

사장교 지간의 한계

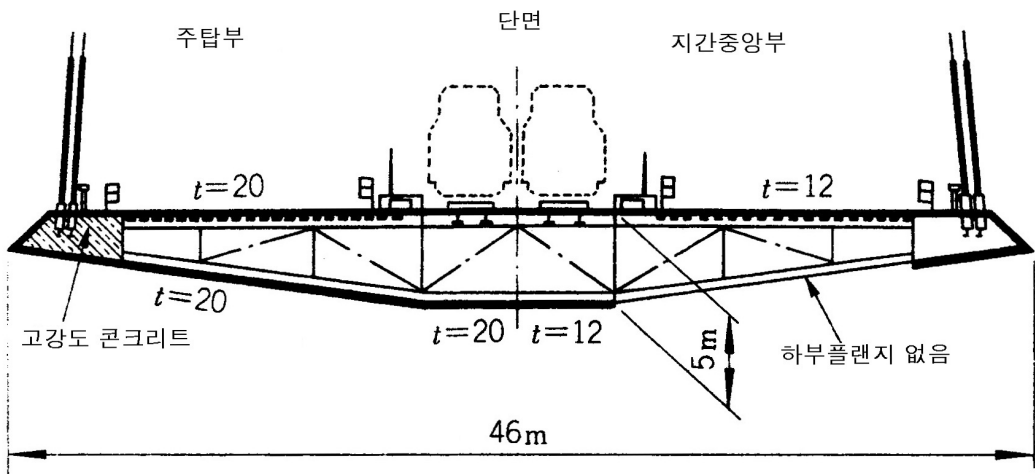
長井 正嗣 (Nagai, Masatsugu)

1. 머리말

사장교 지간의 한계는 어느정도일까? 자주 듣는 질문이다. 사장교의 초장대화 가능성을 일찍이 지적했던 것은 고명한 교량공학자인 故

Leonhardt 박사로서 이탈리아의 Messina 해협횡단 프로젝트용으로 [그림 1]과 같은 단면을 갖는 1,800m 사장교를 제안하고, 그 경제성을 주장하였다¹⁾.

한편 덴마크의 Gimsing 박사는 3,200m 까

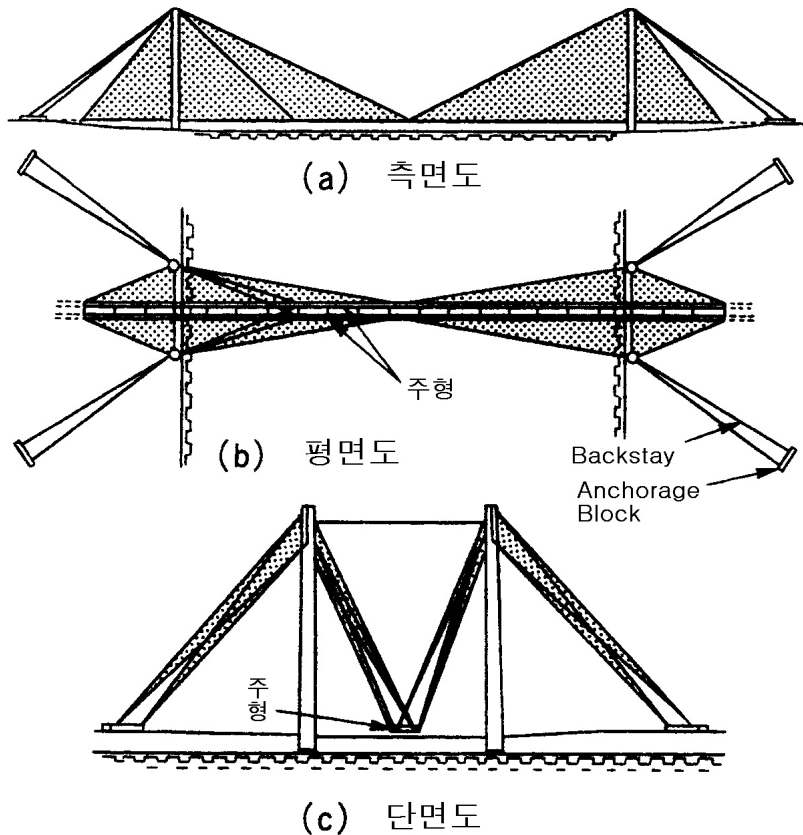


[그림 1] Messina 해협대교의 사장교안(자간 1,800m)

지 경제성이 있다고 주장하고 있고²⁾ [그림 2]와 같이 일부 타정식을 조합한 입체 케이블 시스템과 2 상형을 병렬 배치한 주형구조를 가질 경우 더욱 장지간화가 가능하다고 주장하고 있다³⁾. 과연 독자는 어떻게 생각할까? 어쩌면 장대교의 건설, 엄밀히 말하자면 가설 가능성에 대한 의문을 갖고 있는 독자들도 많을 것으로 판단된다. 필자도 Gimsing 박사의 안에 대해서는 좀 무리가 있

을 것 같다는 생각을 갖고 있다.

