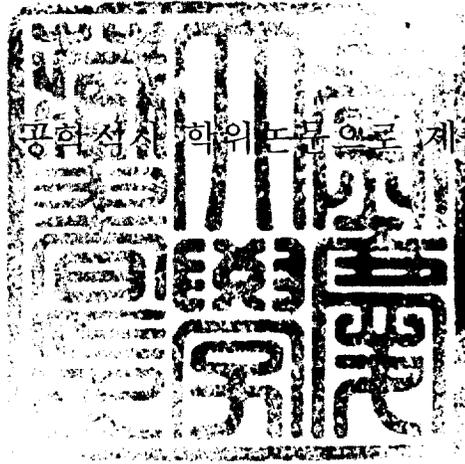


공학석사 학위논문

국부세굴에 따른 구포교 교각의  
안전성에 대한 연구

지도교수 이 환 우

이 논문을 공학석사 학위논문으로 제출함



2005년 2월

부경대학교 산업대학원

토목공학과

배성환

# 이 논문을 배성한의 공학석사 학위논문으로 인준함

2004년 12월 일

주	심	공학박사	김	명	식	
위	원	농공학박사	이	영	대	
위	원	공학박사	이	환	우	

# 목 차

제1장 서론 .....	1
1.1 연구배경 및 목적 .....	1
1.2 연구동향 .....	2
1.3 연구범위 .....	2
제2장 세굴 이론 .....	4
2.1 하천교각의 세굴양상 .....	4
2.2 하상의 상승 및 저하에 의한 세굴 .....	5
2.3 단면축소세굴 .....	5
2.3.1 혼탁수(동적) 세굴량 추정식 .....	6
2.3.2 청정수(정적) 세굴량 추정식 .....	7
2.4 국부세굴 .....	8
2.4.1 C.S.U공식 .....	8
2.4.2 Neill 공식 .....	10
2.4.3 Laursen 공식 .....	11
제3장 분석대상 교량 .....	12
3.1 대상 교량 선정 .....	12
3.2 구포교의 제원 .....	15
3.2.1 상부구조 .....	15
3.2.2 상부단면도 .....	16
3.2.3 교각 P19, P20 상세도 .....	17
제4장 구포교 교량의 국부세굴심 산정 .....	19

4.1 수위 및 유량관측 .....	19
4.2 수심 및 유속산정 .....	23
4.3 국부세굴심 산정 .....	24
4.4 세굴심의 이론치와 실측치의 비교 .....	26
<b>제5장 수치해석 .....</b>	<b>30</b>
5.1 해석방법 .....	30
5.1.1 해석순서 .....	30
5.1.2 해석모델 .....	31
5.2 수치모델 .....	34
5.3 하중재하 .....	39
5.3.1 자중 .....	39
5.3.2 우수하중 설계기준 .....	40
5.3.3 교각 P19 .....	43
5.3.4 교각 P20 .....	48
<b>제6장 해석결과 및 분석 .....</b>	<b>53</b>
6.1 교각 P20 .....	53
6.2 교각 P19 .....	59
6.3 붕괴기구분석 .....	64
<b>제7장 결 론 .....</b>	<b>66</b>
<b>참고문헌 .....</b>	<b>68</b>
<b>감사의 글 .....</b>	<b>69</b>

## 그림 목 차

그림 2.1 하천교각의 세굴양상 .....	5
그림 3.1 구포교 종평면도 .....	15
그림 3.2 단면 A-A Suspended Span 중앙부 .....	16
그림 3.3 단면 B-B Anchored Span 중앙부 .....	16
그림 3.4 단면 C-C Anchored Span 지점부 .....	16
그림 3.5 구포교 교각(P18, P19)상세도 .....	17
그림 3.6 구포교 교각(P20)상세도 .....	18
그림 4.1 수심산정을 위한 P20교각단면도 .....	23
그림 4.2 유속산정을 위한 횡단면적도 .....	24
그림 4.3 유역횡단면도 .....	27
그림 4.4 P20 교각의 하상고 변화도 .....	28
그림 5.1 수치해석 순서도 .....	30
그림 5.2 Spring model .....	32
그림 5.3 Fixed-end model .....	33
그림 5.4 상부구조 모델 개념도 .....	34
그림 5.5 교각 P19 모델 개념도 .....	35
그림 5.6 교각 P20 모델 개념도 .....	36
그림 5.7 교량 전체 모델 개념도 .....	37
그림 5.8 내측주형에 대한 하중재하도 .....	39
그림 5.9 외측주형에 대한 하중재하도 .....	40
그림 5.10 보강주형에 대한 하중재하도 .....	40
그림 5.11 교각에서 홍수시의 설계수심산정 .....	43
그림 5.12 P19 교각의 유수압 .....	44
그림 5.13 P20 교각의 유수압 .....	48
그림 6.1 P20 교각의 목재와 강관파일 배열 .....	53

그림 6.2 목재파일의 STEP별 응력변화도 .....	54
그림 6.3 목재파일의 붕괴세굴깊이 비교 .....	54
그림 6.4 강관파일의 STEP별 응력변화도 .....	57
그림 6.5 강관파일의 붕괴세굴깊이 비교 .....	57
그림 6.6 교각 P19의 우물통기초와 강관파일 배치도 .....	59
그림 6.7 강관파일의 STEP별 응력변화도 .....	61
그림 6.8 우물통기초의 STEP별 응력변화도 .....	63
그림 6.9 교각 P20의 파일 배치도 .....	64
그림 6.10 교각 P20 붕괴기구 모사 .....	65

## 표 목 차

표 2.1 교각전면부 형상에 대한 보정계수( $k_1$ ) .....	7
표 2.2 교각전면부 형상에 대한 보정계수( $k_1$ ) .....	9
표 2.3 흐름의 접근각에 대한 보정계수( $k_2$ ) .....	9
표 2.4 하상조건에 대한 보정계수( $k_3$ ) .....	10
표 2.5 하상재료의 크기에 대한 보정계수( $k_4$ ) .....	10
표 4.1 구포교 수위자료(2000년) .....	20
표 4.2 구포교 붕괴당시 수문자료 .....	21
표 4.3 세굴심 산정을 위한 인자 .....	24
표 4.4 홍수량에 대한 구포교지점에서의 국부세굴심 .....	25
표 4.5 연도별 하상고 비교(P20) .....	28
표 4.6 세굴심에 대한 실측치와 이론치 비교 .....	29
표 5.1 재료의 특성치 .....	38
표 5.2 요소 특성치 .....	38
표 5.3 교각의 저항계수( $k$ ) .....	41
표 5.4 P19 교각의 유수압(원지반) .....	44
표 5.5 P19 교각의 유수압(세굴증가시) .....	45
표 5.6 P19 교각의 유수압 분배 .....	47
표 5.7 교각 P20 세굴면 유수압 .....	49
표 5.8 교각 P20 세굴증가면 유수압 .....	50
표 5.9 교각 P20의 유수압 분배 .....	52
표 6.1 목재파일의 STEP별 응력 .....	53
표 6.2 강관파일의 STEP별 응력(STEP6 목재파일제거) .....	55
표 6.3 강관파일의 STEP별 응력(STEP0 목재파일제거) .....	56
표 6.4 강관파일의 STEP별 응력 .....	60

표 6.5 우물통기초의 STEP별 응력 ..... 62

# **A Study on Stability of Gupo Bridge Piers under Local Scour**

**Sung-Han Bae**

*Department of Civil Engineering, Graduate School of Industry,  
Pukyong National University*

## **Abstract**

Local scour at bridges can be ascribed to meteorological and geographical reasons. First, most annual precipitation is concentrated in summer, and frequent localized torrential rainfalls hit Korea. Second, geographically most parts of the land consist of mountains by which mean steep slopes and altered flow pattern and rapid flow of water that might cause morphodynamic changes in bridges piers known as local scour.

More than 100 cases of bridge damages due to local scour at piers are reported every year, and recently about 200 bridges have been collapsed because of local scour when typhoon Lusa of 2002 and Maemi of 2003 hit the country. It is also estimated that most of the currently used bridges have been affected by local scour but safety of the bridges are not confirmed yet.

Local scour at bridge piers is a direct threat to safety of the bridges that it must be considered in every process from plan, design, construction to maintenance.

So far, local scour has been deemed a hydraulic problem so not geological traits of the ground or safety analysis of the bridge in case local scour occurs but only depth and volume measurements of local scour have been taken into consideration when setting up countermeasures and protective equipments.

These days, however, much effort is being made domestically as well as internationally understanding that the effects of local scour are confined not only to hydraulics but also to mathematics, geo-technology and structural engineering, and

it is possible to solve the problem only through diversified evaluation embracing all the fields concerned.

This study analyzes measurements by gradually aggravating local scour using sluice data of the failed bridge at the moment when the bridge broke down due to local scour at piers. It calculates the critical local scour point which lead to failure of the bridge and compares it with the hydraulically estimated depth of local scour. And It also examines the mechanics of the bridge collapse, thereby showing that wooden piles yielded first and then metal piles followed, and the bridge finally collapsed because the piers tumbled as soon as the metal piles yielded.

It evaluates and suggests the method to assess the safety level of bridges affected by scour in two ways; already opened bridges and bridges in planning stage. First, opened bridges which already affected by local scour needs to be utilized as basic materials for long-term management and maintenance. Second, bridges currently being planned requires the safety analysis comparing theoretical depth and structural critical depth of scour.

# 제 1 장 서 론

## 1.1 연구배경 및 목적

하천에 설치된 대부분의 교량은 우리나라의 지형 및 기상학적 특성에 의해 발생하는 세굴에 직접 노출되어 있고 매년 피해사례가 증가하고 있는 실정이다. 그리고 교량의 세굴은 교량안전에 직접적인 위협을 일으키는 요소로 교량의 계획, 설계, 시공, 유지관리 등 전 단계에서 고려되어야 할 중요 사항중의 하나이다.

교량에서 세굴을 일으키는 주요원인인 우리나라의 기상학 및 지형의 특성을 살펴보면 먼저 우리나라의 연강우량의 대부분이 여름철에 집중되어 있고 단기간 많은 양의 강우가 집중적으로 발생하는 특징이 있다. 그리고 국토의 대부분이 산악지역으로 하상의 경사가 급하여 유속이 증가하는 지형특성으로 인해 대부분의 교량이 세굴이 발생할 수 있는 잠재적인 영향하에 있다. 이러한 세굴로 인해 최근 2002년 태풍 루사와 2003년 태풍 매미의 내습시 200여개의 교량들이 교각의 세굴로 인하여 붕괴되었고 또한 많은 수의 교량에서 세굴이 발생된 것으로 추정되나 교량의 안전성 확인은 미미한 실정이라 할 수 있겠다.

따라서 본 연구는 그동안 세굴문제가 수리학적인 접근으로만 평가되어 반영되었지만, 근래에 들어서는 교각의 세굴의 영향을 수리학적 영역에 국한된 것이 아니라 구조공학적인 차원에서 동시에 접근하려는 연구동향의 일환으로 연구를 시작하였다.

본 논문에서는 교각의 세굴로 인한 붕괴가 발생된 교량을 대상으로 교량이 붕괴된 실시간의 수리정보를 이용하고 교량이 붕괴되는 한계 세굴심을 추정 비교한다. 또한 세굴에 따른 교량의 구조적인 거동을 분석하여 현재 세굴이 발생된 교량은 물론이고 설계단계에서 교량의 안전도 평가방향을 제시

하고자 한다.

## 1.2 연구동향

세굴은 그동안 수리학 고유영역으로 인식되어 수리학 분야에서 교량이 건설되는 지역의 지반특성이나 세굴이 발생하였을때 교량의 안전도 분석과는 무관하게 단편적으로 세굴량을 추정하여 세굴보호시설을 설치하였다.

지구의 이상기후에 의한 집중호우, 해풍으로 인한 피해가 속출하면서 교량의 세굴은 어느 한 영역에 한정된 것이 아니라 수리, 지반, 구조공학의 다학제간의 평가에 의해 문제를 해결할 수 있다는 인식아래 국외는 물론 국내에서도 공동으로 대처하려는 노력을 기울이고 있다.

국외의 경우 1987년 뉴욕주 교량세굴 사고이후 교량세굴에 대한 관심이 집중하여 수리 및 지반공학에서 세굴의 크기와 형태를 산정하면 구조공학적으로 교량의 위험도 분석을 통한 세굴의 허용한계를 분석하도록 하는 종합 지침서를 마련하여 운용중에 있다. 그리고 뉴질랜드, 네덜란드, 영국 등에서도 종합지침서를 개발하여 운용하고 있다[대한토목학회, 2004].

국내의 경우는 2002년 태풍 루사 이후 세굴로 인한 교량기초의 보호, 교량의 지지력 등의 평가에 있어 수리학, 지반공학 및 구조공학의 접근시도가 이루어지고 있다[한국건설기술연구원, 2002, 대한토목학회, 2004].

## 1.3 연구범위

본 연구는 2003년 태풍매미의 영향으로 붕괴된 구포교를 대상으로 붕괴 당시의 수리학적 정보를 이용하여 교각세굴에 따른 검토를 수행하였다.

첫 번째, 일반적으로 널리 사용되는 수리학적 공식을 이용하여 세굴의 발생의 크기를 산정하였고 교량의 유지관리상 계측된 하상 자료를 이용하여 세굴의 이론치와 실측치를 비교하였다.

두 번째, 세굴의 증가에 따른 구조물의 영향을 분석하기 위하여 세굴 크기를 10cm씩 점진적으로 증가시켜 검토하였다.

세 번째, 구조해석으로 얻어진 결과를 바탕으로 세굴증가에 따른 교량의 붕괴를 일으키는 한계 세굴심과 수리학 세굴심도 비교하였다.

마지막으로, 교각 세굴에 따른 교량의 붕괴 기구를 분석하였고, 분석된 결과를 중심으로 현재 공용중인 교량을 포함하여 설계단계에서 교량 세굴에 따른 안전도 평가 방향을 제시하고자 한다.

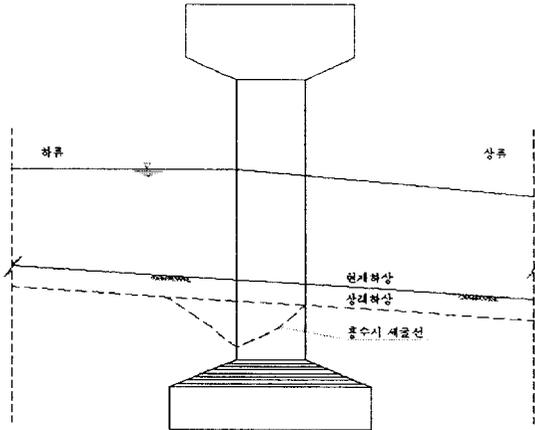
## 제 2 장 세굴 이론

### 2.1 하천교각의 세굴양상

세굴현상은 하상 및 제방에서 흐름의 침식활동으로 인하여 하상재료가 제거되는 현상으로 정의할 수 있으며, 흐름특성 및 하상재료의 구성에 따라서 다른 세굴양상을 보여 준다. 느슨한 입상토양은 세굴이 빠른 반면, 점착성 토양은 비교적 세굴이 느리다. 그러나 궁극적으로 점착성 토양은 사질 하상과 같은 정도의 세굴깊이를 가진다. 모래나 자갈과 같은 하상재료의 세굴은 수 시간에 최대깊이에 도달하며 점착성 하상재료는 수일, 사질암반 및 혈암은 수개월, 석회암은 수년, 그리고 화강암은 수세기에 걸쳐 최대 세굴깊이에 도달한다.

하천에서의 세굴은 시간에 따라 장기적인 변화와 단기적인 변화로 구분할 수 있는데, 장기적인 변화(long-term aggradation or degradation)는 하상상승이나 하상저하로 하천과 유역에 있어서의 수리특성과 하천단면변화와 관련이 있고, 여러 학자들에 의해 장기간의 하상변화를 예측하는 공식들이 제안되고 있으나 아직 정확한 예측을 하지 못하는 실정이다.

단기변화로는 단면축소로 인한 세굴 및 국부세굴로 나눌 수 있다. 단면 축소세굴(contraction scour)은 교량 등 인공구조물에 의해 하천내의 통수단면적이 축소되어 발생하는 세굴이다. 국부세굴(local scour)은 다시 교각과 교대에서의 국부세굴로 나눌 수 있는데, 흐름속에 설치된 구조물에 의한 흐름의 와류(vortex) 때문에 발생하게 된다[Richardson, E.V., Harrison, L.J., and Davis, S.R. 1993].



**<그림 2.1> 하천교각의 세굴양상**

## 2.2 하상의 상승 및 저하에 의한 세굴

하상의 상승 및 저하는 교량이 설치되어 있는 하천의 단면에서 자연 및 인간활동에 의한 장기적인 하상고의 변화를 말하며, 하상의 상승은 다른 지점에서 침식된 하상재료의 퇴적에 의해서 발생하며, 하상의 하강은 침식으로 인한 하상고의 감소를 말한다. 장기적인 하상고 변화의 요인들은 하천유역의 특성, 댐 등과 같은 상하류의 구조물, 유역의 토지이용변화(도시화, 벌목 등), 하천의 개수, 하류부 하상고의 변화, 하천의 만곡, 하상재료, 홍수특성 등을 들 수 있다. 이러한 장기적인 하상고의 변화를 평가 및 이해하기 위해서는 교량단면에 있어서의 모든 영향, 즉 유역으로부터의 유출, 하천으로의 유사의 이동, 하천의 유사 이송량 및 이와 같은 인자들에 대한 반응을 고려하여야 한다.

## 2.3 단면 축소세굴

통수단면 축소에 의한 세굴은 홍수시 하천의 통수단면이 자연적인 축소

나 교량에 의해 축소되었을 때 발생하게 되는데, 통수단면의 축소로 평균유속 및 하상의 소류력(tractive force)의 증가가 있게 된다. 따라서, 축소단면에 있어서 침식력이 증가하고 유입하는 토사량보다 많은 양의 하상재료가 제거되어 진다. 이러한 하상재료 이송량의 증가로 하상고가 낮아지고 통수단면은 증가하며 평형상태에 이를 때까지 유속 및 소류력이 감소하게 된다.

통수단면 축소에 의한 세굴은 2가지 상태에 대하여 고려를 하는데, 첫째는 동적세굴(Live-bed scour)로 상류로부터 토사의 이송이 있는 경우이며, 둘째는 정적세굴(Clear-water scour)로 상류로부터 토사이송이 없는 경우이다. 낮은 유출량에서는 정적세굴이 발생하고 유출량이 증가함에 따라 동적세굴로 바뀌며, 유출량이 감소하는 단계에서는 다시 정적세굴이 발생한다 [이제수, 1998].

