

# 신뢰성에 기초한 프리캐스트 세그멘탈 PC박스거더교량의 안전도분석평가

## Reliability-Based Safety Assessment of Precast Segmental Prestressed Concrete Box Girder Bridges

조 호 남                    지 광 습  
Cho, Hyo Nam            Zi, Goang Seup

### ABSTRACT

One of the main objectives of this study is to propose a realistic limit state model for reliability-based safety assessment of precast segmental prestressed concrete box girder bridges, considering 1) combined effects of bending, shear and torsional forces, and 2) the difference between transverse reinforcements of box girder.

A improved limit state model is derived from a modified interaction equation compared with the Bruno's equation. A Directional sampling algorithm is used for reliability analysis of the proposed model.

### 1. 서론

지난 20여년을 지나는 동안 많은 수의 교량이 곡선교로 건설되고 있다. 곡선교에서는 직선교와 비교할 때 전단력 뿐만 아니라 비틀림효과까지도 발생하게 되어 이를 고려한 안전도평가가 필요하다. 우리나라의 현행 도로교시방서는 지배단면력에 대한 내하력평가에 대한 내용이 언급되어 있지만, 상관조합력이 고려된 상황에 대해서는 언급이 없는 실정이며, 기존의 상관조합식[Bruno, 1979]은 횡방향보강량이 면에 따라 달라지는 교량에 그대로 적용할 수 없다. 본 논문에서는 박스의 각면의 횡보강이 다른 경우에 대해 일반적으로 적용할 수 있도록 유도한 방정식을 소개하고 이를 이용하여 한계상태방정식을 제안하였다.

또한 근래 대다수 교량이 탁월한 시공성과 품질관리에 힘입어 프리캐스트 세그멘탈 형식을 택하고 있다. 프리캐스트 세그멘탈형식의 교량에서는 일반교량에 추가되어 전단키(shear key)의 안정성도 고려되어야 하므로, 전단점합면에 대한 상관조합방정식 및 한계상태방정식을 제안하였다

### 2. 상관조합방정식

곡선교와 같은 형식의 교량에서는 휨, 전단, 비틀림 등의 지배단면력에 대한 분석평가보다는 이들이 동시에 작용할 때에 대한 평가가 더욱 합리적이다. 조합상관력을 직접적으로 고려하기 위해서는 각 단면력의 상관관을 실제로 고려할 수 있는 조합상관방정식이 필요하며, 이를 위해서 각 단면력들을 일관성있게 다룰 수 있는 공간트러스모형에 의해 상관방정식을 유도하여야[이승재, 1994] 하며 이때 기본 가정[Bruno, 1979]은 다음과 같다. 1) 극한한계상태에서 콘크리트는 오로지 압축력에만 저항한다. 2) 배치된 강재는 강재의 축방향으로 작용하는 인장 또는 압축력에만 저항한다. 3) 안전파괴를 위하여 저보강단면으로 설계 및 시공된 거더만 다룬다( $F_{yu} < F_{yt}$ ). 4) 거더는 하나의 주저항방향(uniaxial loading condition)을 가진다.

#### 2.1 Bruno의 상관조합방정식

그림 2.1.1은 상관조합력을 받고 있는 박스단면을 공간트러스모형으로 나타낸 것이다. Bruno는 전단보강재의 항복과 종방향강재의 항복에 따라 다음 세 가지의 항복모드를 정의하고 이에 대한 상관조합방정식(2.1.1~2.1.3)을 제안하였으며, 이 식으로부터 한계상태방정식이 유도될 수 있다[이승재, 1994].

$$\text{Mode 1 : } F_3 = F_5 = F_{yt}$$
$$\frac{F_{yu}}{F_{yt}} \left[ \left( \frac{T_p}{T_{p0}} \right)^2 + \left( \frac{V_p}{V_{p0}} \right)^2 \right] + \frac{M_p}{M_{p0}} = 1 \quad (2.1.1)$$

\* 한양대학교 토목·환경공학과 교수

\*\* 한양대학교 토목공학과 석사과정

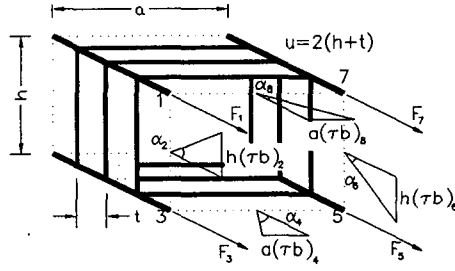


그림 2.1.1 상관조합력을 받고 있는 박스거더

Mode 2 :  $F_1 = F_7 = F_{yu}$

$$\left(\frac{T_p}{T_{p0}}\right)^2 + \left(\frac{V_p}{V_{p0}}\right)^2 - \frac{F_{yl}}{F_{yu}} \frac{M_p}{M_{p0}} = 1 \quad (2.1.2)$$