사장교의 경우 프랑스에서는 856m의 Normandie 대교⁴⁾, 일본에서는 세계의 최장지간인 890m를 갖는 Tataru 대교⁵⁾가 공용 중에 있다. 이렇듯 사장교는 지금까지 현수교의 영역이라고 여겨지던 900m 지간의 영역까지 진출하였다. Normandie 대교 및 Tataru 대교의 설계는 20여년전에 수행된 것으로 그 당시는 500m



[그림 2] Gimsing 박사의 초장대 사장교안

정도가 사장교 지간의 한계라고 여겨졌기 때문에 1,000m 급 지간의 사장교는 대단한 도전이었다고 생각되어진다.

마침내 지간장 900m 급의 사장교가 건설되었기 때문에 그 이상의 지간이 건설가능한가? 이 점을 중심으로 본문을 기술하고자 한다⁶⁾.

1. 지간의 한계는 어떻게 결정되어 왔는가

지간이 600m 를 초과해서 900 ~ 1,000m 가 되면 현수교가 보다 경제적이며 현수교가 아니면 안 된다고 생각하는 기술자가 많을 것이다. 그러나 지간 1,200m 까지는 사장교가 경제적이라는 보고도 있다⁷⁾. 참고문헌 7)에서는 지간이 1,400m일 경우 현수교가 경제적이라고 기술되어 있기도 하다.

사장교 지간의 한계를 생각할 때 ① 역학적인 측면에서의 제약을 명확히 하고 그 해결대책을 강구하는 것 ② 중량 및 비용이 다른 형식에 비해 유리한지의 여부에 대한 검토, 이러한 2가지를 면밀히 조사할 필요가 있다. 어느 정도 역학적인 제약을 해결하더라도 안정한 형상을 얻는데 있어서 막대한 비용이 소요된다면 그것은 건설이 불가능하며 이런 점이 지간의 한계가 되는 것이다.

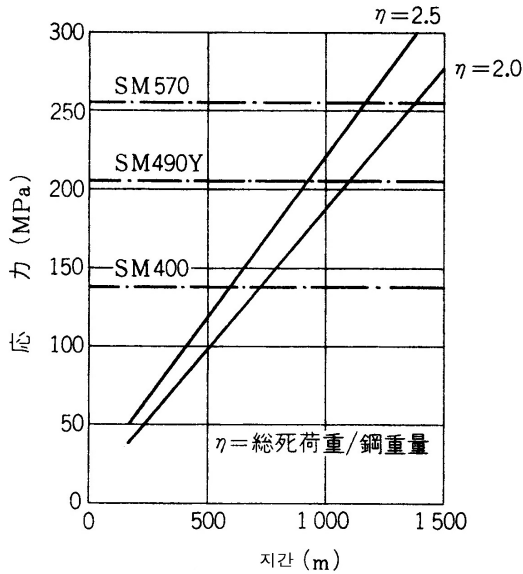
우선 사장교의 역학특성을 설명하면서 이러한 역학특성과 한계와의 관계를 정리하기로 한다.

(1) 사장교가 장지간에 적합하다고 하는 것은 케이블의 장력을 조정함으로써 사하중에 대해서는 케이블 부재를 교각의 개념으로 설계할 수 있기 때문이다. 사하중에 대한 스팬은 실제 스팬이

아니고 케이블 간격을 스팬으로 설정하여 설계한다. 이것은 사장교의 최대의 장점이지만 이런 점 때문에 주탑과 케이블이 필요하게 된다. 이와 같은 점은 현수교와 동일하지만 사장교의 경우에는 사장케이블을 이용하기 때문에 주형에 압축력이 도입된다. 사장교 주형의 압축력은 거의 지간에 비례해서 커지며, 지간이 길어질수록 주형의 좌굴안정성을 확보하는 설계가 중요하게 된다.

