파향에서 가장 큰 파랑의 영향을 받게 된다. 파랑의 방향은 교랑의 선형에 닿기 전에 굴절로 인하여 변경된다. 굴절된 파의 매개변수는 교랑 선형에 따라 WNW파향, W파향, WSW파향 뿐만 아니라 ESE파향, E파향, ENE파향에 대한 수치 모형에서 연간 0.01의 발생 빈도로 구해진다. 가장 큰 파도는 Lot 2의 가장 동측 2개의 교각에 대해서는 WNW파향에서 발생되었고, 그 외 나머지 대부분의 교각에 대해서는 ESE파향에서 발생되었다.

현장 수심으로 인하여 파도가 부서지지 않기 때문에 쇄파(Wave Breaking)는 계산에서 고려되지 않았다. 교각에 대한 최대 파고는 $H_{max} = 1.8H_s$ 를 적용하여 산정하였다. 교랑에 지배적으로 영향을 미치는 조류는 본 파하중 계산에 고려하였던 조류 흐름과 관련이 있다. 수심은 교랑 선형을 따라 2003년에 수행한 수심 측량을 바탕으로 하였다. 설계수심은 [인천평균해수위(I.M.S.L.)+1.75m]의 극한수위(폭풍파도)를 포함한다(연간 발생확률 0.01). 실제적인 교랑 교각과 케이슨의 기하학적 형태가 파력 산정에 고려되었다. 주탑(Pylons)과 앵커피어(Anchor Piers)에 1m 반경의 원형 모서리를 적용함으로써 45° 입사각의 파랑을 고려할 때 동일한 개념 하에 더 작은 크기로 설계할 수 있었다. 이렇게 함으로써 약 45°의 입사파에 대하여 각 모서

표 3 S파향 심해파(Dep Water Waves from Southerly Directions)의 극한 파고

파향	유의파고 H_s (m)	최대파고 H_{max} (m)	유의파주기 T_s (s)
SSE	9.3	16.7	14.9
S	10.9	19.6	15.0
SSW	10.2	18.4	14.0

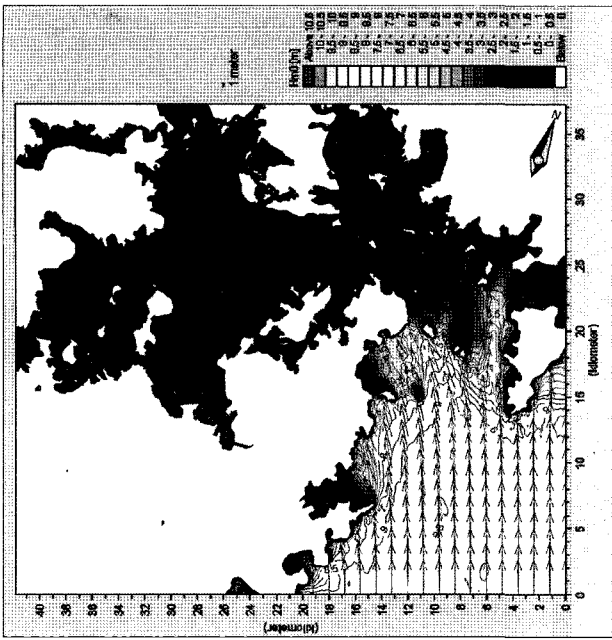


그림 6 SSE파향 파의 수치모델해석 결과 (발생빈도 : 연간 0.01)

리의 치수를 0.3m까지 줄일 수 있게 되었다.

항력과 추가 질량에 대한 유체동역학계수는 Det Norske Veritas와 Scruton에서 제시한 자료를 근거로 하였다. 항력 계수는 45°로 기울어진 직사각형 단면인 경우의 1.5와 파의 형상에 대한 2.0 사이에서 보간하여 계산하였다. 항력 계수는 남쪽으로부터의 파도의 상대적인 입사각에 따라 변화한다. 주탑과 앵커피어의 원형 모서리는 매우 작아 이러한 형상(Profile)에 대한 항력 계수를 감소시킬 수는 없었다.

입사파는 교량의 교각에 작용하는 파운동(Wave Kinematics)을 계산하는데 사용되었다. 입자 속도는 유선함수파이론(Stream Function Wave Theory)에 적용할 수 있는 Fourier 변형 방법을 사용하여 계산되었다. 파고의 최대 높이(Crest Heights)도 유선 함수파(Stream Function) 이론으로 계산하였다.

