268-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지268

울산대교의 구조설계

Structural Design of Ulsan-Bridge


이 명 재[1)]


신 상 훈[2)]


백 도 준[3)]


이 의 택[4)]

1. 개요
2. 구조물 현황
3. 설계조건
4. 구조계산 및 단면의 적정성
5. 내풍설계 및 풍동실험
6. 내진설계
7. 결론

In the paper, the long-span suspension bridge connecting Maeam-dong and Ilsan-dong in Ulsan, which is one of the biggest SOC projects in Korea, is introduced. The project is proposed to build a new principal road network, then to save the transportation cost and to relieve traffic congestion. Moreover, through the project sightseeing in Ulsan local province is also expected to be activated. In the present paper, it is discussed about structural analysis of Ulsan-Bridge. It is designed that the main elements are made up of a cable, stiffness girder and the other attachments by super-structure analysis, and the section of pylon and anchorage considered a ground condition. Since the aerodynamic characteristic may lead to the collapse of the suspension bridge, its stabilization is the most important issue. So, the proper section of stiffness girder is fixed by a wind tunnel test in this design.

1. 개요

『울산대교 및 접속도로 민간제안사업』 구간에 시공되는 현수교인 울산대교는 울산광역시 남구 매암동과 동구 일산동을 연결하는 교량으로 울산광역시의 간선도로망을 구축하고, 원활한 교통소통으로

1) 구조본부 전무 · 공학박사(Y12680@yooshin.co.kr)
2) 구조본부 이사 · 토목구조기술사(shshin@yooshin.co.kr)
3) 구조본부 차장(back99@yooshin.co.kr)
4) 구조본부 대리(Y13010@yooshin.co.kr)

269-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지269

물류비용 절감, 동서간 도로부재에 따른 지역 간 교통난 해소, 해양관광 벨트의 노선 구축으로 문화관광 활성화를 위해 계획되었다.

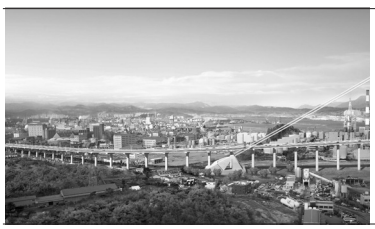
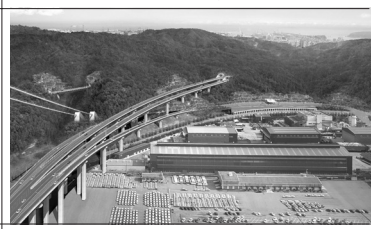
울산대교는 총연장 L=2,970m 중 L=1,150m의 타정식 단경간 현수교와 시·종점측 접속교 1,820m로 구성되어 있다. 또한 국내 최대, 세계 3위급의 단경간 현수교로서, 그동안 축적된 설계·시공(영종대교, 광안대교, 소록대교, 적금대교, 광양대교)기술을 바탕으로 국내 기술진에 의해 보다 경쟁력 있는 교량이 되도록 최적화된 현수교로서 경제성을 배가하였다.

본 울산대교의 특징은 다음과 같다.

1) 선박통항 안전을 극대화한 장대교량
2) 울산의 랜드마크 교량 실현
3) 울산항의 경쟁력 극대화
4) 최첨단 기술을 선도하는 하이테크 교량 설계

2. 구조물 현황

2.1 울산대교 현황

접속교 시점	현수교	접속교 종점
		
〈그림 1〉 시점 접속교 현황	〈그림 2〉 현수교 현황	〈그림 3〉 종점 접속교 현황

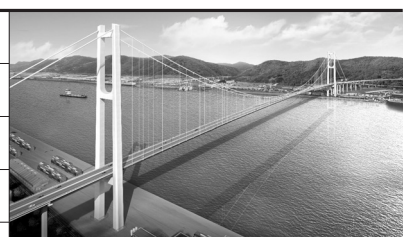
〈표 1〉 울산대교 구조물 현황

구분	형 식	폭원	경간구성
시점부	PC BEAM교 + STEEL BOX GIRDER교	20.9m	10@(3@35)+2@35+60.12=1,180.12m
울산대교	단경간 현수교	25.6m	1,150m
종점부	STEEL BOX GIRDER교	20.9m ~42.3m	48+42.5+50+42.5=182.855m(일체구간) (2@50)+(50+2@60+45)+(2@40)+50=445.315m(분리구간)

2.2 현수교 현황

〈표 2〉 현수교 구조부재 현황

케이블	L=1,150m (케이블구성 : 303+1150+355=1,808m)
보강거더	유선형 강상판 보강거더 B=25.6m (4차로)
주탑	콘크리트 주탑 H=203m
앵커리지	AN1 : 중력식 앵커리지, AN2 : 터널식 앵커리지
기초	현장타설 말뚝기초



〈그림 4〉 현수교 투시도

270-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지270

3. 설계조건

1) 주변현황과 가설여건

주 교량 형식은 울산광역시를 상징할 수 있는 경관이 미려한 사장교나 현수교의 형식을 적용하며, 선박운항에 지장을 초래하지 않는 형하고와 주항로 폭을 확보하여야 하며, 항만부두이용이 용이하도록 계획하여야 한다.

2) 설계하중 및 기하조건

울산대교 설계시 적용한 주요 기하형상 조건과 설계하중은 다음 표와 같다.

〈표 3〉 현수교 기하조건 및 주요설계하중

차로수 및 설계속도				4차로, 80km/h	
종단구배				3.95%	
항 로 고				AHHWL+60m	
주요 설계 하중	고정하중	현수구조부		134.23, 137.35kN/m	
		주 케이블		14.62, 13.96 kN/m	
		행어 및 부속물		4.873 kN/m	
	활 하 중	하 중		DB24 / DL24	
		활하중 저감		9.548 kN/m	
	풍 하 중	기본풍속(V_{10})		40 m/s	풍강도
		설계 기준 풍속 (V_d)	보강거더	60.1 m/s	14.0 kN/m
			주케이블	65.6 m/s	2.1 kN/m
			행 어	65.6 m/s	1.63 kN/m
			주 탑	65.5 m/s	8.48 kN/m^2
	지진 하중			내진1등급, A=0.154g	
구조계	현수구조	보강거더 치수		폭:25.6m, 형고:3.5m	
	케 이 블	주케이블 새그비		1/9	
		케이블 중심간격		23.5m	
		주케이블 본수		1본/편측	

3) 현수교 설계기준

도로교설계기준 및 동해설, 케이블강교량설계지침 등 국내 기준을 기본으로 하였으며, 국내기준에 명기되어 있지 않은 경우, 제외국 규정 및 적용사례 조사 후 적용성을 판단하여 적용하였다.

4. 구조계산 및 단면의 적정성

4.1 전체계 해석

현수교는 휨강성이 없는 케이블과 보강거더로 구성된 유연한 구조물로 하중에 의한 변위가 크게 발생하여 변형된 구조계를 대상으로 해석하는 대변위 이론으로 평형해석이 필요하나 고정하중에 대한 활

271-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지271
CMYK

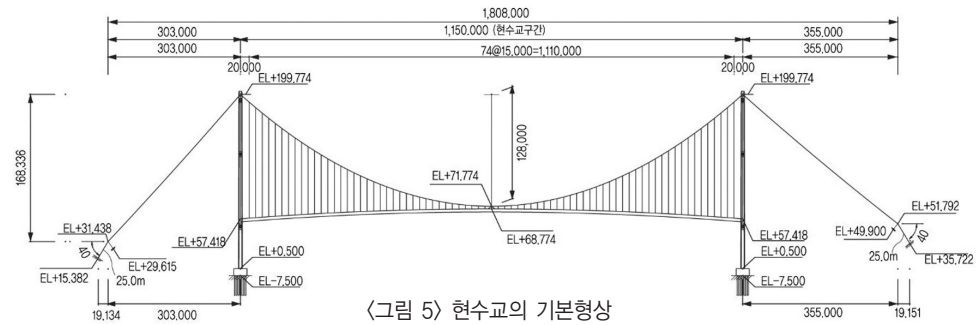
하중비가 0.4 이하(본 교량 활하중 강도비 0.15)이면 대변위와의 해석오차가 1% 미만으로 고정하중 변화가 없는 완성계의 해석에 적합한 선형화이론을 적용하였다.

