

조합하중을 받는 강판 콘크리트(SC) 벽체에서 스테드의 성능개선을 위한 해석적 연구

Analytical Study for Performance Improvement of Studs for Steel Plate Concrete(SC) Walls subjected to Combined Loads

이 성 태^{1)*}

Seong-Tae Yi

Abstract

This study analytically reviewed the behavior of Steel Plate Concrete(SC) walls subjected to combined loads of axial force, flexural moment, and shear force to investigate the effects of shape and arrangement spacing of studs on the behavior of SC walls. To perform it, 9 cases of finite element analyses considering the different shape and spacing of studs in SC wall were carried out. The results showed that, for SC walls combined steel plate and concrete according to the Design Code, the compressive strength is higher than the tensile strength. Compared results from the finite element analyses of SC walls subjected to combined loads with Design Code showed that all cases were higher than the design strength. For KEPIC SNG, the moment and shear force were not influenced by the axial force of 0.1 to 0.2 times axial strength, however, from the analyses, it was found that the values were decreased as the axial force is increased.

Keywords : SC wall, Stud performance improvement, Combined loads, Nonlinear finite element analysis, KEPIC SNG

1. 서론

강판 콘크리트 (이하 SC) 구조에 대해서는 2000년대 들어 서면서 국내 원자력발전소 (이하 원전) 분야에 대한 본격적인 연구가 시작되었고, 2010년에는 원전의 SC 구조용 설계 기준인 KEPIC SNG (KEA, 2010)가 제정되었다. SC 구조는 강판이 거푸집의 역할을 대신하여 시공 완료 후 거푸집의 해체과정을 필요로 하지 않으므로 현장에서 직접 시공하는 것뿐만 아니라 공장에서 모듈 단위로 제작하여 현장에서 조립하여 시공하는 것을 가능하게 한다. 이로 인하여 SC 구조로 시공되는 구조물은 건설공기를 단축시킬 수 있는 효과를 가지게 되었다. 구조적인 측면에서 SC 부재는 강판이 전단력의 상당 부분에 저항하여 전단벽으로서 성능이 철근콘크리트 (이하 RC)보다 우수하고, RC와 동일한 성능을 지니면서도 벽체의 두께를 현저하게 줄일 수 있으므로 구조물의 자

중을 감소시킬 수 있다. 이는 지진하중에 의한 관성력을 줄어 들게 하므로 구조물의 내진안전성 측면에서 유리한 특성을 가지고 있다.

SC 전단벽은 강판 사이가 두꺼운 콘크리트로 채워진 합성 구조로 이루어져 있고, 강판과 콘크리트는 전단 연결재인 스테드 (stud)로 연결된다. 일반적으로 SC 전단벽의 설계와 해석 시에 스테드로 연결된 강판과 콘크리트는 완전부착되어 합성거동을 한다고 가정한다.

국내·외에서 수행된 SC 벽체에 대한 대부분의 연구는 주로 면내 전단거동에 대한 실험 및 해석이 주를 이루고 있다. 최근 들어, 일부 연구 (Cho et al., 2014a,b; Ozaki et al., 2004)에서 면내 전단력뿐만 아니라 휨모멘트 그리고 축하중 하에서 SC 벽체의 거동에 관한 연구가 수행되었다. Varma et al. (2014)은 SC 벽체의 면내 및 면외 조합하중에 대한 설계기준을 개발하기 위해 이론에 기반한 설계개념을 제시하

1) 정회원, 인하공업전문대학 토목환경과 교수, 교신저자

* Corresponding author : yist@inhac.ac.kr

• 본 논문에 대한 토의를 2015년 4월 30일까지 학회로 보내주시면 2015년 5월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

였고, 복합재료가 적용된 Shell 요소를 사용하여 유한요소해석을 수행하여 이를 검증하였다. 하지만 다층의 판이 완전부착된 상태를 가정하는 복합평판에 대한 수치해석은 전단 연결재인 스티드의 배치간격 및 형상에 따른 효과를 해석적으로 검토할 수 없는 한계를 가지고 있다.

이 연구는 비보강된 SC 벽체에 면내 및 면외 하중이 조합되어 재하될 때, 스티드의 배치간격과 형상이 벽체의 거동에 미치는 영향을 해석적으로 검토하기 위하여 비선형유한요소 해석을 수행하였다. 그리고 KEPIC SNG (KEA, 2010)의 조합하중 기준과 해석결과를 비교/분석하였다.

2. SC 전단벽의 설계기준 (KEPIC SNG)

2.1 압축 및 인장에 대한 설계기준

SC 벽체는 주로 전단력에 저항하는 것이 주된 기능이 아닌 전단력뿐만 아니라 축력 및 휨하중에 대한 설계기준도 가지고 있다. 압축에 대한 강도 P_u 는 다음 식 (1)과 같이 공칭압축강도 P_n 에 강도감소계수 $\phi_c (=0.65)$ 를 고려하여 산정한다.

$$P_u \leq \phi_c P_n \quad (1)$$

KEPIC SNG (KEA, 2010)는 압축에 대한 축하중 강도에 대하여 벽체 전체 및 표면 강판의 좌굴을 고려하도록 제시하고 있으며 SC 벽체 전체의 좌굴을 고려한 공칭압축강도는 다음 식 (2) 및 (3)과 같다.

