大韓土木學會論文集
第13卷 第2號 · 1993年 5月
pp. 21~29

信賴性 理論에 基礎한 鐵筋콘크리트 원통-쉘 遮蔽 構造物의 設計荷重 組合 規準

Reliability Based Load Combination Criteria for Design of Reinforced Concrete Cylindric-Shell Containment Structures

韓 奉 九*
Han, Bong Koo

Abstract

In this paper, a probability-based reliability analysis was proposed based on a finite element method-based random vibration analysis and serviceability limit state of structures. The limit state model defined for the study is a serviceability limit state in terms of the more realistic crack failure that might cause the emission of radioactive materials.

The SAP V-2 is used for a three-dimensional finite element analysis of concrete containment structure, and the reliability analysis is carried out by modifying HRAS reliability analysis program for this study.

In this study, the load factors for the design of reinforced concrete containment structures in Korea are proposed by considering appropriate load combination criteria for design, and the results are compared with the present ASME code.

The proposed load factors were proved to be in accordance with a set of code performance objective and showed consistency in the limit state probability.

요 지

본 연구에서는 구조물의 사용성 한계상태와 유한요소 해석 결과를 기초한 랜덤 진동 이론에 의한 확률적 신뢰성 해석 방법에 대해 연구하였다. 한계상태 모형은 보다 실제적인 방사능 누출 한계 균열에 대한 사용성 한계상태로 정의하여 연구하였다.

차폐구조물은 SAP V-2 를 이용하여 3차원 유한요소 해석을 하였으며, 본 연구에 적합하게 수정 개발한 HRAS 신뢰성 프로그램으로 신뢰성 해석을 수행하였다.

본 연구에서는 하중조합 설계규준 보정 기법을 이용하여 국내의 철근콘크리트 차폐구조물에 적합한 하중계수를 제안하였으며, 현행 ASME 규준과 비교하였다. 제안한 하중계수는 시방서 목적과 잘 일치하며, 한계상태 확률이 일관성 있음을 입증하였다.

* 正會員 · 서울産業大學校 建設構造工學科, 助敎授

1. 서 론

지난 80년대 이후 구조 신뢰성 이론에 관한 괄목할만한 수 많은 연구 결과가 발표됨으로써 급격하게 발전되어 왔다.[1-3] 최근에는 구조신뢰성 이론에 의한 보다 구체적인 연구가 활발히 진행되고 있다. 원자력 발전 구조물에 대한 신뢰성 해석 및 설계에 관한 연구는 미국의 NUREG위원회 지원하에 Brookhaven 연구소가 중심이 되어 계속 추진되고 있다.[4-6] 국내에서도 원자력 발전 구조물에 대한 신뢰성 해석 및 설계에 관련된 연구가 진행중에 있다.[7-9]

원자력 발전 차폐구조물에 대한 신뢰성 해석에 관한 연구로는 Ellingwood[4], Shinozuka[6] 등에 의해 추진되어온 일련의 연구가 현재까지의 종합적이고 체계적인 연구라 할 수 있다.

본 연구에서는 국내외 통계자료를 우리 실정에 맞게 수정 보완하여 확률모형을 구성하였으며, 한계상태 모형은 보다 실제적인 방사능 누출 한계균열에 대한 사용성 한계상태로 정의하여 연구한다. 설계하중 조합 최적화 보정 기법을 통하여 국내에 적합한 설계하중 조합 규준을 제안한다.

2. 저항 및 하중의 불확실량 해석

2.1 저항의 확률 모형

철근콘크리트 원통-쉘 차폐구조물의 기하학적 형태 및 치수는 확정량으로 간주하는 반면 재료강도는 확률변수로서 고려한다. Ellingwood[4]는 1년 재령 콘크리트 공칭압축응력의 평균치 $\bar{\sigma}'_c$를 다음과 같은 식으로 표현되는 정규분포로 가정하였다.

$$\bar{\sigma}'_c = 85.7 + 1.02\ \sigma'_c \qquad (1)$$

여기서 $\bar{\sigma}'_c$는 콘크리트의 공칭 압축응력이다. 재료강도에 대해서는 국내자료와 우리 나라 원자력 발전 구조물의 대부분을 설계, 시공한 미국의 자료인 BNL 연구결과[4]를 고려하여, 표 1과 같은 값을 취하였다.

2.2 하중의 확률 모형

차폐구조물은 발생가능한 각종 자연재해 또는 사고하중하에서도 안전성이 보장되어야 한다. 본 연구에서는 차폐 구조물 설계시 지배적인 하중으로 생각할 수 있는 사하중, 활하중, 사고하중, 지진하중에 대하여 연구하였다.

본 연구에서는 자연 재해 하중을 제외하고 다른 하중은 외국의 경우와 다를 바가 거의 없다고 보아 주로 우리 나라에 대부분의 원전 기술을 제공한 미국의 자료를 바탕으로 하되 그 중에 BNL의 하중 연구 자료[5,10]를 활용하기로 한다.

사하중은 기본적으로는 확정량으로 간주하나, 파괴확률에 미치는 실제 영향을 검토하기 위하여 사하중을 정규분포로 간주하고 평균과 공칭치는 같다고 보아 D=D'로 하고, 변동계수는 0.06 - 0.2 정도이지만 Ellingwood 와 같이 0.1로 취하여 연구한다.