1) 구조해석 모델링

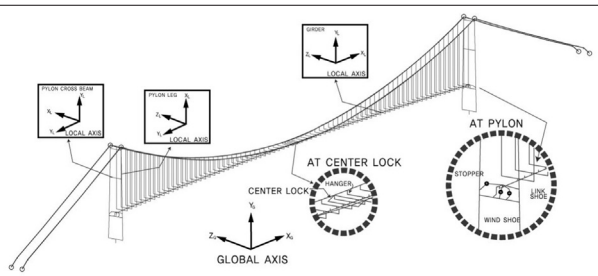
각 구조요소의 변위 및 단면력 산출을 위해 3차원 모델을 기초로 하였다. 케이블과 보강거더의 연결은 Fish Bone 모델에 근거하여 행어와 보강거더 중심상에 모델링 되어 있는 Frame 요소를 연결하였다.

해석상 기본방침에 있어 현수교의 계획형상은 고정하중상태의 변형형상을 기준으로 하였으며, 해석모형은 보강거더, 주케이블, 행어, 주탑 및 링크를 포함하였다. 또한 주케이블, 행어는 케이블요소를 사용하였으며 받침과 링크는 거동을 잘 표현할 수 있도록 스프링요소를 적절히 모형화하였다.

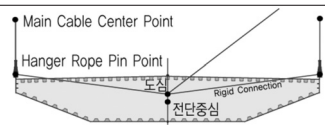
현수교의 기본형상과 해석 모델링은 다음 그림과 같다.



〈그림 5〉 현수교의 기본형상



〈그림 6〉 해석모델링



〈그림 7〉 단면도심

3차원 모델의 케이블과 보강거더의 연결은 Fish Bone 모델에 근거하여 행어와 보강거더 도심에 연결하고 하중은 전단중심에 재하함

2) 하중강도

고정하중의 범위는 보강거더의 강중과 도장하중, 에폭시 포장하중, 중분대 및 방호책등의 2차고정하중과 기타 비구조부재인 페어링, 내부점검차로레일, 배수시설, 가설보강재를 강중비로 계산하여 재하하였다.

활하중은 케이블 강교량 설계지침에 의거하여 산정하였고 차로부분은 이동하중에 의한 영향선 해석을 수행하였다. 또한 폭풍시 및 지진시의 활하중은 교축방향을 전재하된 자동차 하중으로 재하하였다.

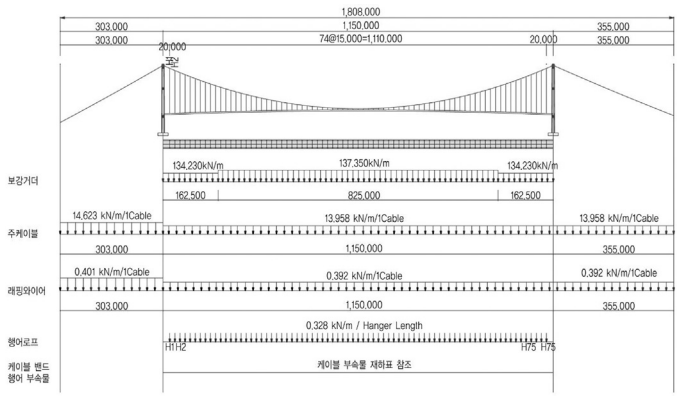
풍하중은 구조부재인 보강거더, 주케이블, 행어로프, 주탑의 투영면적을 계산하여 각각 구조부재의 설계풍속 및 설계풍하중을 산정하여 교축 및 교직방향으로 재하하였다.

272-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지272 CMYK

현수교의 주탑부 지점침하는 장기간에 걸친 지반의 압밀침하나 지진 후 잔류변위 등에 의한 것으로 암에 거치되는 기초의 경우 연직침하보다는 부등침하에 의한 기초의 회전이 발생할 가능성이 크며 이는 주탑의 회전변위를 유발하여 현수교 전체 구조계에 상당한 영향을 미친다. 따라서 주탑부는 설계기준에 따라 회전변위만 고려하며, 단부 앵커리지는 수평방향변위만 발생시키는 것으로 가정하여 지점이동하중을 재하하였다.

3) 초기선형해석

탄성현수선 요소를 이용한 유한요소 해석을 통하여 주케이블의 초기선형을 결정하였다. 이때 사용되는 입력하중은 보강거더 자중, 주케이블 및 행어로프의 자중, 케이블 부속물 자중이다.



〈그림 8〉 고정하중 재하도

4) 해석결과

전체계 해석결과 반력집계 및 주요 단면력도는 다음과 같다.

〈표 3〉 LINK SHOE 반력집계

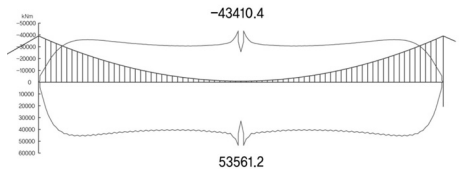
LOAD(kN/1개소)		PY1		PY2		비고
		MAX	MIN	MAX	MIN	
고정하중 D		−706	−706	−703	−703	
활하중(L)	온도재하시 L(T)	2,623	−3,294	2,624	−3,293	
	온도비재하시 L(NT)	2,613	−3,240	2,614	−3,238	
지진시활하중 L(EQ)		−177	−177	−176	−176	0.5L 전재하
풍하중 W		3,325	−3,229	3,314	−3,217	
온도하중 T		172	−172	172	−172	
온도하중(폭풍시) Tw		−15	−15	41	41	
지진하중 EQ		1,850	−1,850	1,876	−1,876	
지점침하 SD		33	−24	33	−24	
오차하중 EO		8	−8	8	−8	

273-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지273
CMYK

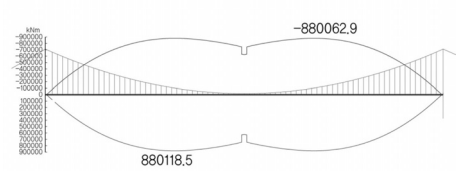
〈표 4〉 WIND SHOE 및 STOPPER 반력집계

LOAD(kN/1개소)	WIND SHOE		STOPPER	
	PY1	PY2	PY1	PY2
풍하중 W	5,263	5,263	–	–
지진하중 EQ	2,367	2,405	–	–
활하중 L(T)	–	–	5,193	5,195