파력은 다음과 같은 모리슨 방정식(Morison Equation)을 근거로 하여 산정되었다.

$$F(x,z) = 1/2 \cdot \rho \cdot C_D \cdot D \cdot u(x,z) \cdot |u(x,z)| + \rho \cdot \dot{u}(x,z) \cdot (C_M \cdot A_r + A)$$

여기서, $u(x,z)$ 는 주어진 파의 수위 z 에서의 수평 입자 속도이고, $\dot{u}(x,z)$ 는 수평 입자가속도이며, 이 두 값 모두 조류의 영향이 고려된 값이다. A 는 교각의 단면이고, A_r 은 관련 단면이다. ρ 는 물의 밀도이고, D 는 파 흐름이 만나는 교각의 대각선길이(Diagonal Length)이다. C_D 와 C_M 은 각각 항력계수와 관성계수이다.

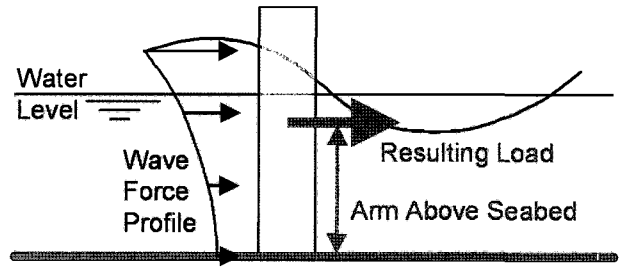


그림 7 전도모멘트의 정의

파속과 파가속도는 전체 파 주기 동안 짧은 시간 간격에 각 1m의 물기둥에 대하여 계산되었다. 파 자료는 전체 파 주기 동안 짧은 시간 간격에 교각의 각 1m 구간에 대한 파하중을 계산하는데 사용되었다. 교각에 작용하는 전체 파력은 계산된 파하중 형상을 적분하여 계산하였다. 그 결과가 파 주기 동안 일어나는 전체 하중의 변화이다. 파하중 형상에 근거하여 파 주기동안 발생하는 전도모멘트를 구하였다. 그림 7에 전도 모멘트 계산에 대한 정의를 간략한 그림으로 나타내었다.

3.3 선박 충돌 하중 (Ship Collision Load)

부산~거제간 연결도로는 중요한 항구 시설의 진입구에 위치하고 있으므로, 교량 구조에 대한 선박 충돌의 위험도가 면밀히 고려되어야 하며, 교량 구조물은 그 선박 충돌 하중에 반드시 견딜 수 있도록 설계되어야 한다. 선박 충돌 하중을 산정하는 과정은 그림 8에 나타나 있다.

선박 충돌의 위험도를 분석하기 위하여 현재의 선박 교통량 분석과 그 지역에 있는 항만 시설에 대한 개발 계획에 대한 정보와 미래 선박 예측 교통량과 운행 조건 등의 정보를 수집하였다. 이를 바탕으로 본 연결 도로의 밑을 지나가는 미래 예상 선박 통행 시나리오를 수립하였다. 그리고 위험도 분석 시 그 시나리오는 설계 선박 충돌력을 결정하는데 필요한 기초로서 적용되었다.

선박 통행에 중요한 매개변수 중 하나는 그림 9에 나타

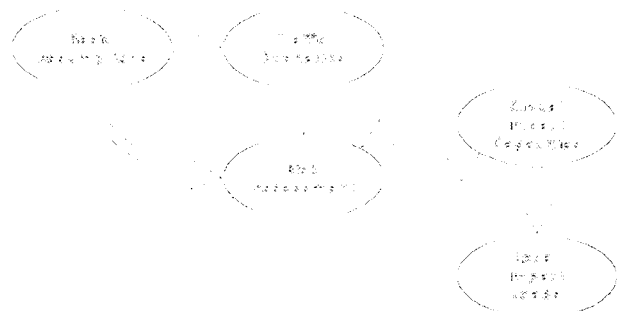


그림 8 선박하중해석을 위한 흐름도

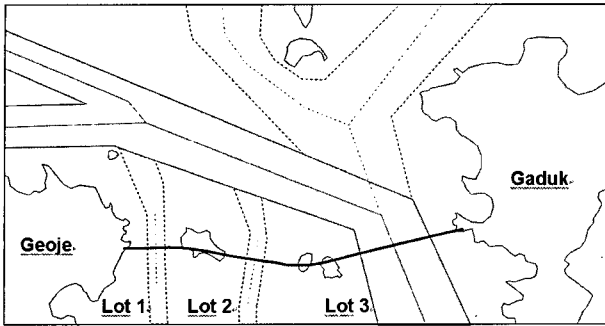


그림 9 선박 통행 항로 일반도

표 4 예비 항로 사용 시 가정한 제한 사항

제한 사항	주예비항로 (Lot 2)	부예비항로 (Lot 1)
고정하중톤수(DWT)	≤60,000	≤5,000
선박 길이 (LOA)	≤200m	≤100m
선박 높이 (Air-Draft)	≤52m	≤36m

표 5 선박이 합법적으로 항로를 이용하는 확률

항로	구역	마산 교통량	가덕 교통량
주항로	Lot 3	100%	100%
주예비항로	Lot 2	5%	-
부예비항로	Lot 1	5%	-

난 바와 같이 항로 위치이다. 또 다른 매개변수는 다양한 항로를 통과할 수 있는 선박의 크기이다. 예비 항로의 경우, 그 항로 너비가 각 항로에서 통과할 수 있는 선박의 크기를 제한하고 있다. 이와 같은 제한 사항은 표 4에 요약되어 있다.

