

열화 및 공극을 고려한 원전 격납건물의 다층셸요소모델과 내진성능 한계상태

Multi-Layered Shell Model and Seismic Limit States of a Containment Building in Nuclear Power Plant Considering Deterioration and Voids

남현웅¹⁾ · 홍기중^{2)*}

Nam, Hyeonung¹⁾ · Hong, Kee-Jeung^{2)*}

¹⁾국민대학교 건설시스템공학부 박사과정, ²⁾국민대학교 건설시스템공학부 정교수

¹⁾Ph.D Student, Department of Civil Engineering, Kookmin University, ²⁾Professor, Department of Civil Engineering, Kookmin University

/ A B S T R A C T /

For the OPR1000, a standard power plant in Korea, an analytical model of the containment building considering voids and deterioration was built with multilayer shell elements. Voids were placed in the vulnerable parts of the analysis model, and the deterioration effects of concrete and rebar were reflected in the material model. To check the impact of voids and deterioration on the seismic performance of the containment building, iterative push-over analysis was performed on four cases of the analytical model with and without voids and deterioration. It was found that the effect of voids with a volume ratio of 0.6% on the seismic performance of the containment building was insignificant. The effect of strength reduction and cross-sectional area loss of reinforcement due to deterioration and the impact of strength increase of concrete due to long-term hardening offset each other, resulting in a slight increase in the lateral resistance of the containment building. To determine the limit state that adequately represents the seismic performance of the containment building considering voids and deterioration, the Ogaki shear strength equation, ASCE 43-05 low shear wall allowable lateral displacement ratio, and JEAC 4601 shear strain limit were compared and examined with the analytically derived failure point (ultimate point) in this study.

Key words: OPR1000, Containment building, Deterioration, Void, Push-over, Limit state

1. 서론

동일본대지진(규모 9.0, 2011)으로 인한 후쿠시마 원자력 발전소(이하 원전) 사고 이후, 국내 원전에 대해서 설계지진 수준을 초과하는 지진에 대한 안전성평가가 요구되었다. 또한 국내의 지진발생빈도가 증가하고 있으며, 경주지진(규모 5.8, 2016) 및 포항지진(규모 5.4, 2017) 이후로 지진재해에 대한 국내 중요 시설물들의 안전성에 대한 우려가 증가하고 있다.

2017년에 수행된 안전성 관련 구조물의 원전 특별점검에서 공극이 최초로 발견되었으며, 이후 추가 조치로 수행된 CLP(containment liner plate) 점검 및 공극 검사에서도 공극이 추가 발견되었다[1]. 격납건물은 원자로 내부 위험물질의 대량 유출을 방지하는 구조물로서 외부 및 내부 폭발로부터 구조물의 안전성을 확보해야 하므로, 필연적으로 많은 철근이 배근된다.

이러한 밀집된 철근으로 인해서 시공 시 콘크리트 미채움으로 인한 공극이 발생할 가능성이 있다. 또한 가동연수가 오래된 원전의 경우에는 시공 시에 발생한 공극부에서 철근 및 CLP에 부식이 진행되었을 가능성이 존재한다. 따라서, 본 연구에서는 가동연수가 20년 이상인 국내 표준형 원전(OPR1000)의 격납건물에 공극 및 열화가 미치는 영향을 해석적으로 조사하고자 한다.

기존의 격납건물 해석모델로 집중질량모델(lumped-mass stick model) 및 연속체모델(solid element model)이 활용됐다[2-4]. 집중질량모델은 격납건물을 선형탄성 보요소와 절점 질량체로 단순화하여 해석시간이 짧으며 구조물의 전체적 거동을 보여주지만, 공극 주변 거동과 같은 국부적인 비선형 거동을 확인하기 어렵다. 반면, 연속체모델은 철근 및 긴장재의 배근, 콘크리트 벽체에 존재하는 개구부 등 격납건물의 구조적 특성을 자세히 모사할 수 있는 가장 자세한 모델로 알려져 있으나, 비선형 시간이력해석 시 많은 해석시간 및 연산자원이 요구되어 확률론적 해석에는 적합하지 않다. Nakamura(2010)[5]은 셸요소 중 하나인 다층셸요소모델(multi layered shell element model)을 활용하여 지진에 의한 격납건물의 비선형응답을

*Corresponding author: Hong, Kee-Jeung

E-mail: kjhong@kookmin.ac.kr

(Received May 30, 2024; Revised June 10, 2024; Accepted June 10, 2024)

도출하였다. 다층셀요소는 해석시간을 단축하면서, 공극으로 인한 국부적인 영향을 확인할 수 있는 장점이 있다. 따라서, 본 연구에서는 열화 및 공극을 고려한 격납건물의 다층셀요소 해석모델을 구축하고, 해석모델의 반복 횡가력해석(cyclic push-over analysis)을 수행하여 격납건물의 내진성능에 미치는 공극 및 열화의 영향을 조사한다.

격납건물의 내진성능평가 시 Ogaki(1981)[6]가 수행한 축소모형실험으로 도출된 전단강도식을 활용하여 격납건물의 한계상태를 평가해왔고, Mandal(2016)[7], Luu(2019)[8] 등은 격납건물의 최상단 변위와 높이의 비인 횡변위비(drift ratio)로 격납건물의 한계상태를 평가하였다. 전단강도나 횡변위비는 격납건물의 전체적인 거동측면에서는 한계상태에 대한 정의가 가능하나, 공극과 같은 국부적인 영향을 반영하기에는 어려움이 있다. 일본전기협회의 원자력 발전소 내진설계 기술 규정(JEAC 4601, 2015)을 참고하여, 문일환 등(2022)[9]은 격납건물의 비선형 전단거동한계를 전단변형률로 제시하였다. 격납건물의 한계상태를 전단변형률로 정의한다면 공극부에서 국부적인 영향을 고려한 내진성능평가가 가능하다. 본 연구에서는 전단강도, 횡변위비 그리고 전단변형률로 각각 격납건물의 한계상태를 정의하고, 이들을 격납건물의 비선형 반복횡가력해석 결과를 토대로 정의한 항복점 및 파괴점과 비교하여 적용 타당성을 검토한다.

2. 공극 및 열화의 반영

원전의 안전성을 확보하기 위해서, 격납건물에 발생할 수 있는 공극 및 열화가 내진성능에 얼마나 영향을 끼치는지에 대한 검토가 필요하다. 먼저 국내 원전의 공극 발생 현황을 조사하고 격납건물에 발생할 수 있는 열화에 대한 문헌을 조사하여, 이들을 해석모델에 어떻게 반영할 지에 대해 이 절에서 설명한다.

2.1 공극 반영

현재까지 보고된 국내 원전의 공극발생 현황과 원인을 고려하여 공극의 시나리오(형상, 크기, 개수, 깊이 및 발생위치)를 가정하고, 이를 해석모델에 반영한다. 공극 시나리오를 결정하기 위해서, 원자력안전위원회의 공개된 보고서 중 ‘격납건물 공극발생 근본원인 점검 결과’ 및 ‘격납건물 구조건전성평가 관련 추가 설명자료’를 참고하였다[1],[10],[11].

