

전단력과 축하중을 받는 강판 콘크리트(SC) 벽체에서 스테드의 형상과 배치간격의 설계를 위한 해석적 연구

Analytical Study for Design of Shape and Arrangement Spacing of Stud in Steel Plate Concrete(SC) Wall subjected to Shear and Axial Forces

조 성 국¹⁾ 임 진 선²⁾ 정 영 도³⁾ 이 성 태^{4)*}
Sung-Gook Cho Jin-Sun Lim Young-Do Jeong Seong-Tae Yi

Abstract

In this study, the behavior of Steel Plate Concrete (SC) walls subjected to shear and axial forces to investigate the effects of shape and arrangement spacing of studs on the design of SC walls was analytically reviewed. For this purpose, 9 cases of finite element analyses considering the different shape and spacing of studs in SC wall were performed. The results showed that the steel plate was yielded at the lower load than the second yielding shear force of the design skeleton curve when the spacing of stud is excessively far from each other. It is also found that the shape of the stud did not affect the shear behavior of SC wall but, the spacing influenced to its composite action. In this study, it was also proven that the inclined shaped stud resists more effectively to the buckling load than the general shaped stud in SC wall.

Keywords : SC Wall, Stud design, Shear force, Axial force, Nonlinear finite element analysis, KEPIC SNG

1. 서 론

강판 콘크리트 (이하 SC) 구조는 1980년부터 1990년 사이에 일본과 미국 등에서 다양한 연구결과와 적용 사례를 발표하면서, 건설산업 분야에 널리 알려졌다. 국내의 원자력발전소 (이하 원전) 분야에서는 2000년대 들어서면서 관련 연구가 시작되었고, 2010년에 원전의 SC 구조용 설계기준인 KEPIC SNG (KEA, 2010)가 제정되었다.

일반적인 철근콘크리트 (이하 RC)와는 달리 SC는 강판이 거푸집의 역할을 대신하므로 시공 완료 후 거푸집의 해체과정을 필요로 하지 않는다. 이러한 특성은 SC를 현장에서 타설하여 시공하는 것뿐만 아니라 공장에서 모듈 단위로 제작하여 현장에서 조립하여 시공하는 것을 가능하게 하였다. 이로 인하여 SC구조로 시공되는 구조물의 건설공기를 단축시킬 수 있는 효과를 가지게 하였다. RC 구조의 전단벽 (shear

wall)에서는 콘크리트에 균열이 발생한 후 국부적으로 전단철근이 전단력에 저항하지만, SC 구조는 강판이 전단력의 상당 부분에 저항하는 역할을 하여 전단벽으로서 성능이 RC보다 우수하다. 또한 벽체의 두께를 현저하게 줄일 수 있으므로 구조물의 자중이 감소하여 관성력이 줄어들게 되므로 구조물의 내진안전성 측면에서 유리한 특성을 가지고 있다. 이러한 시공성, 경제성, 구조적 효율성 및 안전성의 향상으로 인해 최근에 SC 구조는 원전 구조물의 구조부재로 다양한 적용이 시도되고 있다.

SC 전단벽은 두 개의 강판 사이가 두꺼운 콘크리트로 채워진 구조로 이루어져 있고, 강판과 콘크리트는 전단 연결재인 스테드 (stud)로 연결된다. 그 동안 SC 구조에 대한 연구는 주로 교량과 합성기둥 분야에서 진행되어 왔으며, 이 중에서 강판과 콘크리트의 연결재 및 강판과 콘크리트 사이의

1) 정희원, (주)케이스코리아 기술연구소 연구소장
2) 정희원, 서울연구원 안전환경연구실, 초빙부연구위원
3) 정희원, 포스코건설 R&D센터 기술연구소 Manager
4) 정희원, 인하공업전문대학 토목환경과 교수, 교신저자

* Corresponding author : yist@inhac.ac.kr

• 본 논문에 대한 토의를 2014년 8월 31일까지 학회로 보내주시면 2014년 9월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

부착특성에 대한 연구가 다수 이루어졌다 (Ollgaard et al., 1971; Oehlers and Coughlan, 1986; Lee et al., 2003). 또한, 일반적으로 SC 전단벽의 설계와 해석 시에 스티드로 연결된 강판과 콘크리트는 완전 부착되어 합성거동을 한다고 가정하였다.