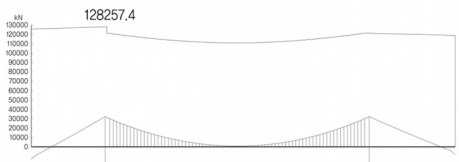
Girder-Live Mz



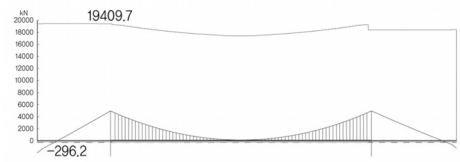
Girder-Wind My



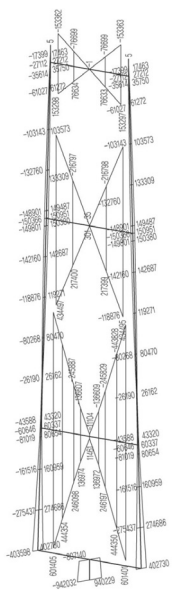
Main Cable-Dead N



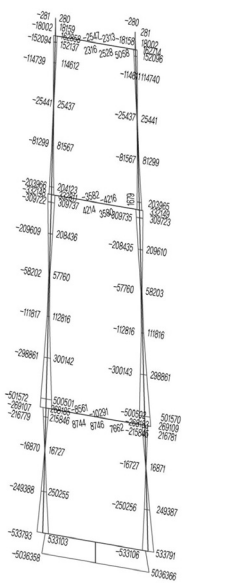
Main Cable-Live N



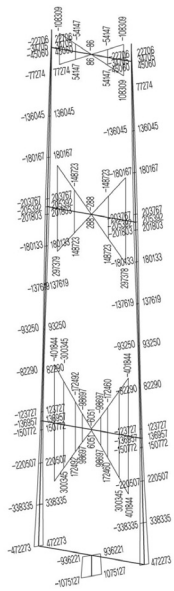
PY1-Wind Mz



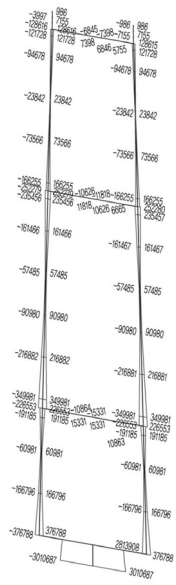
PY1-Wind My



PY1-EQ Mz



PY1-EQ My



〈그림 9〉 주요 단면력도

274-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지274
CMYK

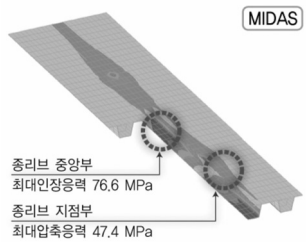
4.2 상부구조 설계

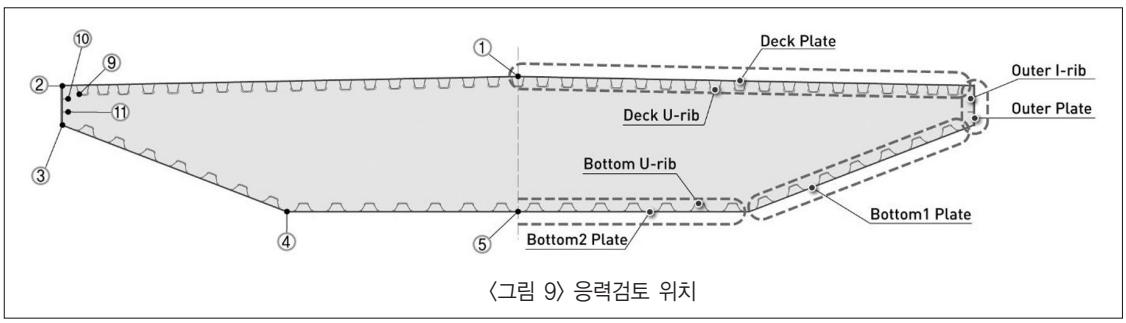
1) 보강거더 설계

보강거더의 복부판을 무한강성으로 가정하고 이를 지점으로 하여, 이 복부판 사이의 강바닥판에 대하여 해석을 실시한다. 강바닥판은 DECK PLATE와 이를 보강하는 종리브 및 등간격으로 배치된 탄성 횡리브로 이루어진 직교이방성 판으로 취급하여 Pelikan-Esslinger Method에 의한 응력검토를 실시하였다.

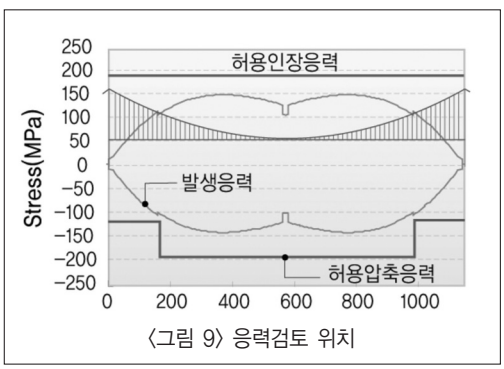
또한 FEM해석을 통하여 두 해석결과를 비교 검토하여 검증하였다.

〈표 5〉 강바닥판 설계

구분	하중	Pellikan-Esslinger		FEM 해석		f_a (MPa)	검토 결과	FEM 해석 결과
		f_{top}	f_{bot}	f_{top}	f_{bot}			
종리브 중앙부	고정하중	0.4	-1.1	0.2	-0.8	f_{top}=190 f_{bot}=190	O.K	
	활하중	29.9	-87.5	15.3	-75.8			
	Total	30.3	-88.6	15.5	-76.6			
종리브 지점부	고정하중	-0.8	2.2	-0.4	1.6		O.K	
	활하중	-18.9	55.1	-12.1	45.8			
	Total	-19.6	57.3	-12.5	47.4			



〈그림 9〉 응력검토 위치



〈그림 9〉 응력검토 위치

〈표 6〉 응력값 비교

위 치	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	발생응력/허용응력
①	-55	-190	0.29
②	-145	-174	0.83
③	-106	-116	0.91
④	-79	-116	0.68
⑤	-68	-116	0.59
⑪	-144	-163	0.88

275-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지275
CMYK

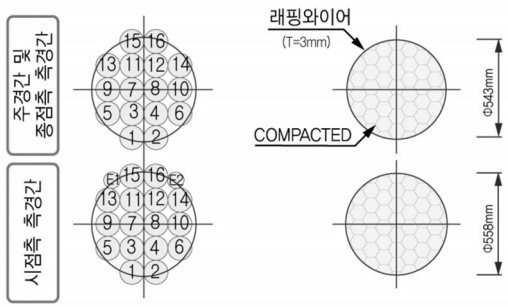
울산대교의 보강형에는 다소 축력이 발생하나 구조특성상 전체좌굴이 발생하지 않으며 교축 및 교축직각방향 휨모멘트가 지배적인 단면이므로 응력검토 시 발생 압축력은 고려하나 좌굴에 의한 허용응력감소는 고려하지 않았다.

2) 케이블 및 부속물 설계

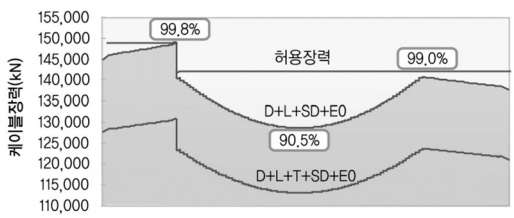
■ 주케이블 설계

가설여건에 의해 시점측 측경간장이 짧게 계획되어 시점측 케이블 장력이 커지게 된다. 그러므로, 주경간 및 종점측 측경간은 8,064wires/cable, 시점측 측경간은 두 개의 Extra Strands를 추가하여 8,448wires/cable로 구성하였다. 고정하중과 활하중, 지진하중, 풍하중을 조합하여 최대 발생장력을 산정하였다.

이때 발생장력은 148,608kN이며 허용장력은 148,891kN이므로 약 99.8%의 최적화된 케이블 배열을 구현하였다.



〈그림 10〉 주케이블 제원



〈그림 11〉 장력검토

울산대교는 경간장이 길어서 지구곡률에 대한 보정을 고려하고, 초기선형 계산을 통한 완성계 형상을 결정한다. 또한 새들부 곡률보정을 하여 케이블 가상 중심선 길이를 산정한 후 온도변화시의 케이블 무응력장(1958.83m~1959.54m)을 산출하였다.

■ 행어로프 설계

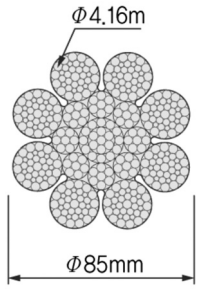
현수교 행어의 설계에 관한 규정으로서는 "도로교 설계기준"이 있으나 "도로교 설계기준"은 지간 200m 이하의 교량을 대상으로 하고 있으므로 울산대교는 적용범위 밖에 있다. 따라서, 울산대교 현수교를 위한 별도의 설계기준을 작성하였다.

행어케이블의 설계단면력은 현수교 전체계 해석에서 구한 최대 행어 장력으로 한다. '도로교 설계기준'에는 행어 장력의 계산방법에 대한 규정은 없지만, 일반적인 관용법을 적용하면 안정성의 불균형 등의 문제가 발생한다. 그러므로 다음과 같은 원칙을 적용하였다.

① 행어의 배치는 수직배치로 한다.
② 기본적으로 상시에는 이완현상은 없는 것으로 한다.
③ 제작오차 및 가설오차의 영향을 고려한다.
④ 횡방향 하중의 휨변형에 의한 2차응력을 고려한다.

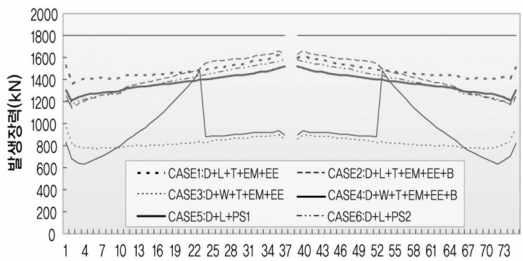
276-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지276

행어로프 형식은 피로강도가 비교적 높으며 표면이 나선형으로 진동에 유리하고 아연도금으로 50년 내구성확보가 가능한 CFRC형식을 채택하였다. 행어로프 제원과 장력검토는 다음과 같다.



단 면 적	3,972 mm²
파단장력	5,401 kN
허용장력	1,800 kN
탄성계수	140,000 MPa
인장강도	1,610 MPa
단위중량	33.4 kg/m

〈그림 12〉 행어로프 제원

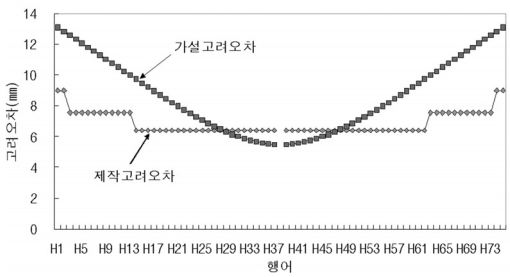


〈그림 13〉 행어로프 장력 검토

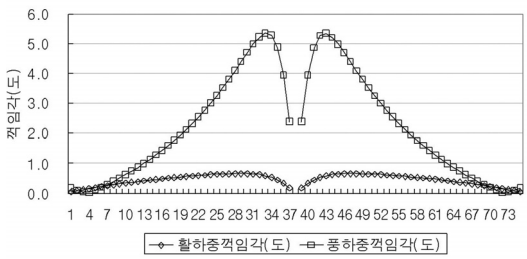
행어로프의 최대 발생장력은 1,655kN이며 이때 허용장력은 1,800kN으로 약 92% 수준이다.