정상 가동시 활하중(L)은 대수정규분포로 간주하고, 불확실량 통계는 변동성이 크지만 Ellingwood 등이 사용한 평균 공칭 활하중비 L/L'=0.81, 변동계수는 0.38을 사용한다.[11]

사고하중은 냉각재손실사고(LOCA)로 인한 사고압력이 차폐구조물 벽체에 균일하게 작용하는 의사정하중(quasi-static load)으로 보아 차폐구조물의 내용기간 중에 Poisson 법칙에 따라 발생하는 사각형 맥동(rectangular pulse) 하중으로 간주한다. 이러한 가정 하에 사고압력의 확률 모형화를 위한 모수로는 년간 평균 발생률 λ_p, 평균 지속기간 μ_{dp} 및 압력의 세기 P를 고려해야 한다. 본 연구에서는

표 1. The Parameters of Materials

구 분	E(kg/cm²)	포아손비	강도 (kg/cm²)	C.O.V.	비 고
콘크리트	253,000	0.2	350	0.14	91일
철 근	2,039,000	0.3	4990	0.11	ASTM Grade 60

표 2. Probabilistic parameters of accidental pressure load

구 분	CASE I	CASE II	CASE III
λ_p(yr)	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}
μ_{dE}(sec)	600	600	1200
Mean/Design	0.9	0.88	0.83
C. O. V.	0.12	0.16	0.2

표 2와 같이 세 가지 경우에 대해 연구하였다.

지진하중은 차폐구조물에 가장 큰 영향을 미치는 자연 재해하중의 하나이다. 본 연구에서는 설계지진으로 SSE(Safe Shutdown Earthquake)를 사용하였다. 원전지역과 주변지역의 지질학 및 지진학적 조사 결과로부터 결정되는 SSE는 그 지역에서 발생될 수 있다고 생각되는 잠재적 최대 지진이다.

원전지역에서의 지진에 대한 위험도는 그림 1 과 같은 지진 위험도 곡선으로 나타낼 수 있다. 본 연구에서는 문헌 6 의 지진 위험도 곡선을 이용하였다. 연중 최대 지반 가속도(annual peak ground acceleration) A의 확률분포 $F_A(a)$는 Type II 극치 분포로 가정하므로 식 (2)와 같이 쓸 수 있다.[6]

$$F_A(a)=\exp\left[-(a/\mu)^{-\alpha}\right] \tag{2}$$

여기서 α, μ는 결정되어야 할 변수이다. α값과 부지에서의 SSE 를 초과할 연중 확률이 4×10^{-4}/년이라고 가정하며, 식 (2)로부터 μ를 계산한다. 연중 초과 확률 $G_A(a)$는 $F_A(a)$ 의 여사상으로 식 (3)과 같이 쓸 수 있다.

$$G_A(a)=1-F_A(a) \tag{3}$$

지반 가속도는 유한 지속 시간을 갖는 정상 가우스 과정(Gaussian process)의 Kanai-Tajimi 스펙트럼으로 이상화 할 수 있다.[12,13] Kanai-Tajimi 스펙트럼은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$S_{gg}(\omega)=S_0\frac{1+4\zeta_g^2(\omega/\omega_g)^2}{[1-(\omega/\omega_g)^2]^2+4\zeta_g^2(\omega/\omega_g)^2} \tag{4}$$

여기서 S_0는 지진의 세기를 나타내고, ω_g, ζ_g는 부지의 지반조건에 관계되는 지배적인 지반주파수와 임계감쇠를 나타낸다.

만약 지진이 매년 λ_E의 빈도로 포아슨 법칙에 따라 일어난다면 연중 최대 지반 가속도 A의 확률분포 $F_A(a)$와 A_1의 확률분포 $F_{A1}(a)$의 관계는 다음과 같다.

$$F_A(a)=\exp\{-\lambda_E[1-F_{A1}(a)]\} \text{ or}$$

$$F_{A1}(a)=1+\frac{1}{\lambda_E}\ln F_A(a) \tag{5}$$

식 (5)로 부터 λ_E는 다음과 같이 쓸 수 있다.

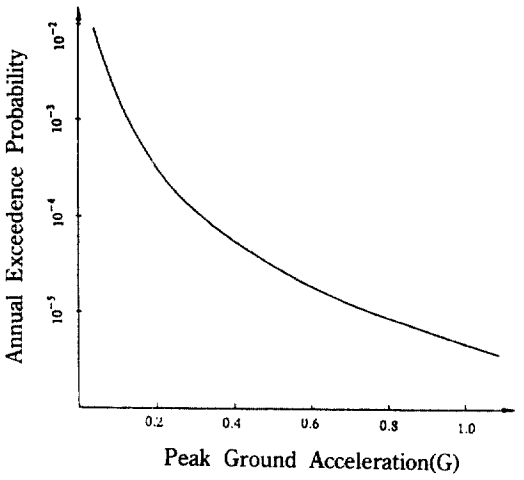

그림 1. Seismic hazard curve

표 3. Parameters of earthquake ground acceleration

구 분	Sample I	Sample II	Sample III	Sample IV	Sample V
a_{SSE}	0.2	0.25	0.28	0.32	0.16
ω_g	8	5	8	8	8
ζ_g	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
p_g	3	3	3	3	3
μ_{dE}	10	10	10	20	20
α	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6
G_A (aSSE)	$4x10^{-4}$	$4x10^{-4}$	$4x10^{-4}$	$4x10^{-4}$	$4x10^{-4}$

$$\lambda_E=\frac{-\ln F_A(a)}{1-F_{A1}(a)} \tag{6}$$

지진에 관한 그 동안의 연구 결과를 종합[14,15]하여 한반도의 최대지반가속도를 0.16 - 0.32 g로 추정하여 표 3과 같이 연구하였다. 지진하중에 대한 계수선택은 Shinozuka 등[10]의 연구결과를 참고하였다.