### 2.3.1 혼탁수(동적) 세굴량 추정식

혼탁수 세굴량의 추정식을 1960년에 Laursen이 다음과 같이 유도하였다 [Laursen, E.M. 1960].

$$y_2 = y_1 \left[ \frac{Q_2}{Q_1} \right]^{6/7} \left[ \frac{W_1}{W_2} \right]^{K_1} \quad (2.1)$$

$$y_s = y_2 - y_0 \quad (2.2)$$

$$V_* = \sqrt{gy_1 S_1} \quad (2.3)$$

여기서,  $y_s$  : 평균세굴깊이(m)

$y_2$  : 축소단면에서의 세굴후의 평균수심(m)

$y_1$  : 교량의 상류부 접근단면에서의 평균수심(m)

$y_0$  : 축소단면에서의 세굴이전의 평균수심(m)

$Q_1$  : 교량의 상류부 접근단면에서의 유량( $m^3/sec$ )

$Q_2$  : 축소단면에서의 유량(cfs)

- $W_1$  : 교량의 상류부 접근단면에서의 수면폭(m)  
 $W_2$  : 축소단면에서의 수면폭(m)  
 $K_1$  : <표 2.1>로부터 구해지는 계수  
 $V_*$  : 접근단면에서의 전단속도(m/sec)=마찰속도  
 $g$  : 중력가속도  
 $S_1$  : 접근단면에서의 에너지 경사  
 $\omega$  : 하상재료  $D_{50}$ 의 침강속도(m/s)

**<표 2.1> 교각전면부 형상에 대한 보정계수( $K_1$ )**

$V_*/\omega$	$K_1$	하상재료 이동양상
< 0.50	0.59	대부분 하상접촉 이동
0.50 ~ 2.0	0.64	부분적인 부유유사 이동
> 2.0	0.69	대부분 부유유사 이동

### 2.3.2 청정수(정적)세굴량 추정식

청정수 세굴량의 추정식을 1963년에 Laursen이 다음과 같이 유도하였다 [Laursen, E.M. 1963].

$$y_s = y_1 \cdot 0.13 \cdot \left[ \frac{Q}{D_m^{1/3} \cdot y_1^{7/6} \cdot W} \right]^{6/7} - 1 \quad (2.4)$$

여기서,  $y_s$  : 세굴깊이(m)

$y_1$  : 세굴이 발생하기전의 하도나 홍수터에서의 수심(m)

$Q$  : 교량통과 단면에서의 유량( $m^3/sec$ )

$D_m$  : 교량통과 단면에서의 하상재료( $1.25D_{50}$ )의 평균유효직경(m)

$W$  : 교량지점에서의 교각폭을 뺀 하상폭(m)

## 2.4 국부세굴

국부세굴은 극히 일부분의 수로폭 부분에서만 일어나는 형태로서 주로 교각, 교대, 돌출부와 제방주위에서 발생하고 흐름의 가속과 흐름의 방해에 의해 야기된 와류(vortex)의 형성으로 인하여 발생한다. 일반적으로 국부세굴이라 함은 교각, 교대 등과 같은 교량구조물 주위에서의 흐름양상변화로 인한 세굴을 일컫는다. 와류는 교각의 상류측면에서 물이 돌고, 따라서 흐름이 가속됨으로 인해 발생한다. 교각주위에서 발생하는 와류중에서 교각전면에서 발생하여 하류로 진행되는 와류를 말발굽와류(horse shoe vortex)라 하고, 교각 직하류에서 발생하는 와류를 후류와류(wake vortex)라 한다. 이때 그 부분으로부터 하상토사가 유출되는 비율이 들어오는 비율보다 크게 되면 세굴에 의해 하상이 부분적으로 파이게 되어 세굴구멍(scour hole)이 생기게 된다. 세굴구멍이 깊어짐에 따라 와류의 세기는 줄어들어 유사의 유출율이 감소하여 평형을 이루게 된다. 국부세굴은 부정류흐름(unsteady)과 느슨한 경계(loose boundary)의 상호작용을 포함하는 3차원 문제이다.

국부세굴에 영향을 미치는 요인으로는 크게 유체자체의 특성인자, 하천내 흐름인자, 하상재료 인자 및 교각의 형태인자로 대별할 수 있다.

### 2.4.1 C.S.U공식

교각에서의 국부세굴깊이를 예측하기 위한 공식들이 미국, 소련, 뉴질랜드 및 여러 나라에서 제안되어 있으나, 제안된 대부분의 공식들이 실제하천 흐름인 부정류가 아닌 정류상태에서 균일한 모래입경 등의 제한된 실험조건하에서 구해진 것이기 때문에, 실제하천에서 국부세굴 현상을 규명하기 위하여 적용하기에는 부적합한 것이 많다. 이와 같은 여러 세굴깊이 예측공식 중에서 C.S.U(Colorado State University)공식이 추천되고 있으며 다음식(2.5)과 같다[Richardson, E.V., Simons, D.B. and Julien, P. 1990].

$$y_s = 2.0 \cdot b \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot (y/b)^{0.35} \cdot (F_r)^{0.43} \quad (2.5)$$

여기서,  $y_s$  : 교각에서의 세굴심(m)

$K_1$  : 교각전면부 형상에 대한 보정계수

$K_2$  : 흐름의 접근각에 대한 보정계수

$K_3$  : 하상조건에 대한 보정계수

$K_4$  : 하상재료의 크기에 대한 보정계수

$b$  : 교각폭(m)

$L$  : 교각의 길이(m)

$y$  : 교각 직상류부의 수심(m)

$F_r$  : 교각 직상류부의 Froude 수

**<표 2.2> 교각전면부 형상에 대한 보정계수( $K_1$ )**

교각전면부 형상	$K_1$
(a) 사각형 선단	1.1
(b) 둥근 선단	1.0
(c) 원형 선단	1.0
(d) 뾰족한 선단	0.9
(e) 원형그룹 교각	1.0

**<표 2.3> 흐름의 접근각에 대한 보정계수( $K_2$ )**

각 도	$K_2$		
	L/b=4	L/b=8	L/b=12
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.5	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

**<표 2.4> 하상조건에 대한 보정계수( $K_3$ )**

하상상태	사퇴높이(ft)	$K_3$
(a) 정적세굴	없음	1.1
(b) 평탄하상과 반사퇴	없음	1.1
(c) 작은 사퇴	$2 \leq H < 10$	1.1
(d) 중간 사퇴	$10 \leq H < 30$	1.1 ~ 1.2
(e) 큰 사퇴	$30 \leq H$	1.3

**<표 2.5> 하상재료의 크기에 대한 보정계수( $K_4$ )**

재 료	$D_{50}$	$D_{90}/D_{50}$	$K_4$
Sand	< 2.0	-	1.0
Gravel I	2 ~ 32	-	1.0
Gravel II	32 ~ 64	4 ~ 3	0.95
Cobbles I	64 ~ 250	3 ~ 2	0.90
Cobbles II	250 ~ 500	2 ~ 1	0.85
Cobbles III	> 500	1	0.80

## 2.4.2 Neill 공식

Neill은 Laursen & Toch에 의하여 개발된 곡선식을 수정하여 다음과 같은 세굴방정식을 개발하였다[Neill, C. R. 1964].

$$y_s = 1.35 \cdot b^{0.7} \cdot y^{0.3} \quad (2.6)$$

여기서,  $y_s$  : 교각에서의 세굴심(m)

$b$  : 교각폭(m)

$y$  : 교각 직상류부의 수심(m)

### 2.4.3 Laursen 공식

Laursen은 원형 교각에서의 실험을 기초로 다음과 같은 실험식을 개발하였다[Laursen, E.M. and A. Toch A. 1953].

$$y_s = 1.5 \cdot K_2 \cdot b^{0.7} \cdot y^{0.3} \quad (2.7)$$

여기서,  $y_s$  : 교각에서의 세굴심(m)

$K_2$  : 흐름의 접근각에 대한 보정계수

$b$  : 교각폭(m)

$y$  : 교각 직상류부의 수심(m)

## 제 3 장 분석대상 교량

### 3.1 대상교량 선정

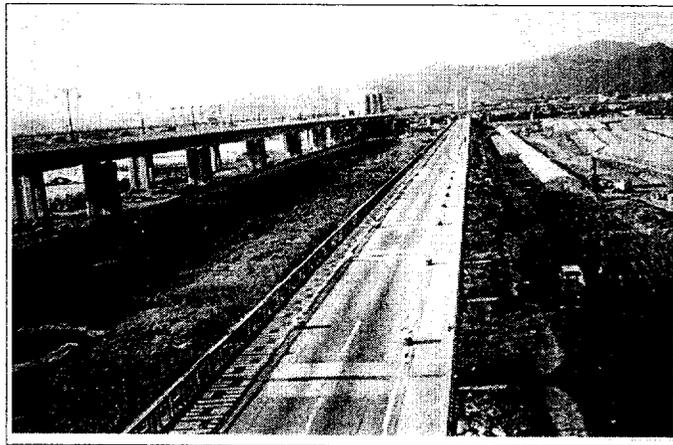
대상 교량의 선정은 2002년과 2003년 교량세굴에 의해 붕괴된 교량들 중 비교적 인근에 위치하고 교량자료의 확보가 용이한 구포교를 선정하였다.

구포교는 1930년에 설계되고 1932년에 준공한 후 붕괴전까지 71년 동안 사용되어온 교량으로 1974년 남해안 고속도로가 개설될까지는 부산시와 서부경남을 연결하는 유일한 교량으로 상부 구조형식은 Plate Girder Gerber 교이다. 하부구조는 구포측 교각은 우물통 기초이고 강서구축은 목재파일로 설계되어 시공되었다[한국건설품질관리연구원, 2000]. 구포교는 우리나라의 장대교량으로서는 가장 오래된 교량이며 낙동강 홍수에 의해 기초 세굴 피해를 입어 수차례에 걸쳐 기초보강과 상부 Girder의 상판을 보강 하고 승용차 일방향 통행으로 제한하고 있었는데, 작년 태풍매미의 영향으로 2003년 9월 14일 P20번 교각이 침몰하고 상판 3경간이 붕괴하여 교폭 9.2m, 연장 58m가 붕괴하는 피해를 입었다.

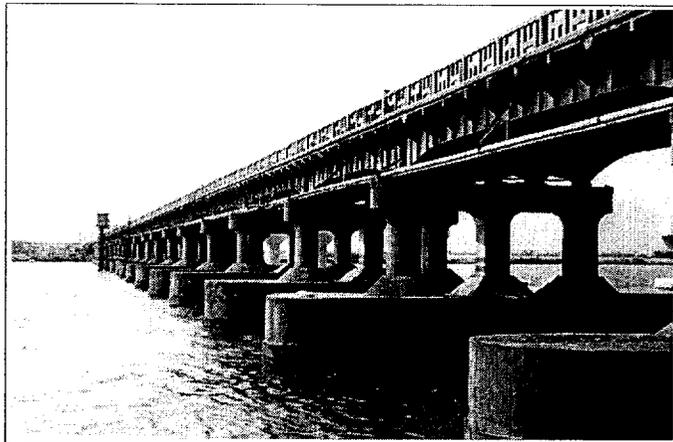
구포교 붕괴의 주된 원인은 교량 붕괴시 다른 외적요인의 작용이 없어, 홍수시 유수압과 세굴에 따른 교각의 침몰현상으로 추정된다. 구포교의 붕괴시 붕괴조건을 분석하기 위하여 관측소에서 측정된 실시간 자료를 활용하여 수치해석을 실시하였다.

1) 구포교의 붕괴 전·후 모습

구포교의 붕괴 전·후 모습 및 상하부 구조형식과 붕괴된 형태를 보여주기 위하여 전경사진을 나타내었다. <사진 3.1>은 구포교의 전경 중 붕괴전의 모습을 보여주고 있고 교량의 총 폭은 9.15m, 차도 폭은 5.4m, 보도 폭은 3.75m이다. 교량연장은 1,060m의 편도 1차선 일방향 통행으로 이용하고 있었다. 교량의 난간형식은 콘크리트로 구성되어 있는 모습을 사진에서 볼 수 있다.



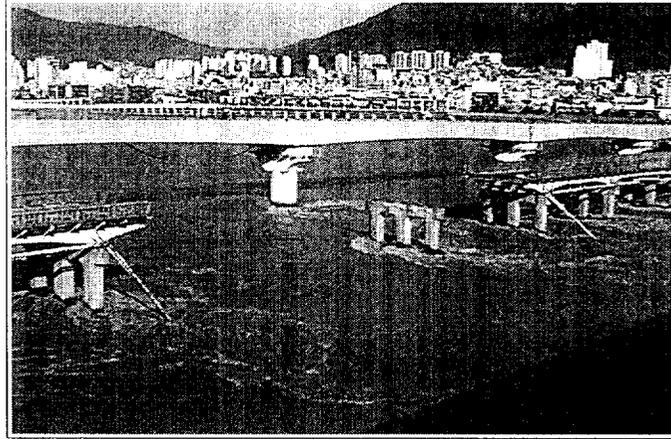
(a) 상부전경



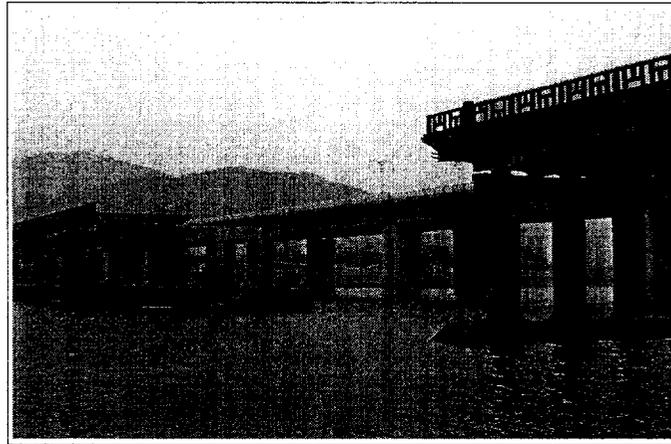
(b) 하부전경

<사진 3.1> 구포교 붕괴전의 전경사진

<사진 3.2>중에서 (a)상부전경에서 교량의 붕괴당시 교각에서 유수흐름과 상부에서 교량 첨가물이 붕괴 당시의 긴박한 모습을 보여주고 있다.



(a) 상부전경



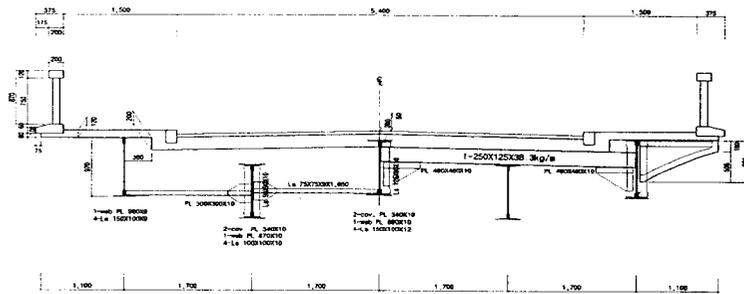
(b) 하부전경

<사진 3.2> 구포교 붕괴후의 전경사진

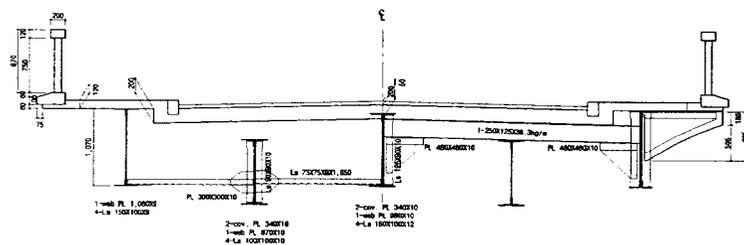


### 3.2.2 상부단면도

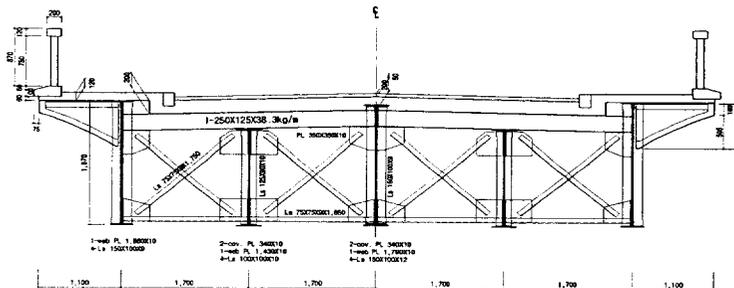
<그림 3.2>에서 <그림 3.4>는 교량상부구조의 상세한 제원으로, 단면 A-A, 단면 B-B와 단면 C-C를 그림에 나타내었다. <그림 3.2> 단면 A-A는 Suspended Span 게르버 구간의 중앙부 단면을 의미하고, <그림 3.3> 단면 B-B는 교각 상단 지점부의 단면이다. <그림 3.4> 단면 C-C는 교각19, 교각20 구간 중앙부 단면을 상세하게 나타내었다.