Table 1은 한빛 3·4호기의 공극 발생 원인별 발견된 공극 개수이며, 괄

Table 1. Number and depth of voids found in Hanbit Units 3 & 4

Unit	Bottom of buried plate reinforcement	Around penetration region	Bottom of top T-Shaped reinforcement	Bottom of Polar crane bracket	Total
Hanbit 3	41 (378 mm)	37 (620 mm)	-	46 (450 mm)	124
Hanbit 4	54 (380 mm)	61 (1570 mm)	1 (200 mm)	24 (450 mm)	140

호 안의 값은 공극 최대 깊이이다. 시공상의 공극 발생은 대부분 콘크리트 채움 단계에서 발생하며, 이를 고려하여 공극이 있을 것으로 예상되는 곳 혹은 공극이 발견된 곳은 크게 4곳으로 분류한다. 이들은 CLP 매설판 보강재, 격납건물의 벽체 최상단 후프지지부(Hoop-Stiffener), 플라크레인 브라켓 하부 및 대구경 관통부 하부이다. 지진하중에 대한 격납건물의 취약부가 바닥 경계면과 벽체하부임을 고려할 때, 위 4곳 중 벽체 하부의 CLP 매설판 보강재에 발생하는 공극의 경우를 참고하여 해석모델의 공극 크기 및 깊이를 결정하였다. CLP 매설판 보강재의 공극이 발생하는 기전은 Fig. 1과 같다. 콘크리트가 경화되기 전, 발생하는 정수압에 의해 매설판이 밖으로 밀려나가는 것을 방지하기 위해서 임시보강재가 설치되었고, 공극을 단축하기 위하여 이를 제거하지 않는 공법을 사용하였다. 이러한 임시보강재의 미제거로 인해서 CLP 배면에 콘크리트 미채움부가 발생하였고, 미채움부의 깊이가 수직철근 위치까지 존재하는 사례가 발견되었다[10].

‘격납건물 구조건전성평가 관련 추가 설명자료’에 따르면, 실제 공극과 유사한 폭을 갖는 썸기모양의 공극과 실제 공극 크기를 포괄하는 사각형 모양 공극 중에서 후자가 공극 주변의 부재응력을 더 크게 발생시킨다[11]. 따라서 해석모델의 공극 형상은 보수적으로 한번의 길이가 500 mm인 정사각형 형상을 채택한다. Fig. 1처럼 공극이 수직철근 위치까지 분포(공극 깊이가 380 mm)한다는 보고내용을 토대로 해석모델의 공극 깊이를 400 mm로 가정하였다. 한빛 4호기에서 발견된 총 공극의 개수는 140개로, 실측된 총 공극의 부피는 격납건물 벽체의 부피대비 0.3% 수준에 해당하고, 구조상 공극이 발생할 가능성이 있는 위치이나 현실적인 이유로 확인하지 못한 곳을 고려하여 발생가능한 공극의 최대 총 부피비는 2% 미만이다[10]. 본 연구에서는 실측된 공극 부피의 2배에 해당하도록 동일 크기의 공극 472개(격납건물 부피대비 0.6%의 공극)를 해석모델에 분포시켜 이들의 영향을 검토한다. 공극의 위치는 지진하중에 취약하도록 지진하중 방향과 평행한 격납건물 벽체 주변 하부에 Fig. 2와 같이 배치한다. 격납건물의 높이가 H인 경우, 바닥으로부터 높이 0.1~0.25H인 구간에 공극이 위치하며, 전단파괴로 인한 콘크리트의 대각선 균열을 고려하여 이에 취약하도록 공극을 대각선으로 방향으로 배치하였다. Ogaki(1981)[6] 및 Kato(1981)[12]가 수행한 축소모형실험과 본 연구에서 수행한 해석 모두에서 동일하게 0.1~0.25 H 위치에서 최대 전단응력이 관찰되었으므로 이러한 배치는 적절한 것으로 보인다.

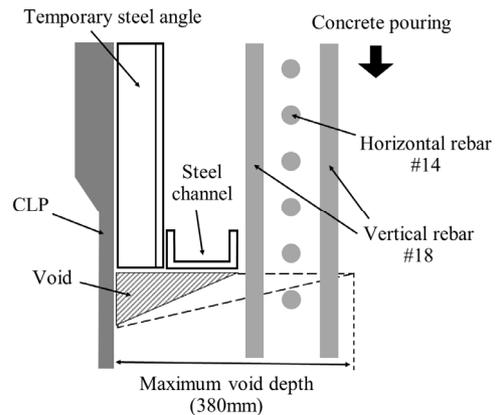


Fig. 1. The void at embedded CLP

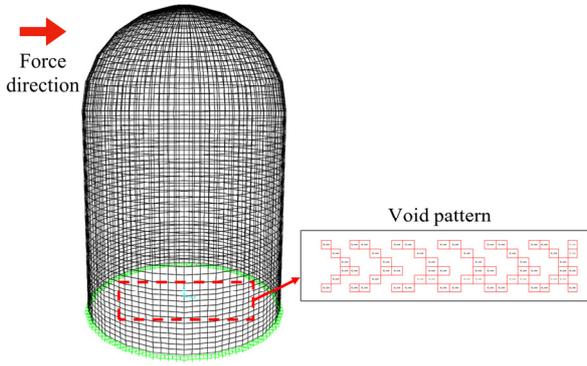


Fig. 2. The location of voids

2.2 열화 반영

OPR1000 원전의 가동연수를 고려하여 대략 20년 정도의 열화기간을 가정한다. 격납건물 구성요소(콘크리트 및 철근 등)의 재료모델에 열화를 반영하며, 구성요소의 열화로 인한 물성변화는 박준희 등(2011)[13] 및 최도은 등(2008)[14]을 참고하였다. 이들 선행연구에서는 콘크리트 및 철근의 경년에 따른 콘크리트의 압축강도 및 탄성계수의 변화를 식 (1) 및 (2)와 같이 제시했다. 여기서 T 는 열화시간(year), f_{c0} 및 E_{c0} 는 각각 초기의 콘크리트 압축강도(MPa) 및 탄성계수(GPa), 그리고 f_{c1} 및 E_{c1} 는 각각 열화된 콘크리트의 압축강도(MPa) 및 탄성계수(GPa)이다. 또한 철근의 항복강도 및 단면적 손실량을 경년시간에 따라 Table 2와 같이 제시했다. 본 연구에서는 이를 참고하여, 콘크리트 열화영향은 식 (1) 및 (2)를 적용하고, 철근 열화영향은 Table 2와 동일한 비율을 철근의 초기 항복강도와 단면적에 적용한다. 콘크리트는 경년에 따라 장기강도가 발휘되어 압축강도와 탄성계수가 증가하고, 철근은 경년에 따라 부식으로 인하여 항복강도의 감소와 철근의 단면적 손실이 발생한다. 이들을 정리하면 Table 3과 같으며, 이 물성치들을 재료모델에 반영한다.