[그림 3]은 멀티케이블 팬 형식을 전제로 하여 지간과 최대수직응력의 관계를 나타낸 것이다(8)9). 횡방향 일점쇄선은 재질별 허용응력도로서 재료의 항복점을 약 1.7의 안전율로 나눈 것이다. 이는 보강판의 국부좌굴에 대한 조사에 대응된다. 그림에 도시된 바와 같이 지간 500m 까지는 그다지 큰 응력이 발생하지 않는 것을 알 수 있으며, SM400 으로 설계가 가능하다. 또한 지간이 1,000m 정도가 되더라도 SM490Y 를 이용한 설계가 가능하게 되며, 이 그림으로부터 SM570, HT690와 같은 고강도 강재를 사용하면 지간을 더욱 신장시킬 수 있다는 것을 확인할 수 있다.

(2) 케이블에는 자중에 의한 새그가 발생되며, 케이블이 길어질수록 이 영향으로 인해 강성이 저하한다. [그림 4]는 케이블 장력의 연직성분과 지간과의 관계로서⁸⁾⁹⁾ 최상단 부근의 케이블의 각도가 가장 느슨한 경우를 대상으로 하고 있다. 연직성분이 0이 되면 사장케이블은 케이블 부재로서의 지지성을 상실한다. 본 그림에 있어서 최상단 부근의 케이블 각도를 $\tan\theta_G=0.3$ 까지 허용한다면 지간 2,000m 정도까지, $\tan\theta_G=0.2$ 까지 허용하면 지간 4,000m 정도까지 설계가 가



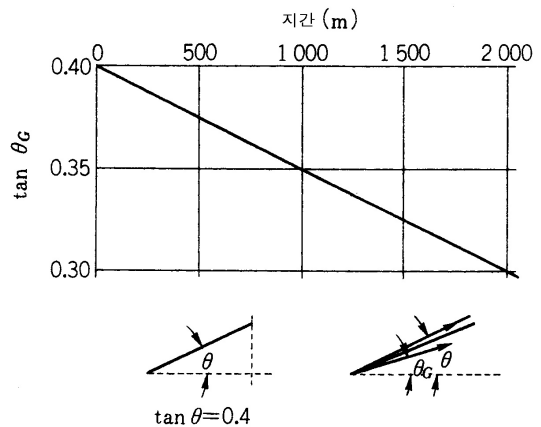
[그림 3] 최대수직응력의 예측

능하다. 대형 단면을 갖는 주탑 및 주형을 이용하면 이 정도의 지간은 가능할 것이다. 또한 강도가 크고 보다 경량의 신소재를 이용한다면 사장교의 한계 지간을 더욱 신장시킬 수 있다.

(3) 다음으로 풍하중 문제이다. 풍하중에 대한 사장교의 특징은 주형에 작용하는 풍하중은 주형 자체의 휨강성으로 저항할 필요가 있으며 사장 케이블에 의한 탄성복원력은 기대할 수 없다는 것이다. 이와 같은 점은 케이블의 복원력을 기대할 수 있는 현수교와는 다르다. 이런 점 때문에 풍하중에 대해서는 형교와 동일하며, 지간이 길어질수록 형교와 동일한 제약이 발생한다. 폭원이 좁은 경우는 다르지만 일반적인 폭원을 가질 경우 면의 휨강성이 크기 때문에 적당한 지

간까지는 이러한 폭원은 제약이 되지 않는다. 주형의 폭원은 지간의 1/40 이상이 필요하다고 보고되고 있다⁹⁾. 만약 지간장 1,000m의 경우, 폭원이 25m 이므로 4 차선을 가정한다면 전혀 문제가 되지 않는다. 그러나 1,000m를 초과하면 차선수에 관계없이 주형의 폭원이 넓어지므로 강재 중량의 증가를 초래하여 경제성에 큰 영향을 미치게 된다. 즉 주형의 폭원이 지간의 제약이 되는 것이다. 따라서 상자형 주형을 병렬로 배치하여 면의 휨강성을 효율적으로 증가시키는 방안이 제시되었다([그림 2]의 Gimsing 박사의 제안이다). 따라서 지간의 1/40 이상으로 교량 폭원을 확보해야만 하는가를 명확히 하는 것은 사장교 장대화를 달성하는데 있어서 중요한 검토과제로 되어 왔다.