최근 들어, Zhang et al. (2014)은 이론과 수치해석을 통해 SC 전단벽에 부착된 스티드의 배치가 강판의 항복 전에 발생 가능한 국부적인 좌굴에 매우 중요한 인자임을 주장하였다. 또한, Cho et al. (2014)은 개량형인 경사형 스티드가 설치된 SC 전단벽의 휨내력이 일반형 스티드를 사용한 벽체보다 우수한 성능을 지니고 있다는 사실을 해석적으로 입증하였다. 그러나 SC 전단벽에 배열된 스티드의 형상과 배치간격 등에 관한 연구는 지금까지도 충분히 수행되지 않고 있다.

본 연구에서는 SC 전단벽의 전단 연결재인 스티드의 배치 간격 및 형상이 SC 전단벽의 합성거동에 미치는 영향을 살펴보기 위해 비선형 유한요소해석을 수행하고, 해석결과를 이론 및 설계기준과 비교하였다. 스티드의 배치와 형상이 변화할 때 SC 전단벽의 전단거동에 대한 하중-변형률 곡선을 이론에 근거한 설계곡선과 비교하였다. 또한 전단벽의 설계 시 가정되는 콘크리트의 손상도와 해석을 통해 얻어진 손상도를 비교하였다. 그리고 벽체에 수직방향의 축하중이 재하될 때, 스티드의 형상과 배치간격이 강판에 발생하는 국부좌굴에 미치는 영향을 분석하였다.

2. SC 전단벽의 유한요소해석

전단력과 축하중을 받는 SC 전단벽의 합성거동에 스티드의 배열이 미치는 영향을 평가하기 위하여 유한요소해석을 수행하였다. 평가를 위하여 세 가지의 스티드 배치간격과 세 종류의 스티드 형상을 고려한 전단벽 유한요소모델을 구성하였다. 평가에 사용된 유한요소모델의 타당성은 앞서 발표된 논문 (Cho et al., 2014)에서 논의되었으므로 추가 검증은 생략하였다. 이 연구를 위하여 전단력과 축하중을 받는 SC 전단벽의 비선형 거동을 합리적으로 모사할 수 있는 해석이 요구되므로 전문 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS가 사용되었다.

2.1 해석모델의 형상 및 요소

원전구조물의 콘크리트는 방사선 차폐를 위해 보통 600mm~1,500mm의 두께로 설계되고 SC 전단벽의 강판의 두께는

6.3mm~38mm로 다양하게 설계된다. 따라서 강판과 콘크리트의 상대두께비가 1.5~5%정도이다. 하지만 이와 같이 두껍고 대형인 실험체를 대상으로 구조실험을 수행하는 것은 쉽지 않기 때문에 실험적 연구들에서는 실험체의 크기와 두께를 합리적인 수준으로 축소하여 연구에 이용하였다.

이 연구에서는 실 구조물의 크기보다는 실내실험에서 수행된 시편의 형상과 크기를 모사하는 것이 전산해석의 능력 범위 내에서 가능하다고 판단하였다. 즉, 이 연구에서 유한요소해석을 통하여 얻어진 결과를 실험자료와 비교하기 위해 선행 연구에서 사용된 실험체의 크기와 동일하도록 해석모델의 크기를 결정하였다. 이에 따라 SC 전단벽의 해석모델의 크기는 과거 Ozaki et al. (2004)이 수행한 전단실험과 Kanchi et al. (1996)의 축하중에 대한 실험자료를 참고하여 결정하였다. 결정된 해석모델의 크기는 Fig. 1과 같이 1,200mm×1,200mm×206mm이고, 강판과 콘크리트의 두께는 각각 3mm와 200mm로 정하였다.