$$f_{c1} = (0.10\ln(T) + 1.25)f_{c0} \quad (1)$$

$$E_{c1} = (0.08\ln(T) + 1.16)E_{c0} \quad (2)$$

격납건물의 구성요소 중 콘크리트와 철근에만 열화를 반영하며, 긴장재 및 CLP에는 열화를 반영하지 않는다. 긴장재의 경우, OPR1000은 비부착식 긴장재가 적용되어 쉬스관(sheath pipe) 안에 그리스(grease) 윤활유로 채워져 있으므로 긴장재의 부식이 발생하기 어렵고, 일정 주기마다 긴장력을 측정하여 재긴장하고 있으므로 긴장력의 손실은 고려하지 않는다. CLP의 경우, 격납건물의 전체 두께(1.2 m)에 비해서 CLP의 두께(6 mm)가 매우 작으므로, 열화가 발생하더라도 구조적 영향이 매우 미미할 것으로 판단하여 열화를 고려하지 않는다.

Table 2. Loss in yield strength and section area of reinforcement over deterioration periods

Reinforcement property	Deterioration period [year]				
	0	20	40	60	100
Yield strength [MPa]	455	439	418	401	372
Section area [mm ²]	196	187	175	166	151

Table 3. Deteriorated material properties used in analysis

Property	Deterioration period [year]		
	0	20	40
Concrete compressive strength [MPa]	41.4	64.1	67.0
Concrete modulus of elasticity [GPa]	24.9	34.8	36.2
Reinforcement yield strength [MPa]	420	406	386
Reinforcement decreasing rate of cross-section [mm ²]	0	3.3	10

3. 격납건물 한계상태

현재 사용되고 있는 격납건물의 내진성능 한계상태는 Ogaki의 격납건물 전단강도 평가식, ASCE 43-05의 낮은 전단벽에 대한 허용한계 횡변위비, 일본전기협회의 원자력발전소 내진설계 기술 규정(JEAC 4601, 2015)의 철근콘크리트 내진벽에 대한 전단변형률 허용한계 등이 있다[6],[15, 16]. 본 연구에서는 이들 한계상태들을 해석결과와 비교 검토한다.

3.1 전단강도 한계상태(Ogaki et al., 1981)

원전 구조물 및 기기의 지진취약도분석 기술 지침(KAERI/TR- 207132002, 2002)[17]에 따르면, 격납건물은 지진회하중에 의해서 바닥면 부근의 접선전단파괴가 발생한다. Ogaki(1981)[6]과 Kato(1982)[12]은 격납건물의 1/30 축소모형에 대한 반복항가력실험을 통해서 Fig. 3과 같은 접선전단파괴를 확인하였다. Ogaki는 콘크리트 압축강도 f_c , 철근비 및 긴장재비에 따른 접선전단강도를 식 (3~6)과 같이 제시하였다. 여기서, v_u 는 극한전단응력(MPa), D_c 는 격납건물 지름(m), t_w 는 격납건물 두께(m), α 는 유효단면적계수, M 은 전도모멘트(kN·m), V 는 전단력(kN), D_0 는 순지름(m)이다. 극한전단응력 v_u 는 콘크리트의 전단응력과 철근, 긴장재 및 비지진하중(자중 및 내압 등)에 의한 전단응력 $(\rho\sigma_y)_{avg}$ 의 합이다. 여기서 ρ_h , ρ_m 및 f_y 는 각각 둘레(hoop)방향 철근비, 자오선(meridional)방향 철근비 및 철근 항복강도(MPa)이고, ρ_{ph} , ρ_{pm} 및 f_{py} 는 각각 둘레방향 긴장재비, 자오선방향 긴장재비 및 긴장재 항복강도(MPa)이다. σ_h 와 σ_m 는 각각 비지진하중에 의한 둘레방향과 자오선방향의 응력(MPa)이다. Fig. 4는 철근비에 따른 전단응력을 $\sqrt{f_c}$ 로 공칭화한 것이고, 철근항복 전에 콘크리트 압축파괴가 발생하는 경우를 고려하여 상한선을 평활구간으로 제시하였다. 또한

격납건물은 전도모멘트로 인하여 휨전단상호작용이 발생하고 휨에 의한 인장영역에서의 전단저항능력이 감소한다. 이와 같은 전도모멘트로 인한 전단성능의 감소를 격납건물의 형상비(지름/유효높이)에 따라 반영하기 위해서, 발생 전도모멘트 및 전단력에 따른 유효단면적계수(α)로 반영하였다(식 (4)). 여기서, 유효높이(m)는 M/V 이다.

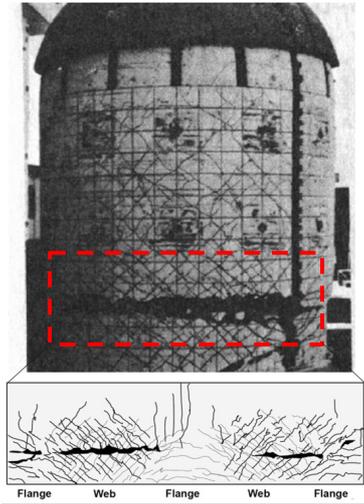


Fig. 3. Shear fracture in test[3]

$$V_U = \frac{v_U \cdot \pi \cdot D_c \cdot t_w}{\alpha} \tag{3}$$

여기서,

$$\alpha = \begin{cases} 2.0 & \text{for } M/(VD_0) \leq 0.5 \\ 1.67 + 0.67M/VD_0 & \text{for } 0.5 < M/(VD_0) \leq 1.25 \\ 2.5 & \text{for } 1.25 < M/(VD_0) \end{cases} \tag{4}$$

$$v_u = 0.066 \sqrt{f_c} + (\rho\sigma_y)_{avg} < 1.75 \sqrt{f_c} \tag{5}$$

$$(\rho\sigma_y)_{avg} = \frac{(\rho_h + \rho_m)}{2} f_y + \frac{(\rho_{ph} + \rho_{pm})}{2} f_{py} - \frac{(\sigma_h + \sigma_m)}{2} \tag{6}$$

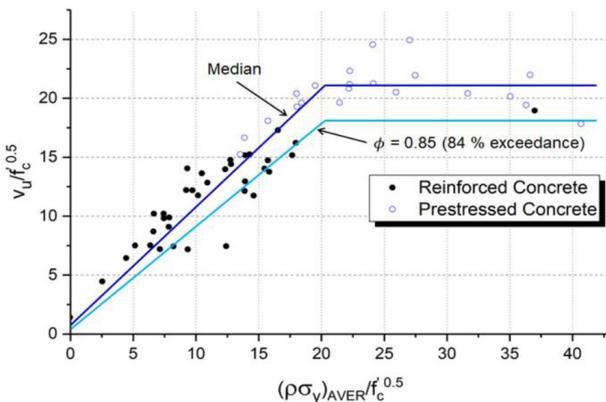


Fig. 4. Shear strength over reinforcement ratio[18]