(4) 장지간화에 따라 전체적으로 유연한 구조체가 되어 바람의 동적영향을 받기 쉽다. 즉, 플



[그림 4] 케이블 새그에 의한 장력의 연직성분

러터 문제이다. 사장교는 동일지간의 현수교에 비해서 비틀림 진동수가 높고 케이블의 극관성 모멘트가 작기 때문에 플러터 풍속은 현수교에 비해 높다.

이상으로부터 경제성을 고려하지 않는다면 케이블만이 지간의 제약조건이 되며, 상당한 지간의 사장교 설계가 가능하다는 것을 알 수 있다. 경량의 신소재를 사용하면 더욱 장지간이 가능하며 이와 같은 신소재를 이용하면 지간장 8km 까지 가능하다고 하는 보고도 있다. 그러나 이와 같은 신소재는 인장에는 강하지만 휨 및 전단에는 약하다는 문제가 있어 이번에서는 검토 대상에서는 제외한다. 결국 불안정 문제로서는 ① 주형의 전체좌굴 문제 ② 바람에 의한 주형의 횡비틀림 좌굴 문제 ③ 플러터 문제 등의 3가지 문제에 대해서 명확히 해결하는 것이 중요하다.

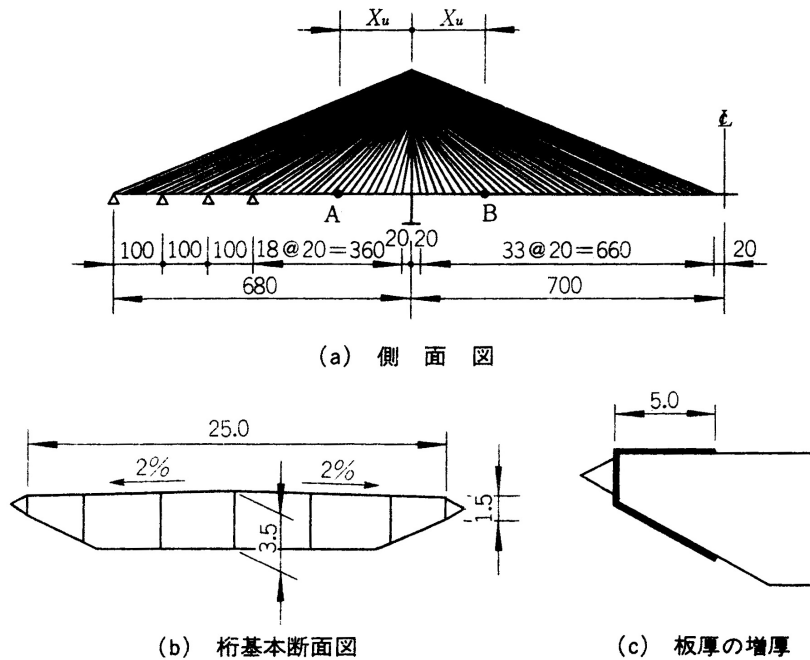
한계조건으로서 한 가지 더 중요한 점은 다른 형식에 비해서 확실히 경제적으로 설계가능한가 하는 점이다. 이 문제를 명확히 할 필요가 있으며 이를 위해서는 전술한 불안정 문제를 해결할 수 있는 최소의 주형단면, 즉 최소중량의 주형단면을 도출해 내는 것이 중요한 포인트라고 사료된다. 주형의 중량이 케이블, 주탑, 하부구조의 크기, 중량을 지배하기 때문이다. 해석방법에 대해서도 사장교에서는 지금까지 실적이 없는 미지의 지간영역에서의 비교이기 때문에 탄성 좌굴해석(유효좌굴장법), Selberg formula 에 의해 검토할 것이 아니라 보다 불안정 문제를 포괄적이며 연동적으로 고려할 수 있는 기법의 적용이 필요하다.

2. 지간의 한계는 어느정도인가

공사비의 문제는 역시 현수교와 비교가 된다. 사장교의 경우 주형으로부터의 주탑 높이가 현수교의 약 2배가 되므로 주탑 중량의 관점에서는 사장교가 불리하다. 하지만 케이블의 경우는 반대로 사장교가 유리하며, 이외에도 현수교는 앵커리지가 필요하다는 점에서 사장교가 유리하다. 주형의 경우 그 크기가 매우 중요하다고 판단된다. 장대 현수교의 주형 크기는 내풍안정성(플러터 풍속)을 확보하는 관점에서 그 크기가 결정되어 왔으며, 사장교에서는 면내내력과 바람에 의한 불안정 문제 해결 관점에서 결정되어 왔다. 사장교의 경우 설계 파라미터와 특별히 검토해야할 불안정 현상이 많기 때문에 이를 확실히 검토하는 것은 쉬운 일은 아니다.