활하중 및 풍하중의 재하에 의한 보강거더의 변위에 따른 행어의 휨변형의 영향을 고려하는 것으로 하고, 변형량(변형각)은 전체계해석에서 산출하는 보강거더의 변위량으로부터 산정하는 것으로 한다.

보통의 경우 PWS행어케이블의 경우 Wyatt식으로 꺾임에 대한 이차응력을 검토하고, CFRC행어케이블의 경우 유연한 케이블로서 꺽임각 검토를 하지 않으나, 본 교량은 풍하중이 지배적인 하중이고 안전측 설계를 위해 행어의 휨변형에 의해 발생하는 응력은 Wyatt식으로 검토하는 것으로 한다. 저감계수도 PWS 행어 케이블 값을 준용한다.



〈그림 14〉 제작 및 가설오차



〈그림 15〉 행어2차응력

■ 케이블 밴드 및 부속물 설계

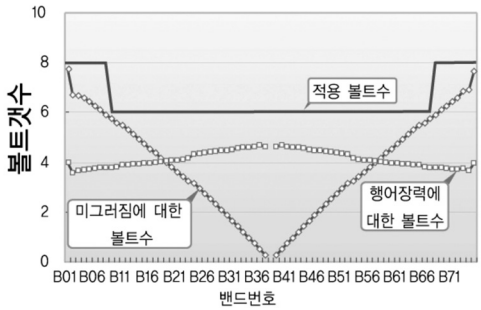
케이블 밴드의 설계는 혼슈시코쿠연락교 설계기준에 의하면 행어케이블에 발행하는 최대장력을 이용하여 미끄럼저항이나 밴드분리에 저항하는 힘을 통해 밴드의 체결력을 결정한다. 결정된 체결력을 통하여 밴드내부에 작용하는 내압으로 밴드 본체의 응력을 검토하는 방향으로 설계하고 있다.

주케이블의 각 격점 위치마다 경사각과 행어로프

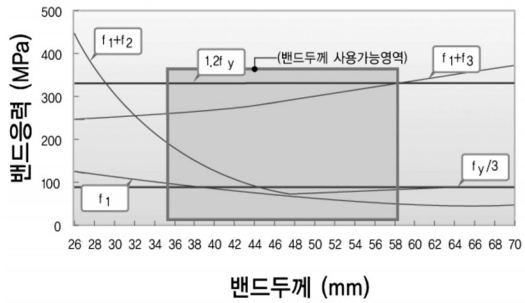
277-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지277
CMYK

의 장력이 다르므로 볼트 체결력이 달라진다. 따라서, 각각의 밴드에 필요한 볼트수량이 달라지기 때문에 그룹별로 밴드설계를 실시하였다.

일반부 밴드의 경우 주탑부측에는 밴드경사각이 커서 미끄럼 저항에 대항하기 위해서는 큰 체결력이 필요하여 8EA의 볼트로 계획하였으며, 미끄럼 저항에 대항하기 위해서는 큰 체결력이 필요하여 8EA의 볼트로 계획하였으며, 중앙부로 갈수록 미끄럼저항보다는 밴드 분리에 저항하는 체결력이 지배하므로 6EA의 볼트로 계획하였다.



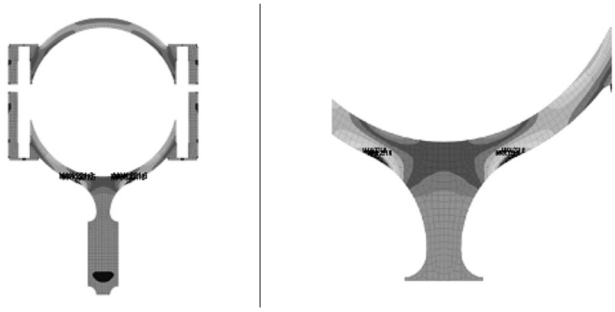
〈그림 16〉 볼트 수 산정



〈그림 17〉 밴드 응력

밴드 응력 검토결과 Hoop Tension stress(f_1) = 90.9MPa이며, 설계기준에 명기된 허용응력 $f_y/3$ = 91.7MPa보다 작으므로 안전한 것으로 판단된다.

하지만, 밴드의 구조상 매우 복잡한 형태의 주물로 제작되므로 이에 대한 응력 검증 차원에서 FEM 해석을 통하여 응력을 검토하였다.



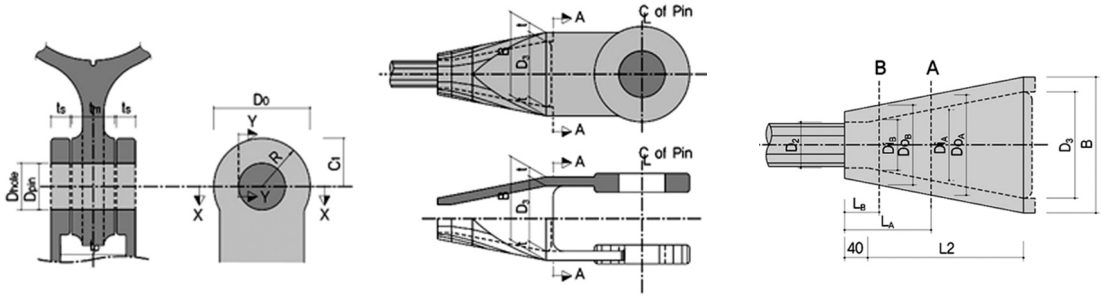
- 본체응력검토
  발생응력 221.6MPa 〈 fa = 330.0MPa
- 행어정착부응력검토
  발생응력 221.0MPa 〈 fa = 330.0MPa

〈그림 18〉 FEM 해석

케이블 부속물 설계는 주로 주단강으로 제작되는 바 작용력에 대한 본체의 응력 검토를 수행하였다. 해당 부속물에 대한 설계검토 결과는 다음과 같다.

278-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지278
CMYK

– 행어소켓



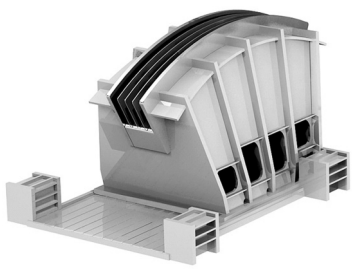
〈그림 19〉 행어소켓

〈표 7〉 행어소켓 응력 검토

T(kN)	fc(MPa)	원주방향 응력		축방향 응력		반경방향 압축응력	
		f_{1A}(MPa)	f_{1B}(MPa)	f_{2A}(MPa)	f_{2B}(MPa)	f_{3A}(MPa)	f_{3B}(MPa)
1800	35.2	91.4	72.6	-88.6	-114.3	-35.2	-35.2

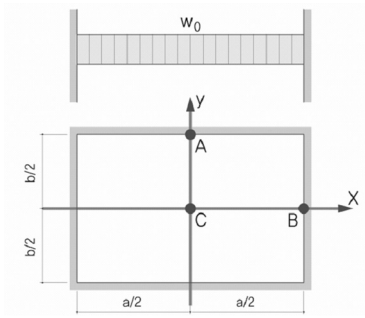
– 탑정새들

탑정새들은 주케이블의 주탑상단 통과시 2차응력을 최소화 시키면서 현수교 상부구조의 중량을 주탑부에 연직하중 원활히 전달되도록 설계하였다



〈그림 20〉 탑정새들

- 사용강재 : SM520-TMC
- 항복강도 : 360MPa
- 인장강도 : 520MPa



〈그림 21〉 안장부 저판응력 검토

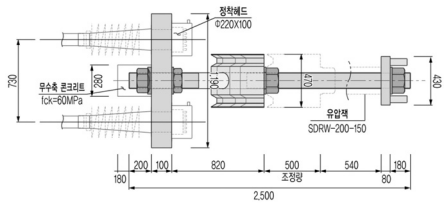
- 주웨브간격 a=270mm
- 횡리브간격 b=328mm
- aspect ratio(b/a) : 1.21

휨응력검토

위 치	저판 두께 (mm)	f (MPa)	f_a (MPa)	f/f_a
A	120	-143.3	210	0.682
B		-172.2		0.820
C_x		80.6		0.384
C_y		60.9		0.290