3.2 횡변위비 한계상태(ASCE 43-05)

최근 연구동향에서 격납건물의 지진하중에 대한 한계상태를 횡변위비(drift ratio)를 활용하여 비교한 사례가 있다[7, 8]. Luu(2019)[8]은 실린더형 축소 실험체의 횡가력실험을 수행하였으며, 최대 횡강도는 대략 0.004~0.008의 횡변위비에서 관찰되었다. ASCE 43-05에서는 전단파괴 거동을 하는 낮은 전단벽(전단벽의 높이 h_w 와 전단벽의 폭 l_w 의 비가 2 이하)에 대하여 허용횡변위비를 Table 4와 같이 제시하고 있다. 각 한계상태 LS_A, LS_B, LS_C, LS_D 에 대한 손상수준은 Fig. 5와 같다. LS_D 는 탄성거동한계(essentially elastic behavior)로 탄소성거동을 가정한 시스템의 항복점이다. LS_A 는 심각한 손상(significant damage)에 해당하는 한계로 평균 극한변위(mean ultimate displacement, δ_{ult})의 75%에 해당하는 점이다. LS_C 는 거주가능(IO, immediate occupancy)에 해당하며, LS_A 의 67%에 해당하는 점이다. LS_B 는 LS_C 와 LS_A 의 중간에 해당한다. Table 4에서 낮은 전단벽에 대한 LS_C 와 LS_D 는 0.004로 동일하며 이에 대한 손상수준은 거주가능 및 탄성거동한계 수준이 된다. 여기서 ASCE 43은 전단벽의 취성적 거동을 고려하여, 손상수준 LS_C 와 LS_D 를 구별하지 않고 동일하게 적용하고 있음을 알 수 있다. 격납건물과 낮은 전단벽은 동일하게 전단거동이 지배적이므로, 본 연구에서는 손상수준 LS_C 와 LS_D 의 횡변위비를 격납건물의 한계상태로서 적용한다.

Table 4. Allowable drift limit for low shear walls (ASCE 43-05)

Limit state	Allowable drift limit			
	LSA	LSB	LSC	LSD
Shear controlled walls, $\frac{h_w}{l_w} < 2.0$	0.0075	0.006	0.004	0.004

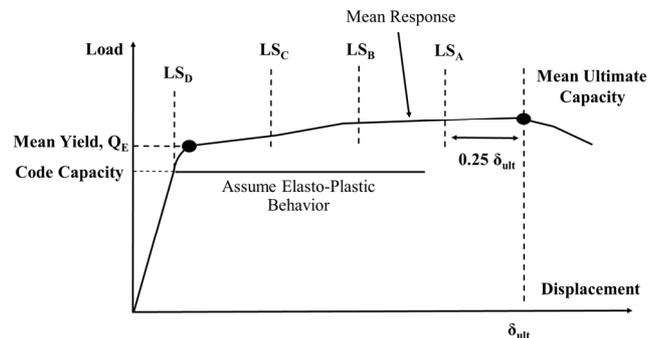


Fig. 5. Damage level for each limit state in ASCE43-05

3.3 전단변형률 한계상태(JEAC 4601)

일본전기협회의 원자력 발전소 내진설계 기술 규정(JEAC 4601, 2015)[16]에서는 철근콘크리트 내진벽에 대한 전단변형률 허용한계 γ_a 를 0.002로 제시하고 있다. 전단변형률 허용한계는 Fig. 6의 3선형 뼈대곡선(tri-linear skeleton curve)에서 극한점의 전단변형률($\gamma_3 = 0.004$)에 안전

율2를 적용한 것이고, 이 극한점 전단변형률은 전단벽 실험을 통하여 얻어진 값이다. 전단응력과 전단변형률 관계에 대한 극한점의 도출방법은 식 (7~9)와 같다. 여기서 f_c 는 콘크리트 압축강도(MPa), ρ_v 및 ρ_h 는 철근의 수평 및 수직 철근비, σ_v 및 σ_h 는 수직 및 수평 응력(MPa), 그리고 $M/(VD)$ 는 전단력이 작용하는 유효높이(m) M/V 와 전단벽의 폭(m) D 간의 전단폭비이다. 문일환 등(2022)[9]에서 격납건물의 한계상태로서 JEAC 4601의 전단변형률을 활용한 사례가 있으며, 본 연구에서도 이를 공극의 국부적인 전단거동 한계상태로 정의하여 사용한다.

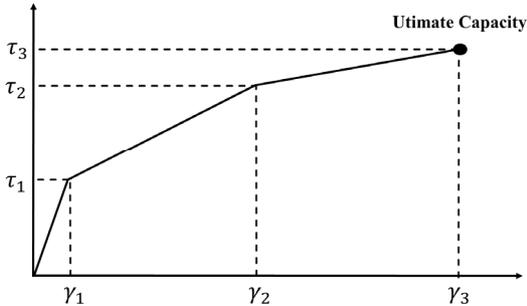


Fig. 6. Tri-linear skeleton curve of a concrete shear wall

$$\begin{cases} \gamma_3 = 0.004 \\ \tau_3 = \left(1 - \frac{\tau_s}{1.4\sqrt{f_c}}\right)\tau_0 + \tau_s \quad (\tau_s \leq 1.4\sqrt{f_c}) \end{cases} \quad (7)$$

여기서,

$$\tau_0 = \left(0.94 - \frac{0.56M}{VD}\right)\sqrt{f_c} \quad (8)$$

$$\tau_s = \frac{(\rho_v + \rho_h)\sigma_y}{2} + \frac{(\sigma_v + \sigma_h)}{2} \quad (9)$$

4. 해석모델 구축

OPR1000의 격납건물을 다층셸요소(multi-layered shell element)로 모델링하였으며, 내부의 전단벽 및 기기들은 해석모델에 고려하지 않는다. 지반과의 경계조건은 완전고정으로 가정하여 모든 자유도를 구속하였다(Fig. 7). Fig. 8과 같이 다층셸요소는 철근, 콘크리트, 긴장재 및 CLP를 여러 개의 층으로 구성하여, 각 층의 면내 및 면외 방향에 대한 거동을 모사할 수 있다. 또한, 다층셸요소는 솔리드요소를 적용한 해석모델에 비해서 해석 시간이 적고, 면내 전단거동이 지배적인 격납건물의 거동을 잘 나타내므로 효율적인 해석이 가능하다.

다층셸요소를 활용한 해석모델 구축 시 철근 및 긴장재는 1차원 부재이므로 격납건물의 높이별 철근비가 동일하도록 등가의 두께를 산정한다. 각 층의 위치는 다층셸의 중심선을 기준으로 실제 배근위치와 동일하게 위치한다. 철근 및 긴장재의 배근 방향을 고려하여, 수직 및 수평 배근방향에 따라 각 층이 배근방향과 동일한 방향으로만 거동하도록 제한하며, 철근 및 긴장재의 재료비선형을 고려한다.