해석모델에서 콘크리트는 3차원 선형 저감 적분 고체요소인 C3D8R 요소로 나타내었고, 강판은 3차원 2차 저감 적분 요소인 C3D20R을 사용하여 표현하였다. 이는 3차원 유한요소해석 시 강판과 같은 두께가 얇은 판상 부재의 국부적 좌굴 모사 시 3차원 선형요소 보다 고차 요소를 사용하는 것이 더 합리적이라 판단했기 때문이다. 한편, 스티드는 전체 모델에 비하여 그 크기가 상대적으로 작으므로 단순한 보요소(B31)로 모델화하였다.

스티드의 배열 간격은 세 가지 (100mm, 167mm 및 250mm)의 경우가 고려되었다. 스티드의 크기는 콘크리트의 두께를 고려하여 결정하였으며, 직경 8mm (스티드 머리의 직경 14mm),

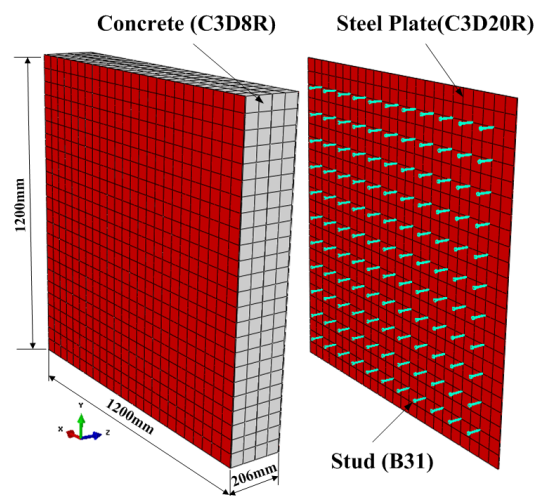


Fig. 1 Analytical model of SC wall for FE analyses

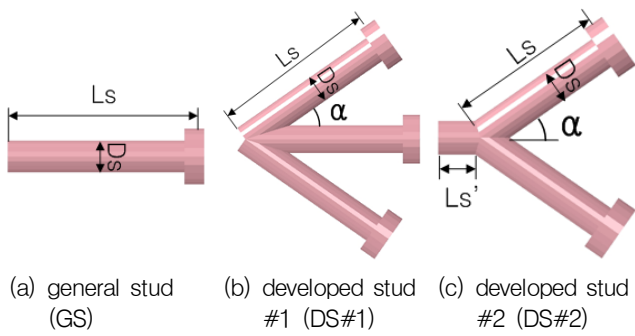


Fig. 2 Type of developed studs (Cho et al., 2014)

Table 1 Types and arrangement of stud

Model case	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
DS#1-100×100	Developed stud #1	100mm×100mm	108
DS#1-167×167	Developed stud #1	167mm×167mm	48
DS#1-250×250	Developed stud #1	250mm×250mm	27
DS#2-100×100	Developed stud #2	100mm×100mm	72
DS#2-167×167	Developed stud #2	167mm×167mm	32
DS#2-250×250	Developed stud #2	250mm×250mm	18

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

길이 50mm (스터드 몸체 45mm+머리 5mm)이다. 그리고 스테드의 형상은 Cho et al. (2014)에서 연구된 경사형 스테드인 DS#1과 DS#2 그리고 일반형 스테드인 GS로 구분하였다 (Fig. 2 참조). 경사 스테드의 기울기 α 는 일반형 스테드의 인발 시 발생하는 콘크리트 균열의 경사를 고려하여 균열 선과 스테드가 수직이 되도록 35°로 설계하였다. 또한, 스테드는 강관에 용접되어 완전 부착된 상태로 가정하였다.

다음의 Table 1은 각 해석모델에 사용된 스테드의 형상에 따른 종류와 배치간격을 설명한 것이다.

2.2 부재의 연결과 접촉면의 정의

보요소와 3차원 고체요소를 직접 연결하면 자유도의 차이로 인해 수치해석에서 오류가 발생한다. 이를 해결하기 위해 스테드와 강관은 ABAQUS의 interaction 모듈인 “structural coupling” 방법을 사용하여 두 부재를 연결하였다. 또한, 콘크리트에 매설된 스테드의 상태를 모사하기 위해 삽입요소 방법 (embedded element method)을 사용하여 표현하였다. 이 방법은 모체가 거동할 때, 삽입체의 요소가 모체의 변형

에 대응하여 변형하도록 정의한 방법이다.