Mode 3 :  $F_1 = F_{yu}, F_3 = F_{yl}$

$$\left(\frac{T_p}{T_{p0}}\right)^2 + \frac{2T_p V_p}{T_{p0} V_{p0}} \sqrt{\frac{2h}{u}} + \left(\frac{V_p}{V_{p0}}\right)^2 = \frac{1}{2} \left(\frac{F_{yl}}{F_{yu}} + 1\right) \quad (2.1.3)$$

그러나 박스거더교량은 상부슬래브, 복부, 하부슬래브의 횡보강이 서로 다르기 때문에 이 식의 적용이 적합하지 않다. 식(2.1.1~2.1.3)은 횡방향보강이 박스를 이루는 4개 면에 걸쳐서 일정하다는 가정하에 유도되었으며, 일반적으로 박스거더교량은 그림 2.2.1과 같은 세가지 서로 다른 횡보강으로 구성되기 때문이다.

## 2.2 개선된 상관조합방정식

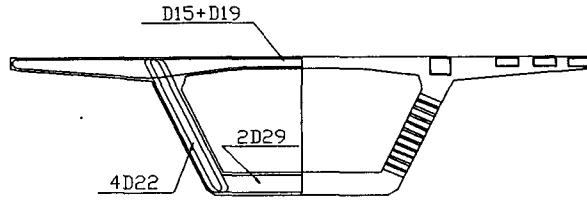


그림 2.2.1 박스거더의 횡보강

### 2.2.1 상관조합방정식

박스거더교량의 경우 상부슬래브, 복부, 하부슬래브에 따라서 횡보강량이 대개 세가지로 구분되게 되는데, 이 횡보강비율을 고려하여 유도개선된 상관조합방정식은 식(2.2.1)이다.

Mode 1 :  $F_3 = F_5 = F_{yl}$

$$\frac{F_{yu}}{F_{yl}} \left[ \rho_B \left(\frac{T_p}{T_{p0}}\right)^2 + \left(\frac{V_p}{V_{p0}}\right)^2 \right] + \frac{M_p}{M_{p0}} = 1 \quad (2.2.1)$$

Mode 2 :  $F_1 = F_7 = F_{yu}$

$$\rho_T \left(\frac{T_p}{T_{p0}}\right)^2 + \left(\frac{V_p}{V_{p0}}\right)^2 - \frac{F_{yl}}{F_{yu}} \frac{M_p}{M_{p0}} = 1 \quad (2.2.2)$$

Mode 3 :  $F_1 = F_{yu}, F_3 = F_{yl}$

$$\rho_M \left(\frac{T_p}{T_{p0}}\right)^2 + \frac{2T_p V_p}{T_{p0} V_{p0}} \sqrt{\frac{2h}{u}} + \left(\frac{V_p}{V_{p0}}\right)^2 = \frac{1}{2} \left(\frac{F_{yl}}{F_{yu}} + 1\right) \quad (2.2.3)$$

여기서,  $\rho_B = \frac{2h(\lambda_B - 1) + u}{u\lambda_B}$  로서 윤변에 대한 환산윤변(하부슬래브)의 비

$p_T = \frac{2h(\lambda_T-1)+u}{u\lambda_T}$  로서 윤변에 대한 환산윤변(상부슬래브)의 비

$p_M = \frac{2h(\lambda_M-1)+u}{u\lambda_M}$  로서 윤변에 대한 환산윤변(하부슬래브)의 비

$\lambda_B, \lambda_T$  는 복부횡보강량에 대한 각각 하부와 상부 슬래브의 횡보강비

$\lambda_M = \frac{2\lambda_B\lambda_T}{\lambda_B+\lambda_T}$  로서 복부횡보강량에 대한 상·하부 슬래브의 조합보강비율

$F_{y_u}, F_{y_l}$  : 각각 상·하부 긴장재 및 보강재 및 긴장재 절반의 항복강도[Bruno, 1979]

## 2.2.2 순수 소성강도

단면에 해당단면력만 작용할 경우의 한계상태에서의 소성강도이며, 각 경우에 대하여 식(2.2.4~2.2.6)과 같다[Bruno, 1979; 이승재, 1994].