279-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지279
CMYK

- 스트랜드 슈 설계



〈그림 22〉 스트랜드 슈

- ROD의 설계하중 산정
  스트랜드 최대장력 Ts = 9,115 kN
  ➡ P_{ROD} = 1.1×9,115/2 = 5,013 kN (10%할증)
- ROD 제원
  나사부직경 140mm, 유효면적 A_n = 14,549mm^2
  SNB24-5 허용인장응력 f_a = 372 MPa
  ∴ $f_{ROD} = P_{ROD} / A_n$ = 344.6 MPa 〈 f_a

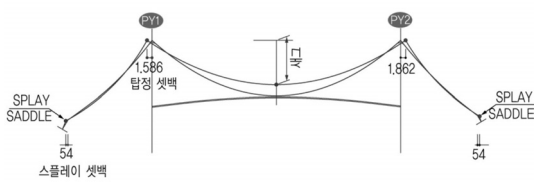
3) 가설단계 검토

울산대교의 경우 유연한 보강거더가 주케이블과 다수의 행어에 의해 지지되는 형식을 가지며, 보강거더의 처짐과 행어도입 장력의 상호작용을 통해 전체 구조물의 형상이 결정된다. 이러한 현수교의 시공결과가 설계시 고려한 완성형상과 다른 경우 예기치 못한 부위의 응력집중이 유발되어 구조물의 수명이 단축될 수 있으므로 일반 거더교 보다 높은 시공 정밀도를 요구한다.

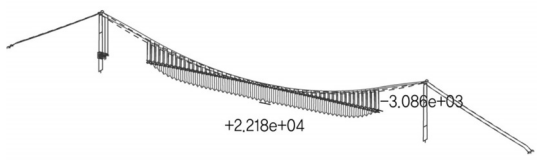
특히 시공이 거의 완료될 때가 되어야 고정하중에 의해 주케이블 및 행어에 최종장력이 도입되므로 이 장력과 구조형상이 목표 구조계와 일치되도록 하기 위해서는 철저한 시공관리가 필요하다. 일반교량과 달리 케이블 지지교량은 변형성이 큰 케이블이 전체 구조계를 지지하는 주부재이며, 시공의 진행에 따라 케이블과 보강거더의 기하형상 변화가 매우 커 완공 구조계로부터 역순으로 해체해석을 수행해야 한다. 이러한 기하비선형 역순 해체해석을 수행하기 위해 기 산정된 고정하중에 의한 힘의 평형을 유지하고 있는 초기평형상태에서 가설순서의 반대로 하중을 역재하하여 가설단계 해석을 수행하였다.

시공중 발생할 수 있는 구조계의 불평형 상태 및 구조요소별 응력상태를 평가하는 것으로 다음과 같은 세부 점검사항을 검토하였다.

① 가설시 주케이블 꺽임에 의한 주케이블 응력검토(2차 응력 고려)
② 가설시 선단행어 장력검토
③ 가설시 주탑부 단면검토(최대 휨모멘트 발생시)
④ 가설시 보강거더 단면검토(최대 휨모멘트 발생시)
⑤ 탑정새들 및 스플레이 새들 Set Back량 검토



〈그림 22〉 Set Back량 산정



〈그림 23〉 보강거더 가설힌지부 접합계획

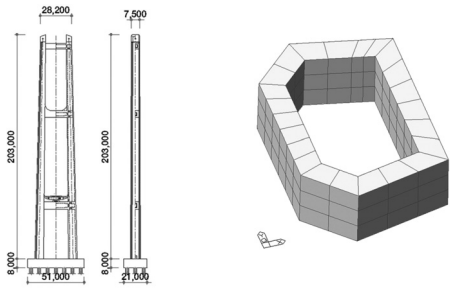
280-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지280
CMYK

4.3 하부 및 기초설계

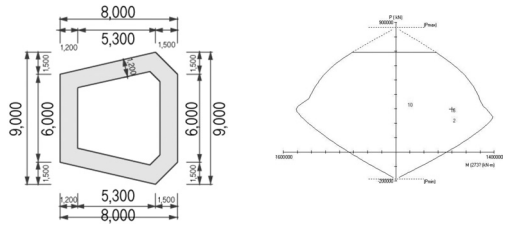
1) 주탑설계

주탑의 설계는 경관성과 구조적 특성을 향상시키고 경제적 가설이 용이한 형태로 계획하였다. 육각형 기둥과 상하부 가로보로 이루어진 관문형 콘크리트 주탑으로서 기하학적 특성상 설계 하중이 작용하면 축력과 함께 전단력, 2축 휨모멘트, 비틀림 모멘트가 발생하므로 이를 고려한 단면설계를 실시한다.

본 교량은 시점측과 종점측 케이블의 측경간비가 비대칭이지만 9부두측 주탑(PY1)과 염포부두측 주탑(PY2)에 발생되는 단면력이 다소 차이가 나고 PY1과 PY2이 형상이 같기 때문에 단면 설계시 지배 단면력에 대하여 단면 설계를 하였다.

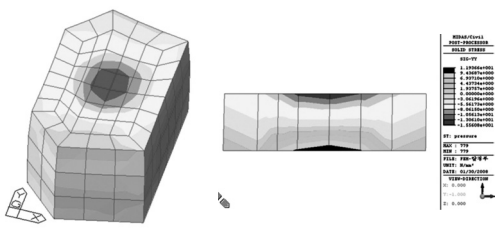


〈그림 24〉 주탑형상

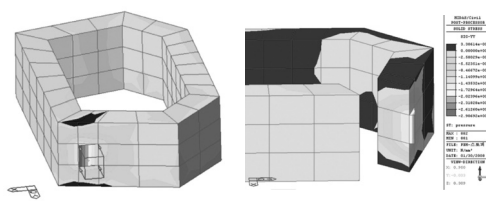


〈그림 25〉 주탑단면검토

현수교는 보강거더의 자중과 케이블의 자중이 모두 주탑으로 전달되는 구조이므로 탑정부 새들에 매우 큰 연직반력이 발생하게 된다. 또한 울산대교에 적용한 스토퍼와 같이 교축방향 축력의 일부가 주탑부로 전달되므로 이러한 집중하중으로 발생된 응력 집중부에 대한 FEM검토를 하였다.



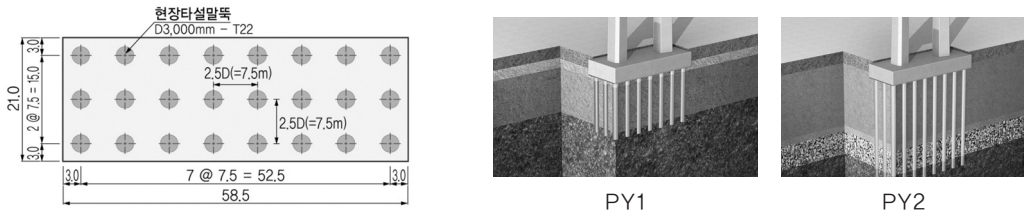
〈그림 26〉 탑정부



〈그림 27〉 스토퍼부

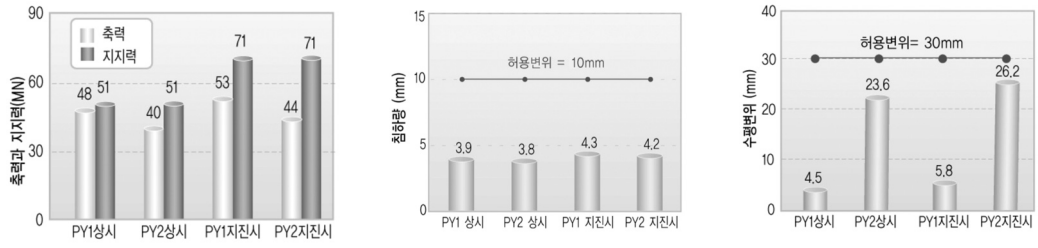
주탑기초는 지반조건과 가설여건을 고려하여 직경 D=3.0m의 현장타설말뚝기초를 적용하였다. 9부두측 주탑(PY1)의 지반조건은 비교적 양호하여 3×7=21본을 적용하였으며, 염포부두측은 기반암 심도가 약 60m이상에 분포하고 있으며 대부분의 지층이 연약층으로 분포되어 있어 3×8=24본의 현장타설말뚝을 적용하였다.