**<그림 3.2> 단면 A-A Suspended Span 중앙부**



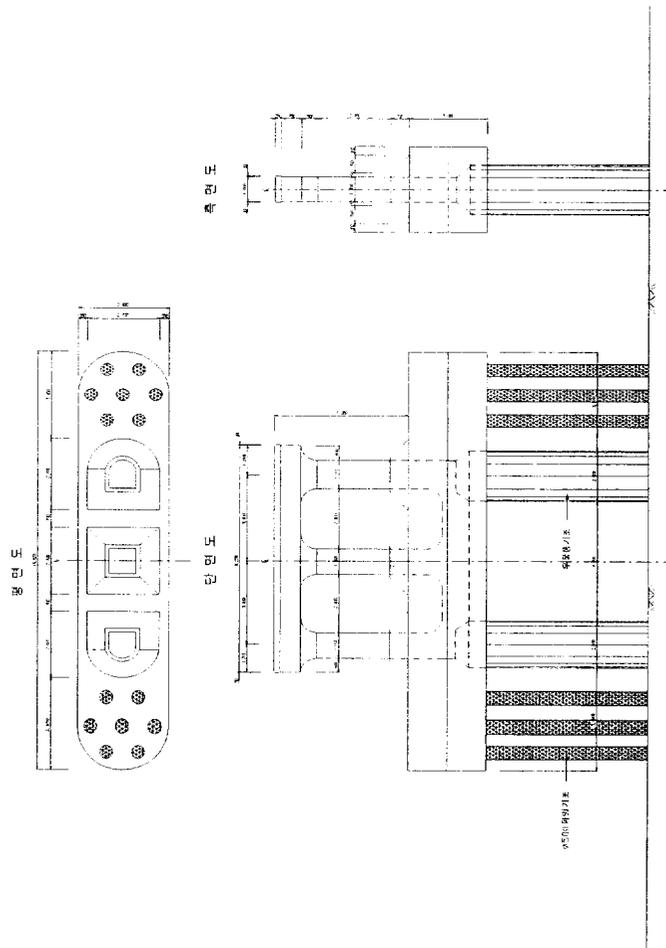
**<그림 3.3> 단면 B-B Anchored Span 중앙부**



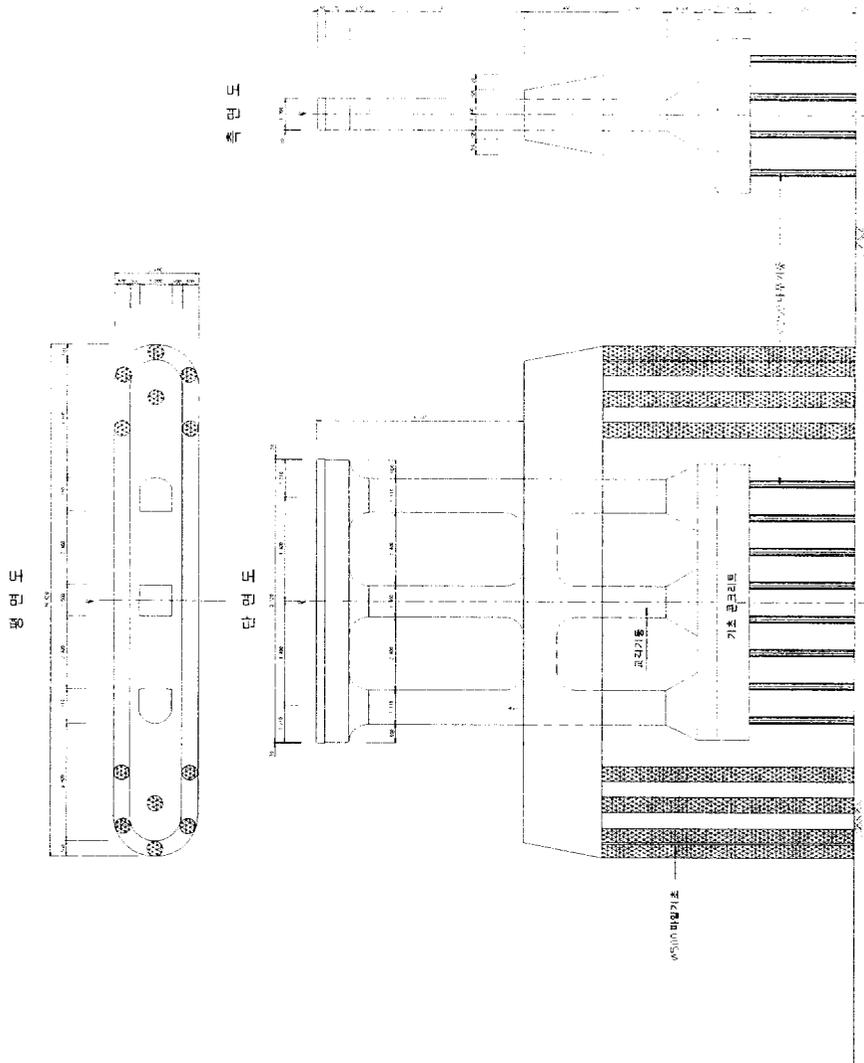
**<그림 3.4> 단면 C-C Anchored Span 지점부**

### 3.2.3 교각 P19, P20 상세도

P19교각은 2개의  $\Phi 2,000$ 정통기초와 14개의  $\Phi 500$ 강관파일로 구성되어 있다. <그림 3.5>는 교각 P19의 상세도를, <그림 3.6>은 교각 P20의 상세도를 보여주고 있다. <그림 3.5> 교각 P19 상세도에서 알 수 있듯이 설계당시의 교각의 주 기초는 직경 2000mm 우물통 2기로 구성되어 있고 그 후 수차례의 안전진단 결과 외측에 강관파일을 보강하였다. <그림 3.6>은 교각 P20의 상세도로 직경 250mm, 32개의 목재파일로 설계되고 시공되었고 그 후 직경 500mm 강관파일 12개를 보수 보강하였고, 특히 2003년 태풍 매미의 영향으로 붕괴되어 교량 붕괴의 직접적인 원인을 제공한 교각이다.



<그림 3.5> 구포교 교각(P18, P19)상세도



<그림 3.6> 구포교 교각(P20)상세도

## 제 4 장 구포교 교량의 국부세굴심 산정

### 4.1 수위 및 유량관측

“실시간 하천수의 자료” [한국수자원공사, 2004]로부터 구포교의 수위를 정리하면 <표 4.1>과 <표 4.2>와 같다.

<표 4.1>은 일별수위변화를 관측한 자료이며 월별로 평균 최대, 최소 수위를 나타내었다. <표 4.2>는 구포교 붕괴당시의 수문자료로 각 시간대별 상세하게 수위와 유량을 나타내었다. 구포교 붕괴시의 최고 수위와 유량은 <표 4.2>에서 수위는 4.96m, 유량은 13,314m<sup>3</sup> 임을 알 수 있다.

**<표 4.1> 구포교 수위자료(2000년)**

일 월	1월	2월	3월	4월	5월	6월	7월	8월	9월	10월	11월	12월
1일	2.04	2.02	2.00	2.03	1.96	2.13	1.97	2.01	2.11	2.12	2.28	2.14
2일	2.03	2.04	2.00	2.01	2.00	2.15	1.90	1.98	2.03	2.15	2.15	2.10
3일	2.03	2.02	2.03	1.98	1.98	2.15	1.91	2.05	2.17	2.15	2.10	2.15
4일	2.00	2.01	2.04	1.97	1.98	2.13	1.98	2.00	2.08	2.11	2.10	2.10
5일	2.04	2.04	2.02	2.00	1.97	2.11	2.05	2.22	2.10	2.07	2.09	1.99
6일	2.00	2.05	2.03	1.99	1.97	2.09	2.10	2.08	2.01	2.06	2.09	2.08
7일	1.99	2.03	2.02	2.00	2.00	2.11	2.09	1.91	2.09	2.09	2.12	2.02
8일	2.01	2.04	2.03	1.99	2.00	2.11	2.10	1.98	2.10	2.10	2.16	2.11
9일	2.00	2.02	2.02	2.01	1.97	2.01	2.10	2.02	2.13	2.00	2.10	2.14
10일	2.01	2.05	1.99	2.00	1.96	1.97	2.05	2.13	2.12	2.12	2.12	2.11
11일	2.03	2.07	2.02	1.97	1.99	1.98	2.02	2.13	2.10	2.12	2.13	2.07
12일	2.04	2.06	2.02	1.99	1.99	1.96	2.21	2.13	2.07	2.10	2.14	2.17
13일	2.01	2.05	2.01	2.00	2.03	2.06	2.12	2.07	1.98	2.04	2.05	2.16
14일	2.05	2.06	2.02	2.00	1.97	2.08	2.17	2.08	2.58	2.15	2.07	2.14
15일	2.03	2.00	2.02	2.01	1.97	2.09	2.04	2.14	3.69	2.14	2.13	2.13
16일	2.04	2.01	2.02	2.01	1.96	2.08	2.17	2.14	4.34	2.11	2.15	2.15
17일	2.06	2.03	2.03	1.97	1.97	2.04	2.01	2.12	4.10	2.04	2.15	2.14
18일	2.02	2.02	2.02	1.92	1.99	2.03	1.90	2.07	3.42	2.11	2.10	2.15
19일	2.01	2.01	1.99	2.00	2.04	2.01	1.97	1.95	2.76	2.16	2.14	2.11
20일	1.99	1.99	1.98	1.97	2.12	2.02	1.95	2.08	2.13	2.15	2.17	2.11
21일	1.98	2.00	2.00	2.03	2.14	2.04	2.06	2.15	1.99	2.11	2.17	2.16
22일	1.99	1.99	2.00	2.02	2.08	2.05	2.18	2.17	2.04	2.13	2.16	2.14
23일	2.00	2.01	2.03	2.00	2.05	2.07	2.13	2.12	2.20	2.15	2.17	2.14
24일	2.03	2.04	2.03	2.02	2.00	2.04	2.27	2.01	2.09	2.12	2.14	2.14
25일	2.01	2.06	2.02	2.08	1.90	2.05	2.70	2.06	2.16	2.11	2.17	2.15
26일	2.01	2.06	2.02	2.04	1.85	2.11	2.54	2.35	2.01	2.12	2.18	2.10
27일	2.06	2.04	2.02	1.98	1.92	2.12	2.08	2.54	2.07	2.16	2.14	2.14
28일	2.04	2.03	2.01	1.92	2.00	2.05	1.98	2.85	2.07	2.15	2.13	2.11
29일	2.05	2.01	2.01	1.85	2.06	1.89	2.08	3.11	2.14	2.19	2.14	2.15
30일	2.01		1.99	1.88	2.07	1.83	1.99	2.67	2.15	2.21	2.18	2.17
31일	2.00		2.03		2.12		2.08	2.33		2.22		2.18
합 계	62.61	58.86	62.47	59.64	62.01	61.51	64.90	67.65	71.03	65.76	64.12	65.85
평균	2.02	2.03	2.02	1.99	2.00	2.05	2.09	2.18	2.37	2.12	2.14	2.12
최 대	2.06	2.07	2.04	2.08	2.14	2.15	2.70	3.11	4.34	2.22	2.28	2.18
최 소	1.98	1.99	1.98	1.85	1.85	1.83	1.90	1.91	1.98	2.00	2.05	1.99

(단위 : m)

**<표 4.2> 구포교 붕괴당시 수문자료**

시 간	수위	유량	시 간	수위	유량
2003년 09월 12일 08시 00분	2.35	865	2003년 09월 13일 00시 30분	3.66	4,408
2003년 09월 12일 08시 30분	2.49	1,070	2003년 09월 13일 01시 00분	3.88	5,453
2003년 09월 12일 09시 00분	2.57	1,204	2003년 09월 13일 01시 30분	4.06	6,434
2003년 09월 12일 09시 30분	2.63	1,311	2003년 09월 13일 02시 00분	4.15	6,969
2003년 09월 12일 10시 00분	2.68	1,405	2003년 09월 13일 02시 30분	4.18	7,152
2003년 09월 12일 10시 30분	2.68	1,405	2003년 09월 13일 03시 00분	4.20	7,274
2003년 09월 12일 11시 00분	2.60	1,255	2003년 09월 13일 03시 30분	4.24	7,534
2003년 09월 12일 11시 30분	2.53	1,136	2003년 09월 13일 04시 00분	4.28	7,794
2003년 09월 12일 12시 00분	2.45	1,009	2003년 09월 13일 04시 30분	4.32	8,062
2003년 09월 12일 12시 30분	2.37	892	2003년 09월 13일 05시 00분	4.35	8,269
2003년 09월 12일 13시 00분	2.29	785	2003년 09월 13일 05시 30분	4.35	8,269
2003년 09월 12일 13시 30분	2.23	712	2003년 09월 13일 06시 00분	4.38	8,477
2003년 09월 12일 14시 00분	2.16	633	2003년 09월 13일 06시 30분	4.42	8,761
2003년 09월 12일 14시 30분	2.15	622	2003년 09월 13일 07시 00분	4.44	8,908
2003년 09월 12일 15시 00분	2.14	611	2003년 09월 13일 07시 30분	4.50	9,348
2003년 09월 12일 15시 30분	2.15	622	2003년 09월 13일 08시 00분	4.53	9,581
2003년 09월 12일 16시 00분	2.17	643	2003년 09월 13일 08시 30분	4.57	9,892
2003년 09월 12일 16시 30분	2.24	724	2003년 09월 13일 09시 00분	4.62	10,289
2003년 09월 12일 17시 00분	2.32	824	2003년 09월 13일 09시 30분	4.67	10,700
2003년 09월 12일 17시 30분	2.41	948	2003년 09월 13일 10시 00분	4.71	11,034
2003년 09월 12일 18시 00분	2.55	1,170	2003년 09월 13일 10시 30분	4.75	11,381
2003년 09월 12일 18시 30분	2.70	1,443	2003년 09월 13일 11시 00분	4.79	11,729
2003년 09월 12일 19시 00분	2.85	1,763	2003년 09월 13일 11시 30분	4.81	11,907
2003년 09월 12일 19시 30분	3.06	2,289	2003년 09월 13일 12시 00분	4.82	11,999
2003년 09월 12일 20시 00분	3.30	3,016	2003년 09월 13일 12시 30분	4.79	11,729
2003년 09월 12일 20시 30분	3.57	4,025	2003년 09월 13일 13시 00분	4.80	11,816
2003년 09월 12일 21시 00분	3.68	4,496	2003년 09월 13일 13시 30분	4.81	11,907
2003년 09월 12일 21시 30분	3.68	4,496	2003년 09월 13일 14시 00분	4.77	11,555
2003년 09월 12일 22시 00분	3.63	4,277	2003년 09월 13일 14시 30분	4.78	11,642
2003년 09월 12일 22시 30분	3.59	4,106	2003년 09월 13일 15시 00분	4.74	11,294
2003년 09월 12일 23시 00분	3.51	3,781	2003년 09월 13일 15시 30분	4.76	11,468
2003년 09월 12일 23시 30분	3.46	3,590	2003년 09월 13일 16시 00분	4.72	11,120
2003년 09월 13일 00시 00분	3.55	3,944	2003년 09월 13일 16시 30분	4.72	11,120

**<표 4.2> 구포교 붕괴당시 수문자료(계속)**

시 간	수위	유량	시 간	수위	유량
2003년 09월 13일 17시 0분	4.69	10,864	2003년 09월 14일 09시 30분	4.74	11,294
2003년 09월 13일 17시 30분	4.69	10,864	2003년 09월 14일 10시 00분	4.77	11,555
2003년 09월 13일 18시 00분	4.69	10,864	2003년 09월 14일 10시 30분	4.77	11,555
2003년 09월 13일 18시 30분	4.70	10,947	2003년 09월 14일 11시 00분	4.79	11,729
2003년 09월 13일 19시 00분	4.70	10,947	2003년 09월 14일 11시 30분	4.81	11,907
2003년 09월 13일 19시 30분	4.74	11,294	2003년 09월 14일 12시 00분	4.82	11,999
2003년 09월 13일 20시 00분	4.76	11,468	2003년 09월 14일 12시 30분	4.81	11,907
2003년 09월 13일 20시 30분	4.79	11,729	2003년 09월 14일 13시 00분	4.81	11,907
2003년 09월 13일 21시 00분	4.82	11,999	2003년 09월 14일 13시 30분	4.79	11,729
2003년 09월 13일 21시 30분	4.85	12,274	2003년 09월 14일 14시 00분	4.75	11,381
2003년 09월 13일 22시 00분	4.87	12,458	2003년 09월 14일 14시 30분	4.77	11,555
2003년 09월 13일 22시 30분	4.92	12,927	2003년 09월 14일 15시 00분	4.73	11,207
2003년 09월 13일 23시 00분	4.92	12,927	2003년 09월 14일 15시 30분	4.68	10,782
2003년 09월 13일 3시30분	4.95	13,217	2003년 09월 14일 16시 0분	4.64	10,453
2003년 09월 14일 00시 00분	4.93	13,023	2003년 09월 14일 16시 30분	4.61	10,207
2003년 09월 14일 00시 30분	4.93	13,023	2003년 09월 14일 17시 00분	4.56	9,814
2003년 09월 14일 01시 00분	4.96	13,314	2003년 09월 14일 17시 30분	4.54	9,658
2003년 09월 14일 01시 30분	4.92	12,927	2003년 09월 14일 18시 00분	4.50	9,348
2003년 09월 14일 02시 00분	4.92	12,927	2003년 09월 14일 18시 30분	4.49	9,274
2003년 09월 14일 02시 30분	4.89	12,641	2003년 09월 14일 19시 00분	4.49	9,274
2003년 09월 14일 03시 00분	4.86	12,366	2003년 09월 14일 19시 30분	4.48	9,201
2003년 09월 14일 03시 30분	4.84	12,183	2003년 09월 14일 20시 00분	4.45	8,981
2003년 09월 14일 04시 00분	4.84	12,183	2003년 09월 14일 20시 30분	4.45	8,981
2003년 09월 14일 04시 30분	4.79	11,729	2003년 09월 14일 21시 00분	4.46	9,055
2003년 09월 14일 05시 00분	4.79	11,729	2003년 09월 14일 21시 30분	4.46	9,055
2003년 09월 14일 05시 30분	4.74	11,294	2003년 09월 14일 22시 00분	4.46	9,055
2003년 09월 14일 06시 00분	4.76	11,468	2003년 09월 14일 22시 30분	4.46	9,055
2003년 09월 14일 06시 30분	4.74	11,294	2003년 09월 14일 23시 00분	4.49	9,274
2003년 09월 14일 07시 00분	4.72	11,120	2003년 09월 14일 23시 30분	4.49	9,274
2003년 09월 14일 07시 30분	4.72	11,120	2003년 09월 15일 00시 00분	4.48	9,201
2003년 09월 14일 08시 00분	4.73	11,207	2003년 09월 15일 00시 30분	4.48	9,201
2003년 09월 14일 08시 30분	4.73	11,207	2003년 09월 15일 01시 00분	4.45	8,981
2003년 09월 14일 09시 00분	4.76	11,468	2003년 09월 15일 01시 30분	4.42	8,761

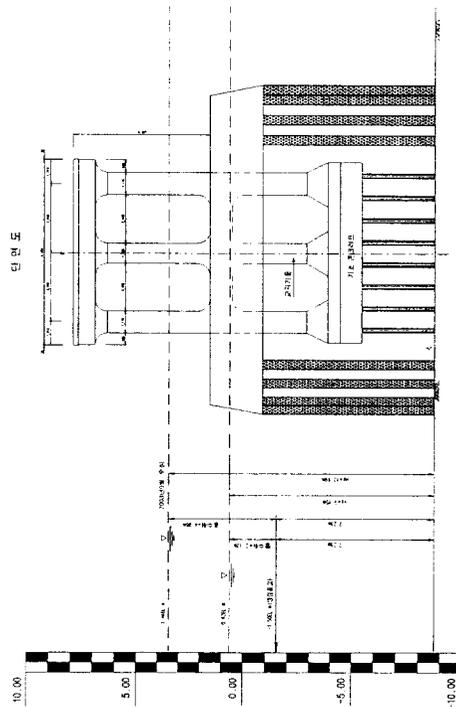
## 4.2 수심 및 유속 산정

구포교의 실제 수심 및 유속을 산정하기는 현실적으로 쉬운 일이 아니고 실제로 구포교에 잠수를 하여 수중조사로 실측하는 방법이 있다.