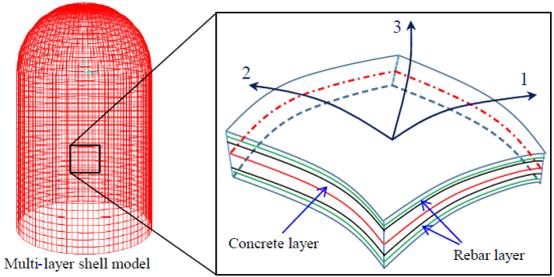


Fig. 7. Containment building model with multi-layered shell elements

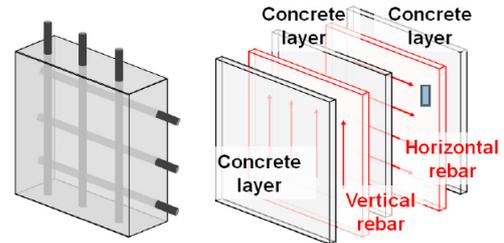


Fig. 8. Layers in a multi-layered shell element

열화 고려 시, 공극이 위치하는 셸요소의 철근층에만 열화가 발생한 것으로 생각하여 열화된 재료모델을 적용한다. CLP 및 콘크리트는 격납건물의 높이별 실제 두께를 적용한다. 또한 격납건물에는 Figs. 9~10과 같이 긴장재를 정착하기 위한 부벽이 120도 간격으로 존재하므로, 이를 콘크리트 층의 두께 증가 및 부벽 내 철근층을 추가하여 해석모델에 반영한다. CLP 및 콘크리트 층은 모든 면내방향에서 비선형거동이 가능하며, 열화 고려 시 모든 콘크리트 요소에 열화가 반영된 재료모델을 적용한다.

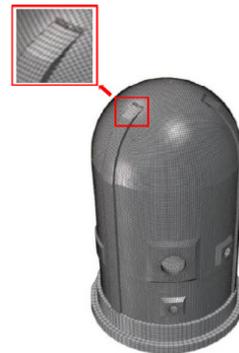


Fig. 9. Buttresses in containment building[19]

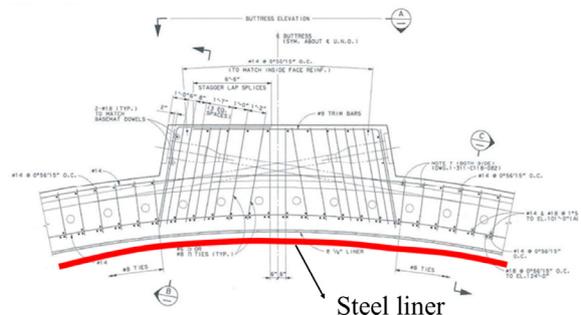


Fig. 10. Cross-section of a buttress

격납건물은 긴장력을 재하하여 격납건물의 강성과 강도를 향상시키고 중대재해 발생 시 폭발과 함께 대량의 유해물질이 격납건물 밖으로 유출되는 것을 방지한다. 긴장재의 인장강도 F_u 는 1600~1800 MPa 수준이며, 긴장 초기에 $0.8F_u$ 으로 긴장되어, 정착시 $0.7F_u$ 수준으로 정착된다. 이를 해석모델에 반영하기 위해서, 식 (10) 및 (11)과 같이 각 셀요소에 등가의 수직 및 수평방향의 변형률(ϵ_v 및 ϵ_h)을 산정하여 재하한다. 각 층의 구성요소들이 일체거동하는 것으로 취급하고 변형률 적합조건을 가정하여, 등가의 수직 및 수평방향의 변형률은 식 (11)과 같이 유도되며, 유도된 수직 및 수평방향 변형률을 모든 셀요소에 재하한다. 식(11)에서 P 는 정착시 긴장력에 의해 발생하는 축력(N)이다. E_i 와 A_i 는 각각 콘크리트, 긴장재, CLP 및 철근의 탄성계수(MPa)와 단면적(mm²)이며, 밀접자 i 대신에 각 재료를 나타내는 문자 c, t, l, r 을 각각 사용하였다.

$$P = 0.7F_u A_t \tag{10}$$

$$\epsilon_{v,h} = \frac{P}{EA} = \frac{P}{\sum E_i A_i} = \frac{P}{E_c A_c + E_t A_t + E_l A_l + E_r A_r} \tag{11}$$

위와 같이 구축된 해석모델의 적절한 요소 크기를 결정하기 위해서 요소 크기별 해석결과와 수렴도를 확인한다. Table 5는 요소의 폭이 8 m, 4 m, 2 m, 1 m, 0.5 m인 정사각형 및 직사각형으로 이루어진 해석모델의 전단 파괴가 예상되는 동일 위치의 전단응력을 비교한 것이다. 이 결과를 토대로, 해석시간 및 해석의 정확도를 고려하여 요소 크기는 1 m로 선정한다. 즉, 폭 0.5 m 공극 4개를 폭 1 m 공극 1개로 모사한다.

Table 5. Convergence test over mesh size

Mesh size [m]	8	4	2	1	0.5
Shear stress [MPa]	9.87	7.13	7.17	7.18	7.18

5. 해석모델 검증

공극이 없는 해석모델에 대해서 반복횡가력 해석을 수행하고, 그 결과를 Ogaki(1981)[6] 및 Kato(1981)[12]의 축소 모형 실험결과 및 김찬영 등(2022)[18]의 해석결과와 비교하여 검증한다. Fig. 11에서 Ogaki와 Kato 횡가력실험의 포락곡선은 각각 초록 및 파랑 점선으로 나타내었고, 김찬영 등과 본 연구의 횡가력해석의 이력곡선을 각각 노랑 및 빨강 실선으로 나타내었다. Table 6에, 각각의 실험체 및 해석모델을 1차 모드 진동수, 초기 기울기 및 항복 이후의 거동 측면에서 서로 비교하였다. 본 연구의 해석모델 1차 모드 진동수(Hz)는 4.6 Hz로 타 연구진의 결과와 거의 동일하다. 본 연구에서 긴장재의 영향을 등가의 변형률로 해석모델에 반영했기 때문에, 초기 기울기(평균전단응력/횡변위비)는 38.9 MPa/%로 타 연구진의 결과보다 약간 크게 평가되었다. 종합적으로 볼 때, 본 연구의 해석모델이 타 연구진들의 결과와 크게 다르지 않으므로 격납건물의 해석모델로 적합하다고 판단된다.