위험도 분석에서 선박이 항로를 합법적으로 사용하는 것에 대한 확률을 예측하기란 실제적으로 매우 어렵다. 표 5에 제시된 값들은 주항로가 아닌 예비항로를 사용하는 선박이 제한적이기 때문에 보수적인 수치를 나타낸다.

해양수산부(MOMAF)에서 얻은 교량 선형 안쪽에 위치한 항구에 이전에 기항한 선박 통행 데이터베이스와 Lloyds 등록 선박 데이터베이스(선박 증명서, 선박 유형, 특징 등을 포함)를 상세히 분석하여 현재 선박 통행에 대한 대표 값을 세웠다. 이 선박 항해에 대한 정보와 함께 가덕도 북부에 부산신항만이 건설되면서 차후에 발생하는 선박 항해 정보와 마산, 진해, 고현, 통영 LNG 터미널, 해군 기지 등에서 정박하는 선박에 대한 각각 미래 선박 통행 예측 정보를 고려하여 각각 2011년과 2020년 선박 통행 시나리오(Scenarios)를 확정하였다. 향후 예상되는 최대 선박 크기의 증가와 선박 크기 분포의 변화가 본 시나리오에 감안되었다. 이미 알고 있는 관련 매개변수인 미래에 제조될 선박(예를 들어, 더 큰 컨테이너 선박)까지 포함하여 878개의 다른 종류의 선박을 모두 고려하여 현재 및 미래 시

나리오에서 선박의 대표치를 설정하였다. 본 시나리오를 바탕으로 각 교량 구조물에 대한 전체 설계 하중을 유도하여 위험도 분석을 수행하였다.

위험도 계산(Risk Calculation)은 AASHTO(LRFD)에서 주어진 방법 II (Method II)을 전체적으로 따르고, 교량 붕괴 빈도가 연간 10^{-4} 를 초과하지 않도록 하였다. 교량을 통과하지 않아야 하는 선박이 심각한 운항 문제로 교량 선형에 접근하여 충돌하였을 경우를 고려하기 위하여 추가적인 위험 기여도(Contribution)가 도입되었다. 이는 임의의 충돌 후보(Random Collision Candidate)라고 나타낸다. 이러한 임의의 충돌 선박으로 인하여 항로 탈선 확률인 $PA=10^{-4}$ 를 사용하였고, 다음과 같이 선박 통행이 균일하게 분포되었다고 가정한다.

- 마산 항로에서의 선박 통행 : Lot 1과 Lot 2에 균등하게 분포됨.
- 신항만 항로에서의 선박 통행 : Lot 2와 Lot 3에 균등하게 분포됨.

통행 허가를 받은 선박의 통행은 Lot 1과 Lot 2에 대해 각각 $\sigma_{Normal}=95m$ 와 $\sigma_{Normal}=165m$ 의 정규 분포에 대한 표준 편차로 모형화하였다(표준 AASHTO방법). 충돌 속도는 덴마크의 Great Belt 연결도로에서 적용한 유사한 방법으로 접근하여 모든 경우에 10Knots로 가정한다. 이 충돌 속도는 항해 문제가 발생한 선박은 순항 속도(14-20Knots)로 움직일 수 없다는 것을 고려한 것이다. 선박에 따른 하중 상태는 위험도 분석에서 나타내었고, 표준 충돌 에너지 E 를 계산할 때 적용한 선박 변위(Vessel Displacement)를 통하여 고려되었다. 교각과 케이슨 충돌 하중은 다음에 나오는 페더슨 공식(Pedersen Formula)을 따른다.

$$P_s = \begin{cases} 210 \times 10^6 L [E + (5.0 - L) L^{1.6}]^{0.5} & \text{for } E \geq L^{2.6} \\ 210 \times 10^6 [5.0 EL]^{0.5} & \text{for } E < L^{2.6} \end{cases} [N]$$

여기서, P_s 는 최대 이물 충돌 하중(Maximum Bow Collision Force)이고, L 은 선박 표준 길이이다. 이 공식에 따르면 일반적으로 AASHTO(LRFD)에서 제안한 간략한 공식에서 구한 값보다 더 큰 충돌 하중을 얻는다. 선박 갑판실이 충돌함으로써 발생하는 주형에 가해지는 하중은 다음의 공식으로 계산된다.

$$P_{DH} = 1000 \times W_{DH} (336 + 157 \times H_c) [N]$$

Great Belt 교량에서 가져온 위의 공식은 충돌 높이(H_c)와 갑판실 폭(W_{DH})으로 주어진 충돌 면적을 회기분석하여 구한 것이다. 위험도 분석에 따르면 갑판실 충돌하중은 AASHTO에서와 같이 지배적이지 않으므로, 돛대(Mast)에 의한 충돌 하중이 교량 상부 구조의 최소 설계 하중으로 적용되었다.

