

## 교량케이슨기초의 최적신뢰성 설계 기준 Optimum Reliability Based Design Criteria for Bridge Cassion Foundation

손 용우\*  
Sohn, Yong-Woo

신형우\*\*  
Shin, Hyung-Woo

이증빈\*\*\*  
Lee, Cheung-Bin

정철원\*\*\*\*  
Jung, Chul-Woon

### ABSTRACT

This study is directed to propose a stability analysis and Design Criteria for Bridge Caisson foundations, with Could possibly replace the traditional W.S.D. provisions of the Current Code, based on the FBOR( Load Factors based on optimum Reliability ).

The optimum reliability indices( Vertical bearing Capacity ;  $\beta_{opt} = 3.19$ , Lateral bearing Capacity ;  $\beta_{opt} = 3.15$ ( ordinary ),  $\beta_{opt} = 2.93$ ( earthquake ), Shearing resistance Capacity ;  $\beta_{opt} = 2.87$  ) are Selected as optimal Values Considering our practice base on the Calibration with the current Bridge Caisson foundation design Safety provisions, Load and resistance factors are measure by Using the proposed Uncertainties and the Selected optimum reliability indices. Furthermore, a set of nominal safety factors are proposed for the U. S. D. design provisions.

### 1. 서론.

교량케이슨 기초는 일반적으로 단면형상이 크기 때문에 말뚝기초의 경우와는 달라서 케이슨 주변의 저항 보다는 저면반력에 의존하는 비율이 크다. 최근에 교량기초의 선정에 있어 상부구조가 더욱 더 큰 규모가 되고 보다 큰 중량 부하의 요구 및 내진상 안전성이 큰 점에서 기초 구조로서의 케이슨은 신뢰성이 높다는 것에서 채택되는 수가 많다.

이러한 케이슨기초는 말뚝 기초에 비하여 본체의 형태 치수가 크므로 직접재하 시험에 의하여 케이슨으로서의 극한 지지력 등을 구하는 것은 불가능에 가깝다. 따라서 케이슨 기초의 극한 지지력은 토질시험 및 토질조사 결과를 이용하여 계산에 의하여 구하는 불확실성과 평판재하시험을 실시하고 실패에 대한 형상지수 효과로 고려하여 극한 지지력을 환산하여 구하는 불확실성등을 내포하고 있기 때문에 확정론적으로 보기에는 어렵다.<sup>1)</sup>

본연구에서는 교량 케이슨 기초의 안정해석에 대한 저면 지반의 연직지지력 전면지반의 수평지지력, 저면의 전단지지력의 저항에의 불확실성과 연직력, 수평력, 휨 모멘트를 받는때의 지반력의 가중효과의 불확실성을 Taylor급수의 선형근사화에 의한 평균과 분석을 이용한 Cornell<sup>10)</sup>의 평균 제 1 계 2차 모멘트법과 Lind-Hasofer<sup>10)</sup>의 최소 거리법에 의하여 현행 도로교시방서의 케이슨 기초설계에 사용하도록 산정하는 식으로 유도하였다. 그리고 저항과 하중효과의 불확실량을 이용하여 장차 우리나라에서도 확률이론에 입각한 최적신뢰성 설계기준을 제안함으로써 현행 도로교 표준시방서의 케이슨기초에 대한 공칭 안전율을 검토하고 또 우리나라의 현실을 고려한 불확실량 수준의 선택과 최적신뢰성 지수에 따른 공칭안전율을 제시하는것을 그 목적으로 한다.

\* 원광대학교 토목공학과 박사과정  
\*\* 순천공업전문대학 토목과 전임강사  
\*\*\* 순천공업전문대학 토목과 교수(공학박사)  
\*\*\*\* 원광대학교 토목공학과 교수(공학박사)

## 2. 신뢰성해석 모델

신뢰성 해석에 대한 내용은 문헌 8, 9, 10, 등에 상술되어 있으며 본 연구에서는 문헌 5,7에서와 같이 2차 모멘트법에 의한 신뢰성 이론인 MFOSM법과 AFOSM법을 교량 기초에 적용하여 유도된 결과식을 기술하였다.

### 2.1 안정해석

교량기초의 안정해석은 통상 언직지지력, 수평지지력, 활동에 대한 안정을 검토해야 한다. 본 연구에서는 그림-1과 같이 케이슨 기초에서 저항R는 저면 지반의 언직지지력( $R_Q$ ), 전면 지반의 수평지지력( $R_H$ ), 및 저면의 전단 저항력( $R_S$ )이며, 하중효과 S는 저면 지반의 언직지반 반력( $S_V$ ), 전면지반의 수평지반 반력( $S_H$ ), 저면의 전단력( $S_S$ )로 한다.

따라서 2차 모멘트법에 의한 신뢰성 해석 모델의 한계 상태방식은 다음과 같이 된다.

$$\begin{aligned} 1) \text{ 언직지지력} &: \phi_Q \bar{R}_Q = \gamma_{VD} \bar{S}_{VD} + \gamma_{VL} \bar{S}_{VL} & (1) \\ 2) \text{ 수평지지력} &: \phi_H \bar{R}_H = \gamma_{HD} \bar{S}_{HD} + \gamma_{HL} \bar{S}_{HL} & (2) \\ 3) \text{ 활동} &: \phi_S \bar{R}_S = \gamma_{SD} \bar{S}_{SD} + \gamma_{SL} \bar{S}_{SL} & (3) \end{aligned}$$

여기서,  $\phi_i$  = 안정해석의 저항 계수,  $\gamma_{iD}$  = 안정해석의 사하중계수  
 $\gamma_{iL}$  = 안정해석의 활하중계수,  $\bar{R}_i$  = 안정해석의 평균저항  
 $\bar{S}_{iJ}$  = 안정해석의 평균하중효과

### 2.2 각부단면의 설계

케이슨 기초의 각부단면 설계시 케이슨기초의 경우 휨과 전단에 대해 축력, 상술레브, 저판슬래브의 3부분으로 나누어 해석한다.

따라서 각부 단면의설계에 대한 신뢰성 해석모델의 한계상태방정식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} 1) \text{ 휨} &: \phi_M \bar{M} = \gamma_{MD} \bar{S}_{MD} + \gamma_{ML} \bar{S}_{ML} & (4) \\ 2) \text{ 전단} &: \phi_V \bar{V} = \gamma_{VD} \bar{S}_{VD} + \gamma_{VL} \bar{S}_{VL} & (5) \\ 3) \text{ 압축} &: \phi_P \bar{P} = \gamma_{PD} \bar{S}_{PD} + \gamma_{PL} \bar{S}_{PL} & (6) \end{aligned}$$

## 3. 불확실량의 산정

### 3.1 안정해석

#### 3.1.1 저항

##### 1) 언직 지지력

케이슨 저면지반의 언직지지력은 Terzaghi의 지지력 공식과 같은 형태로 표시한 정역학적 공식으로 구하면 다음과 같다.

$$R_Q = (q_d - r_2 D_f) \quad (7)$$

여기서,  $q_d = \alpha C N_c + 0.5 \beta r_1 \bar{B} N_r + r_2 D_f N_q$

따라서 C,  $r_1$ ,  $r_2$ , B,  $D_f$ ,  $N_c$ ,  $N_r$ ,  $N_q$ 를 확률변수로 취하면 평균( $\bar{R}_Q$ )과 변동계수( $\Omega_{RQ}$ )는 다음과 같이 된다.