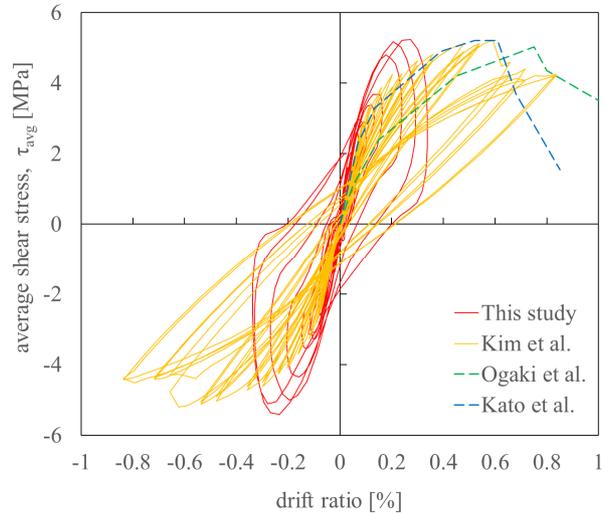


Fig. 11. Comparison of cyclic push-over experiments and analyses

Table 6. Comparison of the 1st mode frequency and the initial slope

	This study	Kim (2022)[18]	Ogaki (1981)[6]	Kato (1981)[12]	Lee & Song (1999)[2]
1 st mode frequency [Hz]	4.60	4.55	-	-	4.60
Initial modulus [MPa/%]	38.9	36.5	33.1	32.9	-

6. 반복횡가력 해석

구축된 격납건물 해석모델에 열화와 공극을 추가로 반영하고 반복횡가력 해석을 수행하여 열화와 공극의 영향을 조사한다. 열화와 공극이 있는 격납건물의 반복횡가력 해석결과로부터 파괴 발생점(이를 극한점이라 하자)을 정의하고, 이를 Ogaki 전단강도식, ASCE 43-05 허용변위비 및 JEAC 4601 전단변형률로 정의된 한계상태와 비교한다. 이를 통해 열화와 공극의 영향을 적절히 고려할 수 있는 내진성능 한계상태를 조사하고자 한다.

본 연구에서는 열화 및 공극의 유무에 따라 총 네 가지 경우의 반복횡가력 해석을 수행한다. Fig. 12는 공극 및 열화 없는 경우(V0-A0), Fig. 13은 공극 없고 20년 열화 적용한 경우(V0-A20), Fig. 14는 0.6% 부피비 공극 있고 열화 없는 경우(V0.6-A0), Fig. 15는 0.6% 부피비 공극 있고 20년 열화 적용한 경우(V0.6-A20)의 평균전단응력-횡변위비 이력곡선이다.

유한요소해석 결과에서 철근층이 최초 항복에 도달하는 점의 전단응력과 횡변위비를 항복점(yielding point)으로 칭한다. 그리고 이력곡선 상에서 전단응력의 급격한 감소 없이, 그 크기를 유지하면서 두 번의 루프를 반복한 경우 항강도를 보유했던 것으로 취급할 수 있으며, 이 때의 전단응력과 횡변위비를 가진 점을 극한점(ultimate point)으로 칭한다. 극한점의 전단응력을 전단강도라고 부른다. 앞에 언급한 네 가지 경우에 대한 해석으로부터 구한 항복점과 극한점의 좌표를 Table 7에 나타내었다.

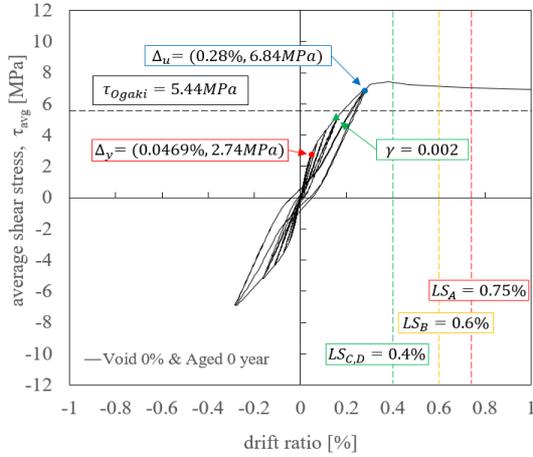


Fig. 12. Average shear stress over drift ratio for the case with no void and no aging (V0-A0)

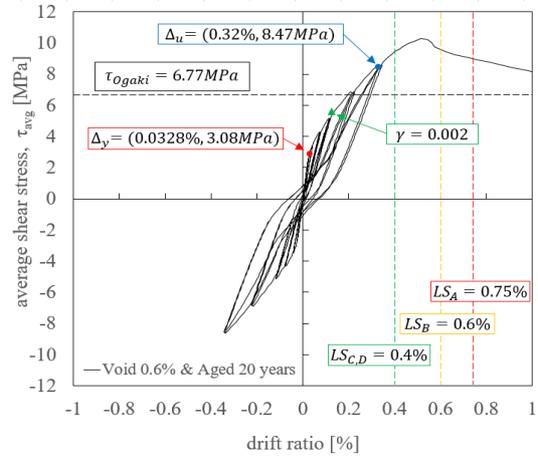


Fig. 15. Average shear stress over drift ratio for the case with 0.6% void and 20-year aging (V0.6-A20)

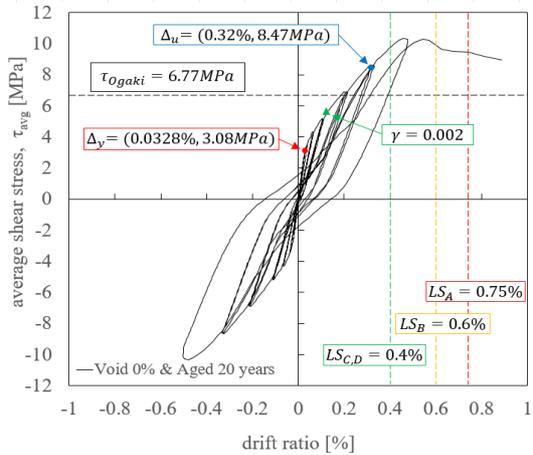


Fig. 13. Average shear stress over drift ratio for the case with no void and 20-year aging (V0-A20)

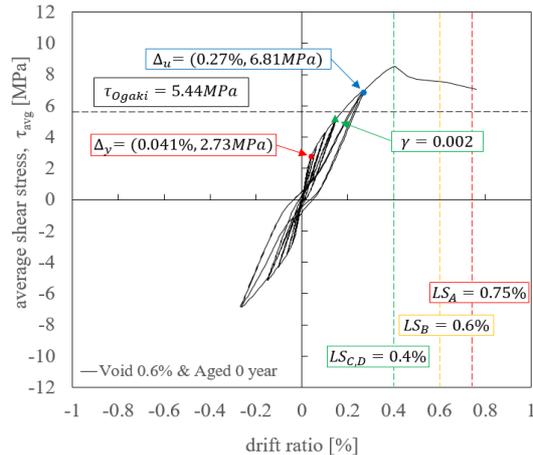


Fig. 14. Average shear stress over drift ratio for the case with 0.6% void and no aging (V0.6-A0)

Table 7. Yielding points and ultimate points for the four cases

Case	Yielding point		Ultimate point	
	Drift ratio [%]	Shear stress [MPa]	drift ratio [%]	Shear stress [MPa]
V0-A0	0.0469	2.74	0.28	6.84
V0-A20	0.0328	3.08	0.32	8.47
V0.6-A0	0.0413	2.73	0.27	6.81
V0.6-A20	0.0312	2.90	0.33	8.43

6.1 공극의 영향

공극의 영향을 확인하기 위해서, 공극 유무에 따른 해석결과를 서로 비교한다. 즉, 열화가 없고 공극 유무의 차이가 있는 V0-A0과 V0.6-A0을 비교하고, 열화가 있고 공극 유무의 차이가 있는 V0-A20와 V0.6-A20을 비교한다. 항복점의 횡변위비는, 열화가 없는 경우 0.0469%에서 0.0413%로, 열화가 있는 경우 0.0328%에서 0.0312%로, 공극으로 인해 5~12% 감소하였다. 이는 공극부에서의 국부효과로 인한 철근의 변형률 증가로 항복 시점이 더 작은 횡변위비에서 발생한 것으로 보인다. 이 때 전단응력은 0.4~6% 감소하였다.