교각 또는 케이슨의 전체 설계 충돌용량을 초과하지 않는 전체 충돌 하중을 나타내는 선박에 상응하는 국부 하중을 적용하였다. 관련 선박의 기하형상은 선박이 충돌할 수 있는 가능성 있는 위치를 선정하고, 선하중 및 접하중의 범위를 결정하는데 사용되었다. 이러한 접근 방법은 다음과 같은 네 가지 경우를 수반한다.

- 외측선체판재와 갑판의 충돌 파손에 해당하는 직사각형 선하중 유형. 선하중 강도(Intensity)는 전체 충돌 하중에 따라 변한다.
- 선체(Hull) 내에 있는 십자곡선(Cruciform)에 상응하는 집중 접하중
- 구상선수(Bulb)의 충돌 파손에 해당하는 직사각형 선하중 유형. 선하중 강도(Intensity)는 전체 충돌 하중에 따라 변한다.
- 자동차 운반선의 상부 구조 갑판에서 오는 충돌 파손 하중에 해당하는 직사각형 선하중 배열.

4. 시공을 위한 설계

교량 각 부분에 대한 설계와 시공은 품질(Quality), 안전성(Safety), 경제성(Cost Effectiveness), 시공성(Speed of Construction), 환경(Environment)에 초점을 맞추어 각 도급자와 밀접한 협력을 통하여 거대한 프리캐스트 요소와 해상크레인에 기초한 설계와 시공 개념이 정교하게 만들어졌다.

교량 현장이 태풍으로 인하여 빈번하게 강한 바람과 높은 파도가 치는 남해에 직접 노출되어 있기 때문에 기상조건에 민감한 해상작업의 횟수와 기간을 줄이기 위하여 노력하였다. 더욱이, 개별적인 시공단계는 주어진 기상시간대(Weather Window)에서 수행할 수 있고 그 구조는 모든 시공단계가 완성된 후에 잠재적인 폭풍에 저항할 수 있도록 계획되어야 했다. 거제도 교대쪽이나 중간의 어떤 섬에서도 교량의 주된 시공 및 설치를 위한 공간이 없다. 이러한 설치가 가능한 가장 가까운 곳은 교량 현장으로부터 해상으로 약 35km 떨어진 안정공단(하부구조 제작장) 및

오비만 산업단지(상부구조 제작장)에 위치한다. 제작장의 차폐된 시공환경은 품질관리가 용이하며 환경조건에 관계없이 더욱 연속적인 작업이 가능하게 하며 작업자들의 안전을 향상시키고 현장으로 이동하는데 소요되는 시간을 줄여준다.

설계와 시공이 동시에 진행되는 Fast Track 방식을 취하고 있기 때문에 연관된 요소들이 서로 다른 완료시기에 따라 설계되어야 했다. 예를 들어, 주탑 케이슨은 상부구조 설계 1년전에 완료되었는데, 첫 번째 요소는 관련 요소의 예비 설계에 기초하여 설계되었기 때문에 그 요소들의 최종설계는 다소 변동의 여지가 있었다. 다음 요소의 시공 단계가 이전 요소의 설계를 지배하지 않는다는 것이 기본 원칙이었다. 예를 들어, 상부구조 설계의 경우 공용중 교량에 대한 것보다 더 큰 하중이 케이슨에 작용하는 경우는 없었다. 그 이유는 사장교가 개단면 형상이고 측경간에 앵커피어만 있기 때문에 주경간 접합 직전 시공단계에서 바람에 의한 진동에 민감하기 때문이다. 따라서, 태풍시 임시 내풍케이בל을 설치하여 시공단계에서 상부구조의 내풍 안정성을 확보하는 방안이 적극적으로 검토되었다.