281-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지281
CMYK



〈그림 28〉 주탑기초 검토단면

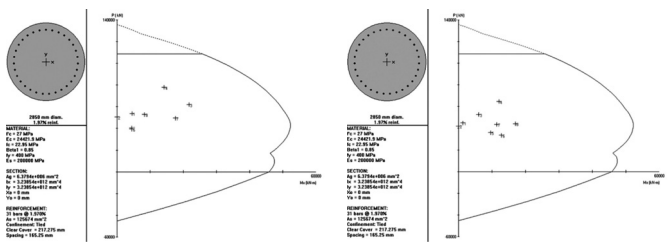
안정성 검토결과 연직반력은 상시 및 지진시에도 허용지지력보다 작았으며, 침하량 및 수평변위 또한 허용변위 이내로 변위가 발생하여 안정성에는 문제가 없는 것으로 계산되었다. 말뚝의 단면검토를 통해서는 약 140~160%의 여용력을 갖고 있는 것으로 검토되었다.



연직반력 검토　　침하량 검토　　수평변위 검토

〈그림 29〉 주탑기초 안정성 검토결과

구 분		연직력 (kN)	모멘트 (kN-m)
PY 1	교 축	62,048	21,699
	교 직	78,000	14,191
PY 2	교 축	52,792	6,038
	교 직	64,811	12,088



PY1 여용력 : 140%(O.K)　　PY2 여용력 : 159%(O.K)

〈그림 30〉 말뚝기초 단면 검토결과

2) 앵커리지 설계

울산대교는 시점측과 종점측의 앵커리지 가설여건에 의해 서로 다른 형식의 앵커리지계획을 하였다. 시점측의 경우 기반암심도가 비교적 낮아 콘크리트 구체 자중으로 저항하는 중력식 앵커리지를 계획하였다. 중력식 앵커리지는 가장 확실한 구조

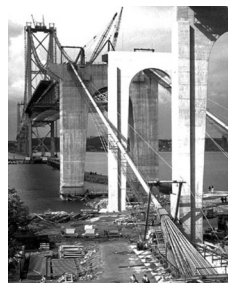
282-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지282
CMYK

메카니즘을 가지며 다수의 시공(광안대교, 남해대교, 광양대교)으로 국내 설계 및 시공기술이 축적되어 있다. 종점측 앵커리지는 종점측 측경간장과 가설여건을 고려할 때 염포산 중턱에 위치하므로 지중식 앵커리지와 터널식 앵커리지의 2가지 계획을 고려하였다. 지중식 앵커리지의 경우 염포산의 암반상태와 지질구조를 감안할 때 불확실성이 커서 터널식 앵커리지를 대안으로 설계하였다. 터널식 앵커리지는 강재프레임의 외주면 전단과 확폭부의 지압으로 저항하는 구조로 시모츠이세토대교, 쿠루시마 3교에 적용된 사례가 있다.

구 분	소재지	주경간장 (m)	터널 길이
시모츠이 세토대교	일본 (1988)	940	62m
쿠루시마 제 3교	일본 (1999)	1,030	63m
Forth Road교	영국 (1964)	1,006	77m


시모츠이 세토

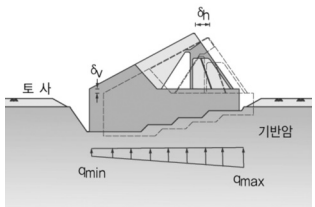

쿠루시마


Forth Road

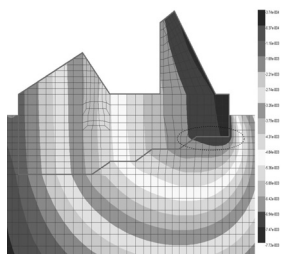
〈그림 31〉 터널식 앵커리지 사례

시점측 중력식 앵커리지는 직접기초형태로 활동, 수평변위, 침하량을 검토하였으며, 케이블 정착부의 응력집중에 대한 FEM검토를 실시하였다.

검토 항목	발생값	허용값
지반반력(kPa)	507	1,050
침하량(mm)	7.7	25.4
수평변위(mm)	11.6	230
편심(m)	5.1	6.7
활동 안전율	3.18	2.0



검토방법(직접기초)

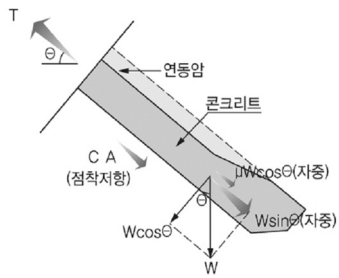

지반해석(응력 및 변위에 안전함)

〈그림 32〉 중력식 앵커리지 안정성 검토결과

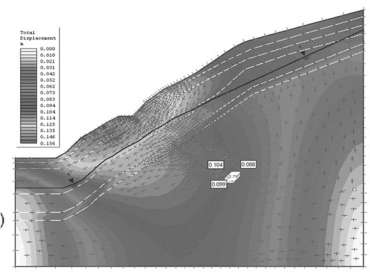
종점측 터널식 앵커리지는 쐐기파괴에 대한 안정검토로 케이블 인장력에 대해 지반의 점착력과 앵커리지 자중으로 저항하는 구조검토를 실시하였다. 검토결과 쐐기 안정성에 대해서는 케이블 하중의 2배에 대해 안전한 것으로 검토되었으며, 시공중 터널 안정성에는 미소변위가 발생하여 문제가 없는 것으로 계산되었다.

283-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지283
CMYK

구 분	CASE1	CASE2
자중 활동력	102MN	102MN
자중 마찰력	57MN	57MN
점착저항력	-	332MN
케이블하중	140MN	140MN
안전율	1.14≥1.1	3.5≥2.0



검토방법(직접기초)



지반해석(응력 및 변위에 안전함)

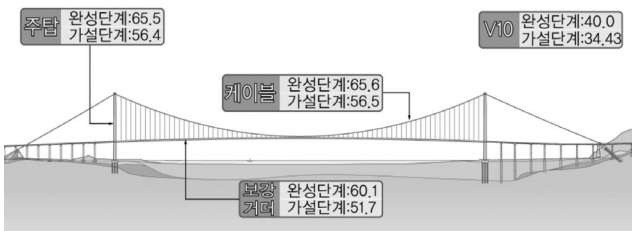
〈그림 33〉 터널식 앵커리지 안정성 검토결과

5. 내풍설계 및 풍동실험

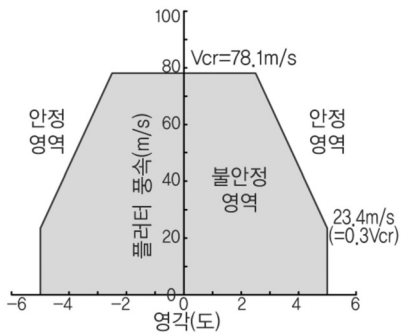
5.1 내풍안정성 평가기준

도로교 설계기준에 의하면 기본풍속은 재현기간 100년에 해당하는 지상 10m의 평균풍속으로 대상지역 인근의 기상관측소의 장기풍속기록 또는 태풍 시뮬레이션으로 추정하거나 대상지역의 풍속자료가 가용치 못한 경우는 지역별 기본풍속을 사용할 수 있다. 지상 10m 높이에서 울산지역의 설계기본풍속은 40m/s로 제시되어 있다.

이 기본풍속 값은 케이블 강교량설계지침(2006)에 의한 재현기간 200년에 해당하는 지상 10m의 10분 평균풍속보다 높은 값이다. 따라서 안전측에서 40m/s를 설계기본풍속으로 설정하여 다음과 같이 설계풍속을 계산하였다.



각 부재별 설계기준풍속 산정



플러터한계풍속

〈그림 34〉 설계풍속산정

284-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지284

$$U_d = 1.925 \times \left(\frac{z}{z_G}\right)^a \times U_{10}$$

$$= 1.925 \times \left(\frac{63.252m}{500m}\right)^{0.12} \times 40m/s = 60.1m/s$$

실험시 발산진동에 대한 안전율 1.3을 적용하여 재현주기 약 100년에 대한 10분간 최대풍속 78.1m/s의 값을 얻었다.

한편, 케이블강교량설계지침(2006)에 의하면, 영각과 풍속의 상관관계를 고려하여 영각에 따라 한계풍속을 저감하도록 하였다. 이에 따라 발산진동의 설계풍속을 저감하면 영각 ±5°에서 23.4m/s가 된다.

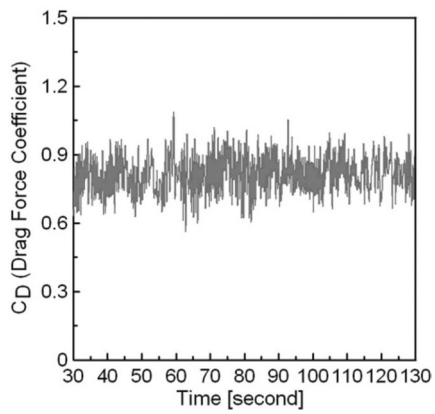
케이블강교량설계지침에 의하면 교량의 사용성은 진동으로 인한 직접적인 신체의 불쾌감 뿐만 아니라 시각적인 효과에 의한 심리적인 영향도 고려하여 검토해야한다. 이런 점을 고려하여 교량 주형에서 풍하중에 의한 차로의 수평 및 수직 최대 가속도는 풍속 25m/s이하에서 0.5m/s²을 넘지 않아야 한다. 울산대교 주형의 고유진동수를 감안하여 가속도기준을 변위로 환산하면 연직변위의 경우 약 63.7cm가 된다.