$$\bar{R}_Q = (\bar{q}_d - \bar{r}_2 \bar{D}_f) \quad (8a)$$

$$\Omega_{RQ} = \sqrt{\Omega_{q_d}^2 + \Omega_{r_2}^2 + \Omega_{D_f}^2} / \bar{R}_Q \quad (8b)$$

여기서,  $\Omega_{q_d} = \sqrt{\bar{Q}_c \Omega_{C_c}^2 + \bar{Q}_r^2 \Omega_{r_1}^2 + \bar{q}_d^2 \Omega_{q_c}^2} / \bar{q}_d$ ,  $Q_c = \bar{C} N_c$ ,  $Q_r = 0.5 \bar{r}_1 \bar{B} N_r$ ,  $Q_q = \bar{r}_2 \bar{D}_f N_q$

$$\Omega_{C_c} = \sqrt{\Omega_c^2 + \Omega_{N_c}^2}, \quad \Omega_{Q_r} = \sqrt{\Omega_{r_1}^2 + \Omega_B^2 + \Omega_{N_r}^2}$$

$$\Omega_{Q_q} = \sqrt{\Omega_{r_2}^2 + \Omega_{D_f}^2 + \Omega_{N_q}^2}$$

##### 2) 수평지지력

케이슨 저면의 수평지지력은 토압이론에 입각한 수동 토압강도로 구해지는데, 본 연구에서는 제2층 이하의 토압강도는 그릿층 모두를 제하층으로 생각하여 상시와 지진시일때 그림 -1에서와 같이 3층지반의 수동 토압강식으로 나타내면 다음과 같이 된다.

$$a) \text{ 상시} : R_H = r K \phi_i + 2C / K_P + K_P \cdot q \quad (9)$$

여기서,  $r$  = 흙의 단위 중량,  $K_p$  = 수동 토압계수,  $q$  = 상재하중,  $h_i$  = 각층의 근입 깊이  
따라서  $r, c, k_p, h, q$ 를 확률변수로 취하면 평균( $\bar{R}_H$ )와 변동계수 ( $\Omega_{RH}$ )는 다음과 같이 된다.

$$\bar{R}_H = \bar{r}\bar{k}_p\bar{h}_i + 2\bar{c}\sqrt{\bar{k}_p} + \bar{k}_p\bar{q} \quad (10a)$$

$$\Omega_{RH} = \sqrt{\bar{r}_s^2\Omega_{P_s}^2 + \bar{p}_c^2\Omega_{P_c}^2 + \bar{p}_q^2\Omega_{P_q}^2} / \bar{R}_H \quad (10b)$$

여기서,  $\bar{P}_s = \bar{r}\bar{k}_p\bar{h}_i$ ,  $\bar{p}_c = 2\bar{c}\sqrt{\bar{k}_p}$ ,  $\bar{p}_q = \bar{k}_p\bar{q}$ ,  $\Omega_{P_s} = \sqrt{\Omega_{k_p}^2 + \Omega_r^2 + \Omega_{h_i}^2}$ .

$$\Omega_{P_c} = \sqrt{\Omega_c^2 + 0.25\Omega_{k_p}^2}, \quad \Omega_{P_q} = \sqrt{\Omega_{k_p}^2 + \Omega_q^2}$$

b) 지진시 :  $R_H = rkeph_i + 2c\sqrt{K_Ep}$  (11)

따라서  $r, k_{ep}, h_i, c$ 를 확률변수로 취하면 평균과 변동계수는 다음과 같이 된다.

$$\bar{R}_H = \bar{r}\bar{k}_{ep}\bar{h}_i + 2\bar{c}\sqrt{\bar{k}_{ep}} \quad (12a)$$

$$\Omega_{RH} = \sqrt{\bar{P}_{E_s}^2\Omega_{P_{E_s}}^2 + \bar{P}_{E_c}^2\Omega_{P_{E_c}}^2} / \bar{R}_H \quad (12b)$$

여기서,  $\bar{P}_{E_s} = \bar{r}\bar{k}_{ep}\bar{h}_i$ ,  $\bar{P}_{E_c} = 2\bar{c}\sqrt{\bar{k}_{ep}}$ ,  $\Omega_{P_{E_s}} = \sqrt{\Omega_{k_{ep}}^2 + \Omega_r^2 + \Omega_{h_i}^2}$ .

$$\Omega_{P_{E_c}} = \sqrt{\Omega_c^2 + 0.25\Omega_{k_{ep}}^2}$$

### 3) 활동

케이슨저면의 전단 저항력은 도로교시방서에서 사용하는 공식을 사용하면 다음과 같이 된다.

$$R_s = C_B A' + V \tan \phi_B \quad (13)$$

여기서,  $C_B$  = 케이슨 저면과 지반 사이의 접착력,  $A'$  = 케이슨 저면의 유효단면적  
 $V$  = 케이슨 저면이 작용하는 연직하중,  $\phi_B$  = 케이슨 저면과 지반사이의 마찰각  
따라서  $C_B, A', V, \phi_B$ 를 확률변수로 취하면 평균과 변동계수는 다음과 같이 된다.

$$\bar{R}_s = \bar{C}_B \bar{A}' + \bar{V} \tan \bar{\phi}_B \quad (14a)$$

$$\Omega_{R_s} = \sqrt{\bar{C}_B^2 \bar{A}'^2 (\Omega_{C_B}^2 + \Omega_{A'}^2) + \bar{V}^2 \tan^2 \bar{\phi}_B (\Omega_V^2 + \Omega_{\phi_B}^2)} / \bar{R}_s \quad (14b)$$

### 3.1.2 하중효과

교량 케이슨기초에 대한 하중효과의 불확실량산정은 Galambos의 기본 확률변수의 저항을 이용하는 방법과 Ellingwood와 같이 부분하중의 하중효과 조합을 이용하는 방법이 있는데 본연구에서는 Ellingwood의 방법을 이용하였다.

따라서 그림 -1에서와 같이 설계지반면에 있어서 케이슨에 작용하는 연직력, 수평력 및 모멘트를 받는 경우의 지반 반력을 3층지반의 사다리꼴 분포로 가정하면 케이슨 기초의 하중효과는 다음과 같이 된다.

#### 1) 연직 지지력

저면의 지반 반력을 사다리꼴분포로 가정하면 이에 대한 도로교시방서에는 다음과 같이 된다.

$$S_v = \frac{V+Wl-u}{A} + K_v a \theta \quad (15)$$

여기서,  $V$  = 케이슨에 작용하는 연직력,  $W$  = 케이슨의 단위 길이당 중량  
 $U$  = 케이슨에 작용하는 부력,  $K_v$  = 케이슨 지반 저면의 연직 반력계수  
 $a$  = 케이슨 축벽의 폭,  $\theta$  = 케이슨의 회전각

따라서  $V, K_v, W, L, u, a, \theta$ 를 확률변수로 취하면 저면의 지반 반력에 대한 평균( $\bar{S}_v$ )와 변동계수( $\Omega_{Sv}$ )는 다음과 같이 된다.

$$\bar{S}_v = \frac{\bar{V} + \bar{W}\bar{l} - \bar{u}}{A} + \bar{K}_v \bar{a} \bar{\theta} \quad (16a)$$

$$\Omega_{Sv} = \sqrt{\bar{Q}_v^2 \Omega_{Q_v}^2 + \bar{Q}_k^2 \Omega_{Q_k}^2} / \bar{S}_v \quad (16b)$$