$P_e \geq 0.44 P_o$ 인 경우

$$P_n = \left[0.658 \frac{P_o}{P_e} \right] P_o \quad (2)$$

$P_e < 0.44 P_o$ 인 경우

$$P_n = 0.877 P_e \quad (3)$$

여기서, P_o : 벽체 전체의 좌굴을 고려하지 않은 공칭압축

강도 (N) ($= 2A_p F_{cr} + 0.85 A_c f_{ck}$)

$$P_e : \text{탄성좌굴강도 (N)} \left\{ = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(K_w L)^2} \right\}$$

A_p : 한쪽 표면강판의 단면적 (mm^2)

A_c : 콘크리트의 단면적 (mm^2)

F_{cr} : 표면강판의 좌굴응력

EI_{eff} : 강판콘크리트 벽체의 좌굴강도 산정용 유효 휨강성 ($\text{N} \cdot \text{mm}^2$)

$$\left\{ = E_s I_p + (0.6 + 2\rho_s) E_c I_c \right\}$$

K_w : 벽체의 좌굴길이계수

L : 벽체의 길이 (mm)

I_p : 양면 표면강판만의 단면2차모멘트 (mm^4)

I_c : 인장측 콘크리트를 무시하지 않은 콘크리트 단면2차모멘트 (mm^4)

ρ_s : 벽체 종단면적에 대한 표면강판 총단면적의 비율

표면 강판의 좌굴을 고려한 공칭강도는 다음 식 (4)와 같다.

$$F_{cr} = (1.5 - 0.043 \frac{K_p B}{t_p} - 90 \epsilon_n) F_{yp} < F_{yp} \quad (4)$$

여기서, K_p : 스티드로 횡지된 표면강판의 좌굴길이계수

B : 스티드의 연직간격 (mm)

F_{yp} : 표면강판의 설계기준항복강도 (MPa)

t_p : 표면 강판의 두께 (mm)

ϵ_n : 공칭압축변형률 ($= 0.002 C_{cs}$)

C_{cs} : 크리프와 건조수축을 고려한 계수

$$C_{cs} = 1 + \frac{P_{sus}}{\phi_c P_n} \left\{ (0.016t - 0.27\sqrt{t} + 0.29) \left(\frac{32}{f_{ck}} \right)^{0.15} - 1 \right\}$$

P_{sus} : 크리프 영향 산정용 지속하중 (N)

$\phi_c P_n$: 설계압축강도 (N)

t : 지속하중이 가해지는 시점의 콘크리트 재령 (일)

f_{ck} : 콘크리트 설계기준압축강도 (MPa)

인장에 대한 강도 P_u 는 식 (5)과 같이 공칭인장강도 P_n 에 강도감소계수 $\phi_t (=0.9)$ 를 고려하여 산정하며, 공칭인장강도 P_n 은 식 (6)과 같다.

$$P_u \leq \phi_t P_n \quad (5)$$

$$P_n = 2A_p F_{yp} \quad (6)$$

2.2 면외 휨모멘트에 대한 설계기준

SC 벽체의 휨에 대한 강도 M_u 는 공칭휨강도 M_n 에 강도 감소계수 ϕ_b (=0.9)를 다음 식 (7)과 같이 고려하여 산정한다.

$$M_u \leq \phi_b M_n \quad (7)$$

여기서, M_u : 소요휨강도 (N · mm)

ϕ_b : 휨강도감소계수 (=0.9)

M_n : 공칭휨강도 (N · mm)

공칭휨강도 M_n 은 식 (8)과 같다. 콘크리트의 인장영역은 무시하고 압축영역의 강도를 $0.85f_{ck}$ 로 가정하며, 강관 인장 축의 항복강도는 f_{yp} 로 압축영역은 표면강관의 좌굴강도 F_{cr} 로 균등하게 분포한다고 가정한다.

$$M_n = F_{cr} A_p (T - t_p) + (F_{yp} - F_{cr}) A_p \left(T - 1.5t_p - 0.5t_p \frac{(F_{yp} - F_{cr})}{0.85f_{ck}} \right) \quad (8)$$

여기서, T : 산정 대상 부분의 벽두께 (mm)

2.3 면내 전단력에 대한 설계기준

SC 벽체의 주 기능인 면내 전단력에 대한 강도 V_u 는 공칭면내전단강도 V_n 에 강도감소계수 ϕ_v (=0.75)를 고려하여 산정한다. 공칭면내전단강도 V_n 은 콘크리트 내부 균열 발생 후 표면 강관이 항복할 때의 값으로 식 (9)와 같다.

$$V_n = 2 \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} F_{yp} A_p \quad (9)$$

$$K_\alpha = 2 G_s A_p \quad (10)$$

$$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{E'_c A_c} + \frac{1 - \nu_s}{E_s A_p}} \quad (11)$$

여기서, F_{yp} : 강관의 설계기준항복강도 (MPa)

A_p : 한쪽 표면강관의 단면적 (mm²)

A_c : 콘크리트의 단면적 (mm²)

E_s : 강재의 탄성계수 (MPa)

G_s : 강재의 전단탄성계수 (MPa)

ν_s : 강재의 포아송비

E'_c : 콘크리트의 사인장균열을 고려한 탄성계수 (MPa), (=0.7 E_c)