5.2 전산유체해석(CFD)

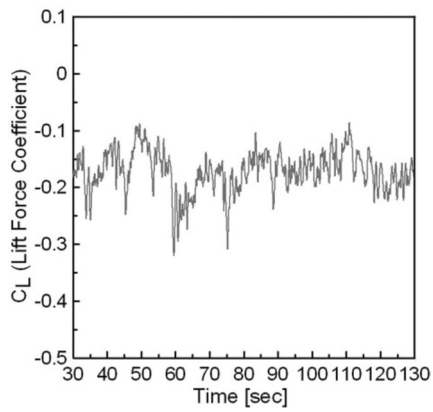
CFD(Computational Fluid Dynamics)모델을 사용하여 교량의 내풍안정성을 분석하였다. 울산대교 2차원 단면 교량모델에 대한 기류의 양상을 파악하여 교량의 내풍안정성을 검토하는 것을 목적으로 수행하였다.

기류해석조건은 비정상, 비압축성기류, 일정물성치의 특성을 갖는 유동으로 가정하였으며 지배방정식으로는 비압축성 유동에 대한 연속방정식과 운동방정식(Navier-Strokes방정식)을 사용하였다.

와류진동의 발생여부 및 진동수를 구하기위해 교량 표면에서의 항력계수(C_D, Drag Coefficient) 및 양력계수(C_L, Lift Coefficient)를 모니터링 하였다. 항력계수 및 양력계수의 시간이력을 살펴보면, 두 계수가 다소 복잡하지만 특정 주기



항력계수 시간이력
항력계수, C_D = 0.816



양력계수 시간이력
양력계수, C_L = -0.175

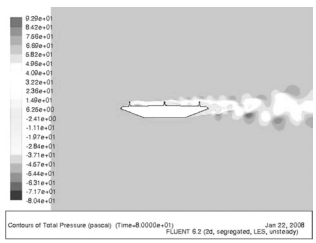
〈그림 35〉 항력계수 및 양력계수 시간이력분포

285-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지285
CMYK

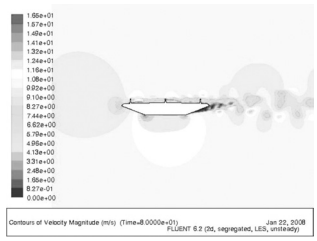
를 중심으로 규칙성 있게 진동한다.

항력계수와 양력계수의 시간평균계산시, 초기 10초까지의 공기력은 정상상태에 도달하기 이전으로 간주하여 계산에서 제외하였다. 항력계수 및 양력계수의 시간평균은 〈그림 35〉와 같다.

Navier-Strokes 방정식과 LES 난류모델을 사용한 결과, 유동의 불안정성에 기인한 와류현상이 발생하였다. 항력에 대한 FFT 주파수 분석결과, 0.18Hz에서 가장 높은 신호가 발생하였고 이 주파수를 기준으로 와류방출의 무차원 특성치인 Strouhal 수를 계산하면 약 0.07에 해당한다. 풍상측 교량상단 모서리와 교량하단 모서리에서 발생하는 와류박리가 교량의 항력 및 양력특성에 영향을 주나 그 크기가 작고 단면이 유선형에 가까워 진동억제에 유리한 단면으로 검토되었다.



압력분포



속도분포

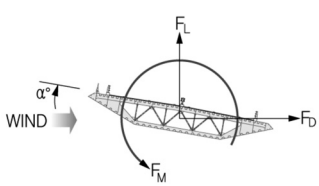


와도분포

〈그림 36〉 CFD해석결과

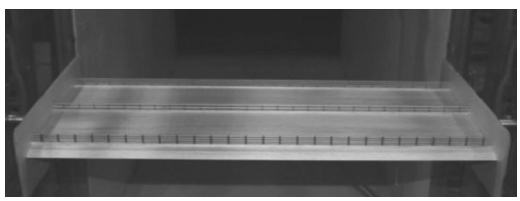
5.3 2차원 주형모형실험

축척율 1/65로 제작된 보강거더에 삼각페어링이 설치된 기본단면(단면1)에 대해서 등류와 난류에서 영각 ±5°에서 와류진동 및 플러터 등의 공기력 불안정현상에 대한 안정성을 검토한 후, 기본단면의 내풍안정성을 향상시키기 위한 제진대책으로서 보강거더의 양단 페어링부가 수정된 단면(단면2, 단면3)에 대해서 제진효과를 확인하였다.



- F_D : 항력
- F_L : 양력
- F_M : 모멘트
- α : 영각

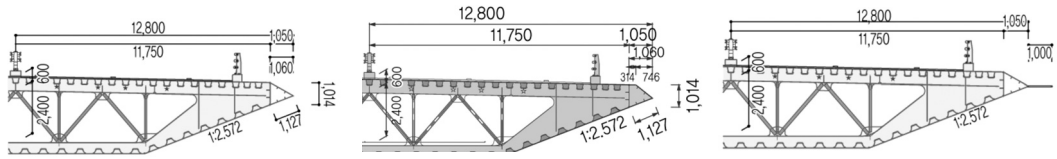
영각 및 공기력



보강거더의 2차원 풍동실험

〈그림 37〉 영각 및 공기력 정의와 2차원풍동실험

286-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지286
CMYK

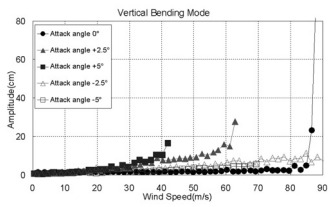
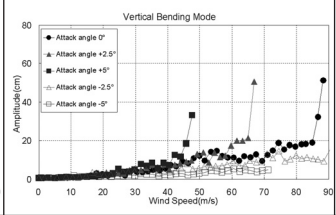
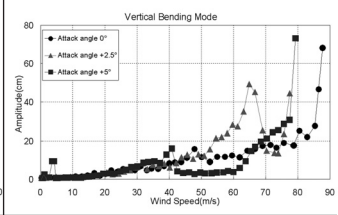
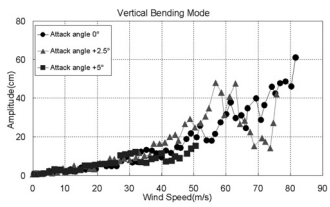
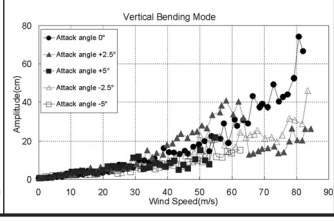
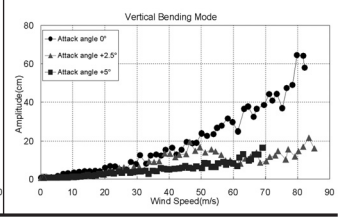


단면1(삼각페어링) 단면2(변형삼각페어링) 단면3(스포일러타입)

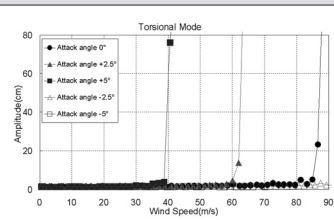
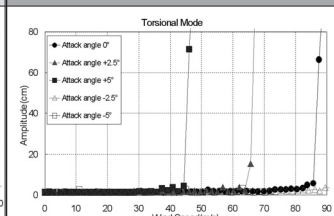
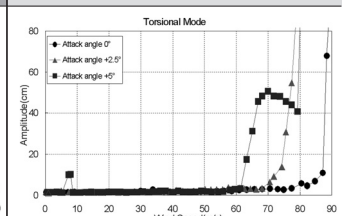
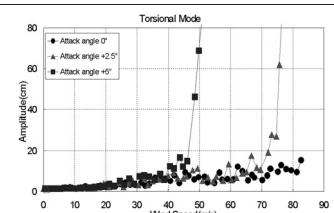
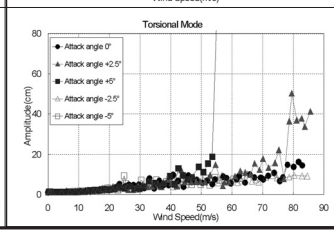
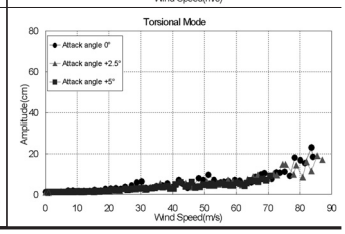
〈그림 38〉 보강거더 내풍성능 비교단면

각 단면에 대한 실험 결과는 다음과 같다.