여기서,  $\bar{Q}_v = \frac{\bar{V} + \bar{w} \bar{l} - \bar{u}}{A}$ ,  $\bar{Q}_k = \bar{k} v \bar{a} \bar{\theta}$

$$\Omega_{Sv} = \frac{\sqrt{\Omega_v^2 + \bar{V}^2 \Omega_v^2 + \bar{w}^2 \bar{l}^2 (\Omega_w^2 + \Omega_l^2) + \bar{u}^2 \Omega_u^2}}{(\bar{V} + \bar{w} \bar{l} - \bar{u})^2} \quad \Omega_{Qk} = \sqrt{\Omega_{kv}^2 + \Omega_a^2} \quad \Omega_{\phi^2}$$

2) 수평지력

수평지력의 하중효과는 케이슨기초의 저면의 지반반력으로 산정된다 이때 사다리꼴분포의 지반 반력은 지반의 수평반력계수(K<sub>H</sub>), 케이슨의 회전각(θ), 케이슨의 회전중심 깊이 (h)의 함수로서 다음과 같이 된다.

$$S_H = K_H(h - l_i)\theta \quad (17)$$

따라서 식(17)에서 K<sub>H</sub>, h, l<sub>i</sub>, θ를 확률변수로 취하면 이에 대한 평균 ( $\bar{S}_H$ )와 변동계수(Ω<sub>S<sub>H</sub></sub>)는 다음과 같이 된다.

$$\bar{S}_H = \bar{K}_H(\bar{h} - \bar{l}_i)\bar{\theta} \quad (18a)$$

$$\Omega_{S_H} = \frac{\sqrt{\Omega_{K_H}^2 + \Omega_{\theta}^2 + \bar{l}_i^2 \Omega_{l_i}^2 + \bar{h}^2 \Omega_h^2}}{(\bar{h} - \bar{l}_i)^2} \quad (18b)$$

3) 활동

활동의 안정해석에 대한 하중효과는 저면의 전단력으로 계산되는데 도로교시방서의 공식에 의하면 다음과 같이 된다.

$$S_s = k_s(h - l_i)QA \quad (19)$$

여기서,  $h = \frac{Mk_2 + Hk_3}{Mk_1 + Hk_2}$ ,  $Q = \frac{Mk_1 + Hk_2}{k_1k_3 - k_2^2}$

K<sub>s</sub> = 케이슨저면 지반의 전단스프링 정수. A = 케이슨저면의 단면적.  
 K<sub>1</sub>, K<sub>2</sub>, K<sub>3</sub> = 전면지반의 수평반력계수. N, H, M = 설계지면면에 대한 연직력 수평력, 휨모멘트 (그림 -1참조)

따라서 식(19)에서 K<sub>s</sub>, h, l<sub>i</sub>, θ, A를 확률변수로 취하면 평균( $\bar{S}_s$ )와 변동계수(Ω<sub>S<sub>s</sub></sub>)는 다음과 같다.

$$\bar{S}_s = \bar{k}_s(\bar{h} - \bar{l}_i)\bar{Q}\bar{A} \quad (20a)$$

$$\Omega_{S_s} = \frac{\sqrt{\Omega_{k_s}^2 + \Omega_{\theta}^2 + \Omega_A^2 + \bar{h}^2 \Omega_h^2 + \bar{l}_i^2 \Omega_{l_i}^2}}{(\bar{h} - \bar{l}_i)^2} \quad (20b)$$

3.2 각부 단면의 설계

3.2.1 저항

케이슨 본체의 각부설계는 주로 축벽, 상슬래브, 저판슬래브의 3부분으로 해석되어 지는데 이에 대한 휨 및 전단의 불확실량 산정식은 다음과 같이 된다.

1) 휨 및 압축

a) 축벽 (수평방향)

축벽의 수평방향의 단면력산정은 통상 평면띠대 구조 해석을 사용하는데 휨 과 축방향력(압축)을 받는 복철근보로 생각하며 평형상태를 이루는 축방향중 P<sub>n</sub>는 다음과 같이 된다.

$$P_n + 0.85 \sigma_{ck} a b b + A' s \sigma_y - A s \sigma_s \quad (21)$$

따라서 수평방향의 축벽에 대한 평균( $\bar{P}_n$ )과 변동계수(Ω<sub>P<sub>n</sub></sub>)는 다음과 같이 된다.

$$\bar{P}_n = 0.85 \bar{\sigma}_{ck} \bar{a} \bar{b} \bar{b} + \bar{A}' \bar{s} \bar{\sigma}_y - \bar{A} \bar{s} \bar{\sigma}_s \quad (22a)$$

$$\Omega_{P_n} = \frac{\sqrt{\bar{C}_c^2 \Omega_{C_c}^2 + \bar{C}_s^2 \Omega_{C_s}^2 + \bar{C}_t^2 \Omega_{C_t}^2}}{\bar{P}_n} \quad (22b)$$

여기서,  $\bar{C}_c = 0.85 \bar{\sigma}_{ck} \bar{a} \bar{b} \bar{b}$ ,  $\bar{C}_s = \bar{A}' \bar{s} \bar{\sigma}_y$ ,  $\bar{C}_t = \bar{A} \bar{s} \bar{\sigma}_s$

$$\Omega_{C_c} = \sqrt{\Omega_{\sigma_{ac}}^2 + \Omega_b^2}, \quad \Omega_{C_s} = \sqrt{\Omega_{A's}^2 + \Omega_{\sigma_y}^2}, \quad \Omega_{C_t} = \sqrt{\Omega_{A_s}^2 + \Omega_{\sigma_s}^2}$$

그리고 압축파괴를 나타내는 평형조건을 적용하면 소성중심에서 극한휨 강도는 다음과 같이 된다.

$$\mu_u = \frac{0.85 \sigma_{ck} a b b (d - \frac{a}{2}) + \sigma_y A' s (d - d') - P_n d_c^2}{2} \quad (23)$$

여기서, a<sub>b</sub> = 등가응력 사각형 깊이, d<sub>c</sub> = 인장 철근에서 소성중심까지의 거리

따라서 평균(μ<sub>u</sub>)와 변동계수(Ω<sub>u</sub>)는 다음과 같이 된다.

$$\bar{M}_u = 0.85 \bar{\sigma}_{ck} \bar{a} \bar{b} \bar{b} (\bar{d} - \bar{a}) + \bar{\sigma}_y \bar{A}_s (\bar{d} - \bar{b}') - \bar{P} \bar{n} \bar{d} c^2 \quad (24a)$$

$$\Omega M_u = \sqrt{M_1^2 \Omega_{M1}^2 + M_2^2 \Omega_{M2}^2 + M_3^2 \Omega_{M3}^2} / \bar{M}_n \quad (24b)$$

여기서,  $\bar{M}_1 = 0.85 \bar{\sigma}_{ck} \bar{a} \bar{b} \bar{b} (\bar{d} - \bar{a})$ ,  $\bar{M}_2 = \bar{\sigma}_y \bar{A}_s (\bar{d} - \bar{b}')$ ,  $\bar{M}_3 = \bar{P} \bar{n} \bar{d} c$ ,  $\Omega_{M3} = \sqrt{\Omega_{pn}^2 + \Omega_{dc}^2}$

$$\Omega_{M1} = \sqrt{\Omega \sigma_{ck}^2 + \Omega_{ab}^2 + \Omega_b^2 + \frac{\bar{d}^2 \Omega_a^2 + \bar{a}^2 \Omega_a^2}{(\bar{d} - 0.5\bar{a})^2}} \quad \cdot \quad \Omega_{M2} = \sqrt{\Omega \sigma_y^2 + \Omega_{As}^2 + \frac{\bar{d}^2 \Omega_a^2 + \bar{d}'^2 \Omega_{d'}^2}{(\bar{d} - \bar{d}')^2}}$$

b) 측벽(연직방향)