2.4 조합하중에 대한 설계기준

조합하중에 대한 설계기준은 축하중, 휨모멘트 및 전단력이 표면 강관에서 von Mises의 파괴기준을 만족하며 상호 영향을 미치는 상관관계를 보수적으로 단순화시켜 설계에 반영하도록 제시하고 있으며 다음 식 (12)와 같다. 여기서, 첨자 z는 벽체의 수직방향, y는 수평방향을 의미한다.

$$\left(\frac{C_{pz}P_{uz}}{\phi P_{nz}} + \frac{C_{my}M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} + \frac{\beta V_u}{\phi_v V_n} \right)^2 + \left(\frac{C_{py}P_{uy}}{\phi P_{ny}} + \frac{C_{mz}M_{uz}}{\phi_b M_{nz}} + \frac{\beta V_u}{\phi_v V_n} \right)^2 - \left(\frac{C_{pz}P_{uz}}{\phi P_{nz}} + \frac{C_{my}M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} + \frac{\beta V_u}{\phi_v V_n} \right) \left(\frac{C_{py}P_{uy}}{\phi P_{ny}} + \frac{C_{mz}M_{uz}}{\phi_b M_{nz}} + \frac{\beta V_u}{\phi_v V_n} \right) + 3 \left(\frac{\alpha V_u}{\phi_v V_n} \right)^2 \leq 1.0 \quad (12)$$

여기서, C_{pz} 와 C_{my} 는 각각 수직방향 축력 항과 수평방향에 대한 휨모멘트 항에 적용하는 계수

C_{py} 와 C_{mz} 는 각각 수평방향 축력 항과 수직방향에 대한 휨모멘트 항에 적용하는 계수

α : 총 공칭면내전단강도에 대한 전단변형 표면강관의 공

칭면내전단강도 비율 (= $\frac{K_\alpha}{K_\alpha + K_\beta}$)

β : 총 공칭면내전단강도에 대한 대각선 인장변형 표면강

관의 공칭면내전단강도 비율 (= $\frac{K_\beta}{K_\alpha + K_\beta}$)

3. SC 전단벽의 비선형 유한요소해석

축하중과 휨모멘트 및 전단력의 조합하중을 받는 SC 전단벽의 거동에 스티드가 미치는 영향을 평가하기 위하여 세 가지의 스티드 배치간격과 세 종류의 스티드 형상을 고려한 전단벽 유한요소모형을 구성하였다. 평가에 사용된 유한요소모형의 타당성은 앞서 발표된 논문 (Cho et al., 2014a)에서 논의되었으므로 추가 검증은 생략하였다. 본 연구를 위하여 이

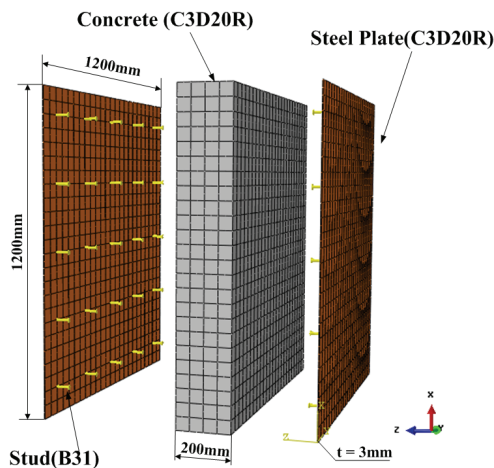


Fig. 1 Analytical model of a SC wall for FE analyses

들 하중을 받는 SC 전단벽의 비선형 거동을 합리적으로 모사할 수 있는 해석이 요구되므로 범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS가 사용되었다.

3.1 해석모형의 형상 및 요소

이 연구에서는 실 구조물의 크기보다는 실내 실험에서 수행된 공시체의 형상과 크기를 모사하는 것이 전산해석의 능력 범위 내에서 가능하다고 판단하였다. 이에 따라 SC 전단벽의 해석모형의 크기는 과거 Ozaki et al. (2004)이 수행한 전단실험과 Kanchi et al. (1996)의 축하중에 대한 실험자료를 참고하여 결정하였고, 그 결과 크기를 Fig. 1과 같이 1,200mm×1,200mm×206mm으로, 강판과 콘크리트의 두께를 각각 3mm와 200mm로 정하였다.

해석모형에서 강판과 콘크리트는 3차원 2차 저감 적분 요소인 C3D20R을 사용하였고, 스티드는 전체 모형에 비하여 그 크기가 상대적으로 작으므로 단순한 보요소 (B31)로 모델링하였다. 스티드의 배치간격은 세 가지 (100mm, 167mm 및 250mm)의 경우가 고려되었다. 스티드의 크기는 콘크리트의 두께를 고려하여 결정했으며, 직경 8mm (스티드 머리의 직경 14mm), 길이 50mm (스티드 몸체 45mm+머리 5mm)이다. 스티드의 형상은 Cho et al. (2014a,b)에서 기 연구된 경사형 스티드인 DS1과 DS2 그리고 일반형 스티드인 GS로 구분하였다 (Fig. 2 참조). 스티드는 강판에 용접되어 완전 부착된 상태로 가정하였다.

다음의 Table 1은 각 해석모형에서 사용된 스티드의 형상과 배치간격을 설명한 것이다.