다음으로 필자가 검토한 결과를 소개하고자 한다. 우선 [그림 5]에 나타난 1,400m 사장교를 대상으로 하였다. 1,400m 지간을 대상으로 한 것은 전술한 바와 같이 이 지간영역 부근에서 경제성의 경계점이 결정될 것이라는 예측에 기초하고 있다.

주형의 폭원은 25m로서 지간/주형폭원 = 56, 주형높이 = 3.5m 로서 지간/주형높이 = 400이며 본 단면은 지금까지의 실적과 비교하여 보면 매우 소형단면이다. 단면설계의 상세는 문헌 10)~12)에 기술되어 있다. [그림 5]에서 A, B 점에서 주형단면이 변화된다. 주탑 위치의 주형에서는 풍하중에 의해 커다란 휨모멘트 및 응력이 발생한다. 이는 사하중 상태에서의 압축응력도 크기 때문이며 [그림 5]-(c)에 나타난 바와 같

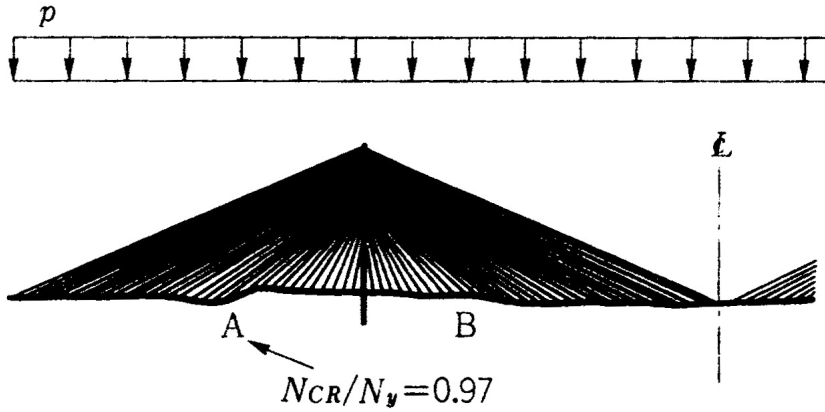


[그림 5] 사장교 해석모델 (지간 1,400 m)

이 단면의 보강을 행하고 있다. 불안정 해석에 대해서는 탄소성 유한변위해석, 변위 의존의 풍하중 (displacement-dependent wind loading)을 고려한 유한변위해석(주형의 회전에 따라 풍하중의 3분력 계수를 변화시키는 해석), 모드좌표에 기초한 플러터해석 방법 등을 이용하고 있다(해석방법의 설명은 문헌 10)~14)를 참고바람).

[그림 6]은 등분포 면내하중이 작용할 때의 중국상태에서의 주형변위의 증분형이며 그림에서와 같이 A, B점 주변에서 좌굴모드형이 나타난다. 이 위치에서의 작용축력과 항복축력의 비는 0.97 이고 거의 전단면이 항복하고 있다. 탄성좌

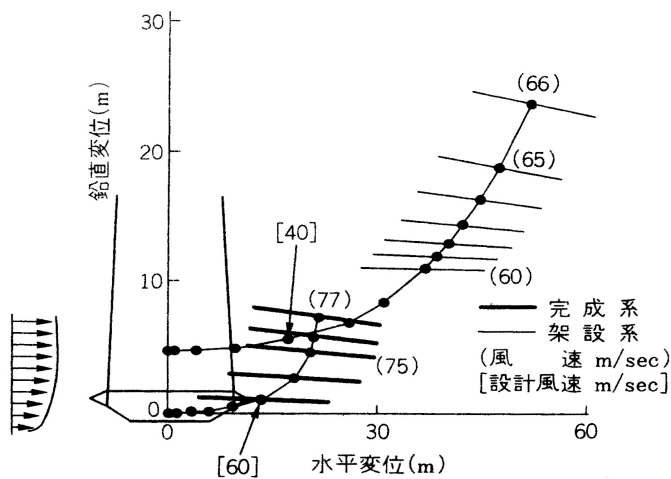
굴해석과 탄성유한변위해석에 의해서는 이와 같은 결과를 얻을 수는 없다. 전체적인 거동을 보면 우선 주형의 축력이 크고 또한 휨모멘트가 큰 주탑 위치의 주형에서 항복이 시작되지만 휨모멘트의 재분배가 발생하여 최종적으로는 A, B점 주변(휨모멘트가 작게 발생하는 위치)의 축력이 항복축력에 도달하여 이 위치에서의 부재의 강도가 중국상태로 된다. 중국상태의 재하하중의 크기는 사하중 크기의 약 2.7배로 상당히 높은 값이다. 이로부터, 지간/주형폭원 = 56에서도 전체좌굴은 발생하지 않고, 주형의 불안정 문제는 보강판의 국부좌굴로 지배될 가능성이 높다는 것을 알 수 있다.