측벽의 연직방향의 단면력은 근입 깊이 방향의 단면력으로 상자형라아멘 구조로 해석되므로 본 연구에서는 T형보틀 중립축이 플랜지 내에 있는 직사각형 단면으로 해석하면 직접기초의 저항에 대한 극한 힘 강도식은 다음과 같이 된다.

$$M_u = A_s \sigma_y d (1 - 0.59 A_s \sigma_y / b d \sigma_{ck}) \quad (25)$$

이때 평균( $\bar{M}_u$ )와 변동계수( $\Omega M_u$ )는 다음과 같이 된다.

$$\bar{M}_u = \bar{A}_s \bar{\sigma}_y \bar{d} (1 - 0.59 \bar{A}_s \bar{\sigma}_y / \bar{b} \bar{d} \bar{\sigma}_{ck}) \quad (26a)$$

$$\Omega M_u = \sqrt{\frac{[1 - 1.18\bar{q}]^2}{[1 - 0.59\bar{q}]^2} (\Omega \sigma_y^2 + \Omega_{As}^2)} + \frac{[0.59\bar{q}]^2}{[1 - 0.59\bar{q}]^2} (\Omega \sigma_{ck}^2 + \Omega_b^2 + \Omega \sigma_y^2) \quad (26b)$$

여기서,  $\bar{q} = \bar{A}_s \bar{\sigma}_y / \bar{b} \bar{d} \bar{\sigma}_{ck}$  임

c) 상슬래브 및 저판 슬래브.

상슬래브의 단면 산정은 케이슨 측벽과 상슬래브의 연결상태에 따라 다르며 단순지지 또는 고정지지 슬래브로 취급해야한다. 따라서 본 연구에서는 상슬래브를 단순지지 슬래브로 해석하고 저판슬래브를 고정지지슬래브로 해석 하면 이에 대한 극한 힘 강도식은 보의 폭을  $b=1m$ 로 하는 식(25), (26)을 사용한다.

2) 전단

트러스유사 이론에 의한 직접기초의 계산 극한전단 강도  $V_u$ 는 다음과 같이 된다.

$$V_u = V_c + V_s \quad (27)$$

여기서,  $V_c = 0.53 \sqrt{\sigma_{ck}} b d$  (1방향 슬래브),  $V_c = 1.1 \sqrt{\sigma_{ck}} b d$  (2방향 슬래브)  
 $V_s = A_v \sigma_g / s$

따라서 전단강도의 평균( $\bar{V}_u$ )와 변동계수 ( $\Omega v_u$ )는 다음과 같이 된다.

$$\bar{V}_u = \bar{V}_c + \bar{V}_s \quad (28a)$$

$$\Omega v_u = \sqrt{\bar{V}_c^2 \Omega_{vc}^2 + \bar{V}_s^2 (\Omega_{Av}^2 + \Omega \sigma_y^2 + \Omega_{d^2} + \Omega_{s^2})} / \bar{V}_u \quad (28b)$$

### 3.2.2 하중 효과

1) 힘

a) 측벽(수평방향)

측벽의 수평방향의 하중효과는 전면의 지반반력 정수압, 정지토압등의 외력을 받게 되는데 본 연구에서는 정수압과 정지토압을 확정량으로 하면 힘의 하중효과는 전절 3.1.2의 안정해석에 대한 하중효과 식(17), (18)으로 해석된다.

b) 측벽(연직방향)

케이슨 본체의 연직방향의 힘의 계산방법은 주면지반의 상태에 따라 달라지게 된다 본 연구에서는 그림-1와 같이 설계지반으로부터 최대힘모멘트가 생기는 근입 깊이로 하면 힘의 하중효과는 다음과 같이 된다.

$$S_M = M + H_y - \frac{1}{6} b K_H \cdot \frac{\theta y^3}{11} (2h - y) \quad (29)$$

따라서 식(29)에서  $M, H, K_H, Q, h$ 를 확률변수로 취하면 평균 ( $\bar{S}_M$ )과 변동계수 ( $S_M$ )는 다음과 같이 된다.

$$\bar{S}_M = \bar{M} + \bar{H}_y - \frac{1}{6} \bar{b} \bar{K}_H \cdot \frac{\bar{\theta} y^3}{11} (2\bar{h} - y) \quad (30a)$$

$$\Omega_{SM} = \sqrt{M^2 \Omega_M^2 + \bar{H}^2 \Omega_H^2 + \bar{H}_k^2 \Omega_{Hk}^2} / \bar{S}_M \quad (30b)$$

여기서,  $\bar{H}_k = \frac{1}{6} \frac{b k_H \theta y^3}{l_i} (2h - y)$ ,  $\Omega_{Hk} = \sqrt{\Omega_{kH}^2 + \Omega_\theta^2 + \frac{\bar{h}^2 \Omega_h^2}{(2h-y)^2}}$

c) 상슬래브 및 저판 슬래브

상슬래브는 축벽간의 간격에 비해서 단면치수가 아주 크므로 보 높이가 높은 슬래브 또는 보(deep Beam)으로 해석하면, 상슬래브 및 저판슬래브의 휨에 대한 하중효과는 다음과 같이 된다.

$$S_M = S_{MD} + S_{ML} \quad (31)$$

여기서,  $S_M = \frac{a w_{D,L} l_n^2}{8}$ ,  $a = \text{모멘트 분배율}$

$W_{D1L}$  = 슬래브의 단위 중량,  $l_n$  = 슬래브의 순지간  
따라서 평균( $\bar{S}_M$ ) 와 변동계수( $\Omega_{SM}$ )는 다음과 같이 된다.

$$\bar{S}_M = \bar{S}_{MD} + \bar{S}_{ML} \quad (32a)$$

$$\Omega_{SM} = \sqrt{\bar{S}_{MD}^2 \Omega_{SHD}^2 + \bar{S}_{ML}^2 \Omega_{SHL}^2} / \bar{S}_M \quad (32b)$$

여기서,  $\Omega_{SMD,ML} = \sqrt{\Omega_a^2 + \Omega_{wD,L} + 4\Omega_{ln}^2}$

2) 전단

a) 축벽(수평방향)

케이슨본체의 각부 단면설계에 대한 전단의 경우와 같다 (식(27), (28) 이용)

b) 축벽(연직방향)

케이슨 본체의 연직방향이 휨의 계산방법과 같이 해석하면 전단의 하중효과는 다음과 같이 된다

$$S_v = H - \frac{1}{3} \frac{b k_H \theta y^2 (3h - 2y)}{l_i} \quad (33)$$

따라서 식(60)에서  $H, K_H, \theta, h$ 를 확률변수로 취하면 평균( $\bar{S}_v$ ) 와 변동계수는 다음과 같이 된다.

$$\bar{S}_v = \bar{H} - \frac{1}{3} \frac{b k_H \theta y^2 (3h - 2y)}{l_i} \quad (34a)$$

$$\Omega_{Sv} = \sqrt{\bar{H}^2 \Omega_H^2 + \bar{H}_k^2 \Omega_{Hk}^2} / \bar{S}_v \quad (34b)$$

여기서  $\bar{H}_k = \frac{1}{3} \frac{b k_H \theta y^2 (3h - 2y)}{l_i}$ ,  $\Omega_{Hk} = \sqrt{\Omega_{kH}^2 + \Omega_\theta^2 + \frac{\bar{h}^2 \Omega_h^2}{(3h-2y)^2}}$

c) 상슬래브 및 저판슬래브

전단의 하중효과는 휨의 경우와 같이 해석하면 다음과 같이 된다.