그러나, 홍수시 실제 수심과 유속을 측정한 자료가 없어 본 연구에서는 실측된 자료를 바탕으로 계산수심과 유속을 적용하였다.

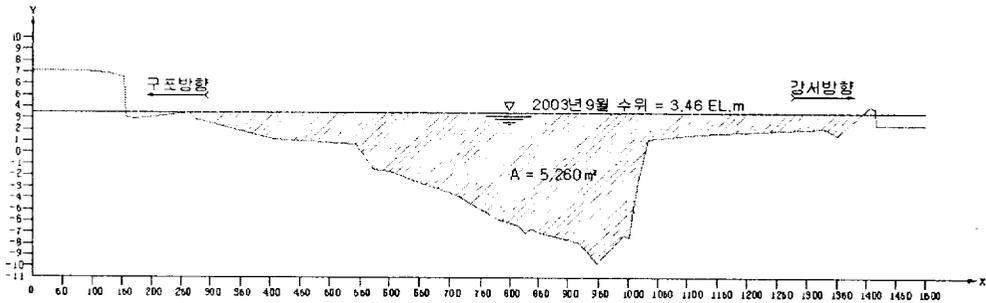
수심 산정을 위해 교각의 실측자료는 태풍 피해가 발생되기 전에 측정된 자료 중 피해가 발생한 P20 교각이 상세하게 조사된 <그림 4.1>의 2000년 12월[영동잠수센터, 2000]에 측정된 자료를 적용하였다.

계산 유속을 산정하기 위해 유수면적에 적용된 하상자료는 <그림 4.2>의 구포교 지점의 하천 횡단면적이 상세하게 조사된 1991년 실측[낙동강홍수통제소, 1991]값을 사용하였다.



<그림 4.1> 수심산정을 위한 P20교각단면도

<그림 4.1>을 이용하여 교각의 홍수시 수심이  $y=12.19\text{m}$ 이고 유속을 산정하기 위해서는 <표 4.2>에서 홍수시 최대로 발생된 유량( $Q$ )= $13,314\text{ m}^3/\text{s}$ , <그림 4.2>에 의해 면적( $A$ )= $5,260\text{ m}^2$ 로 유속( $v$ )= $2.53\text{ m/s}$ 를 산정할 수 있다.



<그림 4.2> 유속산정을 위한 횡단면적도

위의 자료들을 종합하면 <표 4.3>과 같이 세굴심 산정을 위한 인자를 구할 수 있다.

<표 4.3> 세굴심 산정을 위한 인자

$K_1$	$K_2$	$K_3$	$K_4$	유속 $v(\text{m/s})$	Froude수 ( $F_r$ )	수심 $y(\text{m})$	기초유효폭 $b(\text{m})K_1$
1.0	1.0	1.1	1.0	2.53	0.23	12.19	1.0

### 4.3 국부세굴심 산정

#### 1) C.S.U공식에 의한 산정

구포교에 있어서의 교각국부세굴은 교각의 폭  $b$ 는  $1.0\text{m}$ 이고, 길이  $L$ 은  $8.02\text{m}$ 이다. 교각형상에 대한 보정계수  $K_1$ 은 교각의 선단이 둥근형태로 되어 있으므로  $K_1=1.0$ 이다. 흐름의 유입각도에 대한 보정계수  $K_2=1.0$ 이다. 하

상조건에서 작은 사구에 대한 교각세굴심의 증가계수  $K_3=1.1$ ,  $K_4=1.0$ 을 적용하였다. 공식은 식 (2.5)를 사용하여 국부세굴심을 산정하였다.

$$y_s = 2.0 \cdot b \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot (y/b)^{0.35} \cdot Fr^{0.43}$$

$$y_s = 2.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.1 \cdot 1.0 \cdot (12.19/1.0)^{0.35} \cdot 0.23^{0.43} = 2.81m$$

### 2) Neill 공식에 의한 산정

공식은 식 (2.6)을 사용하여 국부세굴심을 산정하였다.

$$y_s = 1.35 \cdot b^{0.7} \cdot y^{0.3}$$

$$y_s = 1.35 \cdot 1.0^{0.7} \cdot 12.19^{0.3} = 2.86m$$

### 3) Laursen 공식에 의한 산정

공식은 식 (2.7)을 사용하여 국부세굴심을 산정하였다.

$$y_s = 1.5 \cdot K_2 \cdot b^{0.7} \cdot y^{0.3}$$

$$y_s = 1.5 \cdot 1.0 \cdot 1.0^{0.7} \cdot 12.19^{0.3} = 3.18m$$

국부세굴심을 산정하는 대표적인 공식인 C.S.U공식, Neill 공식, Laursen 공식에 의하여 계산된 결과를 정리하면 <표 4.4>와 같다.

**<표 4.4> 홍수량에대한 구포교지점에서의 국부세굴심**

구 포 교		국 부 세 굴 심
국 부 세 굴 심	C.S.U공식	2.81m
	Neill 공식	2.86m
	Laursen 공식	3.18m

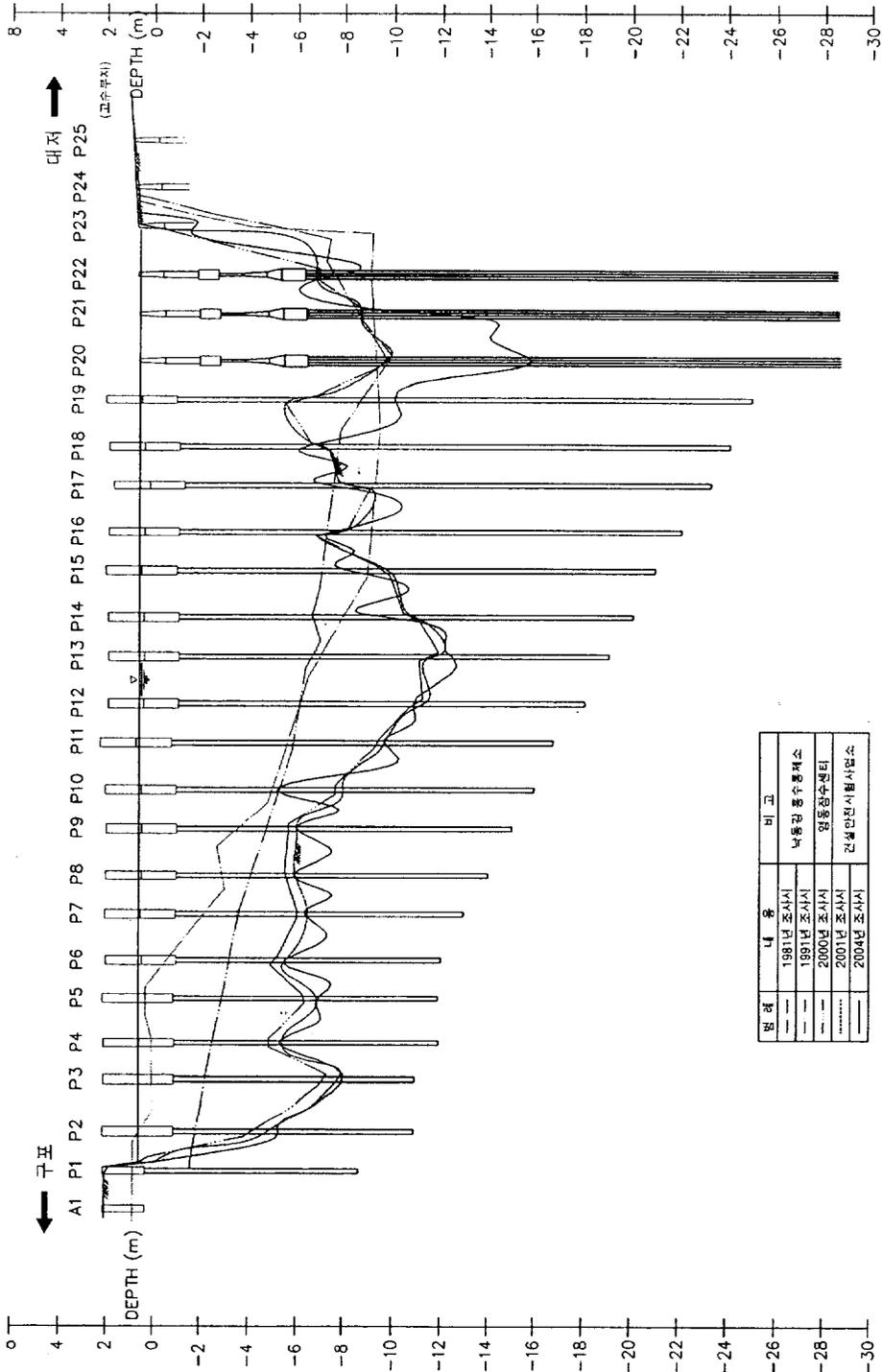
#### 4.4 세굴심의 이론치와 실측치의 비교

구포교의 실제 세굴심을 산정하기 위하여 낙동강 홍수통제소의 실제 측정 자료를 이용하여 1981년 과 1991년의 두 수문자료와 2000년 영동 잠수센터에서 측정된 하상고 및 2001년, 2004년 부산시 건설안전시험사업소에서 조사된 수문자료를 활용하여 교각의 세굴깊이를 산정하였다.

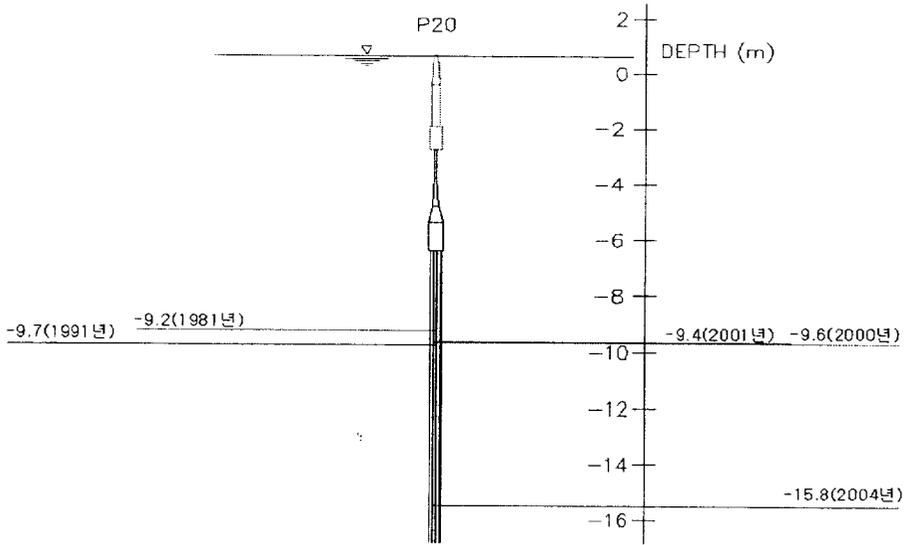
<그림 4.3>에서는 근사된 수문자료를 중첩하여 시간경과에 따른 하상변화를 이해를 돕기 위해 그림으로 나타내었다.

<그림 4.3>에서 알 수 있듯이 퇴적과 세굴이 서로 상존하고 세굴이나 퇴적의 양이 다양하게 나타나는 것은 하상의 지질분포와 유속이 하상전단면에서 균일하지 못한것이 원인으로 분석할 수 있다.

특히, 2003년 태풍 매미의 영향으로 붕괴된 교각 P20에서 태풍 내습 전·후를 비교할 때 P20을 제외한 다른 교각보다 세굴이 급격히 많이 발생하였음을 수문자료에서 나타나고 있다.



〈그림 4.3〉 유역해단면도



**<그림 4.4> P20 교각의 하상고 변화도**

**<표 4.5> 연도별 하상고 비교 (P20)**

측정연도	하상고(m)	세굴깊이(m)		비고
		연차별	누계	
1981	-9.2	-	-	
1991	-9.7	-0.5	-0.5	
2000	-9.6	+0.1	-0.4	
2001	-9.4	+0.2	-0.2	
2004	-15.8	-6.4	-6.6	

<표 4.5>는 측정된 수문자료를 기준으로 P20교각 중심에서 연도별 하상고와 세굴깊이를 정리한 것이다.

연차별 세굴깊이는 현 측정년도와 이전 측정년도와의 차이이고 누계 세굴깊이는 하상고의 전체 변동량을 정리한 것이다.

<표 4.5>에서 1981년에서 1991년 사이는 세굴이 발생하고 1991년에서 2001년 기간에는 오히려 퇴적이 발생하였다. 그리고 2001년에서 교량이 태풍피해를 입은 직후 2004년 1월 사이에는 급격히 세굴이 발생하였다.

P20교각에서의 세굴심을 이론치와 실측치를 비교하여 <표 4.6>에 나타내었다.

**<표 4.6> 세굴심에 대한 실측치와 이론치 비교**

세 굴 심	실 측 치	이 론 치
C.S.U공식	6.4m	2.81m
Neill 공식		2.86m
Laursen 공식		3.18m

구포교 실측횡단면에 의한 실측세굴심을 구한 값을 보면 알 수 있듯이 이론치에 의한 세굴심과는 큰 차이가 있다. 이러한 이유는 첫째로 관측세굴이 이론치보다 적은 경우로 교량의 붕괴사고가 발생하지 않은 실제 하천에서는 홍수가 발생할 때 홍수가 발생하는 순간에 세굴이 가장 크게 발생하며 그 후로는 세굴이 다시 채워지는 되메움 현상이 발생하기 때문이다. 그리고 본 논문에서의 구포교와 같이 교각의 붕괴가 일어난 지점의 경우는 교각붕괴로 인한 하상저면의 공동현상으로 관측치가 이론치보다 크게 세굴깊이가 측정된 것으로 추정된다.

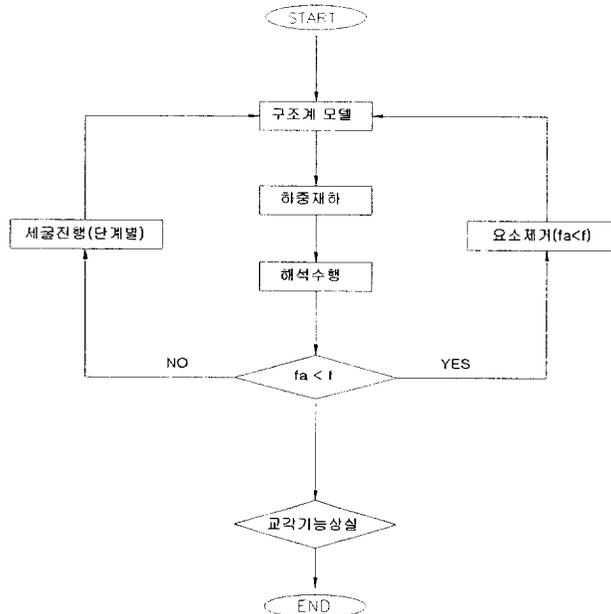
## 제 5 장 수치해석

### 5.1 해석방법

#### 5.1.1 해석순서

세굴이 발생한 교각 기초의 상세한 거동분석과 교각 기초가 항복하는 세굴의 정확한 깊이를 산정하기 위하여 <그림 5.1> 수치해석의 순서도로 세굴심을 진행시켜 교각이 붕괴되는 한계 세굴심을 산정하였다.

세굴의 심도를 10cm씩 점진적으로 증가하고 부재가 항복하면 항복된 부재는 제거하여 반복적으로 해석을 실시하였다. 교각의 붕괴조건은 교각 P20에서  $\phi 500\text{mm}$  강관파일이 항복될 때의 조건을 적용하였다.



<그림 5.1> 수치해석 순서도

해석에 적용된 가정조건은 유수 하중크기와 재료강도 추정에 대한 것으로

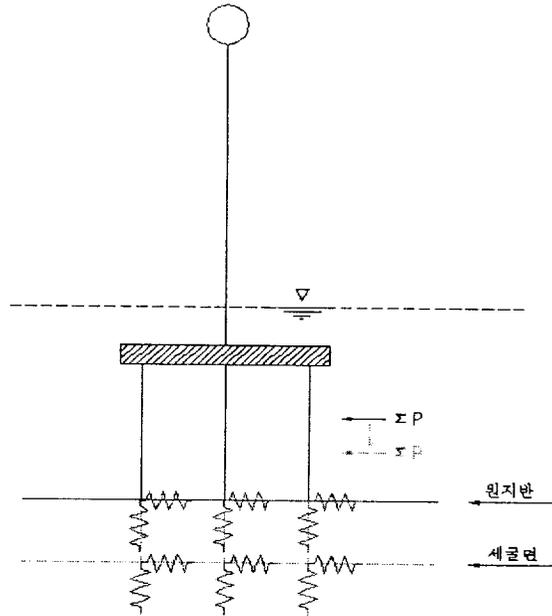
로 나눌 수 있다. 첫 번째, 유수하중에 대한 하중의 크기 산정시 교각기둥과 기초파일의 배치가 홍수시 발생하는 유송잡물의 영향을 쉽게 받을수있는 구조형식을 고려하기 위한 것이다. 두 번째, 재료의 강도추정은 목재파일의 경우 구포교의 준공연도가 1932년으로 노후된 교량의 영향을 반영하고, 강관파일의 경우는 교량유지관리이력조사에서 1968년 교각보강공사가 이루어진 것을 고려하기 위해서이다.

- ① 유수압 면적 50%증가시 적용하였다.
- ② 목재파일 추정강도는 항복강도의 50%, 100%로 가정하여 비교하였다.
- ③ 강관파일 추정강도는 항복강도의 75%를 가정하였다.

### 5.1.2 해석모델

세굴을 수치모델에 적용하기위한 방법은 지반과 기초파일간의 상호작용을 고려한 지반계수를 스프링 계수로 산정하여 적용하는 방법과, 세굴된 면을 지지점으로 가정하여 적용하는 방법이 있다.

먼저 지반과 기초파일의 상호작용을 고려한 스프링모델은 <그림 5.2>의 스프링 모델로 구조계를 표현할 수 있다. 스프링 모델의 장점은 지반과 구조물의 상호작용을 동시에 고려한다는 점에서 해석정도를 높일 수 있으나 모델에 적용된 스프링 계수를 산정하기 위해서는 정확한 지반조사와 구조물이 지반내의 상태 즉, 파일의 깊이와 지지층등을 상세히 파악해야 한다[김나엽, 2002].