〈표 8〉 보강거더 단면형상에 따른 공기력 진동특성(연직거동)

구 분	단 면 1(기본단면)	단 면 2	단 면 3
연직 거동 (등류)			
연직 거동 (난류)			

〈표 9〉 보강거더 단면형상에 따른 공기력 진동특성(비틀림거동)

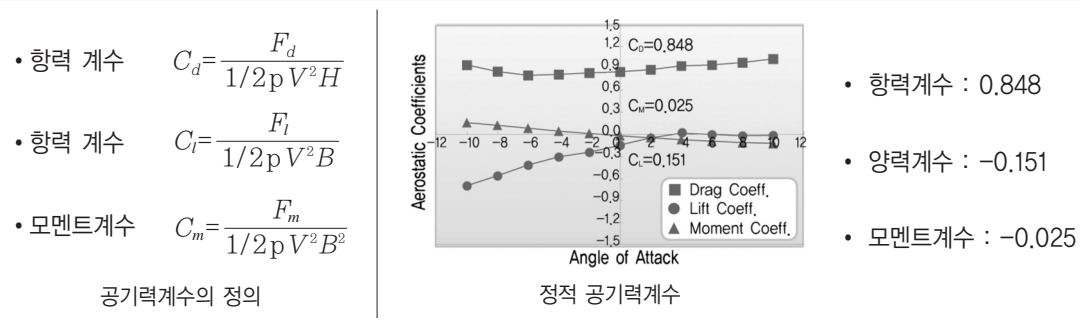
구 분	단 면 1(기본단면)	단 면 2	단 면 3
비틀림 거 동 (등류)			
비틀림 거 동 (난류)			

287-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지287

등류에서 기본단면의 진동실험을 수행한 결과, 모든 영각에서 와류진동이 발생하지 않아 우수한 내풍특성을 보였으나 비틀림 플러터가 영각 +2.5°의 경우 비틀림 플러터가 한계풍속 내에서 발생하여 제진대책이 필요한 것으로 검토되었다.

등류에서 기본단면의 내풍특성을 향상시키기 위해 단면2와 단면3의 실험을 수행한 결과 단면2에 적용된 변형삼각페어링과 단면3에 적용된 스포일러가 부착된 삼각페어링이 모두 플러터 현상에 좋은 제진효과를 보였다. 또한 비틀림플러터가 모두 설계풍속 내에서 발생하지 않아 매우 우수한 내풍성능을 보여주었다. 단면2의 경우는 내풍안정성 뿐만 아니라 경제성 및 외관이 우수하여 교량 점검차 레일을 대체할 수 있다는 점에서 단면3에 배해 유리하므로 단면2를 채택하였다.

채택단면(단면2)에 대해 공기력 계수를 측정한 결과 영각 0° 에서 항력계수는 0.848, 양력계수는 −0.151, 모멘트계수는 −0.025로 산출되었다.



〈그림 39〉 정적 공기력계수

6. 내진설계

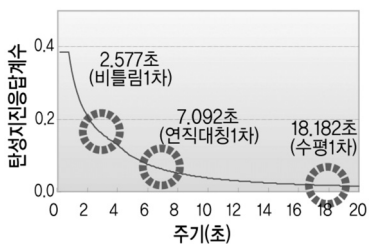
6.1 다중모드스펙트럼 해석

해석에 사용한 응답스펙트럼은 도로교설계기준 내진설계편에 규정된 표준응답스펙트럼을 적용하였다.

도로교설계기준(2000)의 내진설계편은 5% 감쇠비에 대한 탄성지진응답계수를 제시하고 있다. 일반적으로 케이블교량의 경우 2% 정도의 감쇠비를 보

〈표 10〉 설계기준 사항

항 목	설계적용	적용근거
내진등급	내진I등급	재현주기 1,000년
지진구역계수	0.11 (지진구역 I)	울산광역시
지반계수	S=1.5	지반종류 Ⅲ
위험도계수	I=1.4	재현주기 1,000년
가속도계수	A=0.11×1.4=0.154g	위험도계수×지진구역계수
구조감쇠비	2% 적용	5%에 대한 감쇠보정



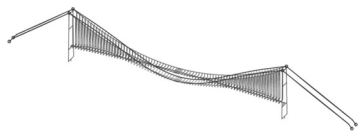
〈그림 40〉설계응답스펙트럼 및 고유주기

288-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지288
CMYK

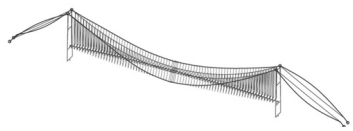
이며 실제 본주사국연락교 내진설계 기준에서도 0.3~1.5%의 감쇠값을 보고있다. 따라서 본 교량과 같은 장대현수교에 도로교 설계기준에서 제시하는 5% 감쇠를 고려한 스펙트럼의 고려는 다소 비안전측의 내진설계가 이루어질수 있으므로 2% 감쇠비를 고려한 응답스펙트럼을 고려하였다.

〈표 11〉 모드별 고유주기

Type		진동수 (Hz)	MODE
수평모드 (Horizontal)	대칭 1차	0.055	1
	역대칭 1차	0.146	4
연직모드 (Vertical)	대칭 1차	0.141	3
	역대칭 1차	0.098	2
	대칭 2차	0.191	5
	역대칭 2차	0.221	6
비틈모드 (Torsional)	대칭 1차	0.388	20
	역대칭 1차	0.600	35



연직1차모드

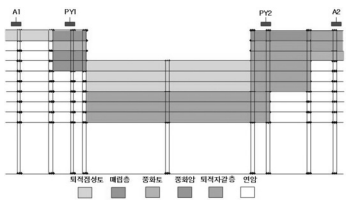


비틀림1차모드

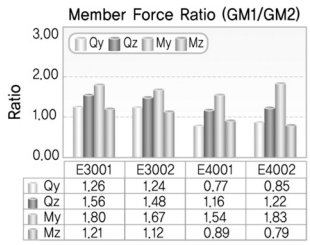
〈그림 41〉 모드현상

6.2 지반-구조물 상호작용(SSI)을 고려한 내진 안정성 검토

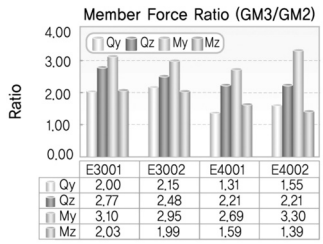
지진발생시 구조물이 입는 피해의 정도를 최소화할 수 있도록 설계시에 보다 엄밀한 내진성능을 평가하고 안전성해석을 수행하기위해 부지의 특성을 고려한 지진응답해석을 고려하였다. HYUNSSI를 이용하여 비균질 지반에 기초구조물의 내진해석 모델을 작성하고 기초의 산란응답 및 임피던스 해석 후, SIMQKE을 이용한 통제운동입력지진파를 Input으로 SSI해석을 적용한 시간이력해석을 수행하였다. 해석결과 주탑하단 단면력을 지반종류 I (GM1), SSI결과적용(GM2), 지반종류Ⅲ(GM3)을 적용하였을 경우를 각각 비교하였다. 가장 큰 결과값인 지반종류Ⅲ을 설계에 적용함으로서 보다 확실한 안전율을 확보하였다.



비균질지반 모델



지반종류 I /SSI



지반종류Ⅲ/SSI

〈그림 42〉 SSI부재력비교

289-06울산대교의 구조설계.ps 2008.12.27 2:17 PM 페이지289

7. 결론

본 울산대교는 타정식 단경간 현수교로서 국내 최대 규모의 교량을 국내 기술진에 의해 계획 · 설계를 수립함으로써 국내에서 광양대교에 이은 장대 현수교의 명맥을 유지하는 계기가 되었다고 본다. 따라서 본고는 현수교 설계에 전반적인 설계내용을 간략하게나마 수록하여 많은 기술자들에게 현수교의 설계에 대한 안내 및 참고자료가 되었으면 한다. 내용면에서 다소 부족한 점이 없지 않으나 현수교 설계의 다양한 부분에 대한 고찰이 수록되어 있으므로 기술자 여러분의 기술축척에 도움이 되리라 생각된다.

본 설계에 참여하여 밤낮으로 혼과 열정을 다하여 주신 선후배 기술자 여러분께 그 동안의 노고에 감사드리며 글을 마치고자 한다.