3. 한계상태 모형

외력을 받는 구조물의 한계상태란 구조물의 안전도 또는 사용성의 관점에서 구조물이 그 내하력의 한계에 도달하여 바람직하지 않은 구조적 거동을

보이는 상태를 말한다.

철근콘크리트 원통-쉘 차폐구조물의 주목적은 방사능 누출차단에 있는 만큼 본 연구에서는 보다 실제적인 한계상태라 할 수 있는 한계균열에 대한 사용성 한계상태에 대해 연구하였다. 균열 현상 자체는 매우 복잡한 역학적 거동에 의해 발생하는 만큼 균열폭을 이론적으로 정확하게 구하는데는 한계가 있다. Nawy는[16] 균열폭에 대한 실험적 연구결과를 이용 휨부재에 발생하는 균열폭을 아래와 같이 제안하였다.

$$w = k\hat{\beta}\sigma_s\sqrt{d_{b1}s_2/\rho_{t1}} \tag{7}$$

여기서 w는 콘크리트 연단의 균열폭, k는 마찰계수 2.8×10^{-5}, $\hat{\beta}$는 중립축에서 인장연단까지의 거리와 인장철근 중심까지의 거리비, σ_s는 실제 평균 사용하중 응력 $0.4\sigma_y$, d_{b1}은 연단 콘크리트에 인접한 철근직경, s_2는 철근간격, ρ_{t1}는 실제 철근비 즉 단위폭당 철근비 $A_s/b(d_{b1}+2C_1)$이며 C_1은 연단 인장철근의 순덮개이다.

식 (7)을 균열 제한폭에 관련된 임계 철근의 응력 σ_{sc}의 항으로 변환하면 식(8) 과 같다.

$$\sigma_{sc} = \frac{2.5w}{k\hat{\beta}\sqrt{d_{b1}s_2/\rho_{t1}}} \tag{8}$$

따라서 사용성 한계상태 조건을 식으로 나타내면 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\sigma_s \leq \sigma_{sc} \tag{9}$$

식 (9)에서 철근콘크리트 연단의 균열제한폭에 관련된 임계철근의 응력을 구할 수 있다. 본 연구에서는 철근콘크리트 차폐구조 벽체에 대한 균열제한폭을 수밀구조와 같이 0.1 mm로 하여 계산하였다. 차폐구조물 벽체의 유한요소 경계에서 사용성 한계상태면을 축력 P를 단면적으로 나눈 막응력 τ와 휨모멘트응력 m의 관계로 나타내면 그림 2와 같다.

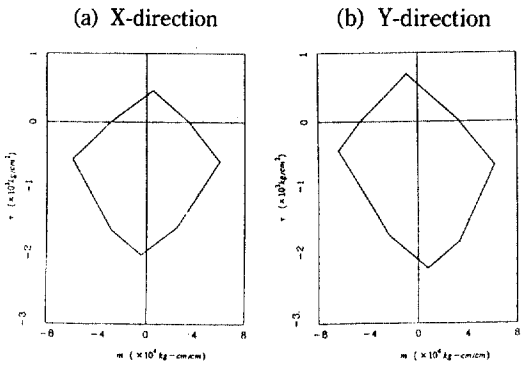

그림 2. Serviceability limit state surface

4. 한계상태 확률

4.1 유한요소 해석

철근콘크리트 차폐구조물의 설계범위와 본 연구에서 선정한 설계치수는 표 4와 같다. 차폐구조물에 대한 구조해석은 축대칭 얇은 쉘(thin shell) 요소로 근사적 모델링을 하는 것이 일반적이나, 본 연구에서는 그림 3 과 같이 3차원 유한요소로 모델링하여 보다 정확한 구조해석이 되도록 하였다. 유한요소

표 4. Representative value of design parameter

구 분	설 계 범 위	본 연 구
원통벽체 내경	18 - 23 m	19.5 m
원통벽체 높이	44 - 49 m	46 m
원통벽체 두께	90 - 150 cm	92 cm, 137 cm
쉘구조(돔)두께	76 - 106 cm	76 cm, 106 cm

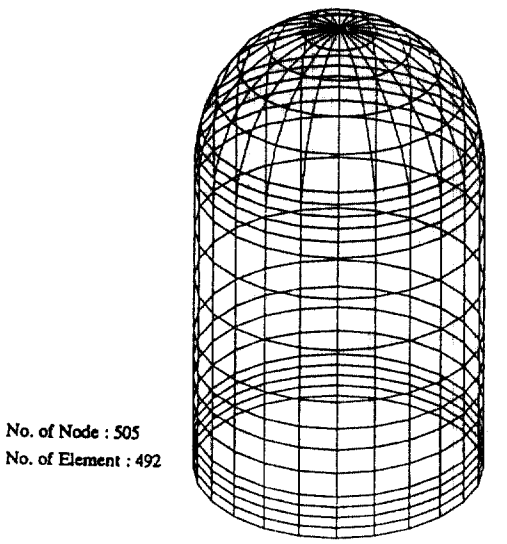

그림 3. Three-dimensional finite element model

모델은 차폐구조물을 21층으로 나누었고, 각 층은 다시 24개로 나누어 총 492개 요소, 505개 절점으로 분할하였다.