**<그림 5.2> Spring model**

<그림 5.3>은 Fix-end 모델을 나타낸 그림으로 세굴이 발생한 기초면에서 파일 끝단을 지점(6dof 구속)으로 가정하여 세굴의 점진적 증가에 따라 파일길이를 연장해가면서 해석을 수행하는 방법이다. 이 모델의 단점은 지반과 기초파일의 상호작용을 고려하지 않는 것이다.

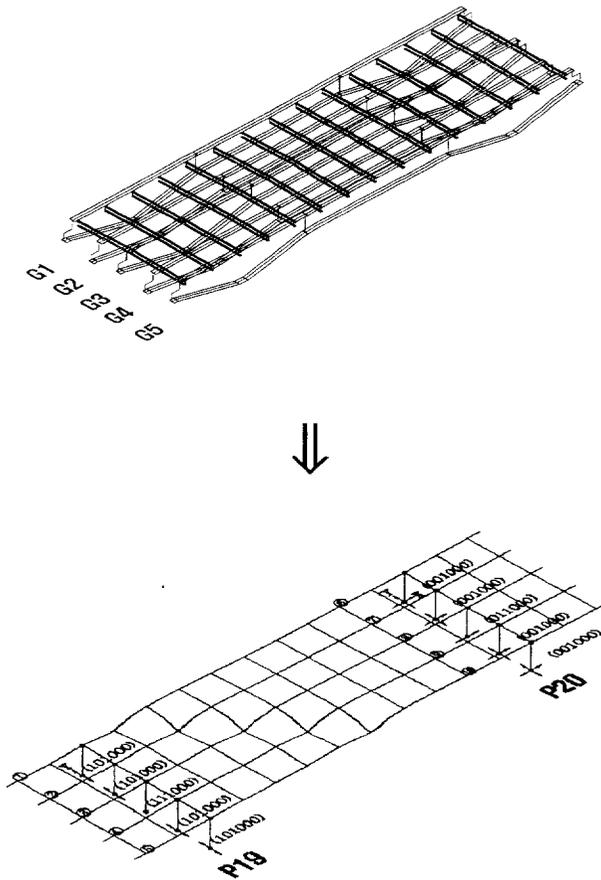
본 연구에서는 구포교의 하상저면의 기초지반의 상태를 알 수 없고 기초파일의 지지층과 근입깊이를 정확히 알 수 없다. 따라서 지반계수산정에서 해석정도의 신뢰성을 전혀 확보할 수 없는 스프링 모델 보다는 다소 기초파일과 지반과의 상호작용을 고려하지 않지만 일정수준이상 신뢰도의 확보가 가능한 세굴면을 지지점으로 가정한 Fix-end 모델을 본 연구의 해석모델로 선정하였다.



## 5.2 수치모델

<그림 5.4>은 상부구조의 수치모델에 적용된 개념도를 나타낸 것이다. 본 수치해석에서는 현재 널리 사용되고 있는 범용해석 프로그램인 MIDAS를 사용하였다. 상부구조에서 거더와 바닥판 유효폭을 적용하여 보요소로 치환하였다.

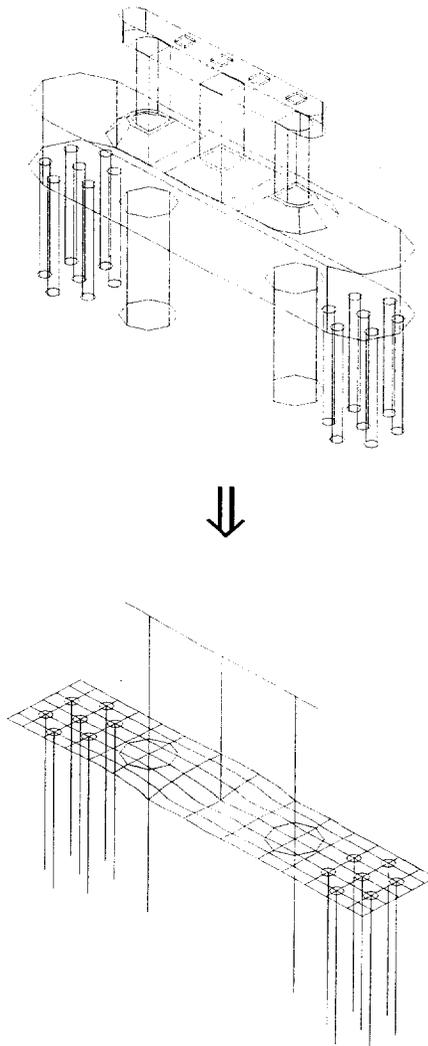
본 연구에서는 거더교의 거동을 적절히 표현할 수 있는 격자구조 모델을 적용하여 분석에 이용하였다.



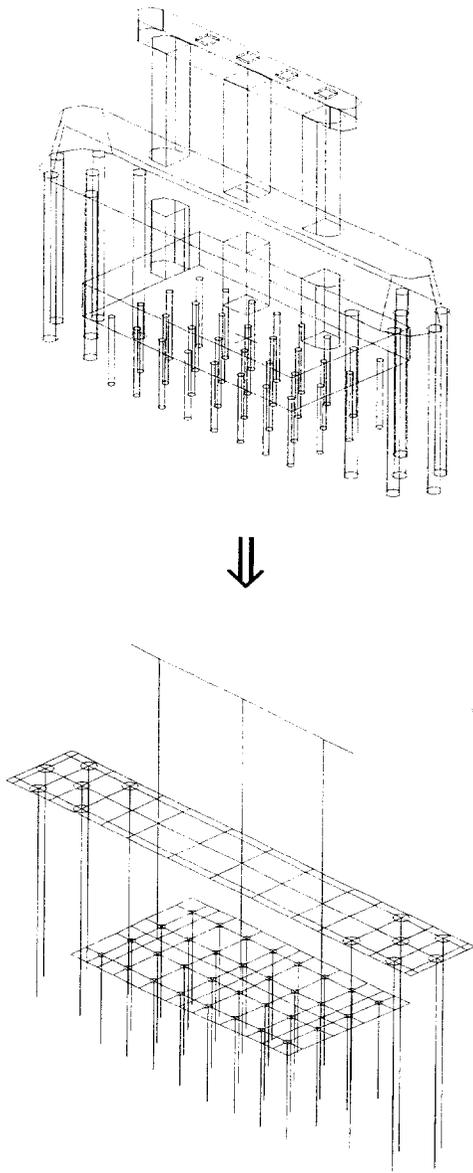
<그림 5.4> 상부구조 모델 개념도

<그림 5.5>은 교각 P19, <그림 5.6>은 교각 P20의 모델 개념도를 나타낸 것으로 교각의 코핑부, 기둥보와 우물통 기초파일은 보요소를 사용하였고 교각의 기초판은 판요소를 사용하여 본 연구의 해석에 이용하였다.

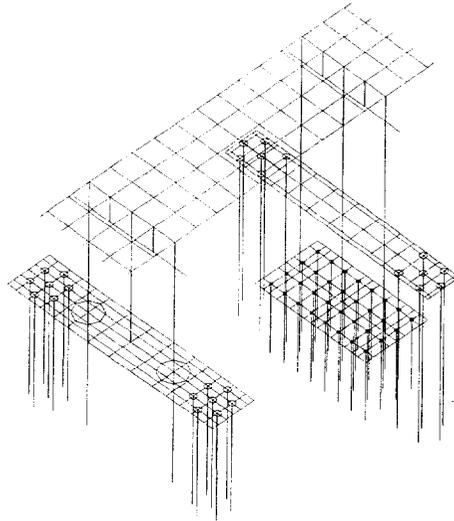
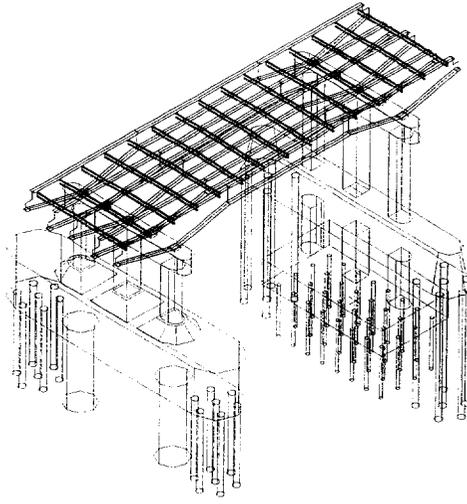
보요소와 판요소에 이용된 재료의 특성치와 요소강성은 <표 5.1>과 <표 5.2>에 정리하였다. 그리고 수치해석에 적용된 구조모델의 이해를 돕기 위해 <그림 5.7>에 교량 전체 구조모델 개념을 조합하여 표현하였다.



**<그림 5.5> 교각 P19 모델 개념도**



**<그림 5.6> 교각 P20 모델 개념도**



**<그림 5.7> 교량 전체 모델 개념도**

<표 5.1> 재료의 특성치

구 분	규 격	탄성계수(kg/cm <sup>2</sup> )	설계기준강도(kg/cm <sup>2</sup> )	비고	
상,하부	콘크리트	$f_{ck} = 230$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$4,270 \times 2.5^{1.5} \times \sqrt{230}$ $= 2.56 \times 10^5$	$f_{ck} = 230$	
	철 근	SD30	$2.0 \times 10^6$	$f_y = 3,000$	
	강 재	SM400	$2.1 \times 10^6$	$f_y = 2,400$	
기 초	강관파일	φ500(mm)	$2.1 \times 10^6$	$f_y = 2,400$	
	정통기초	φ2000(mm)	$2.56 \times 10^5$	$f_{ck} = 230$	
	나무말뚝	φ250(mm)	$1.2 \times 10^5$	$f_y = 180$	

<표 5.2> 요소 특성치

구 분	Anchored Span						가로보
	내측주형		외측주형		보강주형		
	중앙부	지점부	중앙부	지점부	중앙부	지점부	
$I_{xx}(cm^4)$	400,857	1,817,871	416,425	2,042,994	198,180	915,279	4,064
$I_{yy}(cm^4)$	993,050	2,088,520	710,134	1,447,297	290,321	887,186	1,016
$I_{zz}(cm^4)$	343,553	19,667	24,167	9,946	19,659	19,664	327

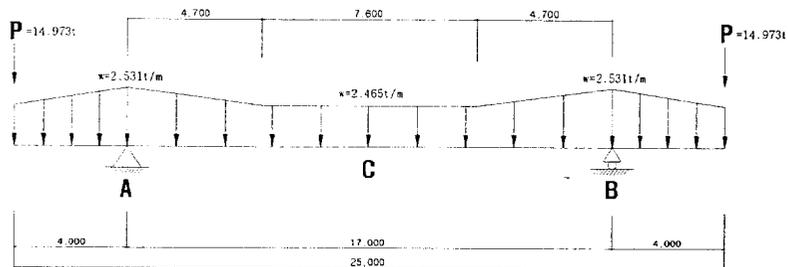
## 5.3 하중재하

### 5.3.1 자중

본 해석에서 자중은 2가지 방법을 적용하여 재하 하였다. 먼저 상부측 자중은 세굴된 깊이에 관계없이 일정하고 난간, 포장등 2차 사하중의 영향을 고려하기 위해 각각의 거더가 부담하는 분담하중을 산정하여 상재하중개념으로 적용하였다. 이때, 주형의 하중계산을 위하여 Suspended Span과 Anchored Span으로 분류하여 Suspended의 반력을 계산해서 Anchored Span에 집중하중을 재하 하였다. 또한 Anchored Span에서는 거더의 분담하중을 산정하여 등변분포하중으로 재하 하였다. <그림 5.8>에서 <그림 5.10>은 각각의 거더가 부담하는 분담하중을 산정하여 나타내었다.

하부구조의 경우는 세굴의 증가에 따라 활성화되는 부재의 자중을 고려하기 위해 프로그램 내에서 일괄 자동재하로 고려하여 해석하였다.

#### 1) 내측주형(G3)

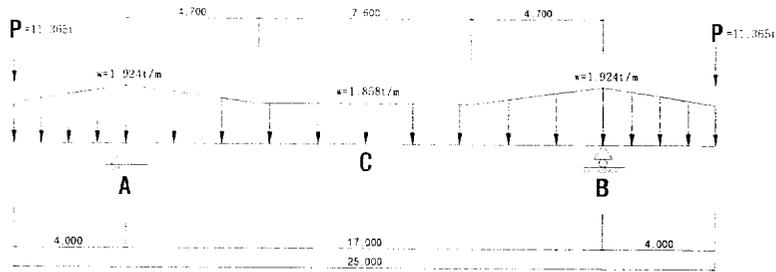


<그림 5.8> 내측주형에 대한 하중재하도

$$w(\text{중앙부}) = 2.465 \text{ t/m}, w(\text{지점부}) = 2.531 \text{ t/m}$$

$$P = 1/2 \times 2.415 \times 12.4 = 14.973 \text{ t}$$

2) 외측주형(G1, G5)

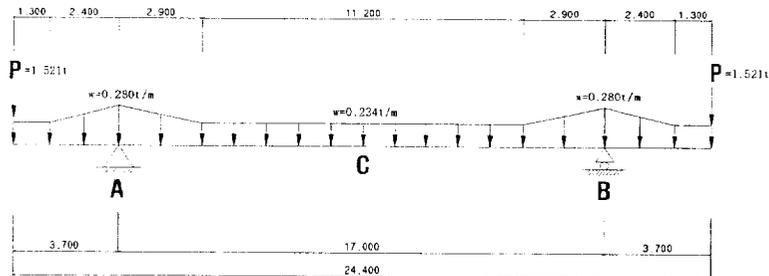


<그림 5.9> 외측주형에 대한 하중재하도

$$w(\text{중앙부}) = 1.858 \text{ t/m} , w(\text{지점부}) = 1.924 \text{ t/m}$$

$$P = 1/2 \times 1.833 \times 12.4 = 11.365 \text{ t}$$

3) 보강주형(G2, G4)



<그림 5.10> 보강주형에 대한 하중재하도

$$w(\text{중앙부}) = 0.234 \text{ t/m} , w(\text{지점부}) = 0.280 \text{ t/m}$$

$$P = 1/2 \times 0.234 \times 13.0 = 1.521 \text{ t}$$

5.3.2 유수하중 설계기준

1) 유수중에 교각에 작용하는 힘

유수압은 유수방향에 대한 교각의 연직투영면적에 작용하는 수평하중으로 한다.

$$P = K \cdot v^2 \cdot A \quad (5.1)$$

여기서,  $P$  : 유수압(ton)

$K$  : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

$v$  : 최대유속(m/s)

$A$  : 교각의 연직투영면적( $m^2$ )

**<표 5.3> 교각의 저항계수(K)**

교각의 유수방향	단부의 형상	계 수
→		0.07
→		0.04
→		0.02

세굴의 영향이 있는 경우의 유수압을 산출할 때 사용하는 수심은 평상시에는 하부구조에 의한 세굴의 영향이 없을 때의 수심에 평상시 하부구조의 영향에 의해 발생하는 세굴의 깊이와 교량의 내용기간 중에 예상되는 전반적인 하상 저하량을 더한 깊이로 한다. 홍수시에는 평상시의 설계수심에 홍수시 수위의 증가와 홍수시 세굴깊이를 더한 깊이로 한다.

## 2) 유수압의 작용위치와 수로폭과의 관계

유속이 수면에서 하저까지 균일한 경우의 전유수압은  $0.5H$ 인 지점에 작용하지만, 일반적인 유속분포는 균일하지 않기 때문에 단순히 안전값을 취해  $0.6H$ 로 한다. 수로폭과의 관계는 하천 등에서 치수상 허용된 정도로 배치되었을 때의 값이라고 생각하면 된다. 따라서, 일반적으로는 수로폭과의 관계에 의한 수정은 필요없지만 교각폭이 수로폭의  $1/2$ 정도를 점하는 특수한 경우에는 규정된 유수압의 2배 정도로 증가한다고 보아도 좋다[도로교설계

기준, 2004].

### 3) 세굴의 영향

교각부근의 수심은 세굴이 있는 경우 일반적으로 <그림 5.11>과 같은 양상을 보인다고 생각하면 된다. 이 같은 경우의 전유수압은 다음의 식으로 산출한다.

$$P = K \cdot v_n^2 \cdot A \quad (5.2)$$

$$= K \cdot v_n^2 \cdot \left( \frac{B_a + B_b}{2} \cdot H_n \right) \quad (5.3)$$

여기서,  $P$  : 유수압(ton)

$K$  : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

$v_n$  : 홍수시의 최대유속(m/s)

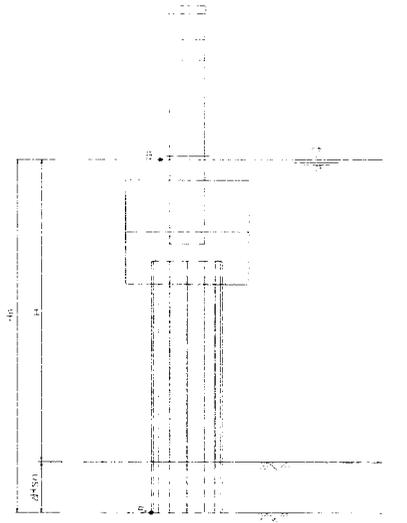
$B_a$  : a 에서 구체의 폭(m)

$B_b$  : b '에서 구체의 폭(m)

$\Delta H_{sn}$  : 홍수시의 세굴깊이(m)

$H$  : 홍수시의 유수의 수심(m)

$H_n$  : 홍수시의 설계수심(m)

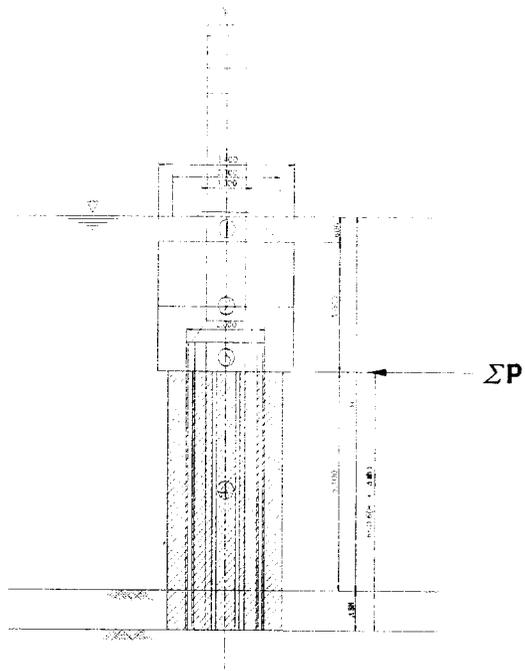


**<그림 5.11> 교각에서 홍수시의 설계수심산정**

### 5.3.3 교각 P19

#### 1) 교각 P19의 유수압

P19교각의 유수압산정을 위해 유수의 영향을 받는 교각본체와 우물통기초, 강관파일을 <표 5.4>에서는 표시된 세굴 전 단면적을 계산하여 유수압을 산정하고 <표 5.5>에서는 세굴깊이를 10cm씩 증가시켜서 400cm까지의 유수압을 산정했다. 유수압의 작용위치는 홍수시의 유수의 수심(H)과 홍수시의 세굴깊이( $\Delta H_{sn}$ )의 합( $H_n$ )에서  $0.6 H_n$ 인 지점이다.