$$S_v = S_{vD} + S_{vL} \quad (35)$$

여기서,  $S_v = \frac{1.15 w_{D,L} l_n}{2} - W_{D1} l_n$

따라서 평균( $\bar{S}_v$ )와 변동계수는 다음과 같이 된다.

$$\bar{S}_v = \bar{S}_{vD} + \bar{S}_{vL} \quad (36a)$$

$$\Omega_{Sv} = \sqrt{\bar{S}_{vD}^2 \Omega_{SvD}^2 + \bar{S}_{vL}^2 \Omega_{SvL}^2} / \bar{S}_v \quad (36b)$$

여기서,  $\bar{S}_{vD,L} = \frac{1.15 \bar{w}_{D,L} l_n}{2} - W_{D,L} l_n$ ,  $\Omega_{SvD,L} = \sqrt{\Omega_{wD,L}^2 + \Omega_{ln}^2}$

4. 최적 신뢰성 이론 및 해석

4.1 신뢰성 최적화 이론

불확실량을 확률 및 통계적으로 취급하는 신뢰성 설계법중에서 총비용 최소화의 원칙을 이용한 최적 신뢰성 설계방법은 대상 구조물의 안전성과 경제성을 고려한 것이다 이방법은 통계적사결정 이론에 기초한 방법으로서 가장 간단한 신뢰성 최적화 이론은 다음과 같이 된다.

$$C_T = C_i + P_f C_f \quad (37)$$

여기서,  $C_T$  = 구조물의 건설 비용,  $C_i$  = 구조물의 초기 건설 비용  
 $C_f$  = 구조물 파괴시의 손실 비용,  $P_f$  = 구조물의 파괴 확률

식(37)은 표준 공간내에서  $R^* = S^*$ 일때의 초기 건설비용  $C_0$  공칭건설 비용  $k$  공칭 파괴건설 비용  $g$ 의 함수로 정리하면 다음과 같이 된다.

$$C_T = C_0[1+k(R^*/S^*-1)] + C_0 P_f g = C_0[[1+k(R^*/S^*-1)] + P_f g] \quad (38)$$

여기서,  $P_f = \Phi(-\beta)$ ,  $R^*$  = 공칭 또는 설계 저항,  $S^*$  = 공칭 또는 설계하중 효과

#### 4.2 최적 신뢰성 해석

본 연구에서는 문헌 .8에서 상술한바와 같이  $r^* \cdot s^*$ 는 파괴상에서 원점까지의 최소거리의 좌표점으로서 설계점이라 부르기도 하는데  $r^*=s^*$ ,  $R^*=S^*$ 로 놓고 대수정규 표준화 변환시키면 최적 신뢰성 지수  $\beta_{opt}$ 는 다음과 같이 된다.

$$\beta_{opt} = \sqrt{(a_s \Omega_s)^2 + 2 \ln \frac{g}{k a_s \Omega_s}} - a_s \Omega_s \quad (39)$$

여기서,  $\Omega_s = \sqrt{\Omega_{SD}^2 + \rho^2 \Omega_{SL}^2} / (1 + \rho)$

#### 4.3 최적 신뢰성 설계기준

본연구에서 도입한 최적 신뢰성 해석 및 설계기준 해석은 문헌 .8에서 상술한바와 같이 구조물의 역학적 안전성에 대상 구조물의 파괴로 인한 인명 재산 피해와 사회, 경제적 중요도를 고려하여 정책적결정까지 확보한 방법으로서 선형화 계수 ( $\alpha_i$ ) 및 공칭건설 비용비( $k$ )와 공칭 파괴건설비용과의 비 즉,  $g/k$ 로부터 부분대수 표준화 변환 근사법으로 저항계수  $\phi$ , 하중계수  $r_i$ 를 구하면 다음과 같이 된다.

$$\phi = \exp\left(-\frac{rs\Omega_R^2 \beta_{opt}}{\sqrt{rs^2\Omega_R^2 + \Omega_S^2}}\right) \quad (40a)$$

$$r_D = 1 + \frac{\Omega_{SD}^2 \beta_{opt}}{(1+\rho) \sqrt{rs^2\Omega_R^2 + \Omega_S^2}} \quad (40b)$$

$$r_L = 1 + \frac{\rho \Omega_{SL}^2 \beta_{opt}}{(1+\rho) \sqrt{rs^2\Omega_R^2 + \Omega_S^2}} \quad (40c)$$

여기서,  $r_s = 1 + \frac{\Omega_s^2 \beta_{opt}}{\sqrt{\Omega_R^2 + \Omega_S^2}}$        $\lambda = \frac{1-\alpha_s^2}{\alpha_s^2} \cdot \frac{\Omega_S^2}{\Omega_R^2}$

### 5. 계산 및 고찰

#### 5.1 불확실량의 산정

교량 케이슨 기초에 대한 안정해석 및 각부단면 설계의 저항 및 하중효과 불확실량은 전절 .3에서 제시한 Conell의 MFOM법 모델의 공식을 이용하여 문헌 (3),(4),(5),(6),(7)의 자료 데이터 통계치에 의해 Simulation한 결과로 표 -1와 같은 결과를 얻었다.

표 -1의 불확실량은 교량기초기반의 흙의 투수성이 얇은 사질토에 점토가 섞인 토질로 보았으며 도로교시 방식의 교량기초설계에 따른 침하량은 고려하지 않았다, 그리고 기초지중부의 흙의 내부 마찰각과 점착력 기초본체에 생기는 주변마찰력 사이의 상관 관계는 무시하였다.

여기서 불확실량 산정시 유의 할점은 하중효과의 평균-공칭비 및 변동계수 하중비 등은 큰값을 취할수록 안전한 설계가 될수있게 하는 값들이며, 그만큼 비경제적인 설계가 되지만, 우리 나라에서는 이들에 관한 일부연구가 이루어지고 있는 상황이므로 안정 수준을 고려하여 비교적 큰 값을 사용하였다.

#### 5.2 도로교시방식의 최적신뢰성 검정

신뢰성 설계기준의 안전수준은 최적 신뢰성지수  $\beta_{opt}$ 에 의해 결정되므로 이  $\beta_{opt}$ 의 선택이 무엇보다 중요하다. 본 연구에서는 문헌(8,13)과 같이 하중계수에 기초한 최적신뢰성 모델인 부분대수 변환법을 이용하였고, 교량기초에 통상 설계시공하고 있는 케이슨 기초에 대한 안정해석 및 각부 단면 설계의  $\beta_{opt}$ 를 현행시방서의 강도설계법(USD)으로 검정(Calibration)하여 도시한 것이 그림 -2,3이다.

그림 -2,3은 최적신뢰성해석할 때 선형화 계수  $\alpha_0 \approx 0.85$  에서 최적 신뢰성 지수  $\beta_{opt}$ 가 되므로 하중비  $\rho = L/D=1.0$ 인 경우의  $g/k$ ( $g$ = 공칭 파괴 비용비,  $k$  = 공칭경비비)에 따라  $\beta_{opt}$ 를 계산하여 나타낸 것인데, 그림에서 보면  $g/k=50 \sim 100$ 사이에서  $\beta_{opt}$ 가 완만하게 변화하는 반면에  $g/k=10-50$ ,  $100-1000$ 사이에서의  $\beta_{opt}$ 는 예민하게 급변하면서 단계적으로 증가됨을 알 수 있다.

이는 총비용 최소화 원칙을 이용한 식(37)을 파괴 확률까지 고려하여 계산한 값으로  $k$ 의 대소에 따라 설계하중이 감소됨을 의미한다.