$$M_{\rho} = 2hF_{y_l} \quad (2.2.4)$$

$$V_{\rho} = 2\sqrt{2F_{y_u}S_y\frac{h}{t}} \quad (2.2.5)$$

$$T_{\rho} = 2A_0\sqrt{\frac{4F_{y_u}S_y}{u \cdot t}} \quad (2.2.6)$$

## 2.3 전단점합면에 대한 상관조합방정식

### 2.3.1 상관조합방정식

식(2.2.1~2.2.3)은 교량 뿐 만 아니라 조합상관력을 받고 있는 모든형식의 거더에 적용될 수 있으며, 그 형식이 프리캐스트인 경우는 식(2.3.1)의 조합상관식이 추가로 필요하게 된다. 즉 전단과 비틀림의 최대 상관작용에 의하여 그림 2.1.1의 2번복부의 전단점합면이 파괴되는 경우가 고려되어야만 한다. 흔히 전단조인트에는 접합부의 저항능력증가와 우수의 침투를 막기위해 에폭시를 도포하는 것이 일반적이다. 본 상관조합식에는 에폭시의 영향이 고려되지 않았다. 구속용력이 작은 경우에는 건식접합부보다 전단강도가 크나 구속용력이 큰 경우에는 전단강도의 차이가 작아[오병환, 1994]지기 때문에 에폭시의 영향을 고려하지 않아도 무방하다고 판단된다.

$$\text{Mode 4 : } V_{k2} = h(\tau b)_2 = h\left(\frac{T}{2A_0} + \frac{V}{2h}\right)$$

$$1 = \frac{T_p}{T_{k0}} + \frac{V_p}{V_{k0}} \quad (2.3.1)$$

### 2.3.2 전단점합면의 극한강도

#### (1) 전단점합면의 극한전단강도

프리캐스트교량의 탁월한 시공성 때문에 상당수의 교량이 프리캐스트로 시공되고 있다. 이런 형식의 교량은 전단키를 통하여 전단력이 전달된다. 이 때의 강도는 다일액션을 고려하지 않으면 식(2.3.2)와 같이 정의할 수 있다[CEB-FIP].

$$V_k = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu[A_s\sigma_y(1 + \cot\alpha)\sin\alpha + N_d] + 0.1A_k\sigma_{cd} \\ 0.3A_s\sigma_{cd} \end{array} \right. \quad (2.3.2)$$

여기서,  $\mu$  는 매끄러운 표면에 대해 0.5, 거친 표면이나 전단키가 있으면 0.9

$A_s, \sigma_y, \alpha$  는 전단조인트를 관통하는 철근의 면적, 항복용력, 중립축에 대한 각도

$N_d$  는 단면에 수직으로 작용하는 가장 불리한 축력(인장일 경우는 음의 값을 갖는다).

$A_j$  : 전단점합면의 압축축 단면적

$A_k, \sigma_{cd}$  는 전단조인트에서 전단키가 차지하는 면적과 콘크리트의 압축설계강도, 이때 면이 매끄럽거나  $A_k/A_j < 0.2$  이면  $A_k=0$

또한 전단과 비틀림에 의하여 실전단력이 증가되는 2번 복부의 전단면에 대한 전단과 비틀림강도는 식(2.3.1)로부터 식(2.3.3, 2.3.4)와 같이 유도된다.

$$V_{k0} = 2V_k \quad (2.3.3)$$

$$T_{k0} = \frac{2A_0V_k}{h} \quad (2.3.4)$$

### 3. 한계상태모형

#### 3.1 지배단면력에 대한 한계상태방정식

설계개념으로부터 식(3.3.1)과 같은 선형한계상태방정식을 유도할 수 있다[조효남, 1989].

$$g(\cdot) = S_R - (S_D + S_L) \quad (3.1.1)$$

여기서,  $S_R$  = 실 공칭강도

$S_D + S_L$  = 실 작용 사하중 및 활하중에 의한 하중효과

#### 3.2 상관조합력이 작용하는 단면력에 대한 한계상태모형

개선된 상관조합방정식으로부터 본 논문에서는 한계상태방정식 식(3.2.1)과 식(3.2.5)를 유도하여 제안하였다. Mode 1 ~ 3까지는 일반 PC박스거더교량에 적용이 가능하고, 만약 전단조인트가 설치된 프리캐스트 세그먼트 가설교량인 경우는 여기에 Mode 4가 추가되어 직렬시스템으로 고려되어야 한다.