**<그림 5.12> P19교각의 유수압**

**<표 5.4> P19교각의 유수압(원지반)**

구분	세굴면				비 고
	K	V	A	P	
1	0.04	2.53	3.60	0.92	
2	0.04	2.53	10.20	2.61	
3	0.04	2.53	20.40	5.22	
4	0.04	2.53	35.70	9.14	
계			69.90	17.897	

<표 5.5> P19교각의 유수압(세굴증가시)

구 분	세굴증가면				비 고
	K	V	A	P	
10cm	0.04	2.53	71.00	18.179	
20cm	0.04	2.53	72.10	18.460	
30cm	0.04	2.53	73.20	18.742	
40cm	0.04	2.53	74.30	19.023	
50cm	0.04	2.53	75.40	19.305	
60cm	0.04	2.53	76.50	19.587	
70cm	0.04	2.53	77.60	19.868	
80cm	0.04	2.53	78.70	20.150	
90cm	0.04	2.53	79.80	20.432	
100cm	0.04	2.53	80.90	20.713	
110cm	0.04	2.53	82.00	20.995	
120cm	0.04	2.53	83.10	21.277	
130cm	0.04	2.53	84.20	21.558	
140cm	0.04	2.53	85.30	21.840	
150cm	0.04	2.53	86.40	22.122	
160cm	0.04	2.53	87.50	22.403	
170cm	0.04	2.53	88.60	22.685	
180cm	0.04	2.53	89.70	22.966	
190cm	0.04	2.53	90.80	23.248	
200cm	0.04	2.53	91.90	23.530	
210cm	0.04	2.53	93.00	23.811	
220cm	0.04	2.53	94.10	24.093	
230cm	0.04	2.53	95.20	24.375	
240cm	0.04	2.53	96.30	24.656	
250cm	0.04	2.53	97.40	24.938	
260cm	0.04	2.53	98.50	25.220	
270cm	0.04	2.53	99.60	25.501	
280cm	0.04	2.53	100.70	25.783	
290cm	0.04	2.53	101.80	26.064	
300cm	0.04	2.53	102.90	26.346	
310cm	0.04	2.53	104.00	26.628	
320cm	0.04	2.53	105.10	26.909	
330cm	0.04	2.53	106.20	27.191	
340cm	0.04	2.53	107.30	27.473	
350cm	0.04	2.53	108.40	27.754	
360cm	0.04	2.53	109.50	28.036	
370cm	0.04	2.53	110.60	28.318	
380cm	0.04	2.53	111.70	28.599	
390cm	0.04	2.53	112.80	28.881	
400cm	0.04	2.53	113.90	29.163	

2) 유수압의 분배

교각 P19의 유수압이 작용되는 위치에서 유수압이 재하될 부재는 우물

통 기초와 강관파일이다. 부재의 투영단 면적이 서로 다르므로 재하될 유수압 전체 계산된 유수압에서 아래의 식을 적용하여 면적비에 따라 재하 하였다.

$$P = \sum P \times \frac{a}{\sum A} \quad (5.4)$$

여기서 P : 요소에 재하될 유수압

a : 해당요소면적

$\sum A$  : 유수압을 받는 전체면적

식에서 산정된 분배율은 우물통기초 경우 0.1818, 강관파일은 0.0455로 나타났다. <표 5.6>은 분배율과 세굴의 크기에 따라 작용되는 유수압을 정리한 것이다.

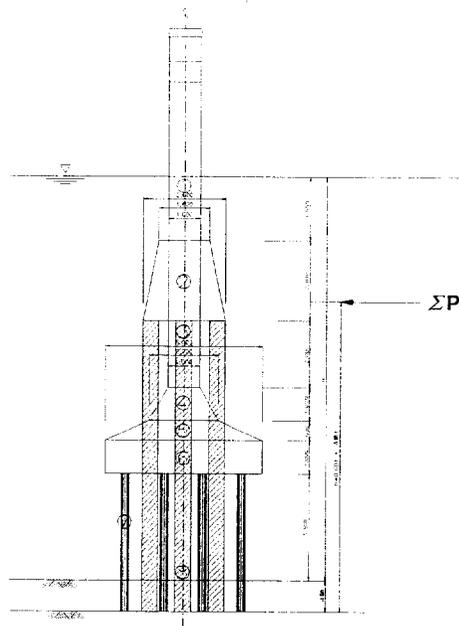
**<표 5.6> P19교각의 유수압의 분배**

세굴증가치	유수압	우물통 기초		강관 파일		비고
		분배율	유수압(ton)	분배율	유수압(ton)	
세 굴 깊 이	0cm	17.897	0.1818	3.254	0.0455	0.813
	10cm	18.179	0.1818	3.305	0.0455	0.826
	20cm	18.460	0.1818	3.356	0.0455	0.839
	30cm	18.742	0.1818	3.408	0.0455	0.852
	40cm	19.023	0.1818	3.459	0.0455	0.865
	50cm	19.305	0.1818	3.510	0.0455	0.878
	60cm	19.587	0.1818	3.561	0.0455	0.890
	70cm	19.868	0.1818	3.612	0.0455	0.903
	80cm	20.150	0.1818	3.664	0.0455	0.916
	90cm	20.432	0.1818	3.715	0.0455	0.929
	100cm	20.713	0.1818	3.766	0.0455	0.942
	110cm	20.995	0.1818	3.817	0.0455	0.954
	120cm	21.277	0.1818	3.868	0.0455	0.967
	130cm	21.558	0.1818	3.920	0.0455	0.980
	140cm	21.840	0.1818	3.971	0.0455	0.993
	150cm	22.122	0.1818	4.022	0.0455	1.006
	160cm	22.403	0.1818	4.073	0.0455	1.018
	170cm	22.685	0.1818	4.125	0.0455	1.031
	180cm	22.966	0.1818	4.176	0.0455	1.044
	190cm	23.248	0.1818	4.227	0.0455	1.057
	200cm	23.530	0.1818	4.278	0.0455	1.070
	210cm	23.811	0.1818	4.329	0.0455	1.082
	220cm	24.093	0.1818	4.381	0.0455	1.095
	230cm	24.375	0.1818	4.432	0.0455	1.108
	240cm	24.656	0.1818	4.483	0.0455	1.121
	250cm	24.938	0.1818	4.534	0.0455	1.134
	260cm	25.220	0.1818	4.585	0.0455	1.146
	270cm	25.501	0.1818	4.637	0.0455	1.159
	280cm	25.783	0.1818	4.688	0.0455	1.172
	290cm	26.064	0.1818	4.739	0.0455	1.185
	300cm	26.346	0.1818	4.790	0.0455	1.198
	310cm	26.628	0.1818	4.841	0.0455	1.210
	320cm	26.909	0.1818	4.893	0.0455	1.223
	330cm	27.191	0.1818	4.944	0.0455	1.236
	340cm	27.473	0.1818	4.995	0.0455	1.249
	350cm	27.754	0.1818	5.046	0.0455	1.262
	360cm	28.036	0.1818	5.097	0.0455	1.274
	370cm	28.318	0.1818	5.149	0.0455	1.287
	380cm	28.599	0.1818	5.200	0.0455	1.300
	390cm	28.881	0.1818	5.251	0.0455	1.313
400cm	29.163	0.1818	5.302	0.0455	1.326	

### 5.3.4 교각 P20

#### 1) 교각 P20의 유수압

P20교각의 유수압산정을 위해 유수와 접하는 교각본체와 목재파일, 강관 파일을 <표 5.7>에서는 서굴전의 단면적을 계산하여 유수압을 산정하고 <표 5.8>는 세굴깊이를 10cm씩 증가시켜서 400cm까지의 유수압을 산정했다. 유수압의 작용위치는 홍수시의 유수의 수심(H)과 홍수시의 세굴깊이( $\Delta H_{sn}$ )의 합( $H_n$ )에서  $0.6 H_n$ 인 지점이다. 유수압이 작용하는 부재에 따른 분배율과 유수압의 분배는 교각 P19와 같은 방법을 적용하여 해석에 반영하였다.



<그림 5.13> P20교각의 유수압

<표 5.7> 교각 P20 세굴면 유수압

구분	세굴면				비 고
	K	V	A	P	
1	0.04	2.53	5.70	1.46	
2	0.04	2.53	5.04	1.29	
3	0.04	2.53	6.00	1.54	
4	0.04	2.53	4.80	1.23	
5	0.04	2.53	2.16	0.55	
6	0.04	2.53	5.00	1.28	
7	0.04	2.53	26.40	6.76	
8	0.04	2.53	47.40	12.14	
계			102.50	26.244	

<표 5.8> 교각 P20 세굴증가면 유수압

구 분	세굴증가면				비 고	
	K	V	A	P		
세 굴 깊 이	10cm	0.04	2.53	103.90	26.602	-0.358
	20cm	0.04	2.53	105.30	26.961	-0.358
	30cm	0.04	2.53	106.70	27.319	-0.358
	40cm	0.04	2.53	108.10	27.677	-0.358
	50cm	0.04	2.53	109.50	28.036	-0.358
	60cm	0.04	2.53	110.90	28.394	-0.358
	70cm	0.04	2.53	112.30	28.753	-0.358
	80cm	0.04	2.53	113.70	29.111	-0.358
	90cm	0.04	2.53	115.10	29.470	-0.358
	100cm	0.04	2.53	116.50	29.828	-0.358
	110cm	0.04	2.53	117.90	30.187	-0.358
	120cm	0.04	2.53	119.30	30.545	-0.358
	130cm	0.04	2.53	120.70	30.904	-0.358
	140cm	0.04	2.53	122.10	31.262	-0.358
	150cm	0.04	2.53	123.50	31.620	-0.358
	160cm	0.04	2.53	124.90	31.979	-0.358
	170cm	0.04	2.53	126.30	32.337	-0.358
	180cm	0.04	2.53	127.70	32.696	-0.358
	190cm	0.04	2.53	129.10	33.054	-0.358
	200cm	0.04	2.53	130.50	33.413	-0.358
	210cm	0.04	2.53	131.90	33.771	-0.358
	220cm	0.04	2.53	133.30	34.130	-0.358
	230cm	0.04	2.53	134.70	34.488	-0.358
	240cm	0.04	2.53	136.10	34.846	-0.358
	250cm	0.04	2.53	137.50	35.205	-0.358
	260cm	0.04	2.53	138.90	35.563	-0.358
	270cm	0.04	2.53	140.30	35.922	-0.358
	280cm	0.04	2.53	141.70	36.280	-0.358
	290cm	0.04	2.53	143.10	36.639	-0.358
	300cm	0.04	2.53	144.50	36.997	-0.358
	310cm	0.04	2.53	145.90	37.356	-0.358
	320cm	0.04	2.53	147.30	37.714	-0.358
330cm	0.04	2.53	148.70	38.073	-0.358	
340cm	0.04	2.53	150.10	38.431	-0.358	
350cm	0.04	2.53	151.50	38.789	-0.358	
360cm	0.04	2.53	152.90	39.148	-0.358	
370cm	0.04	2.53	154.30	39.506	-0.358	
380cm	0.04	2.53	155.70	39.865	-0.358	
390cm	0.04	2.53	157.10	40.223	-0.358	
400cm	0.04	2.53	158.50	40.582	-0.358	

2) 유수압의 분배

교각 P20에서 유수압이 작용되는 부분은 교각 기둥과 기초판 외측에 보

강된 강관파일이다. 교각기둥에 작용하는 유수압의 분배율은 0.1111이고 강관파일의 경우는 0.0556으로 산정되었다. <표 5.9>는 교각 P20에 적용된 유수압의 크기를 각 부재별로 정리하여 나타낸 것이다.

<표 5.9> 교각 P20의 유수압 분배

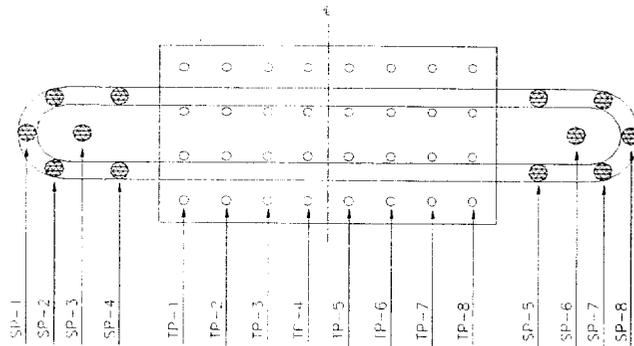
세굴증가치	유수압	교각기둥		강관파일		비 고
		분배율	유수압(ton)	분배율	유수압(ton)	
0cm	26.244	0.1111	2.916	0.0556	1.458	
10cm	26.602	0.1111	2.956	0.0556	1.478	
20cm	26.961	0.1111	2.996	0.0556	1.498	
30cm	27.319	0.1111	3.035	0.0556	1.518	
40cm	27.677	0.1111	3.075	0.0556	1.538	
50cm	28.036	0.1111	3.115	0.0556	1.558	
60cm	28.394	0.1111	3.155	0.0556	1.577	
70cm	28.753	0.1111	3.195	0.0556	1.597	
80cm	29.111	0.1111	3.235	0.0556	1.617	
90cm	29.470	0.1111	3.274	0.0556	1.637	
100cm	29.828	0.1111	3.314	0.0556	1.657	
110cm	30.187	0.1111	3.354	0.0556	1.677	
120cm	30.545	0.1111	3.394	0.0556	1.697	
130cm	30.904	0.1111	3.434	0.0556	1.717	
140cm	31.262	0.1111	3.474	0.0556	1.737	
150cm	31.620	0.1111	3.513	0.0556	1.757	
160cm	31.979	0.1111	3.553	0.0556	1.777	
170cm	32.337	0.1111	3.593	0.0556	1.797	
180cm	32.696	0.1111	3.633	0.0556	1.816	
190cm	33.054	0.1111	3.673	0.0556	1.836	
200cm	33.413	0.1111	3.713	0.0556	1.856	
210cm	33.771	0.1111	3.752	0.0556	1.876	
220cm	34.130	0.1111	3.792	0.0556	1.896	
230cm	34.488	0.1111	3.832	0.0556	1.916	
240cm	34.846	0.1111	3.872	0.0556	1.936	
250cm	35.205	0.1111	3.912	0.0556	1.956	
260cm	35.563	0.1111	3.951	0.0556	1.976	
270cm	35.922	0.1111	3.991	0.0556	1.996	
280cm	36.280	0.1111	4.031	0.0556	2.016	
290cm	36.639	0.1111	4.071	0.0556	2.035	
300cm	36.997	0.1111	4.111	0.0556	2.055	
310cm	37.356	0.1111	4.151	0.0556	2.075	
320cm	37.714	0.1111	4.190	0.0556	2.095	
330cm	38.073	0.1111	4.230	0.0556	2.115	
340cm	38.431	0.1111	4.270	0.0556	2.135	
350cm	38.789	0.1111	4.310	0.0556	2.155	
360cm	39.148	0.1111	4.350	0.0556	2.175	
370cm	39.506	0.1111	4.390	0.0556	2.195	
380cm	39.865	0.1111	4.429	0.0556	2.215	
390cm	40.223	0.1111	4.469	0.0556	2.235	
400cm	40.582	0.1111	4.509	0.0556	2.255	

세  
굴  
깊  
이

## 제 6 장 해석결과 및 분석

### 6.1 교각 P20

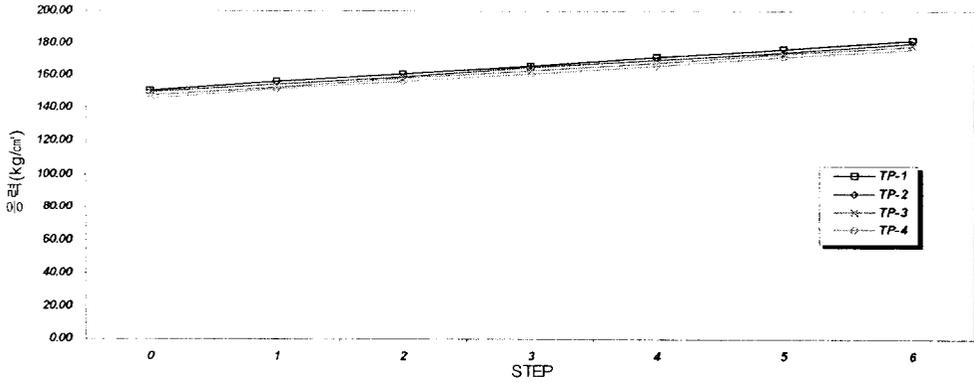
<그림 6.1>은 교각 P20의 평면도이다. 그림에서 SP는 강관파일을 TP는 목재파일을 의미한다. 강관파일과 목재파일의 배치열수는 8열이고 분석의 편의를 위해 각 열별로 분리하여 SP-1~SP-8까지 TP-1~TP-8까지 용어를 정의하였다.