4.2 랜덤 진동 해석

수평방향(x)의 지진하중을 받는 구조물의 선형 탄성해석에서 n 자유도 계에 대한 운동방정식은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$[M]\{\ddot{X}\}+[C]\{\dot{X}\}+[K]\{X\}=-[M]\{\hat{I}\}\ddot{u}_g \quad (10)$$

여기서 {X}는 n 성분으로 이루어진 절점변위벡터이고, [M], [C], [K]는 각각 n×n 질량, 감쇠, 강성도 행렬이다. 또한 {Î}는 x방향의 변위에 대한 행렬요소의 크기는 1이고 그 외의 성분에 대하여는 0이 되는 계수벡터이며, $\ddot{u}_g$는 x방향의 지반가속도이다. 절점변위 벡터 {X}는 선택된 자유진동 모우드를 사용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\{X\}=-[\Phi]\{Y\} \quad (11)$$

여기서 [Φ]는 모우드 행렬(크기 n×m), {Y}는 모우드 일반좌표계이다.(크기 m) 지반 가속도 $\ddot{u}_g$의 스펙트럼 밀도함수(spectral density function)가 $S_{gg}(\omega)$로 주어졌을 때, 구조물의 거동에 대한 일반 좌표벡터 {Y}의 교차 스펙트럼 밀도행렬 $[S_{YY}(\omega)]$는 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned}[S_{YY}(\omega)]&=[H(\omega)]\{\Gamma\}S_{gg}(\omega)\{\Gamma\}^T[M][H^*(\omega)]\\&=[H(\omega)][\Phi]^T[M]\{\hat{I}\}S_{gg}(\omega)\{\hat{I}\}^T[M]\\&\quad[\Phi][H^*(\omega)]\end{aligned} \quad (12)$$

여기서 [H(ω)]는 모우드 주파수 응답함수(modal frequency response function)행렬로서 $[H(\omega)]=\mathrm{diag}\,[H_1(\omega)\ H_2(\omega)\ \ldots.Hm(\omega)]=\mathrm{diag}[1/\{-\omega^2+i\omega(2\omega_j\zeta_j)+\omega_j^2\}]$이다. 행렬 [H*(ω)]는 [H(ω)]의 공액 복소수를 나타낸다. 지진하중으로 인한 요소응력벡터 $\{\tau^{(e)}\}$의 교차 스펙트럼 밀도 행렬은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$[S_\tau^{(e)}\tau^{(e)}(\omega)=[B^{(e)}][\Phi^{(e)}][S_{YY}(\omega)][\Phi^{(e)}]^T[B^{(e)}]^T \quad (13)$$

여기서 $[B^{(e)}]$는 n' 성분으로 구성된 요소 (e)의 절점변위벡터 $\{X^{(e)}\}$를 응력벡터로 변환시키는 p x n' 행렬이다.

지반가속도 $\ddot{u}_g$가 Gaussian 랜덤과정이라면, 선형 구조계의 경우 이에 의한 구조물 거동에 대한 일반 좌표 벡터 {Y}도 Gaussian 랜덤벡터이며 {Y}의 밀도함수는 다음과 같다.

$$f_{\{Y\}}(\{Y\})=\frac{1}{(2\pi)^{m/2}|[Q_{YY}]|^{1/2}}\exp[-1/2\{Y\}^T [Q_{YY}]^{-1}\{Y\}] \quad (14)$$

여기서 $[Q_{YY}]$는 {Y}의 공분산 행렬(covariance matrix)이고, m은 해석에 포함한 진동 모우드의 수, 즉 Y의 자유도수이다.

본 연구에서는 정치행렬(positive definite matrix)이 되는 {Y}의 공분산행렬 $[Q_{YY}]$의 Cholesky 분할을 이용하여 아래와 같이 좌표변환을 수행하였다.

$$\{Z\}=\{L_Y\}^{-1}\{Y\} \quad (15)$$

여기서 $[L_Y]$는 하부삼각행렬이며, 식 (16)과 같이 쓸 수 있다.

$$[Q_{YY}]=[L_Y][L_Y]^T \quad (16)$$

변환된 일반좌표벡터 {Z}는 아래와 같이 평균이 0이고, 표준편차가 1이며 서로 독립인 것을 알 수 있다.

$$\begin{aligned}&E\{\{Z\}\{Z\}^T\}\\&=[L_Y]^{-1}E[\{Y\}\{Y\}^T][L_Y]^{-T}=[L_Y]^{-1}[Q_{YY}][L_Y]^{-T}\\&=[L_Y]^{-1}[L_Y][L_Y]^T[L_Y]^{-T}=[I]\end{aligned} \quad (17)$$