태풍시 바람과 파도에 의하여 케이슨 기초에 작용하는 하중조건은 강축과 약축 동시에 3000MNm이고, 강축에 대해서 5500MNm이다. 기초 조건은 충격토층아래 일부 풍화암에서 사암, 연암, 보통암으로 분포되어 있다. 해상제작장 및 운반항로는 케이슨 침수 깊이를 고려하여 12m로 준설된다. 이러한 전체에 근거하여 콘크리트 케이슨 기초가 설계에 채택되었다. 바다 콘크리트 슬래브의 두께는 1.1m이고, 벽체 간격은 5.1m이며, 케이슨은 가장 약한 기초층의 지내력보다 약간 작은 2~2.5MPa의 토압에 저항할 수 있으므로, 구조물과 심토(Subsoil)의 지내력 균형을 맞출 수 있다. 지층 깊이에 따라 벽체간격을 조정하기 보다는 표준 거푸집을 이용하여 프리캐스트 부재를 제작하기 위하여 Cell 크기를 일정하게 유지하였다. 따라서, 이러한 중공 Cell 구조는 케이슨을 침수시켜 운송할 경우 부력을 이용하는데 유리하다. 또한, 얇은 벽체 셀(Thin Walled Cell) 구조로 지지하는 대규모 기초 슬래브(Slab)로 구성되어있기 때문에 이러한 구조는 지반과 구조물 사이의 접촉면에 매우 낮은 응력이 발생하고, 비용 효율(Cost-Effective)도 좋게 유지할 수 있다.

케이슨은 안정공단의 제작장에서 제작되어 현장까지 해상 크레인(Floating Crane)과 Floating Dock을 이용하여 일부를 침수시킨 채 운송한다. 교량 현장에 미리 기초 패드(Pad)를 설치한 후 그 위에 케이슨을 거치하고, 굴착된 지반과 기초 바닥판(Base Slab) 사이의 이격공간(Annular

Space)은 그라우트(Grout)로 채운다. 그 이후 케이슨 내부의 셀을 채움재(Ballast, 자갈 등)로 채운 후 최종적으로 케이슨 상부 슬래브를 두껍게 타설하여 케이슨을 덮는다. 주초(plinth)는 주탑 하부(Pylon Leg)에 연결부 역할을 하며, 필요시 시공 허용 오차를 없애는데 사용될 수 있다. 그림 10은 접속교 교각 및 사장교 주탑 케이슨 기초의 구조를 보여주고 있다.

케이슨 구조의 벽체는 기본적으로 압축력과 전단력을 받음으로, 앞에서 다룬 극한 하중이 설계를 지배하게 된다. 풍하중 해석 결과 양쪽 수평축에 동시에 큰 휨 모멘트가 발생하는 것으로 밝혀졌다. 풍하중은 교량선형과 경사된 입사각으로 2축 휨모멘트를 발생시키는 과하중과 조합된다. 동적 풍하중과 과하중이 조합하여 발생된 2축 휨모멘트의 영향은 전통적인 정적 풍하중 해석에 기초한 초기 계산과 비교하여 전체적으로 케이슨의 크기를 증가시켰다. 국부적인 선박충돌 하중을 고려하기 위하여 접속교 케이슨의 노출면적 벽체는 선박 충돌에 견딜 수 있도록 두꺼워졌다. 주탑 케이슨은 운송시 해상크레인의 인양 용량(Lifting Capacity)에 제한이 있기 때문에 선박의 선체(Bulb)와 충돌할 가능성이 있는 케이슨 상부 Cell 내부에 속채움 콘크리트(Mass Concrete)를 현장 타설로 채워 넣었다.

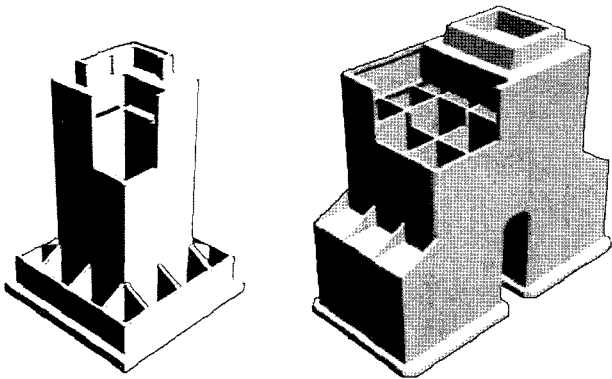


그림 10 접속교 교각 및 사장교 주탑 케이슨 기초 구조

5. 케이슨 기초의 시공

접속교 케이슨은 2600톤보다 작은 경우 육상제작장에서 완전히 제작되고 해상크레인을 이용하여 현장까지 운송하여 최종 위치에 설치한다. 이보다 무거운 경우에는 케이슨 하부만 육상제작장에서 제작한 후 해상제작장으로 인양하여 나머지 케이슨 상부가 제작된다. 이 후 해상크레인의 인양용량을 감안하여 내부 Cell의 부력을 이용하기 위하여 일부 침잠시켜서 Floating Dock를 이용하여 현장까지 이

동한다. 그림 10의 좌측에서와 같이 접속교 케이슨의 경우 바깥쪽 외부 Cell들은 개방된 상태로 놓음으로써 침설시 물과 공기의 흐름을 조절하는 데 필요한 밸브는 물론 경사진 덮개슬래브나 임시 뚜껑에 필요한 브라켓을 위한 특수한 거푸집을 사용하지 않도록 하며 자갈채움 작업에도 도움이 된다.