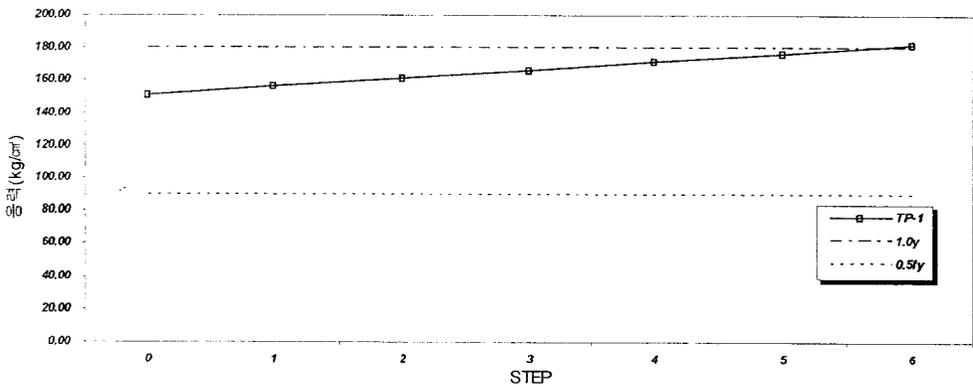
<그림 6.1> P20 교각의 목재와 강관파일 배열

<표 6.1> 목재파일의 STEP별 응력

구분	A (cm <sup>2</sup> )	Z (cm <sup>3</sup> )	응력 (kg/cm <sup>2</sup> )				항복강도 (kg/cm <sup>2</sup> )
			TP-1	TP-2	TP-3	TP-4	
STEP0	491	1,534	150.86	149.65	148.04	146.42	180
STEP1	491	1,534	156.25	154.60	152.96	151.31	180
STEP2	491	1,534	161.26	159.59	157.92	156.25	180
STEP3	491	1,534	166.34	164.65	162.95	161.26	180
STEP4	491	1,534	171.43	169.71	167.99	166.27	180
STEP5	491	1,534	176.61	174.87	173.12	171.37	180
STEP6	491	1,534	181.84	180.06	178.29	176.52	180



<그림 6.2> 목재파일의 STEP별 응력변화도



<그림 6.3> 목재파일의 붕괴세굴깊이 비교

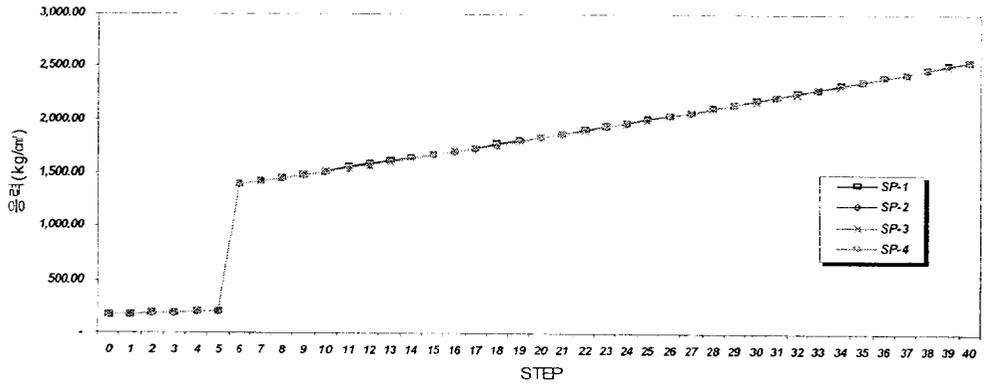
<표 6.1>은 목재파일의 해석단계별 응력을 정리한 것이고 1 STEP별 세굴깊이의 차이는 10cm이다. <그림 6.2>는 목재파일의 해석단계진행에 따른 응력변화 곡선을 나타낸 것이다. <그림 6.3>은 목재파일 TP-1의 추정항복강도  $1.0f_y$ ,  $0.5f_y$ 를 정하여 목재파일이 파괴되는 시점을 비교분석하기 위해서 작성하였다. TP-1은 추정항복강도  $1.0f_y$ 에서는 세굴 0.6m, STEP6에서,  $0.5f_y$ 일때는 세굴발생전 유수압에 의해 기초의 기능을 상실함을 알 수 있다. 또한 항복된 TP-1 요소를 제거 반복해석 하였을 때 목재파일은 모두 같은 단계에서 기초의 기능을 상실하였다.

**<표 6.2> 강관파일의 STEP별 응력(STEP6 목재파일제거)**

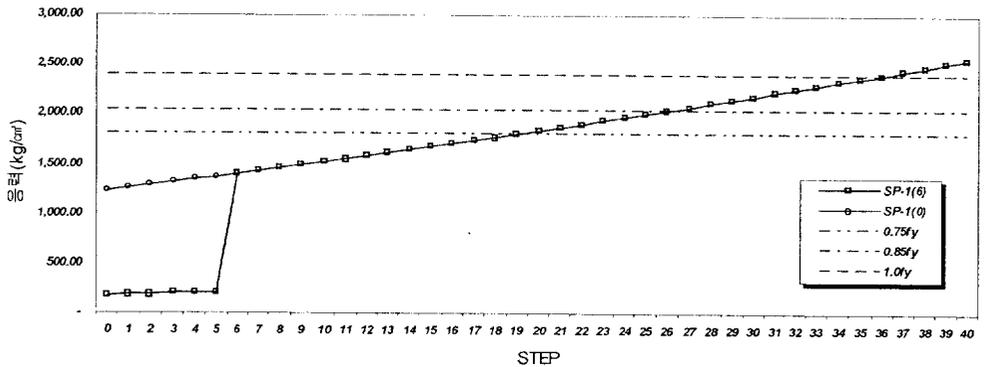
구분	A(cm <sup>2</sup> )	Z(cm <sup>3</sup> )	응력 (kg/cm <sup>2</sup> )				추정항복강도 (kg/cm <sup>2</sup> )
			SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	
STEP0	107.5	1,290	175.75	175.16	174.58	173.74	1800
STEP1	107.5	1,290	182.01	181.42	180.82	179.97	1800
STEP2	107.5	1,290	188.47	187.87	187.27	186.41	1800
STEP3	107.5	1,290	195.13	194.53	193.92	193.05	1800
STEP4	107.5	1,290	201.94	201.33	200.71	199.83	1800
STEP5	107.5	1,290	209.01	208.39	207.77	206.88	1800
STEP6	107.5	1,290	1402.51	1401.05	1399.60	1397.52	1800
STEP7	107.5	1,290	1431.63	1430.15	1428.67	1426.56	1800
STEP8	107.5	1,290	1461.05	1459.54	1458.04	1455.89	1800
STEP9	107.5	1,290	1490.76	1489.23	1487.70	1485.52	1800
STEP10	107.5	1,290	1520.68	1519.12	1517.57	1515.35	1800
STEP11	107.5	1,290	1550.99	1549.41	1547.83	1545.57	1800
STEP12	107.5	1,290	1581.20	1579.60	1578.00	1575.71	1800
STEP13	107.5	1,290	1612.10	1610.47	1608.84	1606.52	1800
STEP14	107.5	1,290	1643.19	1641.54	1639.89	1637.53	1800
STEP15	107.5	1,290	1674.68	1673.00	1671.32	1668.92	1800
STEP16	107.5	1,290	1706.46	1704.76	1703.05	1700.62	1800
STEP17	107.5	1,290	1738.54	1736.81	1735.08	1732.61	1800
STEP18	107.5	1,290	1770.80	1769.05	1767.29	1764.78	1800
STEP19	107.5	1,290	1803.46	1801.68	1799.89	1797.35	1800
STEP20	107.5	1,290	1836.01	1834.20	1832.39	1829.81	1800
STEP21	107.5	1,290	1869.25	1867.41	1865.58	1862.96	1800
STEP22	107.5	1,290	1902.67	1900.81	1898.95	1896.29	1800
STEP23	107.5	1,290	1936.49	1934.60	1932.71	1930.02	1800
STEP24	107.5	1,290	1970.60	1968.68	1966.77	1964.04	1800
STEP25	107.5	1,290	2004.89	2002.95	2001.01	1998.24	1800
STEP26	107.5	1,290	2039.57	2037.60	2035.63	2032.82	1800
STEP27	107.5	1,290	2074.11	2072.12	2070.12	2067.27	1800
STEP28	107.5	1,290	2109.36	2107.34	2105.32	2102.44	1800
STEP29	107.5	1,290	2144.79	2142.74	2140.69	2137.77	1800
STEP30	107.5	1,290	2180.61	2178.54	2176.46	2173.50	1800
STEP31	107.5	1,290	2216.73	2214.62	2212.52	2209.52	1800
STEP32	107.5	1,290	2253.12	2250.99	2248.86	2245.81	1800
STEP33	107.5	1,290	2289.68	2287.52	2285.36	2282.28	1800
STEP34	107.5	1,290	2326.63	2324.45	2322.26	2319.14	1800
STEP35	107.5	1,290	2363.42	2361.20	2358.99	2355.83	1800
STEP36	107.5	1,290	2400.93	2398.69	2396.45	2393.25	1800
STEP37	107.5	1,290	2438.60	2436.34	2434.07	2430.83	1800
STEP38	107.5	1,290	2476.68	2474.38	2472.08	2468.80	1800
STEP39	107.5	1,290	2515.03	2512.71	2510.38	2507.06	1800
STEP40	107.5	1,290	2553.66	2551.31	2548.96	2545.60	1800

**<표 6.3> 강관파일의 STEP별 응력(STEP0 목지파일제거)**

구분	A(cm <sup>2</sup> )	Z(cm <sup>3</sup> )	응력 (kg/cm <sup>2</sup> )				추정 항복강도 (kg/cm <sup>2</sup> )
			SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	
STEP0	107.5	1,290	1234.64	1233.33	1232.02	1230.14	1800
STEP1	107.5	1,290	1261.95	1260.62	1259.28	1257.38	1800
STEP2	107.5	1,290	1289.48	1288.12	1286.76	1284.82	1800
STEP3	107.5	1,290	1317.40	1316.02	1314.64	1312.67	1800
STEP4	107.5	1,290	1345.27	1343.87	1342.46	1340.45	1800
STEP5	107.5	1,290	1373.79	1372.36	1370.93	1368.89	1800
STEP6	107.5	1,290	1402.51	1401.05	1399.60	1397.52	1800
STEP7	107.5	1,290	1431.63	1430.15	1428.67	1426.56	1800
STEP8	107.5	1,290	1461.05	1459.54	1458.04	1455.89	1800
STEP9	107.5	1,290	1490.76	1489.23	1487.70	1485.52	1800
STEP10	107.5	1,290	1520.68	1519.12	1517.57	1515.35	1800
STEP11	107.5	1,290	1550.99	1549.41	1547.83	1545.57	1800
STEP12	107.5	1,290	1581.20	1579.60	1578.00	1575.71	1800
STEP13	107.5	1,290	1612.10	1610.47	1608.84	1606.52	1800
STEP14	107.5	1,290	1643.19	1641.54	1639.89	1637.53	1800
STEP15	107.5	1,290	1674.68	1673.00	1671.32	1668.92	1800
STEP16	107.5	1,290	1706.46	1704.76	1703.05	1700.62	1800
STEP17	107.5	1,290	1738.54	1736.81	1735.08	1732.61	1800
STEP18	107.5	1,290	1770.80	1769.05	1767.29	1764.78	1800
STEP19	107.5	1,290	1803.46	1801.68	1799.89	1797.35	1800
STEP20	107.5	1,290	1836.01	1834.20	1832.39	1829.81	1800
STEP21	107.5	1,290	1869.25	1867.41	1865.58	1862.96	1800
STEP22	107.5	1,290	1902.67	1900.81	1898.95	1896.29	1800
STEP23	107.5	1,290	1936.49	1934.60	1932.71	1930.02	1800
STEP24	107.5	1,290	1970.60	1968.68	1966.77	1964.04	1800
STEP25	107.5	1,290	2004.89	2002.95	2001.01	1998.24	1800
STEP26	107.5	1,290	2039.57	2037.60	2035.63	2032.82	1800
STEP27	107.5	1,290	2074.11	2072.12	2070.12	2067.27	1800
STEP28	107.5	1,290	2109.36	2107.34	2105.32	2102.44	1800
STEP29	107.5	1,290	2144.79	2142.74	2140.69	2137.77	1800
STEP30	107.5	1,290	2180.61	2178.54	2176.46	2173.50	1800
STEP31	107.5	1,290	2216.73	2214.62	2212.52	2209.52	1800
STEP32	107.5	1,290	2253.12	2250.99	2248.86	2245.81	1800
STEP33	107.5	1,290	2289.68	2287.52	2285.36	2282.28	1800
STEP34	107.5	1,290	2326.63	2324.45	2322.26	2319.14	1800
STEP35	107.5	1,290	2363.42	2361.20	2358.99	2355.83	1800
STEP36	107.5	1,290	2400.93	2398.69	2396.45	2393.25	1800
STEP37	107.5	1,290	2438.60	2436.34	2434.07	2430.83	1800
STEP38	107.5	1,290	2476.68	2474.38	2472.08	2468.80	1800
STEP39	107.5	1,290	2515.03	2512.71	2510.38	2507.06	1800
STEP40	107.5	1,290	2553.66	2551.31	2548.96	2545.60	1800



**<그림 6.4> 강관파일의 STEP별 응력변화도**



**<그림 6.5> 강관파일의 붕괴세굴깊이 비교**

<표 6.2>는 목재파일의 붕괴가 추정항복강도  $1.0f_y$ 를 초과한 세굴 0.6m에서 목재파일을 제거하고 반복해석을 하여 각 단계별 응력을 정리한 것이고, <표 6.3>은 목재파일의 붕괴시점과 강관파일의 붕괴시점의 연관성을 조사하기 위해서 목재파일 추정항복강도  $0.5f_y$ 를 적용하여 세굴방생전 목재파일을 제거한 상태에서의 응력변화를 정리한 것이다.

<그림 6.4>는 강관파일의 배치가 대칭으로 된 점을 감안하여 SP-1에서 SP-4까지 응력변화를 그림으로 나타낸 것으로 각 열별 발생하는 응력의 차이는 미소하였다. 이것은 SP-1이 붕괴하면 인접된 강관파일의 응력이 급격히 증가하여 교각의 붕괴가 바로 발생된다는 것을 의미한다.

<그림 6.5>는 목재파일의 붕괴시점과 강관파일의 응력이력과 추정항복 강도에 따른 세굴깊이를 분석하기 위한 그림이다. 그림에서 SP-1(0)는 목재 파일을 세굴발생전 이미 유수작용만으로 기능을 상실한 것으로 가정한 것이고, SP-1(6)은 목재파일이 세굴 0.6m에서 파괴가 일어났을때 응력이력곡선이다. 두 응력 이력곡선을 비교하였을때 목재파일이 항복강도가 일정수준 ( $f = 260kgf/cm^2$ )이하의 세굴깊이에서 붕괴될 때는 강관파일의 붕괴시기에는 영향을 미치지 않음을 알 수 있다. 즉, 목재파일의 파괴시점이 강관파일과 교각의 붕괴세굴 깊이에는 영향을 주지 않는다.

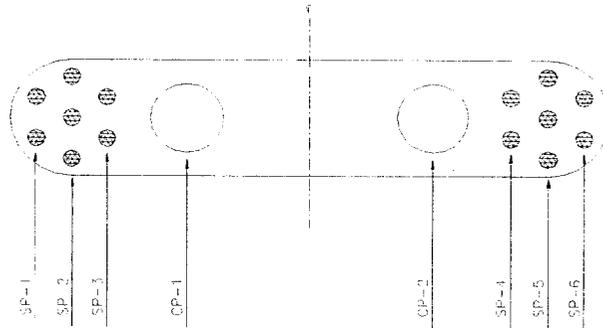
강관파일의 붕괴세굴깊이는 추정항복강도  $0.75f_y$ 에서는 1.9m,  $0.85f_y$ 는 2.7m,  $1.0f_y$ 는 3.7로 분석되었다. 교각의 붕괴는 예상세굴깊이 2.8~3.2m를 고려한다면 STEP19(세굴깊이 1.9m)에서 STEP27(세굴깊이 2.7m) 사이에서 붕괴된 것으로 추정할 수 있다.

따라서, 본 논문에서는 구포교 교각 P20이 1968년도에 교각의 기초보강 공사가 이루어져 35년 이상 경과된 교각의 노후화를 고려하여 추정항복강도  $0.75f_y$ 를 적용하였다.

강관파일의 경우는 목재파일이 기능을 상실한 세굴깊이 0.6m에서 급격히 응력이 증가하여 STEP19 즉 세굴깊이 1.9m에서 추정항복강도  $0.75f_y$  ( $1,800kgf/cm^2$ )를 초과하여 강관파일 SP-1의 붕괴가 발생하여 기초로서의 기능을 상실하였다.

## 6.2 교각 P19

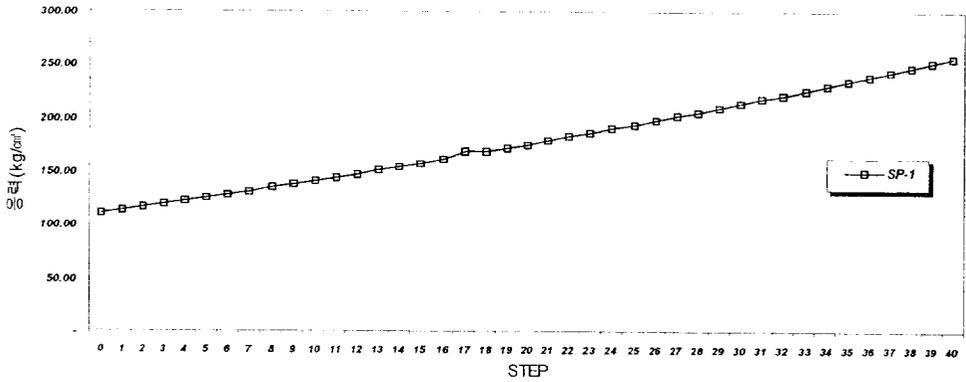
<그림 6.6>는 교각 P19의 파일배치 평면도로 SP는 강관파일을 CP는 우물통 기초를 의미한다. 강관파일은 6열 배치이고 우물통 기초는 2열배치로 교량의 중심선에 대칭으로 배열되어있다. 교각 P19또한 분석의 편의와 용어의 통일을 위하여 <그림 6.6>와 같이 강관파일과 우물통 기초를 열별로 분리하여 명칭을 정하였다.