$$\text{Mode 1 : } F_3 = F_5 = F_{yI}$$

$$g(\cdot) = 1 - \left[ \frac{F_{yI}}{F_{yI}} \left( p_B \left( \frac{T_D + T_L}{T_R} \right)^2 + \left( \frac{V_D + V_L}{V_R} \right)^2 \right) + \frac{M_D + M_L}{M_R} \right] \quad (3.2.1)$$

$$\text{Mode 2 : } F_1 = F_7 = F_{yU}$$

$$g(\cdot) = 1 - \left[ p_T \left( \frac{T_D + T_L}{T_R} \right)^2 + \left( \frac{V_D + V_L}{V_R} \right)^2 - \frac{F_{yI}}{F_{yU}} \left( \frac{M_D + M_L}{M_R} \right) \right] \quad (3.2.2)$$

$$\text{Mode 3 : } F_1 = F_{yU}, \quad F_3 = F_{yI}$$

$$g(\cdot) = \frac{1}{2} \left( \frac{F_{yI}}{F_{yU}} + 1 \right) - \left[ p_M \left( \frac{T_D + T_L}{T_R} \right)^2 + 2 \left( \frac{T_D + T_L}{T_R} \right) \left( \frac{V_D + V_L}{V_R} \right) \sqrt{\frac{2h}{u}} + \left( \frac{V_D + V_L}{V_R} \right)^2 \right] \quad (3.2.3)$$

$$\text{Mode 4 : } V_{L2} = h(\tau b)_2 = h \left( \frac{T}{2A_0} + \frac{V}{2h} \right)$$

$$g(\cdot) = 1 - \left( \frac{T_D + T_L}{T_R} + \frac{V_D + V_L}{V_R} \right) \quad (3.2.4)$$

실강도는 모멘트, 전단력, 비틀림 각각에 대하여  $M_R, V_R, T_R$ 로 표현할 수 있으며, 파괴모드별 보정계수와 노후손상계수를 도입하여 다음과 같이 나타낼 수 있다[조효남, 1989].

$$M_R = M_{\rho 0} N_M D_{F_M} \quad (3.2.5)$$

$$V_R = V_{\rho 0} N_V D_{F_V} = V_{\rho 0} N_V D_{F_V} \quad (3.2.6)$$

$$T_R = T_{\rho 0} N_T D_{F_T} = T_{\rho 0} N_T D_{F_T} \quad (3.2.7)$$

여기서,  $M_R, V_R, T_R$  = 실험강도, 전단강도, 비틀림강도

$M_{\rho 0}, V_{\rho 0}, T_{\rho 0}$  = 공칭 순수휨 소성강도, 순수전단 소성강도, 순수비틀림 소성강도

$V_{\rho 0}, T_{\rho 0}$  = 전단접합면의 극한강도

$D_{F_M}, D_{F_V}, D_{F_T}$  =  $M_n, V_n, T_n$ 에 대한 노후손상계수

$N_M, N_V, N_T$  = 파괴모드별 보정계수로서  $M_n, V_n, T_n$  및  $D_{F_M}, D_{F_V}, D_{F_T}$ 의 추정에 관련된 편기와 모든 불확실량을 내포하는 변량

하중은 사하중 및 활하중에 대하여[조효남, 1989]

$$M_D = m_D D_n N_{D_n} \quad (3.2.8)$$

$$V_D = v_D D_n N_{D_v} \quad (3.2.9)$$

$$T_D = t_D D_n N_{D_t} \quad (3.2.10)$$

$$M_L = m_L L_n K_{S_n} (1 + i_M) N_{L_n} \quad (3.2.11)$$

$$V_L = v_L L_n K_{S_v} (1 + i_V) N_{L_v} \quad (3.2.12)$$

$$T_L = t_L L_n K_{S_t} (1 + i_T) N_{L_t} \quad (3.2.13)$$

여기서,  $m_D, v_D, t_D, m_L, v_L, t_L$  = 사하중과 차량하중에 대한 휨모멘트, 전단력 및 비틀림모멘트의 영향계수

$D_n, L_n$  = 공칭사하중 및 활하중

$K_{S_v}, K_{S_r}, K_{S_t}$  = 휩모멘트, 전단력, 비틀림에 대한 응력응답비(계산치/실측치)