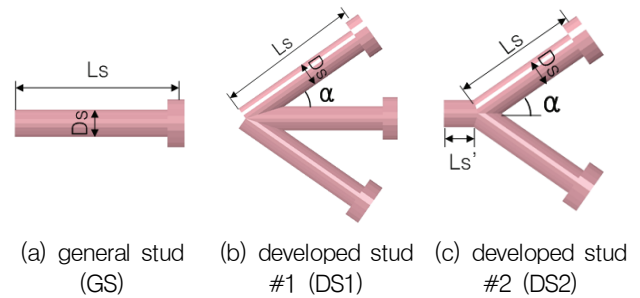


Fig. 2 Type of developed studs (Cho et al., 2014)

Table 1 Types and arrangement of studs

Model No.	Arrangement of stud		
	Type	Spacing (x×y)	Number
GS-100×100	general stud	100mm×100mm	36
GS-167×167	general stud	167mm×167mm	16
GS-250×250	general stud	250mm×250mm	9
DS1-100×100	developed stud #1	100mm×100mm	108
DS1-167×167	developed stud #1	167mm×167mm	48
DS1-250×250	developed stud #1	250mm×250mm	27
DS2-100×100	developed stud #2	100mm×100mm	72
DS2-167×167	developed stud #2	167mm×167mm	32
DS2-250×250	developed stud #2	250mm×250mm	18

* 500mm×500mm (area considered in the evaluation)

3.2 부재의 연결과 접촉면의 정의

보요소와 3차원 고체요소의 연결은 자유도의 차이로 인해 수치해석 시 오류가 발생하는 것을 해결하기 위해 스티드와 강판을 ABAQUS의 interaction 모듈인 “structural coupling” 방법으로 두 부재를 연결하였다. 그리고 콘크리트 내부에 매설된 스티드를 모사하기 위해 삽입요소방법 (embedded element method)을 사용하였다. 이 방법은 모체가 거동할 때, 삽입체의 요소가 모체의 변형에 대응하여 변형하도록 정의한 방법이다.

강판과 콘크리트 사이의 접촉거동에 대한 해석을 위해 접촉 (contact)방법을 사용하였으며, 콘크리트와 강판의 부착력은 미비하다고 가정하고, 마찰거동을 하도록 정의하였다. 강재와 콘크리트의 접촉면에서 마찰계수 (μ)는 0.5로 가정하였다.

3.3 재료의 물성치

3.3.1 콘크리트

SC 전단벽의 콘크리트를 실제 거동과 더 유사하게 모사하기 위해 Concrete-damaged-plasticity 모델을 적용했다. 해석에 사용된 콘크리트의 일축압축강도와 포아송비는 각각 35MPa

Table 2 Parameters of the concrete plastic model

Parameters	Input value
Ratio of the ultimate biaxial compressive stress to the ultimate uniaxial compressive stress	1.12
Ratio of the uniaxial tensile to the uniaxial compressive strength	0.1
Dilation angle	35
Eccentricity	0.1
K^*	0.667
Viscosity Parameter	0

* : Ratio of second stress invariant on the tensile meridian to that on compression meridian at the initial yield for any given value of the pressure invariant

와 0.18로 가정했고 콘크리트구조기준 (KCI, 2012)의 강도와 탄성계수의 상관관계를 고려하여 탄성계수를 식 (13)에 따라 29,779MPa로 결정하였다.

$$E_c = 0.077m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cu}}, \text{ MPa} \quad (13)$$

여기서, f_{cu} 는 콘크리트의 평균압축강도 (MPa), m_c 는 단위질량 (kg/m^3)이다. Concrete-damaged-plasticity 모델의 소성관련 매개변수로는 Prakash et al. (2011)의 연구를 참고하여 Table 2에 나타난 값을 적용하였다.

콘크리트의 압축응력-변형률 관계는 Carreira and Chu (1985)가 제안한 모델인 식 (14)에 근거하여 산정하였다. 반면, 콘크리트의 인장응력-변형률 관계는 Evans and Marathe (1967)의 실험결과를 참고하였고 응력-변형률과-손상에 대한 관계는 Jankowiak and Lodygowski (2005)의 반복재하에 대한 연구를 참고하여 결정하였다.

$$\sigma_c = \frac{f'_c \varphi \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \right)}{\varphi - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \right)^\varphi}, \text{ MPa} \quad (14)$$

여기서, σ_c 는 콘크리트의 압축응력 (MPa), ϵ_c 는 압축변형률, f'_c 는 압축강도, ϵ'_c 는 압축강도 시 변형률 ($=0.002$)이며, 계수 φ 는 식 (15)와 같다.