사장교 주탑 케이슨의 경우는 상부로부터 전달되어 내려오는 하중 및 기타 외부 하중을 가장 많이 받는 부분이며, 이를 지지하기 위해서는 기초저면이 커져야 한다. 그러나, 해상크레인의 용량을 고려할 경우 하나의 구조체로 제작되어 운반되는 것은 불가능하며, 그림 10의 우측에서와 같이 육상제작장에서 각각 독립된 2개의 케이슨을 제작한 후 해상크레인을 이용하여 해상제작장으로 옮긴다. 해상제작장에서 2개의 케이슨을 연결한 후 나머지 상부 케이슨을 타설하여 완성한다. 그림 2의 우측에서와 같이 사장교 주탑 케이슨의 바깥쪽 외부 Cell들은 폐쇄된 상태로 있게 된다. 완성된 주탑 케이슨은 9600톤에 이르는데, 해상크레인의 인양 용량을 크게 초과하게 되므로, 모든 Cell들의 부력을 이용하기 위하여 내부 Cell들은 물론 외부 Cell들에도 임시 덮개를 설치하여 운송하게 된다. 모든 Cell들에 쇠석채움이 끝나면 외부 Cell들은 영구 덮개로 폐쇄시킨다. 제작장에서 요구되는 추가 인양력은 2300톤에서 2900톤 사이인데, 이는 조류변동에 따른 수위(Water Level)와 제작장에서 현장에 필요한 임시 시설들을 얼마나 많이 설치하느냐에 달려있다. 더욱이, 해상제작장에서 케이슨은 인양력을 1500톤에서 2000톤 정도로 감소시켜서 크레인-케이بل 진동 및 과도로 인한 크레인-케이슨의 상호작용에 의한 동적 추가하중을 수용할 수 있도록 하였다. 이러한 과정은 수치해석을 통하여 상세히 검토하였다. 본 케이슨 공법의 대안으로서 Self Floating System을 이용하는 방법을 조사하였으나 비경제적인 것으로 판명되었다. 케이슨이 현장에 도착하기 전에 케이슨 설치를 위하여

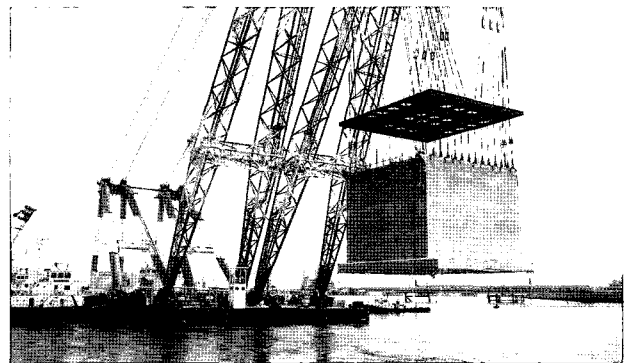


그림 11 육상제작장에서 해상제작장으로 인양·이동 (주탑 하부 케이슨, Lot 2)

해저면의 퇴적물이 제거되어야 하며 케이슨 하부 저면과 지반사이의 정착을 위하여 다음과 같은 3가지 개념이 고려될 수 있다.

- 케이슨 기초가 암반에 직접 놓이도록 하는 방법이다. 이 방법은 케이슨 하부 저면에 과도한 집중응력이 걸리지 않도록 엄격한 허용범위내에서 암반면을 평탄하게 하는 특수한 장비를 필요로 한다. 이 방법은 기초가 깊어지고 본 프로젝트와 같은 외해조건에서는 엄격한 허용치를 확보하기가 어렵다.
- 암반을 관통하는 원주(Circumferential Skirts) 위에 케이슨 기초를 설치하는 방법으로 허용범위를 늘릴 수 있다. 그러나, 이 방법은 암반에 거치하는 것은 물론 그라우팅 작업도 쉽지 않기 때문에 채택되지 않았다.
- 적절한 허용범위에서 굴착하여 3개의 Landing Pad를 설치한 후 케이슨을 거치시키고 원지반과 케이슨 하부 저면 사이를 그라우팅으로 마무리하는 방법으로서 본

프로젝트에서는 이 방법이 채택되었다.

케이슨을 미리 설치된 패드 위의 최종적인 위치에 거치 시킴과 동시에 수리학적으로 안정하도록 Cell 안에 물을 채워 넣어 정수압 차이를 제한함으로써 케이슨 거치 작업 중 구조적 안정성을 확보하였다. 패드 위에 거치된 케이슨은 파하 중에 최대한 저항하기 위하여 주초(Plinth, 상부 콘크리트 슬래브) 바로 아래까지 물로 채워진다. 그리고, 케이슨 바닥 슬래브와 굴착면 사이의 35cm의 간격은 그라우트로 고정시킨다. 국내 최초의 케이슨 기초 수중 그라우팅 작업의 시공 안정성을 확보하기 위하여 그림 12와 같이 실험대형 실험을 수행하였다.