$i_M, i_v, i_T$  = 휩모멘트, 전단력, 비틀림에 대한 증폭계수

$N_{D_w}, N_{D_v}, N_{D_r}, N_{L_w}, N_{L_v}, N_{L_r} = D_n, L_n$ 을 추정하는데 있어서의 불확실량 및 실제하중효과에 대한 편기를 조정하기 위한 보정계수

#### 4. 안전도분석평가

##### 4.1 수치해석기법

한계상태방정식이 비선형이며, 확률변수가 11개에 달하기 때문에 본 논문에서는 중요도표본추출기법의 일종인 DST(Directional Sampling Technique)기법을 기반으로 하고 새롭게 가중치조정을 가미한 ZiST 알고리즘을 개발 이용하였다. 시스템의 파괴확률은 확률밀도함수  $f_X$ 를 파괴영역에서 적분한 값이며 이에 대한 불편 추정자는 식(4.1.1)이다.

$$p_f \approx \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N \left\{ I [D \cdot G_i(v_j) \leq 0] \frac{f_X(v_j)}{h_v(v_j)} \right\} \quad (4.1.1)$$

IST의 경우 식(4.1.1)로 충분히 묘사가 되지만 DST기법은 표본추출함수가 매단계 변하기 때문에 식(4.1.2)로 식(4.1.1)을 확장하여야 하며 일반화 시키면 식(4.1.3)과 같이 된다[Melchers, 1990].

$$p_f \approx \sum_{j=1}^{N_1} \left\{ \frac{I [1v_j] f_X(1v_j)}{N \cdot 1h_v(1v_j)} \right\} + \sum_{j=1+N_1}^{N_1+N_2} \left\{ \frac{I [2v_j] f_X(2v_j)}{N \cdot 2h_v(2v_j)} \right\} \quad (4.1.2)$$

$$p_f \approx \frac{1}{N} \sum_{k=1}^K \sum_{j=1+N_{k-1}}^{N_k} I [kv_j] \frac{f_X(kv_j)}{kh_v(kv_j)} \quad (4.1.3)$$

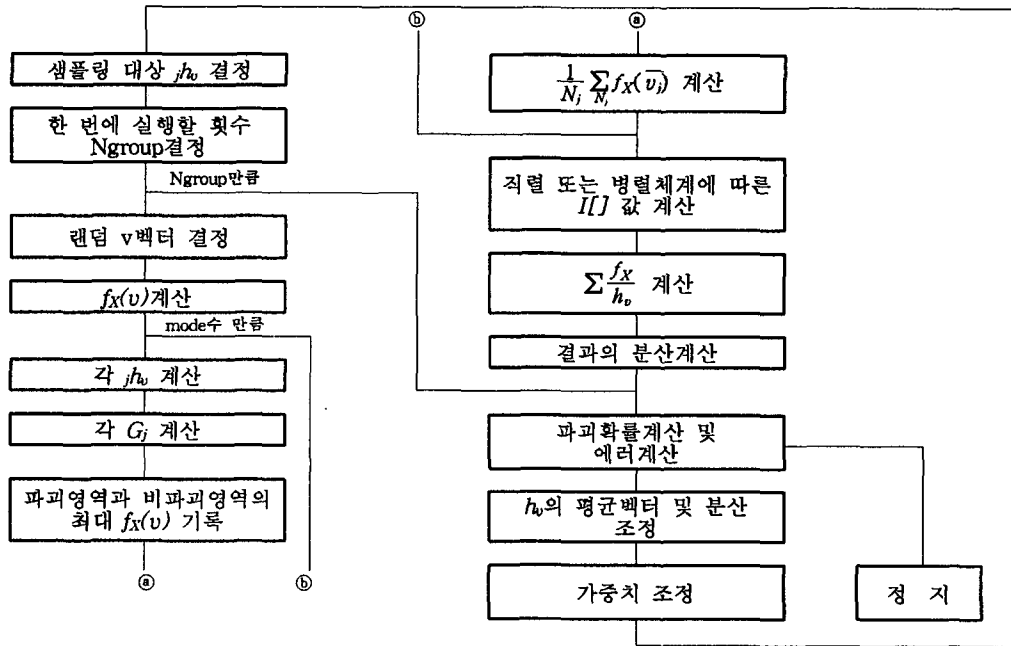


그림 4.1.1 ZiST 알고리즘의 개념도

표 4.1.1 ZiST의 사용례

ZiST					WGNSD(Fu & Moses)				
N	pf	Err	가 중 치		N	pf	Err	가 중 치	
			model1	mode2				model1	mode2
60			0.5	0.5	4000	0.0007050	6.1%	0.095	0.905
657			0.139	0.861					
1434	0.0007483	0.8%	0.002	0.998					