$$\varphi = \left(\frac{f'_c}{32.4} \right) + 1.55 \quad (15)$$

해석에 사용된 콘크리트의 응력-변형률-손상관계는 Fig. 3

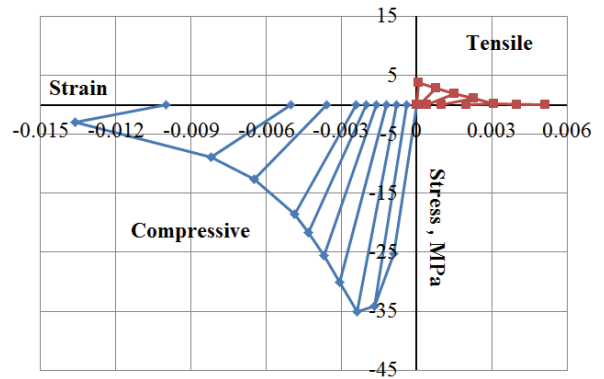


Fig. 3 Stress-strain-damage relationship of the concrete

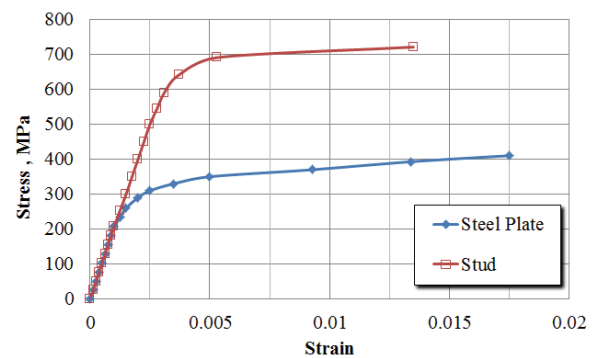


Fig. 4 Uniaxial stress-strain relationship of steels (Prakash et al., 2011)

에 보인 바와 같다.

3.3.2 강판과 스티드

강판과 스티드의 재료특성으로 탄성계수와 포아송비는 각각 207,000MPa와 0.3을 사용하였고 탄소성 거동은 von Mises의 파괴기준을 따른다고 가정하였으며 강판과 스티드의 응력-변형률 관계는 Prakash et al. (2011)의 연구를 참고하여 Fig. 4를 사용하였다.

강판의 경우, 항복강도와 인장강도는 각각 240MPa와 400MPa이고 스티드의 경우, 이들 값은 각각 550MPa와 710MPa이다.

3.4 경계조건과 해석방법

SC 전단벽의 조합하중에 대한 해석을 위해 먼저 벽체의 하부에 완전구속의 경계조건을 적용하였고 벽체상부에 횡방향 (+y 방향)의 수직변위를 축하중 공칭강도의 0.1과 0.2 수준으로 재하하였다. 또한 휨모멘트 공칭강도의 0.2, 0.4, 0.6 및 0.8배 수준이 되도록 z방향 변위를 재하하였다. 마지막으로 x방향으로 전단하중을 재하하여 강판이 항복할 때 까지

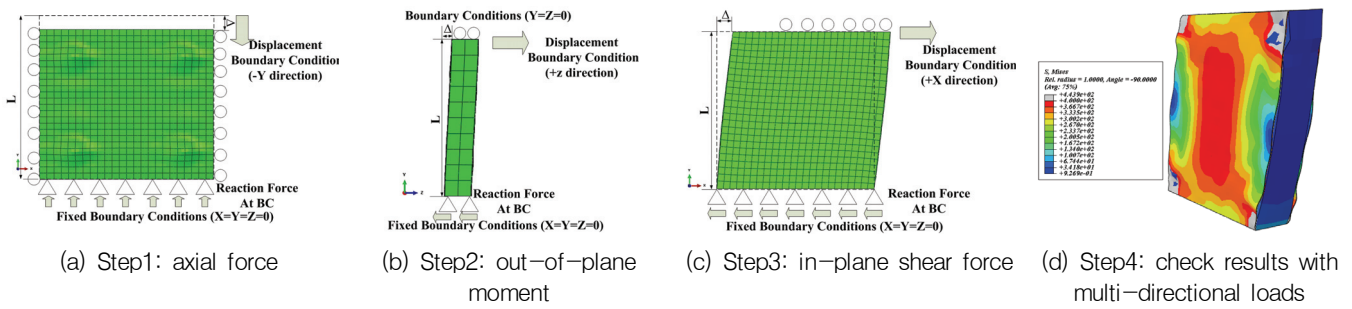


Fig. 5 Procedure of FE analysis

변위를 점진적으로 증가시키는 변위제어법을 이용하여 비선형 해석을 수행하였다. 수치해석은 수정된 Newton-Rhapon법을 사용하였다. 최종적으로 3가지 조합하중에 의해 가장 먼저 항복하는 모서리부분에서 강판의 항복시점에서 결과들을 검토하였다. Fig. 5는 조합하중을 받는 SC 벽체의 해석과정을 도시한 개념도이다.

3.5 유한요소모형의 검증

본 연구에서 사용한 유한요소모형이 SC 전단벽의 조합하중에 대한 거동을 잘 표현할 수 있는지를 살펴보기 위해 복합재료가 적용된 Shell 요소 (Varma et al., 2014)를 사용한 유한요소모형을 기준으로 면내 인장과 압축에 대한 거동을 해석하여 이들을 상호 비교하였다. Shell 요소를 사용한 모형과 설계기준을 만족하는 3차원 모형에는 수직 스티드의 간격이 100mm인 모형을 기준으로 동일한 재료물성과 경계조건을 부여하였다. Fig. 6은 Varma et al. (2011)의 연구결과, 본 연구의 3차원 모형 그리고 KEPIC SNG의 설계기준 및 공칭강도를 비교하여 도시한 것이다.

설계기준에 따라 스티드를 배치한 3차원 모형의 경우 복합재료가 적용된 Shell 모형과의 결과가 거의 유사하게 나타났으며, 이로부터 조합하중에 대한 본 연구의 3차원 모형이 타당함을 확인할 수 있었다. Fig. 6의 Zone A는 이축 인장영역, Zone B는 인장 및 전단영역, Zone C는 압축 및 전단영역 그리고 Zone D는 이축 압축영역이다. Zone D의 경우 콘크리트의 압축영역이 설계기준보다 상회하는 이유는 설계기준의 경우 공칭강도에 감소계수 0.65를 고려하였지만, 유한요소 해석은 콘크리트의 경화 및 연화거동이 진행되도록 수치해석을 하였기 때문이다. Zone A는 인장영역으로 설계에서는 콘크리트의 강성을 고려하지 않는데 유한요소해석 결과에서도 강판의 항복 이전에 콘크리트가 파괴되어 영향을 미치지 못함을 확인할 수 있었다.