극한점의 전단응력 및 횡변위비의 변화는 최대 2% 미만으로 미미하다. 이는 항복 이후에 응력 재분배로, 공극의 국부효과가 감소하여 공극으로 인한 변위 및 횡강도의 변화량이 감소한 것으로 보인다. 원자력안전위원회의 보고서에서 확인된 공극량의 2배가량을 보수적으로 횡하중 취약부에 배치했음에도, 열화의 여부에 상관없이 공극에 의한 전단응력 및 횡변위비의 변화가 거의 없으므로, 격납건물에 미치는 공극의 영향은 무시할 정도인 것으로 판단된다.

6.2 열화의 영향

열화의 영향을 확인하기 위해서, 열화 유무의 차이가 있는 모델의 해석 결과들을 서로 비교한다. 즉, 공극이 없고 열화 유무의 차이가 있는 V0-A0

과 V0-A20을 비교하고, 공극이 있고 열화 유무의 차이가 있는 V0.6-A0과 V0.6-A20를 비교해보자. 격납건물은 휨거동보다는 전단거동이 지배적이므로, 철근의 최초 항복(항복점)은 하중방향에 접선방향인 전단벽 부분에서 사인장 하중을 받는 철근에서 발생한다. 하중이 계속 증가하게 되면 이 부분에서 전단파괴(극한점)가 발생한다.

항복점의 횡변위비는, 공극이 없는 경우 0.0469%에서 0.0328%로, 공극이 있는 경우 0.0413%에서 0.0312%로, 열화의 영향으로 인해 25~30% 감소하였다. 열화가 진행된 철근의 항복강도감소 및 단면적 손실로 인하여 철근층의 변형률이 열화가 없는 경우에 비해 증가하고, 이로 인해서 철근층의 최초 항복시점이 열화가 없는 경우에 비해 더 작은 횡변위비에서 발생하기 때문이다. 이 때 항복점의 전단응력은 6~12% 증가하였다. 반면, 열화로 인해서 콘크리트의 탄성계수가 증가하고 압축강도가 증가하기 때문에 철근의 최초 항복시점에서 콘크리트에 의한 전단강도가 증가하여, 열화된 격납건물의 항복점에서의 평균전단응력은 콘크리트 열화가 없는 경우보다 증가한다.

극한점의 횡변위비는, 공극이 없는 경우 0.28%에서 0.32%로, 공극이 있는 경우 0.27%에서 0.33%로, 열화의 영향으로 인해 14~22% 증가하였다. 이 때 전단응력은, 공극이 없는 경우 6.84 MPa에서 8.47 MPa로, 공극이 있는 경우 6.81 MPa에서 8.43 MPa로, 23~24% 증가한다. 전단력 지지에 대한 콘크리트의 기여가 철근에 비해 상당히 크기 때문에, 열화에 의해 콘크리트의 압축강도가 증가하면서 전단파괴에 대한 격납건물의 전단강도가 상당히 증가한다. 즉, 열화로 인한 철근의 항복강도감소 및 단면적 손실이 있더라도, 콘크리트 열화에 의해 장기강도가 발현되어 콘크리트 압축강도 및 탄성계수가 증가하면서 격납건물의 전단강도가 증가하는 현상이 나타나는 것으로 보인다. 전단강도가 증가하는 만큼 비례하여 횡변위비도 일정 부분 증가하는 것을 확인할 수 있다.

6.3 한계상태 비교

열화와 공극의 유무에 따른 네 가지 경우의 극한점을 해석적으로 산정하고, 이를 Ogaki 전단강도식, ASCE 43-05 허용횡변위비 및 JEAC 전단변형률 한계상태들과 비교한다. 이를 통해 내진성능 한계상태의 적절성을 검토하고자 한다.

Figs. 12~15에서, Ogaki 전단강도식은 열화가 없는 경우 5.44 MPa이고 열화가 있는 경우 6.77 MPa이다. 이를 열화가 없는 경우 극한점의 응력(극한강도) 6.84 MPa 또는 6.81 MPa, 열화가 있는 경우 8.47 MPa 또는 8.43 MPa과 비교하면, Ogaki 전단강도식은 해석으로 구한 극한강도를 약 20% 정도 작게 보수적으로 평가하고 있음을 알 수 있다. 공극에 의한 국부 거동 영향이 크지 않다면, Ogaki 전단강도식은 공극이 있는 해석모델에 대해서도 충분히 보수적으로 적용 가능할 것으로 보인다. 6.1절에서 설명한 바와 같이, 본 연구의 부피비 0.6% 수준의 공극량에서는 공극의 영향이 미미하기 때문에 Ogaki 전단강도식을 한계상태로 적용 가능하다.

ASCE 43-05의 낮은 전단벽에 대한 허용횡변위비 한계값, LS_c 와 LS_D 가 해석으로 구한 극한점의 횡변위비보다 18~33% 정도 크게 제시한다. 이는 해석상의 거동보다 비보수적인 한계상태를 제시하고 있으므로, 보수적인 설계 또는 평가를 위해 이 허용횡변위비 한계상태는 사용을 피하는 것이 바람직하다.

해석상의 거동보다 비보수적인 한계상태를 제시하고 있다. 그러므로, 보수적인 설계 또는 평가를 위해, ASCE 43-05의 횡변위비 한계상태는 사용을 피하는 것이 바람직하다.

Figs. 12~15에서 JEAC 4601에 따라 해석모델의 전단취약부에서 전단 변형률이 0.002 rad에 도달한 시점을 초록 삼각형으로 나타내었다. 이 전단 변형률 한계상태에 다다를 때의 전단응력은 열화가 없을 때 4.89 MPa와 5.01 MPa, 열화가 있을 때 5.52 MPa와 5.16 MPa이다. 이를 열화가 없는 경우 극한점의 응력(극한강도) 6.84 MPa 또는 6.81 MPa, 열화가 있는 경우 8.47 MPa 또는 8.43 MPa과 비교하면, JEAC 4601은 해석으로 구한 극한강도를 약 27~39% 정도 작게 보수적으로 평가하고 있음을 알 수 있다. 이는 Ogaki보다 상당히 보수적으로 극한강도를 평가하고 있음을 보여준다. 그럼에도 불구하고, 앞서 언급한 바와 같이 전단변형률을 사용한 한계상태는 공극부의 국부적인 영향을 고려할 수 있는 방법을 제공해 준다는 장점이 있다.