[그림 6] 종곡상태에서의 변위증분 모드형상

[그림 7]은 풍하중이 작용할 때의 주형의 변위를 풍속에 따라 나타낸 것이다. 완성계에서는 설계풍속 60m/s 근처부터 주형의 연직변위(상승)와 회전변위가 나타나고 풍속 77m/s 에서 계산

상 발산하게 된다. 가설계는 후사하중이 없기 때문에 완성계보다 높은 위치에 있고 풍하중 재하에 따라 횡변위가 발생하기 시작한다. 가설 구조계가 완성계보다 유연하기 때문에 수평변위가



[그림 7] 풍하중에 따른 주형의 변위

발생하고 있는 것을 알 수 있다. 이 경우도 설계 풍속 40m/s 근처부터 연직변위(상승)와 회전변위가 현저히 나타나고 풍속 66m/s에서 계산상 발산한다. 지간/주형폭원 = 56이지만 불안정 풍속은 설계풍속이상이다.

마지막으로 플러터에 관한 사항으로 20~30 모드를 채용하여 해석을 수행하였다. 상세한 설명은 생략하며 가설계에서는 100m/s 정도의 플러터 풍속을 얻을 수 있었다. 주형의 폭원이 좁을 경우에도 주탑 위치의 주형을 적절하고 효율적인 방법으로 보강한다면 교량의 안정성 확보가 가능하다. 단 중요한 것은 지간과 주형폭원 혹은 주형높이의 비가 아니라 휨 혹은 비틀림 강성을 확보하는 것으로 참고문헌 10)~14)에서 제시한 해석방법을 이용한 조사가 필요하다. 또한 최종적으로 풍동실험을 통한 검토가 필요하다. 전술한 검토로부터 면내 내하력에 착목하면 주형높이는 더욱 낮게 하는 것이 가능하다. 주형

폭원의 경우 더욱 협폭의 모델(지간/주형폭원 = 70)에 대해서도 검토한 결과 안정성을 확보할 수 있었으나 대규모의 주형보강이 필요하며, 이에 따른 주형중량이 증가된다.

이런 결과를 볼 때 지간/주형폭원 = 55 혹은 60 정도가 사장교의 한계일 것으로 판단된다. 다음으로 주의할 사항은 400~600m 지간범위에서는 일반적으로 10m 내외의 주형폭원을 갖는데 이 경우 강도가 높은 재질을 채용하면 정적으로는 주형의 보강 없이도 설계가 가능하다. 이는 지간과 주형폭원의 비를 강조하고자 하는 것이 아니라 강성의 선정에 관해서 충분한 주의가 필요하다는 것을 의미한다.

위와 같은 방법으로 도출된 단면을 이용해서 현수교와의 중량비를 검토했다. 현수교 데이터는 참고문헌 15)의 결과를 이용하였으며 현수교 제원은 중앙지간장 1,500m, 총연장 길이는 2,600m 이다. 이를 검토 중인 사장교와 비교하

〈표 1〉 강중량의 비교

	현수교(문헌 15)	사장교(문헌15)	사장교(필자)
주 형	312[119.6 kN/m]	560[214.8 kN/m]	448[162.8 kN/m]
주 탑	141	270	271
케이블	191(334)	131(229)	110(193)
합 계	646(787)	961(1,059)	829(912)
비	1.00(1.00)	1.49(1.35)	1.28(1.16)

주 : ()안의 수치는 케이블 cost를 1.75배로 가정했을 경우

면 중앙지간장이 1,400m 로 현수교에 비해 100m 짧다는 문제점이 있지만 총연장이 2,760m 로서 160 m 길기 때문에 비교검토를 수행하였다. <표 1>이 비교결과이다. 사장교의 중량 중 특히 주탑의 중량은 대략적으로 추정한 것이다.