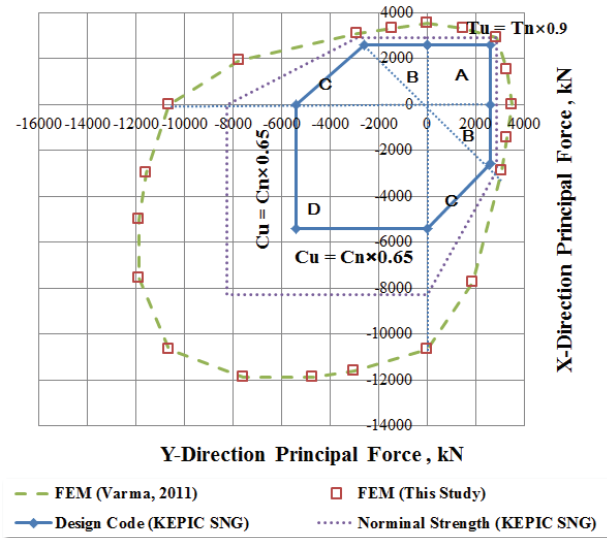


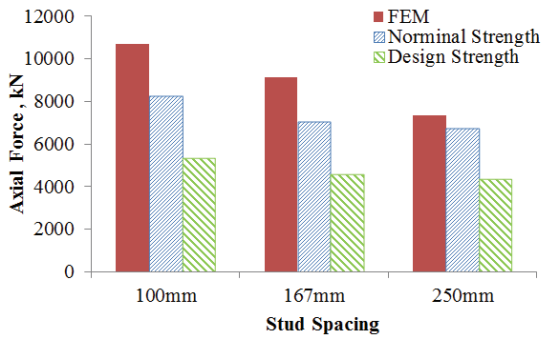
Fig. 6 Comparison of interaction surface for composite SC wall panels in principal force space

Fig. 6을 통해 SC 벽체를 완전합성으로 가정할 때 유한요소에서의 경우 강판의 인장강도 보다 압축강도가 약 3배 정도 큰 반면 설계기준은 약 1.9배 큰 것으로 나타났다. 이는 압축에 대한 설계기준의 경우, 강도감소계수 0.65를 고려하여 강도가 매우 보수적으로 산정되었기 때문이다.

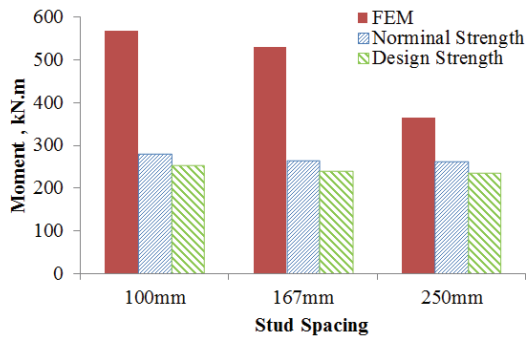
4. 해석 결과

4.1 단일하중에 대한 검토

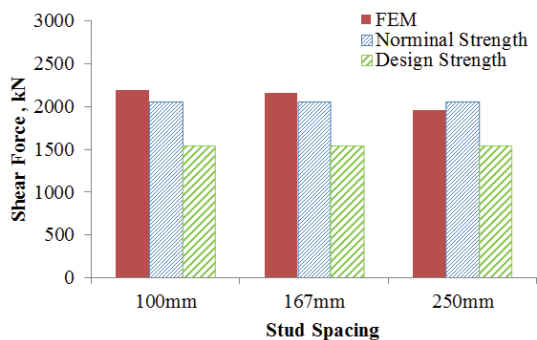
앞서 언급한 바와 같이 축하중, 휨모멘트 및 전단력에 대한 각각의 설계기준은 이론적 배경을 근간으로 도출된 공칭강도보다 보수적이며 안정성을 갖게 하기 위해 강도 감소계수를 고려하도록 되어 있다. Fig. 7은 본 연구의 해석에서 대상으로 삼았던 전단 벽체의 스티드 간격이 100mm, 167mm 및 250mm로 변화할 때 설계강도와 유한요소해석을 통해 얻



(a) axial compressive force



(b) out-of-plane moment

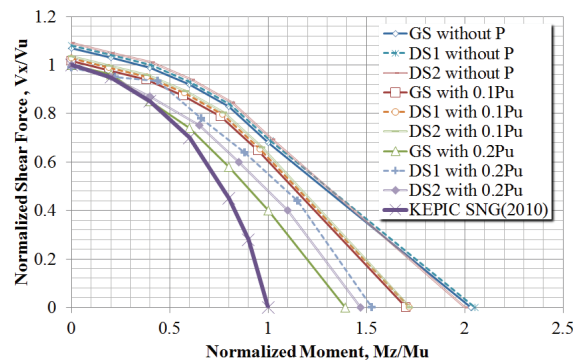


(c) in-plane shear force

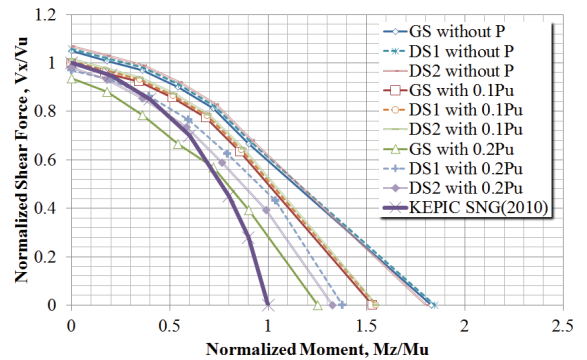
Fig. 7 Comparison of design strength with FEM results

은 강도의 변화를 나타낸 것이다.