변환된 일반좌표벡터 {Z}는 Gaussian 분포를 가지며 이의 밀도함수 $f_{\{Z\}}(\{Z\})$는 다음과 같다.

$$f_{\{Z\}}(\{Z\})=\frac{1}{(2\pi)^{m/2}}\exp[-1/2\{Z\}^T\{Z\}] \quad (18)$$

요소응력벡터 $\{\tau^{(e)}\}$는 서로 독립인 변환된 일반좌표벡터 {Z}의 항으로 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\begin{aligned}\{\tau^{(e)}\}&=[B^{(e)}]\{X\}=[B^{(e)}][\Phi^{(e)}]\{Y\}=[B^{(e)}][\Phi^{(e)}]\\&\quad\{L_Y\}\{Z\}\end{aligned} \quad (19)$$

본 연구에서는 연단 콘크리트가 균열제한폭 이상의 균열이 발생한다면 구조 응답 상태가 한계상태에 이른 것으로 간주하였다. 따라서 한계상태 조건은

응력벡터 {τ}의 함수이므로 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$g_j(\tau)=R_j-\{C_j\}^T\{\tau^{(e)}\}=0 \quad (j=1,2,\cdots,8) \tag{20}$$

여기서 $g_j(\cdot)$는 한계상태 함수식, R_j는 저항을 나타내는 상수이고, C_j는 상수벡터, $\{\tau^{(e)}\}$는 요소응력벡터이다. $g_j(\tau)=0$는 {τ} 공간에서의 파괴면(초월평면) 또는 한계상태면을 나타낸다.

4.3 하중조합 한계상태 확률

구조물의 한계상태 확률 P_f는 구조물 내용기간 중에 구조응답이 한계상태에 이를 확률로 정의되며 아래와 같은 식으로 표현 할 수 있다.

$$P_f=P_{f_{(D/L)}}+P_{f_{(D/L+P)}}+P_{f_{(D/L+E)}}+P_{f_{(D/L+P+E)}} \tag{21}$$

$$P_{f_{(c)}}=\lambda_{(c)}\cdot T\cdot P_{f_{/(c)}} \tag{22}$$

식 (21)에서 오른쪽 첫째 항은 D/L, P 하중 하에서의 구조물의 한계상태 확률이며, 둘째 항은 D/L, E 하중만을 받을 때, 마지막 항은 D/L, P, E 하중을 받을 때의 한계상태 확률이다. 식 (21)의 우측 항은 식 (22)와 같이 쓸 수 있는데 여기서 $\lambda_{(c)}$는 하중조합 (c)의 발생률이고, T는 구조물의 내용기간, $P_{f(c)}$는 하중조합 (c)가 작용할 때의 조건부 한계상태 확률이다.

5. 하중조합 설계규준 보정

5.1 하중조합 한계상태 확률

본 연구에서는 계산시간을 단축하기 위하여 여러 가지 하중조합별 한계상태 확률을 해당 임계요소의 한계상태 확률로 계산하였다. 본 논문에서의 연구결과 임계요소는 표 6에서와 같이 사고하중 조합의 경우는 지면에서 11.5 m , 지진하중 조합의 경우는 지면에 위치함을 알 수 있었다. 차폐구조물에 대한 여러 가지 하중조합별 사용성 한계상태 확률을 계산하였으며, 전체 한계상태 확률을 계산하여 정리하면 표 5와 같다.

표 5에 보인바와 같이 사고하중과 지진하중이 동시에 작용할 기대 발생률은 사고하중 혹은 지진하중이 각각 작용할 경우에 비하여 무시할 정도로 작다. 따라서 사고하중과 지진하중이 동시에 작용할 경우의 하중조합은 무시해도 좋을 것으로 판단된다.

5.2 하중계수의 보정

하중계수는 최적화 보정기법을 통하여 검정되었으며, 저항계수 $\phi=0.85$로 하고 아래 함수값을 최소화하는 하중계수를 구하였다.

$$I(\gamma,\ \phi)=\sum_{i=1}^{n}\omega_i(\log\ P_{fi}-\log\ P_{fo})^2 \tag{23}$$

여기서 n은 표본의 수, P_{fo}는 목표한계상태확률, P_{fi}는 i번째 표본 구조물에 대해 계산된 한계상태확률이며, ω_i는 i번째 구조물의 가중치이다. 하중계수 γ의 최적값은 목적함수 I를 최소화하여 구할 수 있다. 목표한계상태 확률 P_{fo}는 아직까지 제정된바 없기 때문에 본 연구에서는 차폐구조물의 설계 내용기간 중 목표한계상태 확률을 1.0×10^{-5}, 1.0×10^{-6}, 1.0×10^{-7}으로 정하여 연구하였다.

5.2.1 사하중, 활하중과 사고하중

사하중, 활하중과 사고하중의 하중조합(D+L+P)인 경우, 사하중계수는 확률에 기초한 하중조합 규준인 A58[11]과 같이 1.2 (재하효과가 상쇄시 0.9)로 정하였는데 이는 사하중에 대한 불확실성을 반영하는데 충분하다.