참고문헌 15)의 결과에서는 50%, 본 검토의 결과에서는 30% 정도 사장교의 강중량이 크게 산출되었다. 또한 케이블의 비용이 강의 1.75 배라고 가정하면⁹⁾, 참고문헌 15)에서는 35%, 본 고의 계산에서는 15% 정도 사장교의 강중량이 증가한다. 현수교는 앵커리지의 비용을 고려할 필요가 있다. 앵커리지의 비용이 큰 경우 문헌 15)의 계산에서는 현수교, 사장교의 공사비가 거의 비슷하고 본 고의 계산에서는 사장교가 다소 유리하다. 따라서 필자는 1,600m 정도까지는 사장교가 경제성이 있다고 판단된다. Great belt link에서는 지간장 1,624m 의 현수교 건설되었다. 따라서 1,600m 라는 사장교 지간의 한계에 대해 대단히 의문을 갖고 있으며, 이는 검토의 가치가 있다고 생각한다. 또한 Leonhardt 박사가 제안한 1,800m 사장교도 있지만 [그림 1]로부터 알 수 있는 바와 같이 주탑 위치의 축력이 큰 영역에서는 판두께가 두꺼운 상형단면을 지간 중앙부에는 경량의 개단면을 적용하고 있어 이는 변단면 주형의 채용을 의미한다. 지간 중앙부는 케이블의 구배가 완만하기 때문에 동일한 중량을 지지하는 데 커다란 장력이 필요로 하며, 이 때문에 장력의 수평변위와 주형의 압축응력이 커진다. 따라서 지간 중앙부에서는 경량의 단면을 채용하는 것이 효과적이다. 여기서 개단면의 내풍 안정성 조사를 위한 자료는 없기 때

문에 검토의 대상에서 제외하며, 또한 Leonhardt 박사의 1,800m 안에 대해서도 본 고에서는 검토하지 않는 것으로 한다.

3. 케이블 시스템의 조합

더욱 지간을 확대하기 위해서는 일부 타정식 혹은 사장-현수교와 같은 케이블 시스템의 조합을 생각할 수 있다. 동일 지간의 자정식과 비교해서 압축력을 감소시킬 수 있다. 이러한 케이블 시스템의 조합에 의해서는 사장교는 2km 정도까지 신장시킬 수 있을 것으로 판단된다. 물론 현수교에 대한 경제성 확보여부는 의문이며 현시점에서는 꿈만 같은 계획안이라고 할 수 있다. 케이블 시스템을 조합한 경우는 풍하중에 대해서 케이블 시스템의 복원력이 기대될 수 있다고 보고되고 있다¹⁶⁾. 1,400m 모델로 검토한 결과 18) 면의 변위 및 모멘트는 10% 정도의 감소를 기대할 수 있었다. 그러나 횡비틀림 좌굴은 면내 및 비틀림 강성에 지배되므로 커다란 차이는 발생하지 않을 것으로 판단되며, 결국 이러한 시스템에서는 축력을 저감시키는 것이 가장 중요하다 할 수 있다. 단 앵커리지 및 주형의 폐합력이 필요하게 된다.


사장-현수교 형식은 문헌 15)에서 검토되었는데 경제성은 대략 현수교와 사장교의 중간 정도로 판단된다. 15년 전만 해도 지간장 500m 정도의 현수교와 비교한 기억이 있다. 그 당시의 기억으로는 현수교에 비해 확실히 뒤떨어진다고는 말할 수 없어도 앞서서는 점도 없었던 것 같다. 필자가 사장교 형식에 흥미가 있는 것은 현재의

재료로 5,000m 를 목표로 한다면 3km의 현수교와 2km의 사장교를 조합한다면 가능할 것으로 생각하고 있기 때문이다.

맺음말

구조역학적인 문제의 설명은 비교적 쉽지만 어디까지 경제적으로 건설가능한가를 검토하는 것은 어려운 문제이다. 그것은 케이블의 비용을 어떻게 설정하는가 앵커리지의 비용이 어느 정도 될 것인가 등의 많은 불확정 요소가 있기 때문이다. 따라서 본 고의 논의는 커다란 방향성 혹은 기준으로서 이해를 돕고자 기술된 것이다. 필자는 사장교의 불안정 현상을 조사하는 해석법을 개발하여 불안정 문제를 해결할 수 있는 최소단면을 검토해 왔지만 그 단면을 이용한다고 하더라도 역시 한계는 1,200~1,600 m 정도이며, 사장교의 한계는 현수교의 1/2 정도라고 개인적으로 생각한다.