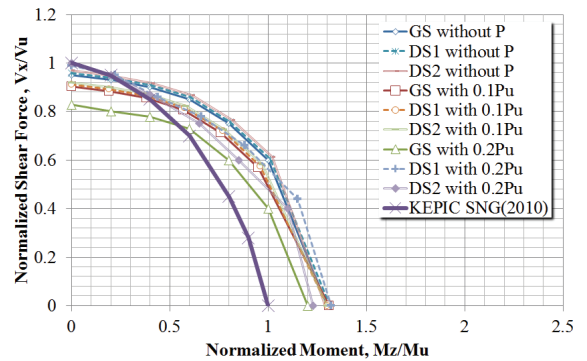
축하중의 경우 설계강도에 비해 유한요소 해석결과가 1.1~1.3배 정도 높았고, 휨모멘트의 경우 설계강도에 비해 1.4~2.1배 정도 해석결과가 높게 나타났는데, 이러한 결과는 축하중과 휨모멘트에 대한 SC 벽체의 설계강도 산정시 합성 부재 외측 강판의 좌굴에 대한 고려가 매우 보수적으로 산정되었기 때문이다. 면내 전단하중의 경우, 설계강도가 스티드 간격과 무관한 것으로 나타났지만, 유한요소해석의 경우 간격이 넓어질수록 강도가 낮아지는 것으로 확인되었다. 하지만 축하중이나 휨모멘트에 비해 그 변화량은 크지 않았으며, 설계기준도 이러한 경향을 반영한 것으로 판단된다.



(a) 100mm stud spacing



(b) 167mm stud spacing



(c) 250mm stud spacing

Fig. 8 Relationship between shear force and moment

4.2 조합하중에 대한 해석결과

스티드의 배치간격 및 형상에 대하여 앞서 언급한 방법으로 축하중, 휨모멘트 및 전단력을 SC 전단벽의 유한요소모형에 차례로 재하하였다. Fig. 8은 본 연구에서 얻어진 유한요소 해석결과와 KEPIC SNG 기준을 전단력과 면외 모멘트 간의 관계에 대하여 나타낸 것이다. 여기서 해석결과와 설계기준 사이의 상관관계를 정량적으로 살펴보기 위해 해석결과를 설계강도로 나누어 강도비로 표현하였다.

Fig. 7에서와 같이 Fig. 8에서도 모멘트의 경우, 전단력과

비교하여 해석을 통해 얻은 SC벽체의 강도가 설계기준에 비해 더 큼을 알 수 있다. 이는 앞서 언급한 바와 같이 휨모멘트에 대한 설계강도는 외측 강판의 좌굴을 고려하기 때문이다.

본 연구의 해석에서 고려한 SC 구조물의 제원에 대하여 KEPIC SNG 기준에 따른 모멘트와 전단력에 대하여 압축력 기여도 계수 C_{cz} 및 C_{cy} 를 산정한 결과는 0.7~1.0 사이에 있었다. 조합하중에 대한 설계기준을 따를 경우, 공칭강도의 0.1 및 0.2배 수준의 축하중은 모멘트 및 전단력에 영향을 주지 않는 것으로 나타났지만 유한요소해석 결과, 축하중이 커질수록 모멘트와 전단강도에는 영향을 미침을 확인하였다.

스터드의 간격이 100mm인 경우는 스테드 간격에 대한 설계기준을 만족하는 경우로 보수적인 설계기준보다 높은 수준을 나타내었다. 하지만 167mm의 일부 경우와 250mm 대부분의 경우는 설계기준과 겹치는 부분이 나타났다. 이는 스테드 간격이 넓어져 불완전 합성일 경우 과도한 국부좌굴이 표면 강판에서 발생하여 요구되는 설계기준을 만족하지 못하기 때문이다. 스테드의 종류에 따른 결과를 살펴보면 경사형 스테드는 일반형 스테드 사용 시 보다 강도비가 다소 높게 나타났으나 축하중이 없을 때에는 그 효과가 미미하였다. 하지만 축하중이 재하된 상태에서는 없는 경우 보다 강도비가 증가하는 것이 더 뚜렷하였다. 그리고 경사형 스테드인 DS1과 DS2 사이의 차이는 다소 미미하였다.

5. 결론

이 연구에서는 SC 전단벽의 전단 연결재인 스테드의 배치 간격과 형상이 조합하중하에서 전단벽의 거동에 미치는 영향을 해석적으로 검토하였고, 설계기준과 비교하여 다음의 결과를 얻었다.