7. 결론

한국의 표준형 발전소인 OPR1000을 대상으로, 공극 및 열화를 가정된 격납건물의 해석모델을 다층셀요소로 구축하였다. 해석모델의 취약부에 공극을 배치하였고, 콘크리트와 철근의 열화 효과도 재료모델에 반영하였다. 공극 및 열화가 격납건물 내진성능에 미치는 영향을 확인하기 위해서 공극 유무 및 열화 유무에 따른 네 가지 경우의 해석모델에 대하여 반복허가력 해석을 수행하였다. 본 연구의 결론을 요약하면 다음과 같다.

- 1) 부피비 0.6%에 해당하는 공극dI 격납건물의 내진성능에 미치는 영향은 미미한 것으로 확인되었고, 열화로 인한 철근의 강도감소 및 단면적 손실과 콘크리트의 경화 및 강도 증가의 효과들이 서로 상쇄되어 격납건물의 횡저항 성능이 대체로 소폭 증가하였다.
- 2) 격납건물의 내진성능을 적절히 표현하는 한계상태를 결정하기 위해서, Ogaki 전단강도식, ASCE 43-05 낮은 전단벽 허용횡변위비 및 JEAC 4601 전단변형률 한계를 본 연구에서 해석적으로 도출한 파괴점(극한점)과 비교하였다.
- 3) Ogaki 전단강도식은 해석적으로 구한 격납건물의 극한강도를 약 20% 정도 작게 보수적으로 평가한다. 부피비 0.6% 수준의 공극량에서는 공극의 영향이 미미하기 때문에 Ogaki 전단강도식을 한계상태로 적용 가능하다.
- 4) ASCE 43-05의 낮은 전단벽에 대한 허용횡변위비 한계값, LS_c 와 LS_D 가 해석으로 구한 극한점의 횡변위비보다 18~33% 정도 크게 제시된다. 이는 해석상의 거동보다 비보수적인 한계상태를 제시하고 있으므로, 보수적인 설계 또는 평가를 위해 이 허용횡변위비 한계상태는 사용을 피하는 것이 바람직해 보인다.
- 5) JEAC 4601 전단변형률 한계상태는 해석으로 구한 극한강도를 약 27~39% 정도 작게 보수적으로 평가한다. 이는 Ogaki보다 상당히 보수적으로 극한강도를 평가하고 있지만, 공극부의 국부적인 영향을 고려할 수 있는 방법을 제공해 준다.

/ 감사의 글 /

본 연구는 국토교통부/국토교통과학기술진흥원의 지원으로 수행되었음(과제번호 22RMPP-C163162-02).

/ REFERENCES /

1. Nuclear Safety And Security Commission, Results of the inspection of the source of voids in the containment building of Hanbit 3-4, 160th; c2022.
2. Lee NH, Song KB, Seismic capability evaluation of the prestressed /reinforced concrete containment, Yong-gwang nuclear power plant Units 5 and 6, Nuclear Engineering and Design, 1991;192(2-3): 189-203.
3. Choi IK, Choun YS, Ahn SM, Seo JM, Probabilistic seismic risk analysis of CANDU containment structure for near-fault earthquakes, Korea Atomic Energy Research Institute, Republic of Korea, Nuclear Engineering and Design, 2008;238:1382-1391.
4. Nguyen DD, Yhusan B, Park H, Azad MS, Lee TH, Efficiency of various structural modeling schemes on evaluating seismic performance and fragility of APRI400 containment building, Nuclear Engineering and Technology, 2021;53(8):2696-2707.
5. Nakamura N, Akita S, Suzuki T, Koba M, Nakamura S, Nakano T, Study of ultimate seismic response and fragility evaluation of nuclear power building using nonlinear three-dimensional finite element model, Nuclear Engineering and Design, 2010;240(1):166-180.
6. Ogaki Y, Shear strength tests of prestressed concrete containment vessels, In Structural Mechanics in Reactor Technology J(a); c1981.
7. Mandal TK, Ghosh S, Pujari NN, Seismic fragility analysis of a typical Indian PHWR containment: Comparison of fragility models, Structural Safety, 2016;58:11-19.
8. Luu HC, Mo YL, Hsu TT, Wu CL, FE simulation of cylindrical RC containment structures under reserved cyclic loading, Engineering Structures, 2019;179:255-267.
9. Moon IH, Kim DY, Lee KK, Kim JM, Kim HK, Seismic analysis of nuclear power plant structures under beyond-design basis earthquake excitation, International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology; 2022 Jul 10-15; Berlin/Postdam, Germany, Division V; c2022.
10. Nuclear Safety And Security Commission, Results of the inspection on the source of voids in the containment building of Hanbit Unit 3 and 4, 162nd; c2022.
11. Nuclear Safety And Security Commission, Additional explanatory material on the structural integrity assessment of the Hanbit Unit 4 containment building, 162nd; c2022.
12. Kato M, Tamura S, Watanabe Y, Takeda T, Nakayama T, Omote Y, Dynamic and Static Loading Tests on 1/30 Scale Model of Prestressed Concrete Containment Vessel, In Structural Mechanics in Reactor Technology K(b); c1981.
13. Park JH, Choun YS and Choi IK, Sensitivity analysis of parameters affecting seismic response for RC shear wall with age-related degradation, Computational Structural Engineering Institute of Korea, 2011;24(4):391-398.
14. Choe DE, Gardoni P, Rosowsky D, Haukaas T, Probabilistic capacity models and seismic fragility estimates for RC columns subject to corrosion, Reliability Engineering and System Safety, 2008;93(3): 383-393.
15. American Society of Civil Engineers (ASCE), ASCE Seismic Design Criteria for Structures, Systems, and Components in Nuclear Facilities (ASCE/SEI 43-05); c2005.
16. Nuclear Standard Committee of Japan Electric Association, Technical Code for Aseismic Design of Nuclear Power Plants, Japan Electric Association Code (JEAC 4016); c2015.
17. Korea Atomic Energy Research Institute (KAERI), Technical Guide for Seismic Fragility Analysis of NPP Structures and Equipments, (KAERI/TR-207132002); c2002.
18. Kim CY, Shin MS, Seismic Fragility Analysis on Nuclear Containment Structure considering the Material Degradation, Journal of the Korea Concrete Institute, 2022 Jun;34(3):291-298.
19. Noh SH, Jung RY, Kim ST, Lim SJ, The Structural Integrity Test for a PSC Containment with Unbonded Tendons and Numerical Analysis I, Computational Structural Engineering Institute of Korea, 2015 Oct;28(5):523-533.