그림 -2의 교량 케이슨 기초의 안정해석에서  $\beta_{opt}=2.54-3.96$ (연직지지력) 2.49-3.88(수평지지력:상시), 2.23-3.68(수평지지력:지진시), 2.17-3.62(활동), 범위로서 활동>수평지지력 >연직지지력의 순서가되므로 현행시방서의 강도 설계시 파괴확률  $P_f=10^{-3} - 10^{-4}$  ( $\beta = 3.09-3.719$ )정도 보다 0.29 정도 상한 해를 주고 있고, 우리의 기술 수준을 고려한다면 교량기초에 대한 안정해석의  $\beta_{opt}$ 는  $g/k = 50-100$ 의 평균치로 계산하여 나타낸 표-2과 같이  $\beta_{opt}=3.19$ (연직지지력), 3.15(수평지지력), 2.87(활동)으로 택하는것이 바람직하다고 본다.

또한 그림-3에서 와 같이 교량케이슨 기초에 대한 각부단면 설계의  $\beta_{opt}$ 는 휨과 전단의  $\beta_{opt} = 2.55-3.92$ (축력), 2.32-3.75(상슬래브), 2.17-3.64(저판슬래브), 압축의  $\beta_{opt}=2.53-3.91$ (축력) 범위로서 축력>상슬래브>저판슬래브의 순서로 0.12-0.20정도 높게됨을 알 수 있다.

이는 저항의 불확실량이 크고 하중효과의 불확실량이 적어짐에 따라  $\beta_{opt}$ 가 커지기 때문이다.

본연구에서  $g/k=50-100$ 사이의 평균치로 계산한 최적 신뢰성지수  $\beta_{opt}=2.88-3.25$ 정도도 Ellingwood 등이 R.C 부재단면의 설계규준에서 채택한 목표신뢰성지수  $\beta_0=2.8-3.25$ 보다  $g/k=100$  근처에서 0.25정도 낮은  $\beta_{opt}$ 로 됨을 일 수 있다. 이는본연구의  $\beta_{opt}$ 가 Ellingwood (14), (15)의  $\beta_{opt}$ 보다 낮은 신뢰성을 갖는 설계가 됨을 나타낸 것이다.

그러므로 교량기초에 대한 각부 단면 설계의  $\beta_{opt}$ 는 ACI, ANSI (14), (15)에서는 목표 신뢰성지수  $\beta_0=2.5-3.0$  정도인  $10 < g/k < 50$ 사이의  $\beta_{opt}$ 를 선정함에 타당하지만, 우리의 설계 및 시공수준은 고려하면  $g/k=50-100$ 의 평균치로 함, 전단의  $\beta_{opt}=3.24$ (축력), 3.00(상슬래브), 2.88(저판슬래브), 압축의  $\beta_{opt}=3.19$ (축력), 정도로 표 -2와 같이 채택함이 바람직 하다고 본다.

따라서 현행 시방서에서 WSD와 USD설계규준의 안전성 수준을 견정할때 USD의 파괴확률은  $P_f=10^{-5} - 10^{-7}$  ( $=4.265-5.199$ )이고, USD의 파괴확률은  $P_s = 10^{-3}-10^{-4}$  ( $=3.090-3.719$ )정도를 사용하고 있는데 현행 USD설계규준의 신뢰성수준의 견정시에는 본 연구에서의 파괴확률까지 고려하는 총비용 최소화 원칙을 사용한  $50 < g/k < 100$  사이의  $\beta_{opt}$ 로 결정함이 타당하다고 본다.

### 5.3 최적신뢰성 설계규준

#### 5.3.1 하중-저항계수의 계산

전절5.2에서 해석한 최적신뢰성 지수  $\beta_{opt}$ 를 사용하여 AFOSM의 부분대수변환 근사법 식(40)으로 교량케이슨기초에 대한 안정해석 및 각부단면 설계의 평균 저항계수 ( $\phi$ )와 하중계수 ( $r_i$ )를  $g/k$ 의 변화에 따라 도시하여 나타낸 것이 그림-4,5,6 이다.

그림 -4 에서 보면 교량기초에 대한 안정해석의 저항계수  $\phi$ 는  $g/k$ 의 증가에 대체로 완만하게 감소 하고 사하중계수  $r_D$ 는  $g/k$ 의 증가에 거의 일정한 값으로 증가하나 활하중계수  $r_L$ 는 급변한다. 이는  $r_L$ 가 교량기초상의 활하중 재화상태와 지중형방향 지반상태에 따라 민감함을 나타낸 것이다.

그리고 안정해석에 대한 연직지지력의  $\phi$ 는 ( $\phi=0.21-0.36$ ) 수평지지력의  $\phi$ 는  $\phi=0.57-0.71$ (상시), 0.62-0.76(지진시)범위이고 활동의  $\phi$ 는 ( $\phi=0.40-0.59$ )로 나타내고 있다.

사하중계수  $r_D$ 는 1.00-1.29사이 값으로 교량 케이슨기초 대부분이 거의 비슷한 값을 나타내고 있는반면에 활하중계수  $r_L$ 는 큰차이를 나타내고 있는데 연직 지지력의  $r_L=1.19-1.29$ 로서 연직지 지력의 저항의  $\Omega_r = 0.43$ 으로 매우 큰데 비하여 하중효과의 불확실량은 상대적으로적기 때문이다. 그리고 수평지지력의  $r_L$ 도  $r_L=1.32-1.47$ (상시), 1.09-2.04(지진시)이고 활동의 경우  $r_L = 1.64-1.97$ 로 나타나고 있다.

그림 -5,6은 케이슨기초에 대한 휨 및 전단의  $\phi, r_i$  값을 나타낸 것인데 휨의 경우 축력의  $r_D, r_L$  가상 저판 슬래브 값보다 0.25-0.50 정도 상한치해를 주고 있는데, 이것은 하중효과의 불확실량이 현저히 크기 때문이다.

전단의 경우도 휨의 경우와 같이 축력의 저항 불확실량이 0.23정도로 큰데 비하여 하중 효과의 불확실량이 저판슬래브 보다 적기 때문이다.

따라서 하중 저항 계수의 계산이 있어서 저항및 하중효과의 불확실량의 선택이 선별적으로 중요 하며 막연한 기존의 목표신뢰성지수( $\beta_0$ )를 결정하여  $\phi, r_i$  값을 결정하는 방법보다는 통계적 의사 결정 이론을 도입한 총비용 최소화 원칙에 의한  $g/k$ 의 함수로 결정되는  $\beta_{opt}$ 을 선정하여  $\phi, r_i$  값을 결정하는 것이 합리적이라 하겠다.



### 5.3.2 최적신뢰성 설계규준의 비교

도로교시방서의 설계규준인 USD의 최적공칭안전율  $n'$ opt는 문헌 (8)에서 밝힌바와 같이 공칭하중-저항계수 값이 요구되는데 이 공칭  $\phi'$ ,  $r_i$ 을 표 -1의 평균-공칭비로 계산하여 나타내면 표-2, 와 같이 된다.

현행 WSD의 교량기초에 대한 안정해석의 공칭안전율  $n'$ 는 문헌 1,2)에서와 같이 연직지지력  $n'=3.0$ (상시), 2.0(지진시), 수평지지력  $n'=1.5$ (상시), 1.1(지진시), 활동의  $n=1.5$ (상시), 1.2(지진시)로 규정하고 있는데 표 -2과 그림 -7에서 수평지지력, 활동, 전도의  $n'$ opt는 현행 WSD의  $n'$ 보다 0.19-1.36정도 높은 값으로  $g/k$ 의 증가에 대체로 완만하게 변화한데 반하여 연직지지력의  $n'$ opt는 현행 WSD의  $n'=3.0$ 보다 0.31-0.47 정도로 대단히 민감하게 변화한다.