다중모드에 대한 경우는 각 표본추출함수간에 적절한 가중치의 설정이 있어야 한다. 이에 대해서는 간단하게 기존에 발표된 논문의 예[Fu&Moses, 1992]와 본 논문의 수치해석기법인 ZiST의 결과를 비교[표 4.1.1]하였다.  $R=N(25,2.5)$ ,  $S=N(10,3.0)$ ,  $g_1(x)=R-S$ ;  $g_2=61-1.44R-S$ ,  $pf=0.000742$ (MCS 1,570,000회)

#### 4.2 통계적 불확실량

구조신뢰성 방법에서는 저항 및 하중관련 랜덤변량들의 불확실량을 합리적으로 추정하는 것이 매우 중요한 문제이다. 더구나 노후손상 교량의 신뢰성해석에 사용되는 불확실량에는 구조안전성에 영향을 미칠 수 있는 모든 영향을 포함하여야 하며, 표본자료와 통계적 해석에 관한 변동량 뿐 아니라 추정오차 또는 모델링 오차, 불확실한 정보로 인한 오차 등도 포함하여야 한다.

본 연구에서 채택한 하중[조효남, 1994] 및 저항[Nowak, 1993]의 불확실량을 표 4.2.3에 정리하였는데 여기에서 제시된 자료는 앞으로 저항 및 하중관련 연구가 점차 확대되고 자료가 누적됨에 따라 수정, 보완될 수 있을 것으로 사료된다[이승재, 1994].

표 4.2.3 채택된 불확실량 자료

구분	평균공칭비	변동계수	분포형
저항	휨	1.05	정규분포
	전단	1.15	정규분포
	비틀림	1.15	정규분포
하중	사하중	1.05	정규분포
	활하중	1.24	대수정규분포

### 5. 적용예

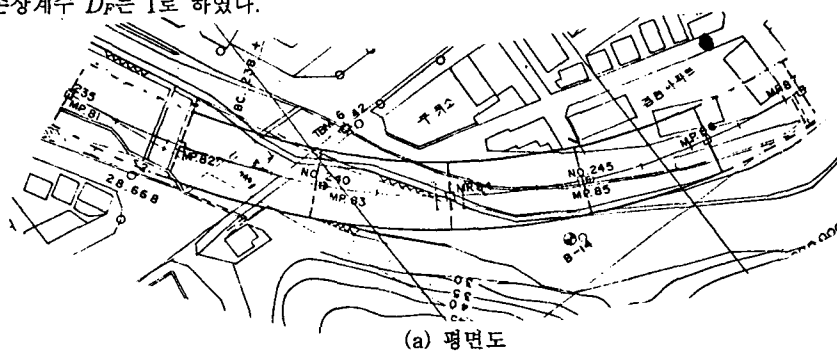
#### 5.1 대상교량

서울시는 교통혼잡을 완화할 목적으로 내부도시순환도시고속도로를 건설중이다. 본 논문의 적용대상은 이 고속도로중 PSM(Precast Segmental Method)공법으로 시공된 현재 북부도시고속도로 제 1공구 PC박스거터 구간중에서 반경 250m의 MP82~MP86구간의 MBR9 4@50m의 고가교량이다. 표 5.1.1에는 대상교량의 일반사항을 정리하였다.

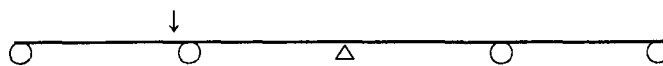
표 5.1.1 북부도시고속도로 제 1공구 MBR9의 일반사항

위치	서울특별시 서대문구 홍은제3동과 연희제3동의 홍제천
구조형식	4경간 연속 프리캐스트 세그멘탈 PC박스거터교
연장	4@50m = 200m
교폭	12.5m
설계하중	DL24

본 논문에서는 제 1경간의 부모멘트부에 대하여 지배단면력에 대한 안전도분석평가 및 상관조합단면력에 대한 안전도분석평가를 공히 수행하여 비교하였으며 이때 상관계수는 고려하지 않았다. 또한, 신설교량인 관계로 노후손상계수  $D_F$ 는 1로 하였다.