활하중은 부하중으로서 재하효과가 상쇄되는 경우에 활하중계수는 0 으로 간주한다.[10] 사하중, 활하중과 사고하중을 받고 있는 차폐구조물의 신뢰성

표 5. Serviceability limit state probability(40 yr)

하중조합	임계위치	방향	조건부한계상태확률	한계상태확률
D+L+P	11.5m	X	7.262×10^{-1} - 7.262×10^{-1}	2.905×10^{-4} - 2.905×10^{-4}
D+L+E	지면	Y	3.129×10^{-4} - 3.269×10^{-4}	1.878×10^{-5} - 1.962×10^{-4}
D+L+P+E	11.5m	X	7.670×10^{-1} - 1.000×100	8.901×10^{-11} - 1.161×10^{-11}
전 체				4.783×10^{-4} - 4.867×10^{-4}

*주 P=3.16 kg/cm²

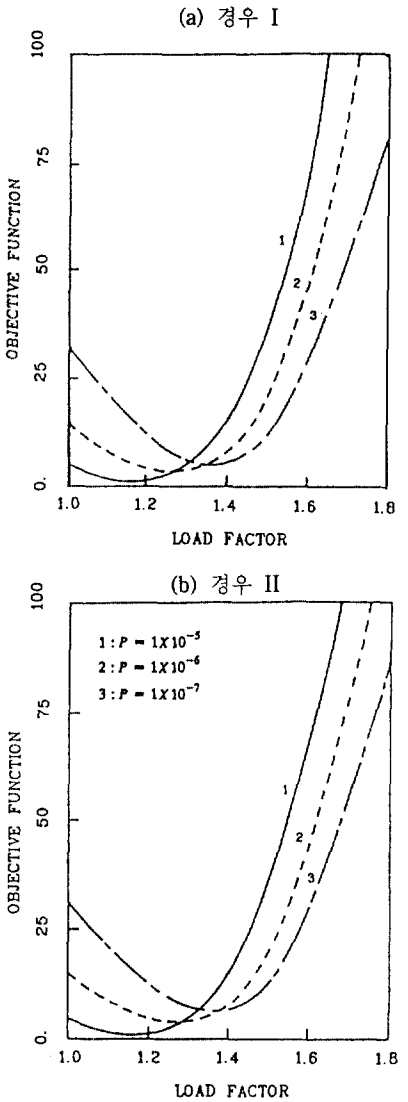

그림 4. Load factor for accidental pressure, p (serviceability)

해석은 한계상태면과 하중 및 재료강도, 유한요소 모델을 바탕으로 수행하였다. 차폐구조물 40년 내용기간중 한계상태 확률을 표 2를 이용하여 계산한 결과는 표 6과 같다. 표 6에서 경우 I은 콘크리트 압축강도가 280 kg/cm^2, 경우 II는 350 kg/cm^{2}의 경우이다. 표 6의 한계상태 확률 P_{fi}를 이용하여, 각 γ_p 값에 대해 목적함수 I를 계산하였으며 이를 작도하면 그림 4와 같다. 그림 4에서 목적함수 값을 최소화하는 하중계수 γ_p 값은 각각 1.2, 1.3, 1.4 이며, 재료강도에 따른 변화는 거의 없음을 알 수 있다.

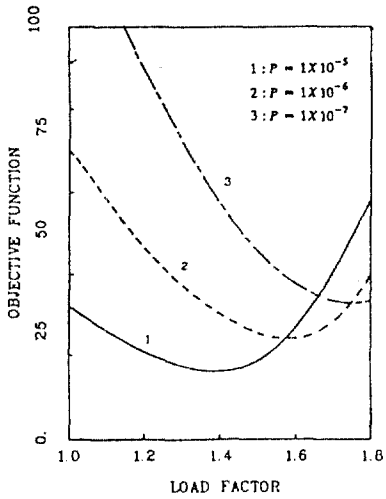

그림 5. Load Factor for SSE, ES (Serviceability)

표 6. Serviceability limit state probability(0.9D+γ_pP$_s$)

γ_p	CASE I	CASE II	CASE III
1.0	0.1096×10^{-3}	0.1405×10^{-3}	0.1618×10^{-3}
1.1	0.2811×10^{-4}	0.5891×10^{-4}	0.8848×10^{-4}
1.2	0.3313×10^{-5}	0.1780×10^{-4}	0.3928×10^{-4}
1.3	0.2181×10^{-6}	0.3686×10^{-5}	0.1415×10^{-4}
1.4	0.5307×10^{-8}	0.4730×10^{-6}	0.3661×10^{-5}
1.5	0.8489×10^{-10}	0.4027×10^{-7}	0.9207×10^{-6}
1.6	0.4999×10^{-12}	0.1964×10^{-8}	0.1402×10^{-6}

경우 I

γ_p	CASE I	CASE II	CASE III
1.0	0.1083×10^{-3}	0.1394×10^{-3}	0.1609×10^{-3}
1.1	0.2756×10^{-4}	0.5820×10^{-4}	0.8776×10^{-4}
1.2	0.3213×10^{-5}	0.1748×10^{-4}	0.3883×10^{-4}
1.3	0.2089×10^{-6}	0.3597×10^{-5}	0.1393×10^{-4}
1.4	0.5005×10^{-8}	0.4578×10^{-6}	0.3585×10^{-5}
1.5	0.7885×10^{-10}	0.3863×10^{-7}	0.8974×10^{-6}
1.6	0.4559×10^{-12}	0.1864×10^{-8}	0.1358×10^{-6}