이는 현행시방서에서 교량케이슨기초의 저항 및 하중효과의 불확실량에 대한 통계적 결핍, 기술수준과 교량 교동 하중 등의 불예측 오차로 인해  $\beta_{opt}$ 의 결정시  $50g/k < 100$  범위에서 10-20%내외의 안전축설계로 했기 때문이다.

또한 교량케이슨기초의 각부단면 설계시에 현행 WSD의 공칭안전율  $n'=2.0$ (휨, 압축),  $n'=1.8$ (전단)에 의해 계산되고, 현행 USD의  $n'=1.76$ (휨, 압축),  $n=2.30$ (전단)으로 계산되는데 표-2와 그림-8에서와 같이 휨, 압축 및 전단의  $n'$ opt가  $g/k$ 의 증가에 대체로 완만하게 변화하고 휨의  $n'$ opt가 현행USD의  $n'$ 보다 0.12-0.57정도 높게 되고 전단의  $n'$ opt는 거의 비슷한 값이 나타남이 특징이라 할수 있다.

따라서 교량케이슨기초에 대한 안정해석 및 각부 단면 설계에서 강도 설계법 (USD)의 공칭안전율  $n'$ 는 본연구에서 제시한 표 -2의  $n'$ opt값을 사용함이 보다 합리적이라 본다.

표 -3은 Ellingwood(14) 등, 문헌(15)의 LRFD 에서 사용한 오차최소화 방법에 의하지 않고 Level-1형 설계규준으로  $r_p'$ 와  $r_L'$ 를 통일하여 공칭 저항계수  $\phi$ 를 재 조정하여 나타낸 것이다.

표 -3에서와 같이 교량케이슨기초의 안정해석에 대한 강도 설계규준은 문헌 (16) 및 BS5400-83시방서 에서 규정한  $r_p' = 0.8-1.1$ ,  $r_L' = 1.15-1.25$ (상시)  $r_L' = 1.30-1.75$ (지진시)로 규정하고 연직, 수평지지력 및 활동  $\phi'=0.33-0.83$ 으로 규정하고 있는데 반하여 본 연구에서 규정한  $\phi'$ ,  $r_i$ 을 안전축설계로 했기 때문에 다소 높게 책정됨은 당연한 것이다.

그리고 표 -3에서와 같이 각부단면 설계의 강도 규준은 문헌(16)에서 규정한  $\phi' = 0.86$ (휨), 0.76(압축), 0.64-0.76(전단)값으로 본 연구에서 검토한  $\phi'$ 값이 거의 비슷한 수준이며 현행 R.C구조물에 대한 강도설계규준  $\phi'=0.85$ (휨), 0.65(압축), 0.70(전단),  $r_p'=1.2$ ,  $r_L=1.8$ 로 설계되어 지는데 본 연구에서 제시한  $\phi'$ ,  $r_i$ 값과 다소 차이가 있음을 알수 있다.

따라서 교량케이슨기초의 강도 설계규준으로 시방서 개정을 함에 있어서 보다 토성재료의 특성과 기초 지반에 대한 통계치의 확립이 절실이요구되어지며 이와 같은 토질특성 및 기초지반의 불확실성의 자연적인 오차와 인위적인 오인등이 교량케이슨기초의 안정해석 및 각부단면 설계에 악영향을 미치게 되어 공칭저항 계수가 낮은 값을 가질것이라는 것을 쉽게 예측할수 있다.

이러한 결과를 고려할때 현행 도로교시방서의 공칭 안전율이 높게 나타남을 알수 있으며 신뢰성 설계 규준의 합리성을 확인할 수 있다.

## 6. 결론

본 연구에서는 교량 케이슨기초의 안정해석 및 각 단면 설계에 대한 설계 규칙을 통계적 의사결정이 이론을 사용한 총비용 최소화 원칙에 의한 LFBOR 모델로 해석하였고 우리 현실을 고려한 불확실량 수준 및 최적신뢰성 지수에 의해 공칭안전율을 제시하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 총비용 최소화의 원칙모델에 의한 최적신뢰성 해석 및 설계규준을 결정 또는 규정할때는 하중효과의 선형화 계수  $\alpha_s=0.85$ 로 계산되는  $g/k$ 의 범위는  $50g/k < 100$ 로 함이 우리의기술 및 시공수준을 볼때 바람직하다고 본다.
- 2) 교량케이슨기초의 강도설계법의 도입시에는 본 연구에서 제안한 강도 방정식 및 공칭안전율은 표 -2.3의 값을 취하는 것이 바람직하다고 사료된다.
- 3) 본연구에서 제안된 신뢰성설계규준의 취약점은 통계자료의 불정확성에 있으므로 이에 관련된 연구가 시급히 보완되어야 한다고 본다.
- 4) 본 연구에서 최적신뢰성해석 모델은 파괴확률에 따른 파괴비용까지 설계에 반영되고 구조적 안정성 및 사회적 경제적 중요도를 고려한 정책적 결정까지 확보한 방법으로서 교량케이슨기초의 구조신뢰성 최적화 설계에 까지 응용될수 있다.

### 참 고 문 헌

1. 건설부, "도로교표준시방서", 1988
2. 임태준, "최신기초설계. 시공핸드북", 1986, PP 143-295
3. 백낙진, "60,000BPSD정유공장부지 2차 지질조사보고서", 극동석유(주), 1984, 9
4. 포항제철(주), "광양제철소 기초항타항 및 재하시험보고서", 1984, 9
5. 조효남, 정태송, 전재명, "신뢰성이론에 의한 R.C 옹벽의 안정해석 및 설계기준", 대한토목학회 논문집, 제3권 제35호, 1983, 9, PP.71-86.
6. 이증빈, "신뢰성이론에 의한 말뚝기초의 안정해석". 한국전산구조 공학회 학술발표 논문집, 제3권 제2권, 1990.10, PP.85-90.
7. 이증빈 외 4인, "신뢰성이론에 의한 말뚝기초의 안정해석 및 설계기준", 한국전산구조 공학회 학 발표논문집 제4권 제2집 1991.10 PP 102-107.
8. 이증빈, 신형우, "하중계수에 기초한 최적신뢰성해석 모델개발", 한국전산구조 공학회 학술발표 논문집, 제5권 제1집 1992.4, PP134-139
9. Lind N.C and Hasofer, A.M., "Exact and Invariant Second-Moment Code Format", Journal of the Engineering Mechanics Div, ASCE, Vol.100, No.EM1, Fed, 1974, pp.11-121.
10. Cornell, C.A., "A First-order Reliability Theory for Structural Design", in Structural Reliability and Codified Design, S.M. Study, No.3, Solid Mechaniscs Div., Univ, of water loo, Ontaril, 1971, pp.87-111.
11. Sugiyama, T., SaKsi, T., Fujino, Y, and Ito. M., "Decisions on Reliability Level and Safe ty Factor for Structural Design" Proc. of JSCE, No. 327, Nov 1982. pp.1-28.
12. Sugiyama. T, and, Fujino , Y., "Optimal All- ocation of the Safators in A LongSpan Suspe nsion Brige Design" Proc. of JSCE, No. 398. I-10, 1988. pp.167-175.
13. Ellingwood ,B, and Kanda, J., "Formulation of Load Factors Base on Optimum Reliability" Structural Safety, 9. Elsevier, 1991, pp.197-210.
14. Ellingwood B, MacGregor J.G., Galambos T.V., and Cornell C.A., "Probability Based Load Criteria ; Assessment of Current Design Practice" Journal of the Sturctural Div., ASCE, Vol.108. No. ST5, MAY 1982, pp.959-977.
15. Ellingwood .B, MacGregor, J.G., Galambos. T.V., and Cornell, C.A., "Reliability Based Load Criteria; Load Factors and Load Combinations." Journal of the Structural Div., ASCE, Vol, 108. No. ST5, May, 1982, pp.978-997.
16. 町田馬彦, "橋梁下部.基礎構造物 設計", 技報堂出版, 1988