장대화에 대한 커다란 제약문제로서는, 케이블 진동의 문제가 있다. 최근의 일이지만 네덜란드의 Erasmus교에서는 케이블 진동이 관측되었고 그 후 주형과 연성진동이 발생하면서 주형이 크게 흔들렸으므로 당시 교량은 통행중지가 되었다. 이 교량은 길지 않지만 소규모의 2상형을 갖는 강상판 상형으로서 휨강성이 상당히 작은 교량이었다. 본 고에서 필자가 기술한 장대교도 동일하다. 즉 Erasmus교에서는 댐퍼장치로 진동을 억제하는 것이 가능했지만 장대 케이블에서는 댐퍼설치에 제약이 따른다. 이 점도 장대화의 열쇠를 쥐고 있는 중요한 기술개발 과제로

판단된다. 

참고문헌

1. F. Leonhardt and W. Zellner : Past, present and future of cable-stayed bridges, CABLE-STAYED BRIDGES pp. 1~33, Elsevier (1991)
2. N. J. Gimsing (大塚譯) : 超長大支間の斜張橋, 橋梁と基礎 (1989. 6.)
3. N. J. Gimsing : Large bridges of the future, Proc. of the 1st Symposium on Aerodynamics of Large Bridges, pp. 295~304, Denmark (1992)
4. M. Virlogeux et al. : Design of the Normandie Bridge, Proc. of Int. Conf. on Cable-stayed and Suspension Bridges, vol. 1, IABSE & FIP, pp. 605~630, France (1994)
5. T. Endo, T. Iijima, A. Okukawa and M. Ito : The technical challenge of long-span cable-stayed bridge - Tatara Bridge, Cable-stayed bridges, Elsevier, pp. 417-436
6. M. Nagai : Possibility and limitation of long-span cable-stayed bridges based on static and dynamic instability analysis, Proc. of Int. studies on Long Span Bridge Aerodynamics Perspective, Kobe (1998)
7. A. Petersen, A. Larsen and W. Eilzner : Outline design and special studies for a 1200m cable-stayed bridges, pp. 367~377,

- Fukuoka (1991)
8. 長井, 井澤, 中村: 斜張橋の基本計畫設計法, 森北出版 (1997)
 9. 長井, 佐野, 遠藤, 奥井: 長大斜張橋に發生する最大垂直應力の子測と適用支間に關する検討, 構造工學論文集, 土木學會, Vol. 35A, pp. 1031~1043 (1989)
 10. 長井, 謝, 山口: 長大斜張橋の主桁耐力に着目した接線有效彈性係數法の適用性, 鋼構造年次論文報告集, 第5卷, pp. 23~30 (1997)
 11. 謝, 長井, 山口: 長大斜張橋の終局強度解析と舉動に關する一考察, 土木學會論文集 (1998)
 12. 謝, 山口, 長井: 長大斜張橋の靜的安定性に及ぼす桁幅の影響, 構造工學論文集, 土木學會, Vol. 43A, pp. 1221~1228 (1997)
 13. 長井, 石田, 謝, 山口, 藤野: 長大斜張橋の靜的, 動的耐風性を確保できる最小桁幅に關する検討, 構造工學論文集, 土木學會, Vol. 44A, pp. 1191~1198 (1998)
 14. 謝, 山口, 伊藤: 長大斜張橋の靜的舉動に關する考察, 土木學會論文集, No. 537/I-35, pp. 205~215 (1996)
 15. 野村, 中崎, 成田, 前田, 中村: 長大吊形式橋梁の構造特性と經濟性, 構造工學論文集, 土木學會, Vol. 41A, pp. 1003~1014 (1995)
 16. N. J. Gimsing : Cable Supported Bridges, John Wiley & Sons (1998)
 17. M. Nagai, Y. Mizukami, Y. Mizukawa, Y. Fujino, and K. Watanabe : Possibilities and limitations of self-anchored and partially earth-anchored long-span cable-stayed bridges, Proc. of Bridges into 21st century, pp. 855~862, Hongkong (1995)
 18. 謝, 長井, 山口, 伊藤: 自定, 一部他定式長大斜張橋の靜的耐風舉動, 構造工學論文集, 土木學會, Vol. 42A, pp. 1005~1012 (1996)
 19. J. H. Reusink and M. L. Kuijpers : Vibration of cable stays of Erasmus Bridge on Nov. 4, 1996, Investigation report dated Nov. 14 of Rotterdam Public Works