(a) 평면도



(b) 안전도평가 단면

그림 5.1.1 대상구조물의 평면도 및 안전도평가 단면의 위치

## 5.2 한계상태방정식

표 5.2.1의 수치를 3.2장의 한계상태방정식에 대입하면 대상구조물에 대한 한계상태방정식이 얻어진다. 그림 5.2.1은 환산윤변비의 변화에 대한 상관조합방정식의 변화이다.

표 5.2.1 횡보강비 및 환산윤변비와 항복강도

$\lambda$ (복부에 대한 횡보강비)			$\rho$ (환산윤변비)			$F$ (항복강도)	
$\lambda_B$	$\lambda_T$	$\lambda_M$	$\rho_B$	$\rho_T$	$\rho_M$	$F_{yu}$	$F_{yl}$
0.303	0.869	0.449	2.351	1.089	1.721	106.186	2869.625

Mode 1 :  $F_3 = F_5 = F_{yl}$

$$g(\cdot) = 1 - \left[ 0.037 \left\{ 2.351 \left( \frac{T_D + T_L}{T_R} \right)^2 + \left( \frac{V_D + V_L}{V_R} \right)^2 \right\} + \frac{M_D + M_L}{M_R} \right]$$

Mode 2 :  $F_1 = F_7 = F_{yu}$

$$g(\cdot) = 1 - \left[ 1.089 \left( \frac{T_D + T_L}{T_R} \right)^2 + \left( \frac{V_D + V_L}{V_R} \right)^2 - 27.027 \left( \frac{M_D + M_L}{M_R} \right) \right]$$

Mode 3 :  $F_1 = F_{yu}, F_3 = F_{yl}$

$$g(\cdot) = \frac{1}{2}(27.027 + 1) - \left[ 1.721 \left( \frac{T_D + T_L}{T_R} \right)^2 + 2 \left( \frac{T_D + T_L}{T_R} \right) \left( \frac{V_D + V_L}{V_R} \right) \sqrt{\frac{2 \times 3}{14.54}} + \left( \frac{V_D + V_L}{V_R} \right)^2 \right]$$

Mode 4 :  $V_{\theta} = h(\tau b)_2 = h \left( \frac{T}{2A_0} + \frac{V}{2h} \right)$

$$g(\cdot) = 1 - \left( \frac{T_D + T_L}{T_R} + \frac{V_D + V_L}{V_R} \right)$$

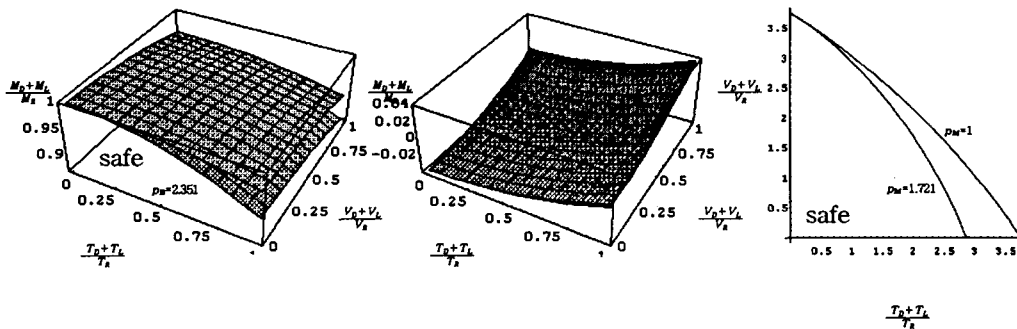


그림 5.2.1  $\rho$ 에 따른 조합상관곡선의 변화

## 5.3 강도 및 하중효과와 실응답계수

평가단면에 최대의 하중효과가 발생하도록 DL24하중을 편기재하시켰다. 실응답계수로서 응답비와 충격계수는  $K_s=0.72, i=0.36$ 으로 전체 단면력에 대하여 공히 적용하였다.

표 5.3.1 강도 및 하중효과

번호	구분	공칭값	번호	구분	공칭값
1	소성비틀림강도	2354.448	6	비틀림	사하중 68.155
2	소성전단강도	823.491	7		활하중 73.530
3	소성휨강도	15424.2	8	전단	사하중 646.021
4	비틀림강도(전단접합면)	8720.560	9		활하중 119.525
5	전단강도(전단접합면)	2094.61	10	휨	사하중 5602.064
			11		활하중 1345.257

## 5.4 안전도평가결과

### 5.4.1 안전도평가

지배단면력에 대한 선형한계상태 모형에 의한 부모멘트부의 휨에 대한 안전도와 상관조합력에 대한 비선형한계상태 모형에 의한 부모멘트부의 안전도를 동일한 불확실량을 적용하여 평가하였다.