**<그림 6.6> 교각 P19의 우물통기초와 강관파일 배치도**

**<표 6.4> 강관파일의 STEP별 응력**

구 분	A(cm <sup>2</sup> )	Z( cm <sup>3</sup> )	강관 응력	추정 항복강도 (kg/cm <sup>2</sup> )
	㉠	㉡		
STEP0	107.5	1,290	110.80	1,800
STEP1	107.5	1,290	113.64	1,800
STEP2	107.5	1,290	116.59	1,800
STEP3	107.5	1,290	119.51	1,800
STEP4	107.5	1,290	122.46	1,800
STEP5	107.5	1,290	125.45	1,800
STEP6	107.5	1,290	128.54	1,800
STEP7	107.5	1,290	131.70	1,800
STEP8	107.5	1,290	134.81	1,800
STEP9	107.5	1,290	137.97	1,800
STEP10	107.5	1,290	141.16	1,800
STEP11	107.5	1,290	144.39	1,800
STEP12	107.5	1,290	147.75	1,800
STEP13	107.5	1,290	151.06	1,800
STEP14	107.5	1,290	154.41	1,800
STEP15	107.5	1,290	157.79	1,800
STEP16	107.5	1,290	161.22	1,800
STEP17	107.5	1,290	168.77	1,800
STEP18	107.5	1,290	168.29	1,800
STEP19	107.5	1,290	171.83	1,800
STEP20	107.5	1,290	175.42	1,800
STEP21	107.5	1,290	179.14	1,800
STEP22	107.5	1,290	182.80	1,800
STEP23	107.5	1,290	186.50	1,800
STEP24	107.5	1,290	190.24	1,800
STEP25	107.5	1,290	194.02	1,800
STEP26	107.5	1,290	197.95	1,800
STEP27	107.5	1,290	201.81	1,800
STEP28	107.5	1,290	205.70	1,800
STEP29	107.5	1,290	209.64	1,800
STEP30	107.5	1,290	213.62	1,800
STEP31	107.5	1,290	217.74	1,800
STEP32	107.5	1,290	221.80	1,800
STEP33	107.5	1,290	225.89	1,800
STEP34	107.5	1,290	230.02	1,800
STEP35	107.5	1,290	234.19	1,800
STEP36	107.5	1,290	238.52	1,800
STEP37	107.5	1,290	242.53	1,800
STEP38	107.5	1,290	247.05	1,800
STEP39	107.5	1,290	251.38	1,800
STEP40	107.5	1,290	255.74	1,800

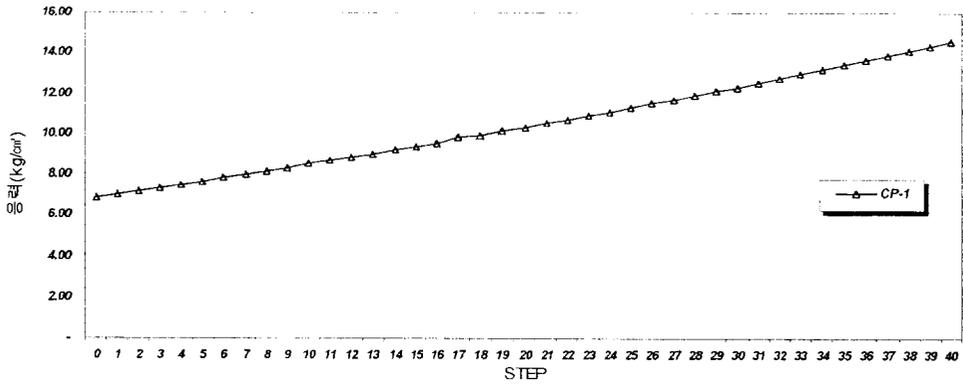


**<그림 6.7> 강관파일의 STEP별 응력변화도**

<표 6.3>에 P19해석관계에 따른 강관파일의 응력의 크기를 정리하였고, <그림 6.7>에 각 단계별 응력의 변화를 그래프로 나타내었다. 교각 P20의 붕괴가 일어난 시점에서 P19 SP-1의 응력은  $172\text{kgf}/\text{cm}^2$ 으로 추정항복강도의 10% 미만의 상태를 유지하고 있어 아주 양호한 지지상태를 보여주고 있음을 알 수 있다.

**<표 6.5> 우물통기초의 STEP별 응력**

구 분	A(cm <sup>2</sup> )	Z( cm <sup>2</sup> )	우물 통기초 응력	설계기준강도 (kg/cm <sup>2</sup> )
	㉠	㉡		
STEP0	31,416	785,398	6.88	230
STEP1	31,416	785,398	7.02	230
STEP2	31,416	785,398	7.17	230
STEP3	31,416	785,398	7.32	230
STEP4	31,416	785,398	7.47	230
STEP5	31,416	785,398	7.63	230
STEP6	31,416	785,398	7.84	230
STEP7	31,416	785,398	8.01	230
STEP8	31,416	785,398	8.17	230
STEP9	31,416	785,398	8.33	230
STEP10	31,416	785,398	8.50	230
STEP11	31,416	785,398	8.67	230
STEP12	31,416	785,398	8.85	230
STEP13	31,416	785,398	9.02	230
STEP14	31,416	785,398	9.19	230
STEP15	31,416	785,398	9.37	230
STEP16	31,416	785,398	9.55	230
STEP17	31,416	785,398	9.86	230
STEP18	31,416	785,398	9.92	230
STEP19	31,416	785,398	10.11	230
STEP20	31,416	785,398	10.29	230
STEP21	31,416	785,398	10.49	230
STEP22	31,416	785,398	10.68	230
STEP23	31,416	785,398	10.87	230
STEP24	31,416	785,398	11.07	230
STEP25	31,416	785,398	11.27	230
STEP26	31,416	785,398	11.48	230
STEP27	31,416	785,398	11.68	230
STEP28	31,416	785,398	11.88	230
STEP29	31,416	785,398	12.09	230
STEP30	31,416	785,398	12.30	230
STEP31	31,416	785,398	12.51	230
STEP32	31,416	785,398	12.73	230
STEP33	31,416	785,398	12.95	230
STEP34	31,416	785,398	13.16	230
STEP35	31,416	785,398	13.38	230
STEP36	31,416	785,398	13.61	230
STEP37	31,416	785,398	13.84	230
STEP38	31,416	785,398	14.06	230
STEP39	31,416	785,398	14.29	230
STEP40	31,416	785,398	14.53	230



**<그림 6.8> 우물통기초의 STEP별 응력변화도**

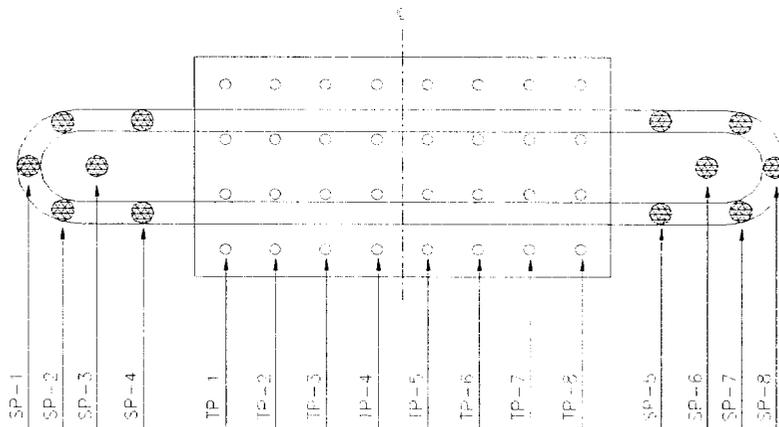
<표 6.8>은 교각 P19의 우물통 기초의 STEP별 응력크기를 <그림 6.8>은 우물통 기초의 해석 STEP에 따른 응력변화를 보여주고 있다.

교각 P19 우물통 기초의 경우 시공당시 철근배근 상태를 정확히 알 수 없어 우물통 기초의 정확한 강도를 추정할 수는 없었다. 그러나 P20의 붕괴가 일어난 STEP19에서 P19 우물통 기초의 응력상태는 설계기준강도의 4%, 콘크리트 휨압축강도 11%수준으로 조사되었다.

따라서, 교량의 노후된 정도를 고려하더라도 유수하중에 대해 기초가 아주 양호하게 지지되고 있음을 추측할 수 있다.

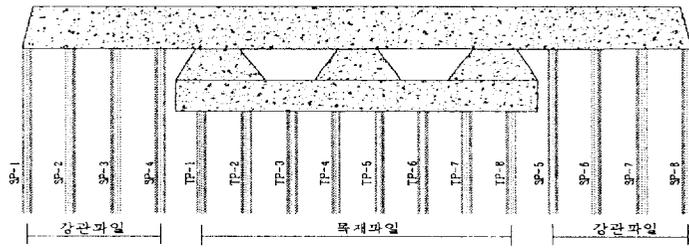
### 6.3 붕괴기구분석

P20교각에서 STEP0부터 10cm씩 점진적으로 증가시켜 수치해석을 수행한 결과 목재파일의 STEP6에서 <그림 6.9>의 나무파일 1열(TP-1)이 먼저 추정항복강도를 초과하고 붕괴부재의 요소제거시 나머지 TP2~TP-8열이 모두 붕괴하였다. 강관파일의 경우 나무파일의 붕괴시점인 STEP6에서 1차 급격한 응력증가가 일어나고 다시 점진적으로 세굴을 증가시킨 STEP19에서 SP-1열의 붕괴가 일어나고 SP-2, SP-3, SP-4순으로 기초로서의 기능을 상실하여 교각 P20의 붕괴로 바로 연결됨을 알 수 있다.

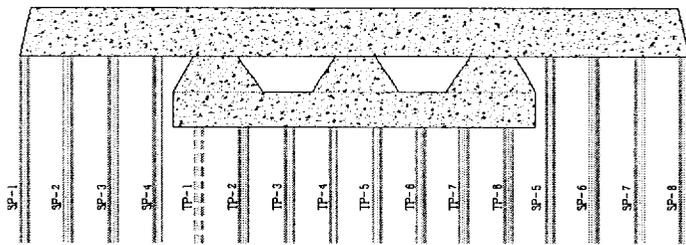


<그림 6.9> 교각 P20의 파일 배치도

해석된 내용을 기준으로 구포교 교각 P20의 붕괴기구를 그림으로 모사하면 <그림 6.10> 교각 P20 붕괴기구모사와 같이 표현할 수 있다.



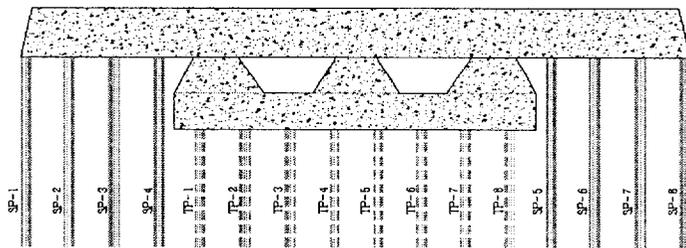
(STEP0~STEP5)



(STEP6-1 : TP-1붕괴)



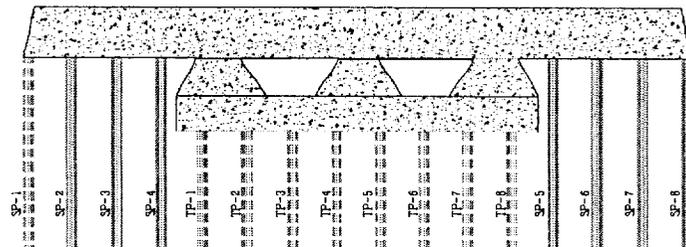
(TP-1 DEACTIVE)



(STEP6-2 : TP-2~8붕괴)



(TP-2~TP-8 DEACTIVE)



(STEP19 : SP-1붕괴 : 교각기능상실)

<그림 6.10> 교각 P20 붕괴기구 모사

## 제 7 장 결 론

본 연구에서는 구포교를 대상으로 붕괴당시의 수문자료를 활용하고 점진적으로 세굴깊이를 증가시켜 수치해석을 실시하였다. 수치해석 결과를 분석하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 여러 가지 공식을 적용하여 구한 예측 세굴깊이와 구포교 실측 횡단면에서 구한 실측 세굴깊이에는 큰 차이가 있었다. 이러한 결과는 교각 붕괴직전에 세굴이 가장 크게 발생하며 그 후로 세굴이 다시 채워지는 되메움 현상에 기인한 것으로 판단된다. 그리고 교각 붕괴 후의 경우는 교각의 붕괴로 인한 하상저면의 공동현상으로 세굴이 일시적으로 과대 관측될 수 있다. 따라서 홍수 발생순간의 최대 세굴깊이를 측정하기가 현실적으로 쉽지 않고 이러한 이유로 현시점에서 교량 안전성 평가를 목적으로 하는 세굴깊이 실측치를 이용하는 것은 적당하지 못할 것으로 본다.
- (2) 본 연구에서 가정한 조건하에서 구포교 교각 P20에 대하여 점진적으로 세굴깊이를 증가시켜 분석한 결과 세굴깊이 0.6m에서 목재파일의 붕괴가 일어나고 강관파일의 경우는 세굴깊이 1.9m에서 구조적 기능이 상실된 것으로 추정되었다. 그리고 강관파일의 붕괴즉시 교각의 전도로 교량의 붕괴가 일어났을 것으로 예상된다.
- (3) 파일기초로 된 교각 P20과 우물통 기초로 된 교각 P19를 비교한 결과 하부구조의 구조계 형식에 따라 안전에 영향을 주는 한계세굴깊이가 다른 것을 알 수 있었다. 즉 수리학적으로 예상되는 최대세굴깊이가 구조공학적 측면에서의 붕괴를 유발하는 한계세굴깊이를

초과할 때 위험한 구조물이 된다. 따라서 세굴방지시설 설계시 세굴깊이와 구조계의 특성을 동시에 고려한 방지대책이 필요한 것을 알 수 있었다.

- (4) 중소지간교량에 일반적으로 사용되고 있는 사석보호공은 영구적인 세굴보호대책으로 볼 수 없고 실제 많은 경우에서 세굴현상이 관측되고 있다. 따라서 공용중인 교량은 구조공학적인 한계 세굴깊이를 산정하여 교량의 유지관리를 위한 기초 자료로 활용하고 설계단계에서는 이론세굴깊이까지 수치해석을 수행하여 교량이 세굴에 대한 안전성을 사전에 확보하는 것이 합리적인 방법이라 할 수 있겠다.

향후, 루사와 매미와 같은 다량의 강우가 발생한다면 추가로 세굴이 발생하여 누적되는 세굴에 의해 또 다시 교량붕괴와 같은 대형사고의 위험이 있을 수 있다. 따라서 이와 같은 상황을 사전에 방지하기 위해 현재 공용중인 교량의 세굴량을 조사하여 구조공학적 분석을 바탕으로 교량붕괴를 방지하는 대책의 수립이 이루어져야 할 것으로 판단된다.

본 연구에서는 탄성해석에 기초하여 수치해석을 실시하였다. 그러나 향후 연구에서는 보다 정밀한 분석을 통한 교량의 평가를 위해서 탄소성 이론으로의 접근이 이루어져야 할 것이다. 또한 교량 세굴량의 측정에 있어 신뢰도를 확보할 수 있는 측정방법을 통한 세굴자료에 기준하여 교량의 평가가 이루어져야 할 것으로 판단된다.

## 참 고 문 헌

- 건설교통부 (1991). “낙동강 하천정비 기본계획”
- 건설교통부 (1996). *도로교표준시방서*.
- 김나엽, 김성렬, 전덕찬, 김명모 (2002). “교각의 내진설계를 위한 말뚝기초의 모델링 기법 비교”, *한국지진공학회 논문집*.
- 낙동강 홍수통제소 (2004). “통제소 수문자료”
- 대한토목학회 (2004). “교량세굴의 예측과 대책”
- 마이다스아이티(2004). *MIDAS/CIVIL*, 마이다스아이티.
- 부산광역시 건설안전시험사업소 (2004). “구포교 긴급 정밀안전진단”
- 안성진, 최계운, 김종섭, 안창진 (1993). “보청천내 교각설치에 따른 국부세굴심도의 산정”, *대한토목학회지 논문집*.
- 영동잠수센터 (2000). “구포교 수중조사 촬영보고서”
- 이재수 (1998). “왜관교의 세굴깊이 및 안정성분석”, *전주대학교 토목공학과 논문집*.
- 한국건설기술연구원 (2002). “하부구조 장수명화 기술개발”
- 한국건설품질관리연구원 (2000). “구포교 정밀안전진단 보고서”
- 한국도로교통협회 (2004). *도로교설계기준*, 건설정보.
- 한국수자원공사 (2004). “실시간 하천수위 자료”
- 한국콘크리트학회 (2004). *콘크리트 구조설계기준 해설*, 기문당.
- Laursen, E. M., and A, Toch A. (1953). “A Generalized Model study of Scour around Bridge Piers and Abutments” , *Proc.*
- Laursen, E. M. (1960). “Scour at Bridges Crossing” , *Journal of the Hydraulics Division*.
- Neil, C. R. (1964). “River bed scour, a review for bridge engineers”, Contract No. 281, Res. Council of Alberta, Calgary, Alberta, Canada.
- Richardon, E. V., Harrison, L. J., and Davis, S. R. (1993). “Evaluating Scour at Bridges”

## 감사의 글

대학원에 진학을 하여 3년 동안 학교와 연구실 생활을 하며 그동안 도움을 주신 분들에게 감사의 마음을 글로서 전하려 합니다.

먼저 그동안 부족한 저를 항상 많은 관심으로 지켜봐주시고 배움의 길로 이끌어 주신 이환우 지도교수님께 진심으로 감사드립니다.

학교생활과 논문지도를 통해 조언과 충고를 해주신 김명식 교수님, 이영대 교수님, 김종수 교수님, 국승규 교수님, 장희석 교수님, 정두희 교수님, 이상호 교수님, 이종출 교수님, 정진호 교수님, 손인식 교수님, 김상용 교수님, 김수용 교수님, 이동욱 교수님, 이종섭 교수님께 감사드립니다.

논문이 완성되기 까지 많은 도움을 주신 연구실의 식구 김광양 형님, 김관수, 고동원, 조장현에게 진심으로 감사합니다.

직장생활을 하면서 학교생활을 하는 것이 나름대로는 많은 어려움이 있고 힘이 들었지만 그 때마다 격려와 도움을 주신 윤주호 회장님, 조태규 부회장님, 김성식 사장님, 장호진 전무님, 이영호 상무님, 김용석 이사님과 (주)거원엔지니어링의 여러분들에게도 감사의 마음을 전합니다.

항상 자신보다는 저를 위해 걱정하시고 기도하시는 아버님, 어머님, 장인어른, 장모님에게 감사하고 앞으로 효도하고 이웃을 위해 봉사하는 사람이 되리라 다짐합니다. 또한 물심양면으로 도와준 큰형님과 큰처형, 작은형님과 작은처형, 동생과 매제에게도 감사의 마음을 전합니다.

공부한다는 핑계로 놀아 주지도 못한 효주에게 미안하고 앞으로 건강히 잘자라 주기를 바랍니다. 그동안 자신의 생활을 포기하고 불평하고 힘들어하는 저를 항상 웃는 얼굴로 내조한 아내 이은희에게 사랑한다는 말을 전합니다.

오늘의 저를 있게 도와주신 모든 분들에게 다시 한번 감사의 마음을 전하고 건강하시기를 빌며 이 논문을 바칩니다.