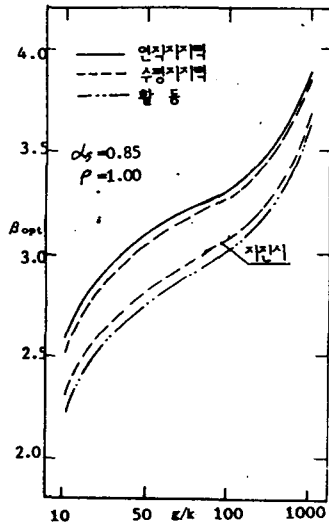


그림-2 예이슨기초의연경액의  $B_{opt}$

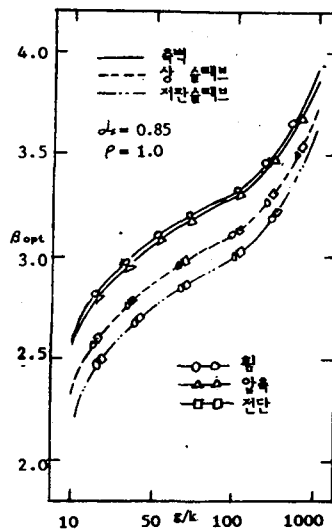


그림-3 예이슨기초각부단면 설계의  $B_{opt}$

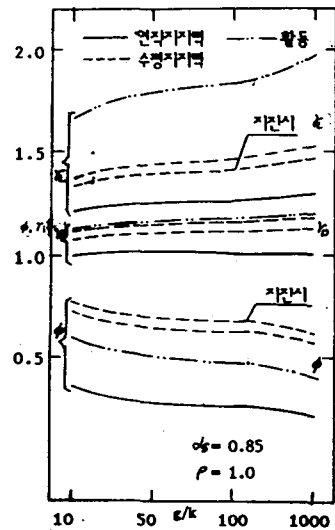
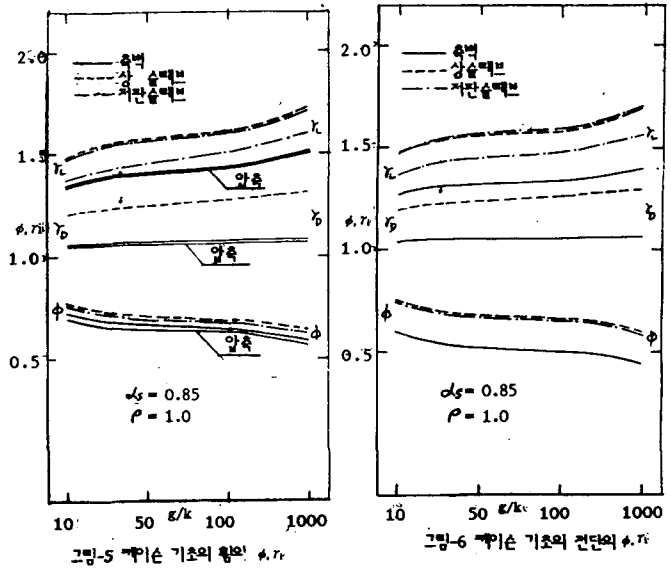


그림-4 예이슨 기초 연경액의  $S_g$

표-1 교량케이슨구조에 대한 저항 및 하중 분배치

구분	항목	불확실량			평균 - 공칭비			
		QR	QSLD	QSiL	WRB	SiD/SiDa	SiL/SiLa	
안정해석	연직지지력	0.41	0.06	0.27	1.17	1.00	1.05	
	수평지지력	0.17 (0.17)	0.16 (0.16)	0.26 (0.46)	1.19 (1.19)	1.05 (1.05)	1.03 (0.68)	
	활 동	0.29	0.10	0.36	1.56	1.05	0.85	
각부단면 설계	힘	축 벽	0.16	0.10	0.25	1.12	1.05	1.24
		상슬래브	0.16	0.23	0.35	1.12	1.00	1.07
		저판슬래브	0.18	0.36	0.40	1.05	1.00	1.07
	전단	축 벽	0.23	0.10	0.25	1.20	1.05	1.24
		상슬래브	0.17	0.23	0.35	1.09	1.00	1.07
		저판슬래브	0.19	0.36	0.40	1.05	1.00	1.07
	압축	축 벽	0.17	0.10	0.26	1.05	1.05	1.20



( ) 지진시

표-2 교량케이슨구조에 대한 신뢰성해석 값(alpha=0.85, rho=1.0)

구분	항목	beta_opt	beta'_opt	평균저항 - 하중계수			공칭저항 - 하중계수			
				phi	r'D	r'L	phi'	r'D'	r'L'	
안정해석	연직지지력	3.1936	3.4732	0.2855	1.0119	1.2422	0.3340	1.0119	1.3042	
	수평지지력	3.1519 (2.9331)	1.7285 (1.4715)	0.6441 (0.8264)	1.1509 (1.1603)	1.3386 (1.2710)	0.7665 (0.8264)	1.2084 (1.1603)	1.4405 (1.2710)	
	활 동	2.8797	1.6962	0.4949	1.0287	1.8076	0.7721	1.0800	1.5364	
각부단면 설계	힘	축 벽	3.2048	1.9643	0.6534	1.0663	1.4148	0.7317	1.1196	1.7544
		상슬래브	3.0061	1.8664	0.6990	1.2536	1.5877	0.7828	1.2538	1.6988
		저판슬래브	2.8809	2.3390	0.6856	1.4755	1.5670	0.6787	1.4755	1.6980
	전단	축 벽	3.2048	2.2228	0.5160	1.0524	1.3275	0.6191	1.1049	1.6461
		상슬래브	3.0081	1.9823	0.6776	1.2405	1.5709	0.7386	1.2465	1.6808
		저판슬래브	2.8809	2.2526	0.6657	1.4640	1.5728	0.6989	1.4640	1.6829
	압축	축 벽	3.1907	2.1181	0.6350	1.0626	1.4233	0.6687	1.1157	1.7079

표-3 교량케이슨구조에 대한 설계규준

구분	항목	최적신뢰성지수	저항 - 하중계수			비 고
		beta_opt	phi'	r'D'	r'L'	
안정해석	연직지지력	3.19	0.35	1.1	1.3	( ) 지진시
	수평지지력	3.15 (2.93)	0.69 (0.81)	1.1 (1.1)	1.3 (1.3)	
	활 동	2.87	0.77	1.1	1.5	
각부단면 설계	힘	축 벽	3.20	0.71	1.1	1.7
		상슬래브	3.00	0.77	1.2	1.7
		저판슬래브	2.88	0.68	1.5	1.7
	전단	축 벽	3.20	0.63	1.1	1.7
		상슬래브	3.00	0.73	1.2	1.7
		저판슬래브	2.88	0.71	1.5	1.7
	압축	축 벽	3.19	0.66	1.1	1.7