표 5.4.2 상관조합력에 대한 안전도평가 결과

구 분	파괴확률	80% 유의수준			신뢰성지수 $\beta$	
		하 한 치	상 한 치	상대오차(%)		
상관 조합력	Mode 1~3	$8.9939 \times 10^{-8}$	$8.5453 \times 10^{-8}$	$9.4424 \times 10^{-8}$	9.5	5.22
	Mode 1~4	$3.0931 \times 10^{-6}$	$2.9385 \times 10^{-6}$	$3.2478 \times 10^{-6}$	9.5	4.52
지배 단면력	휨	$1.7506 \times 10^{-9}$	$1.6633 \times 10^{-9}$	$1.8380 \times 10^{-9}$	9.5	5.90

#### 5.4.2 적용예에 대한 고찰

본 교량은 가설공법은 FCM공법이므로 부모멘트부에 대한 안전도가 매우 높다[삼성건설, 1995]. 따라서 양 경우 모두 신뢰성지수 4.5를 상회하는 높은 안전도로 평가되었다. 지배단면력에 대한 평가결과  $\beta=5.90$ 으로 매우 높은 안전도를 나타냈다. 상관조합단면력을 고려한 안전도평가 중 Mode 1~3의 직렬모형의 결과는  $\beta=5.22$ 로서 신뢰성지수차이가 0.68이다. 본 교량은 세그멘탈 PC박스거더이므로 Mode 4가 또한 고려되어야 하며, Mode 1~4의 직렬모형결과는 Mode 1~3보다도 신뢰성지수차이가 0.70으로서 더 낮게 평가되었다.

지배단면력에 의한 결과보다 단면에 작용하는 모든 단면력의 상관에 의한 결과가 더 합리적인 안전도라고 사료된다. Mode 4가 지배적인 Mode 1~3은 전단과 비틀림비에 대하여 2차이며, Mode 4는 1차로서 Mode 4에서 전단과 비틀림의 영향이 더 크게 나타나게 된다. 본 예에 대한 수치해석결과 Mode 4가 가장 지배적으로 나타났으며, 본 예에 대한 최종안전도는  $\beta=4.52$ ,  $pf=0.0000031$ 이다.

#### 6. 결론

- 1) 박스거더타입의 교량 안전도분석평가에 일반적으로 적용되는 한계상태방정식을 제안하였다.
- 2) 전단접합면의 안전도평가에 적용할 수 있는 한계상태방정식을 제안하였다.
- 3) 곡선PC박스거더는 상관조합력을 고려한 안전도평가가 바람직하다.
- 4) 세그멘탈 PC박스거더인 경우는 전단접합면의 안전도평가 또한 수행되어야 한다.

#### 7. 참고문헌

삼성건설, "북부도시고속도로 1공구 상부구조 재하시험 및 건전성평가", 7, 1995

오병환, "프리캐스트 PC 세그멘탈 교량 접합부에 대한 실험 연구", 1994년 5월, 콘크리트학회 논문집 제 6권 1호(통권 제 10집)

윤만근, "국내 최초로 북부도시고속도로 공사에 적용되고 있는 P.S.M.공법의 소개", 콘크리트학회지, Vol.6 No.3 1994.6

이승재, "고속철도 교량의 전산화 유지관리를 위한 신뢰성에 기초한 건전성평가 모형", 한양대학교 대학원 박사학위논문, 1994

조효남, "체계신뢰성방법에 기초한 도로교 설계규준 개발 및 시설교량의 신뢰성 평가", 과학재단연구보고서 [871-1301-007-2 구조], 1989

조효남, 이승재, 임종권, "차량통행하중에 대한 사장교의 신뢰성에 기초한 안전도 및 내하력평가", 한국전산구조공학회 학술발표회 논문집, 제 7권 제 1 집, 1994

Bruno Thürlimann, "Shear Strength of Reinforced and Prestressed Concrete--CEB Approach", CONCRETE DESIGN : U.S. and European Practices, 1979

Bruno Thürlimann, "Torsional Strength of Reinforced and Prestressed Concrete--CEB Approach", CONCRETE DESIGN : U.S. and European Practices, 1979

Nowak, A.S. "Development of bridge load model for LRFD code", national hazards Mitigation, 1993  
R.E. Melchers, "Search-Based importance Sampling", Structural Safety, 9, 1990