케이슨 바닥면의 그라우팅(Grouting) 작업이 끝나면 자중을 증가시켜 파하중에 저항하기 위하여 쇄석(최소단위 중량 19kN/m^3)으로 케이슨 내부를 채운다. 시공 중이나 사용 상태 모두 케이슨의 중량은 안정성에 매우 중요하기 때문에 Grab로 쇄석채움(Ballasting) 작업이 진행되는 동안 추가되는 중량을 계속적으로 감시(Monitoring)하게 된다. 케이슨 내 Cell들은 단계적으로 채워지므로 한쪽 Cell 벽에 압력이 집중되어 균열되는 것을 방지하기 위하여 쇄석채움 높이차이가 Cell 사이에 3m이상 나지 않도록 하였다. 케이슨 내 중량으로 인한 내력이 부족한 시간을 최소화하기 위하여 케이슨의 운송, 거치, 그라우팅 및 쇄석채움작업을 가능한 빨리 수행하는 것이 매우 중요하다. 쇄석채움 위로 주탑 시공을 위한 주초가 접속교의 경우 3m 두

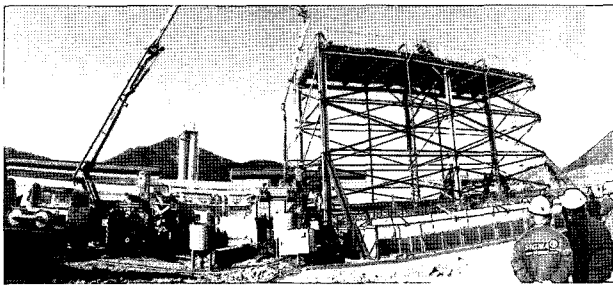
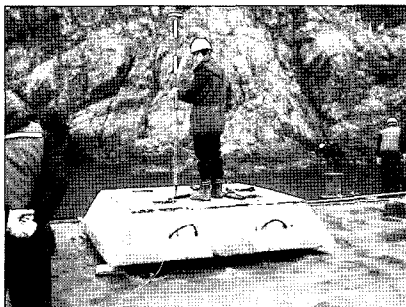
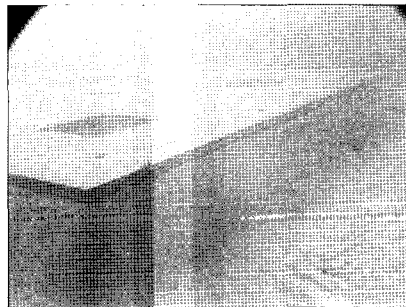


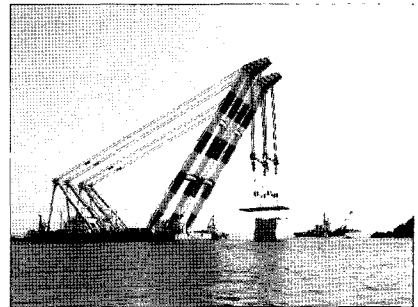
그림 12 케이슨 기초 수중 그라우팅 실험대형실험



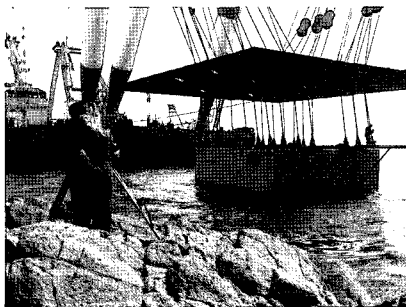
(a) 패드 설치 과정



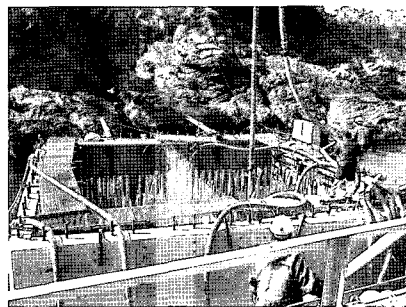
(b) 설치된 패드 (수중촬영)



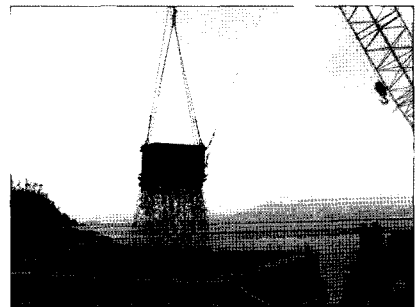
(c) 케이슨 운송



(d) 케이슨 거치



(e) 그라우팅(Grouting)



(f) 쇄석채움(Ballasting)

그림 13 케이슨 기초의 시공 과정 (Pier 1, Lot 2)

께로, 사장교의 경우 4~5m 두께로 타설된다. 시공 중 케 이슨 상부에는 보호벽(Protection Wall)이 설치되어 해수 의 범람을 막아주게 된다. 주초인 상부 슬래브의 철근 조립 및 콘크리트 타설을 위하여 최대 6주가 소요되기 때문 에 보호벽은 10년 재현주기 파하 중에 견딜 수 있도록 설 계되었다. 그림 13은 케 이슨 기초의 시공과정을 보여준다.