- (1) 강판과 콘크리트가 설계기준에 맞게 잘 합성된 SC 벽체의 면내 인장과 압축에 대한 결과를 비교한 결과, 면내 인장강도에 비해 압축강도가 약 3배정도 큼을 확인하였다.
- (2) 콘크리트의 소성과 손상을 고려한 유한요소법으로 SC 전단벽의 축하중, 휨모멘트 및 전단력에 대한 거동을 수치해석하여 설계기준과 비교한 결과, 설계강도를 상회하는 결과를 나타내었고 특히 휨모멘트의 경우, 표면 강판의 좌굴을 고려하는 설계기준이 가장 보수적임을 확인하였다.
- (3) KEPIC SNG의 경우, 축하중 공칭강도의 0.1~0.2배 수

준의 축하중에는 영향이 없었으나 해석결과는 축하중이 증가할수록 모멘트나 전단강도가 감소함을 확인하였다.

- (4) 벽체에 수직하중이 재하된 상태에서 경사형 스테드가 전단과 휨강도를 소폭 증가시킴을 확인하였으며, 경사형 스테드의 종류에 따른 결과간의 차이는 크지 않았다.

감사의 글

이 논문은 2014년도 인하공업전문대학 교내연구비지원에 의하여 연구되었음.

References

1. Carreira, D. J., and Chu, K. H. (1985), Stress-strain Relationship for Plain Concrete in Compression, *ACI Journal*, American Concrete Institute, 82(6), 797-804.
2. Cho, S. G., Lim, J. S., Jeong, Y. D., and Yi S. T. (2014a), Analytical Study for Performance Improvement of Stud for Steel Plate Concrete(SC) Walls subjected to Bending Moment, *Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, KSMI, 18(2), 74-81 (in Korean).
3. Cho, S. G., Lim, J. S., Jeong, Y. D., and Yi S. T. (2014b), Analytical Study for Design of Shape and Arrangement Spacing of Studs in Steel Plate Concrete(SC) Wall subjected to Shear and Axial Forces, *Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, KSMI, 18(4), 67-76 (in Korean).
4. Evans, R. H., and Marathe, M. S. (1967), Microcracking and Stress-strain Curves for Concrete in Tension, *Materials and Structures*, 1(1), 61-64.
5. Jankowiak, T., and Lodygowski, T. (2005), Identification of Parameters of Concrete Damage Plasticity Constitutive Model, *Foundation of civil and environmental engineering*, No. 6, Poznan university of technology, Poland, 53-69.
6. Kanchi, M. (1996), Experimental Study on A Concrete Filled Steel Structure Part.2 Compressive Tests(1), *Summary of technical papers of annual meeting, architectural institute of Japan, Structures*, 1071-1072.
7. Korea Concrete Institute (KCI) (2012), *The Korean Concrete Structure Design Code*, Korea Concrete Institute (in Korean).
8. Korea Electric Association (KEA) (2010), Nuclear Safety Related Structures : Steel-Plate Concrete Structure, *KEPIC-SNG*, Korea Electric Association (in Korean).
9. Ozaki, M., Akita, S., Oosuga, H., Nakayama, T., and Adachi, N. (2004), Study on Steel Plate Reinforced Concrete Panels Subjected to Cyclic In-Plane Shear, *Nuclear Engineering and Design*, 228(1), 225-244.
10. Prakash, A., Anandavalli, N., Madheswaran, C. K., Rajasankar, J., and Lakshmanan, N. (2011), Three Dimensional FE Model of Stud Connected Steel-Concrete Composite Girders Subjected to Monotonic Loading, *International Journal of Mechanics and Applications*, 1(1), 1-11.

-
11. Varma, A. H., Malushte, S. R., Sener, K. C., and Booth, P. N. (2011), Analysis Recommendations for Steel-Composite (SC) Walls of Safety Related Nuclear Facilities, *Structures Congress of ASCE*, 1871-1880.
 12. Varma, A. H., Malushte, S. R., Sener, K. C., and Lai, Z. (2014), Steel-plate Composite (SC) Walls for Safety Related Nuclear Facilities: Design for In-plane Forces and Out-of-plane Moments, *Nuclear Engineering and Design*, 269, 240-249.

Received : 11/13/2014
Revised : 11/24/2014
Accepted : 12/02/2014

요 지

이 연구에서는 SC 전단벽의 전단 연결재인 스티드의 배치와 형상이 SC 전단벽의 거동에 미치는 영향을 살펴보기 위해 전단벽체가 전단력과 축하중, 휨모멘트 및 전단력의 조합하중을 받을 때의 거동을 해석적으로 검토하였다. 이를 위해 서로 다른 배치간격과 형상의 스티드가 배열된 SC 전단벽을 대상으로 유한요소해석을 수행하였다. 강판과 콘크리트가 설계기준에 맞게 잘 합성된 SC 벽체에서 인장강도에 비해 압축강도가 약 3배정도 컸다. 유한요소법으로 SC 전단벽의 조합하중에 대한 거동을 수치해석하여 설계기준과 비교한 결과, 이들 모두 설계강도를 상회하는 결과를 나타내었다. KEPIC SNG의 경우, 축하중강도의 0.1~0.2배 수준의 축하중에는 영향이 없었으나 해석결과는 축하중이 증가할수록 모멘트와 전단강도가 감소함을 확인하였다.

핵심 용어 : 강판 콘크리트 벽체, 스티드 성능개선, 조합하중, 비선형 유한요소해석, KEPIC SNG