경우 II

5.2.2 사하중, 활하중과 지진하중

사하중, 활하중과 지진하중의 하중조합(D+L+E)인 경우 사하중계수는 1.2(지진 반대방향 0.9) 를 사용한다.[11] 활하중은 부하중으로서 활하중계수는

표 7. Serviceability limit state probability($1.2D+L+\gamma_{ES}E_{ss}$)

γ_{ES}	CASE I	CASE II	CASE III	CASE IV
1.0	2.447×10^{-4}	1.089×10^{-4}	5.073×10^{-3}	2.225×10^{-3}
1.1	9.921×10^{-5}	3.583×10^{-5}	4.052×10^{-3}	1.371×10^{-3}
1.2	3.551×10^{-5}	1.043×10^{-5}	3.040×10^{-3}	7.379×10^{-4}
1.3	1.138×10^{-5}	2.683×10^{-6}	2.072×10^{-3}	3.484×10^{-4}
1.4	3.284×10^{-6}	6.174×10^{-7}	1.266×10^{-3}	1.481×10^{-4}
1.5	8.699×10^{-7}	1.265×10^{-7}	7.011×10^{-4}	5.808×10^{-5}
1.6	2.040×10^{-7}	2.342×10^{-8}	3.570×10^{-4}	2.096×10^{-5}
1.7	4.374×10^{-8}	3.734×10^{-9}	1.685×10^{-4}	7.020×10^{-6}
1.8	8.707×10^{-9}	5.465×10^{-10}	7.479×10^{-5}	2.186×10^{-6}

표 8. Results of reliability assessments

구 분	하중조합	SAMPLE IV (CASE III)	SAMPLE V (CASE III)
ASME 규 준	D+L+1.5Pa	9.207×10^{-7}	8.974×10^{-7}
	D+L+Ess	1.925×10^{-3}	1.361×10^{-6}
	D+L+Pa+Ess	6.597×10^{-10}	3.957×10^{-12}
	전 체	1.926×10^{-3}	2.258×10^{-6}
제 안 규 준	0.9D+Pa	1.415×10^{-5}	1.393×10^{-5}
	1.2D+L+1.6Ess	2.096×10^{-5}	1.548×10^{-10}
	D+L+P+E	—	—
	전 체	3.511×10^{-5}	1.393×10^{-5}

1.0 으로 정하는 것이 합리적이다.[10] (재하효과 상쇄시는 0). 사하중, 활하중과 지진하중을 받고 있는 차폐구조물의 한계상태 확률을 구하면 표 7과 같다.

지진하중계수는 식 (23)을 최소화하는 값으로 결정 할 수 있다. 목표 한계상태 확률을 얼마로 정하느냐에 따라 지진하중계수 γ_{ES}의 최적값은 그림 5에서 각각 1.4, 1.6, 1.7 로 변함을 알 수 있다.

5.3 제안 규준

5.3.1 ASME 시방서

ASME 시방서[17]에서 제시하고 있는 비정상 하중조건의 지배적 하중조합 규준은 다음과 같다.

(1) 극심한(exterme) 환경

1.0 D+1.0 L+1.0 E_{ss}

(2) 비정상(abnormal) 환경

1.0 D+1.0 L+1.5 P_a

(3) 비정상 / 극심한(abnormal/extreme) 환경

1.0 D+1.0 L+1.0 P_a+1.0 E_{ss}

5.3.2 본 연구에서의 제안 규준

본 연구에서 제안하는 지배적 하중조합 규준은 목표 한계상태 확률을 1.0×10^{-6}으로 정하였을 때 식 (24)와 같다.

0.9 D+1.3 P_a

1.2 D+1.0 L+1.6 E_{ss}

0.9 D−1.6 E_{ss} (24)

ASME 시방서와 본 연구에서 제안한 규준과 비교하였으며, 이에 대한 신뢰성 평가 결과는 표 8과 같다. 표 8을 분석해보면 ASME 시방서에 의한 차폐구조물의 전체 한계상태 확률은 매우 큰 차이를 보이고 있으나 본 연구에서 제안한 하중조합 방법에 의한 차폐구조물의 전체 한계상태 확률은 비교적 차이가 적음을 알 수 있다. 이는 본 연구에서 제안한 하중조합 규준에 의한 설계가 보다 일관성이 있으며 합리적임을 의미한다.

6. 결 론

본 연구에서는 하중과 강도에 대한 확률이론과 구조물의 사용성 한계상태에 기초를 둔 신뢰성 해석 및 설계하중 조합 규준에 대해 연구하였다. 본 연구에서는 사고하중과 한반도 지진하중의 특성을 고려하여 유한요소 해석 결과를 랜덤 진동 이론에 결합하여 한계상태 확률을 구하는 보다 정확한 계산 방법을 사용하였다.

차폐구조물의 안전성 확보와 경제적인 설계 측면에서 볼 때 본 연구에서 제시한 방법이 합리적이라 할 수 있으며, 이에 대한 결론은 다음과 같다.