6. 대규모 프리캐스트 공법

앞에서 언급한 것처럼 주초를 제외한 케 이슨 기초는 제 작장에서 프리캐스트(Precast) 부재로 제작된다. 중공사각 단면 및 거대한 Pier Head로 구성된 교각도 제작장에서 프리캐스트로 제작된다. 교각 단면의 기하학적 형상은 몇 개를 제외하고는 모두 동일하다. 36m높이와 1500톤이하 인 대부분의 교각들은 제작장에서 일체로 제작되어 해상 크레인과 바지선을 이용하여 현장까지 운송한 후 케 이슨 기초에 현장타설로 결합된다. 해상크레인의 인양 능력을 초과하는 교각의 경우 기둥(2000톤)과 Pier Head(2400톤) 를 분리하여 현장으로 운송한 후 Post-Tensioning Rod를 이용하여 결합시킨다.

콘크리트 주탑은 4m 간격으로 Auto Climbing Form을 이용하여 현장타설로 시공한다. 또한, 주탑의 곡선은 표준 거푸집을 이용하여 구현이 가능하다.

접속교는 제작장에서 경간길이 단위로 14개의 90m, 5개 의 75m 및 나머지 4개의 프리캐스트 세그먼트(Segment) 로 제작된다. 합성형 세그먼트는 제작장에서 격자형 강재 주형에 콘크리트 상판 슬래브를 타설하여 제작되며, 세그먼트의 무게는 2100톤으로 바지선과 견인선(Tug Boat)을 이용하여 현장으로 운송한 후 교각 위에 거치시킨다. 각각 거치된 세그먼트의 강재 주형은 볼트 조립하고, 슬래브는 현장타설하여 연결시킨다.

사장교의 상판은 전형적인 균형 캔틸레버 공법에 의하여 가설된다. 사장교 강재 주형은 제작장에서 무게 85톤 12m 길이의 세그먼트로 제작하여 현장으로 운송한 후 데릭크레 인을 이용하여 인양하여 가설한다. 그 위에 역시 제작장에

서 제작한 6개의 24톤 무게의 상판 프리캐스트 패널을 인 양하여 거치한 후 현장타설하여 연결한다. 따라서, 가설 전 에 상판 콘크리트 패널은 초기 Shrinkage를 제어하기 위하 여 충분한 기간 동안 제작장에서 제작되어 저장된다.

7. 맺음말

부산~거제간 연결도로는 외해에 위치하고 있기 때문에 태풍으로 인한 극한의 풍하중과 파랑 조건에 노출되어 있 다. 13m까지 올라가는 파고와 80m/s까지 부는 한계 풍속 과 같은 해상 조건이 본 설계를 지배하는 주하중이었다. 또한, 주요 항만 시설이 근접해 있으므로 본 구조물은 극 한 선박충돌 하중에도 견디도록 설계되었다.

따라서, 이러한 현장의 자연환경과 작업자 및 거대한 장 비의 운영 방안 등을 고려하여 대부분의 구조물 요소를 품 질관리와 시공이 유리한 제작장에서 제작한 후 운송하여 현장에서 조립과 설치를 수행하도록 계획하였다.

부산~거제간 연결도로는 부산광역시 강서구 가덕도와 경상남도 거제시 장목면을 연결하여 지역간 기능적 연계 체계를 구축하고, 교통량 분산 효과가 있으며, 140km의 거리가 60km로 단축되어 통행시간이 2시간 10분에서 50 분으로 1시간 20분이 단축된다. 또한, 관광자원시설을 조 성하고 물류비용절감 등 지역경제활성화에 이바지할 것으 로 기대된다.

참 고 문 헌

1. L. Hauge, C.H. Kim, Y.M. Kim, F. Pedersen, 'Design of the Bridges of Busan-Geoje Fixed Link', IABSE Symposium on Structures and Extreme Events, Lisbon, Portugal, Sept 14-17, 2005.
2. L. Hauge, C.H. Kim, Y.M. Kim, A. Galmarini, 'Construction of the Bridges of the Busan-Geoje Fixed Link', International Conference on Bridges, Dubrovnik, Croatia, May 21-24, 2006, pp.681-688. 