1) 사하중과 활하중은 전체 한계상태확률에 미치는 영향이 미소하므로 확정변수로 취급하여도 무방함을 알 수 있었다.

2) 전체 한계상태를 지배하는 주하중은 국내의 경우 사고하중임을 알 수 있었다.

3) 한계상태의 정의는 실제적인 방사능 누출 한계균열에 대한 사용성 한계상태로 정의하는 것이 합리적이다.

4) 국내에 적합한 하중계수를 제안하였으며, 제

안한 하중계수는 시방서 목적과 잘 일치하며 일관성이 있음을 입증하였다.

5) 국내에 적합한 지배적 설계하중 조합 규준을 제안하였다.

6) 사고하중과 지진하중이 동시에 발생할 확률은 극히 희박하며, 이에 대한 하중조합 규준은 제외하여도 무방함을 알 수 있었다.

본 연구에서 제안한 차폐구조물의 설계하중 조합 규준은 저항 및 하중에 대한 가용한 통계적인 자료에 의해 제안되었다. 따라서 통계적 자료가 변경될 경우 본 연구에서 제시한 신뢰성 해석 방법에 의해 하중계수를 수정하여 사용할 수 있다.

감사의 글

본 연구는 과학재단 연구비 (KOSEF 903-1301-008-2) 지원에 의하여 수행하였으며, 본 연구를 할 수 있도록 지원하여준 과학재단에 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. Ang, A. H-S. and Tang, W. H., "*Probability Concepts in Engineering Planning and Design*", Vol. 2 : Decision, Risk, and Reliability, John Wiley, New York, 1984.
2. Ellingwood, B. and Galambos, T.V., "Probability-Based Criteria for Structural Design", *Jour. of Structural Safety, Vol. 1, No. 1*, Sept.1982, pp. 15-25.
3. Shinozuka, M., "Basic Analysis of Structural Safety", *Jour. of Structural Eng.*, ASCE, Vol. 109, No. 3, Mar. 1983, pp. 721-740.
4. Ellingwood, B., "*Probabilistic Descriptions of Resistance of Safety - Related Nuclear Structures*", U.S. Nuclear Regulatory Commission Repot NEREG/CR-3341, Brookhaven National Laboratory, Washington, D.C., May 1983.
5. Ellingwood, B. and Batts, M. E., "*Characterization of Earthquake Forces for Probability-Based Design of Nuclear Structures*", U.S. Nuclear Regulatory Commission Report NUREG/CR-2945, Brookhaven National Laboratory, Washington, D.C., Sept. 1982.
6. Shinozuka, M., Hwang, H. and Reich, M., "*Reliabiltiy Assessment of Reinforced Concrete Containment Structures*", BNL-NUREG-51661, Feb. 1983.
7. Han, B. K., "Probability-Based Reliability Analysis Method and Design for Concrete Containment Structures", *Proceedings of the International Symposium on Pressure Vessel Technology and Nuclear Codes & Standards*, Seoul, April, 1989, pp 14.1-6.
8. Han, B. K., Cho, H. N., Chang, S. P., "A Practical Reliability-Based Design Code Calibration for Concrete Containment Structures", *Proceedings of the 10th SMiRT Conference*, Anaheim, LA, August 14-18, 1989, Paper M, pp. 85-90.
9. 韓奉九, 張丞弼 "콘크리트 遮蔽 構造物의 信賴性 解析 方法", **大韓土木學會 論文集**, 第10卷, 第1號, 1990. 3, pp. 9-16.
10. Hwang, H., Kagami, S., Reich, M., Ellingwood, B., and Shinozuka, M., "Probability-Based Load Combinations for the Design of Concrete Containments", *Jour. of Nuclear Engineering and Design, Vol. 86*, 1985, pp. 327-339.
11. Ellingwood, B., Galambo, T. V., MacGregor, J. C., and Cornell, C. A., "*Development of a Probability-Based Load Criterion for American National Standard A58*", National Bureau of Standard SP-577, Washington, D.C., June, 1980.
12. Kanai, K., "Semi-Empirical Formula for the Seismic Characteristics of the Ground", *Bullietin of the Earthquake Research Institute*, Univ. of Tokyo, Vol. 35, June, 1957, pp. 309-325.
13. Tajimi, H., "A Statistical Methods of Determining the Maximum Response of a Building Structure During an Earthquake", *Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engr.*, Tokyo and Kyoto, Vol. II, 1969, pp. 781-796.
14. Lee, K. et al, "Studies on the Seismic Risk of the Korea Peninsula (I)", *J. of Geol. Soc.* Korea, Vol. 21, 1985.
15. Yu, C. S., "Seismic Risk and Design Input Criteria for Nuclear Power Structures in Korea" *Proc. of U.S.-Korea Joint Seminar/Workshop on Critical Engineering System*, Seoul, May, 1987.
16. Nawy, Edward G., "Crack Control Through Reinforcement Distribution in Two-Way Acting Slabs and Plates", *ACI Journal, Proceedings V. 69, No. 4* Apr. 1972, pp. 217-219.
17. ACI-ASME Joint Technical Committee, "*Code for Concrete Reactor Vessels and Containments, ASME Boiler and Pressure Vessel Code Section III - Division 2*", American Society of Mechanical Engineering, New York, 1980.

(接受 : 1992. 10. 1)