강관과 콘크리트 사이의 접촉거동에 대한 해석은 에너지 법에 기반한 접촉 (contact) 방법을 사용하여 마찰거동을 하도록 정의하였다. 강재와 콘크리트의 접촉면에서 마찰계수 (μ)는 0.5로 가정하였다. 일반적으로 접촉방법 설정 시, 강성이 크고 요소의 크기가 큰 쪽을 주면으로 정하므로 이 연구에서는 강관의 접촉면을 주면으로 콘크리트 접촉면을 종속면으로 정의하였다.

2.3 재료의 물성치

2.3.1 콘크리트

SC 전단벽의 강관 사이에 채워지는 콘크리트는 인장 및 압축하중에 대하여 준취성의 비선형 거동을 하므로 이를 모사하기 위해 Concrete-Damaged-Plasticity 구성모델을 적용하였다. 해석에 사용된 콘크리트의 일축압축강도와 포아송비는 각각 35MPa와 0.18로 가정하였다. 콘크리트구조기준 (KCI, 2012)의 강도와 탄성계수의 상관관계를 고려하여 탄성계수는 식 (1)에 따라 29,779MPa로 결정하였다.

$$E_c = 0.077m_c^{1.5} \sqrt{f_{cu}}, \text{ MPa} \quad (1)$$

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

콘크리트의 압축응력-변형률 관계는 Carreira and Chu (1985)가 제안한 모델인 식 (2)에 근거하여 산정하였다. 반면, 콘크리트의 인장응력-변형률 관계는 Evans and Marathe (1967)의 실험결과를 참고하여 결정하였고 응력-변형률과 손

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

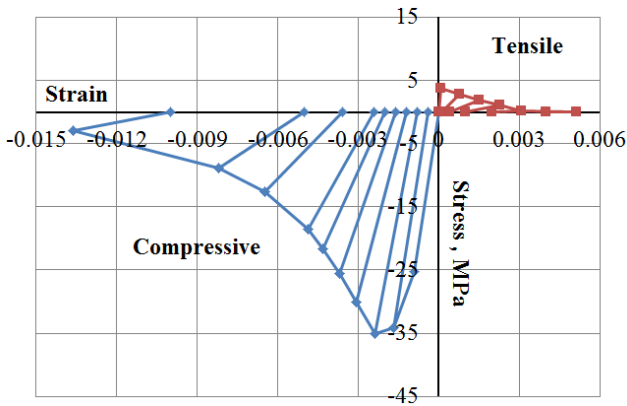


Fig. 3 Stress-Strain-Damage relationship of the concrete

상에 대한 관계는 Jankowiak and Lodygowski (2005)의 반복재하에 대한 연구를 참고하여 결정하였다.

$$\sigma_c = \frac{f'_c \varphi \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \right)}{\varphi - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \right)^\varphi}, \text{ MPa} \quad (2)$$

여기서, σ_c 는 콘크리트의 압축응력 (MPa), ε_c 는 압축변형률, f'_c 는 압축강도, ε'_c 는 압축강도 시 변형률 (= 0.002)이고, 계수 φ 는 식 (3)과 같다.

$$\varphi = \left(\frac{f'_c}{32.4} \right) + 1.55 \quad (3)$$

해석에 사용된 콘크리트의 응력-변형률-손상관계는 Fig. 3에 보인 바와 같다.

2.3.2 강판과 스티드

강판과 스티드의 재료특성으로 탄성계수와 포아송비는 각각 207,000 MPa와 0.3을 사용하였고 탄소성 거동은 von Mises 파괴규준을 따른다고 가정하였다. 강판과 스티드의 응력-변형률 관계는 Prakash et al. (2011)의 연구를 참고하여 Fig. 4를 사용하였다. 여기서 강판의 항복강도는 240MPa, 인장강도는 400MPa이고 스티드의 항복강도는 550MPa, 인장강도는 710MPa였다.

그리고 스티드는 과도한 전단 혹은 인발하중이 발생할 경우 스티드 연결부에서 파단이 발생하는데, 이를 모사하기 위해 ABAQUS의 취성 및 전단손상모델을 적용하였다. 이 모

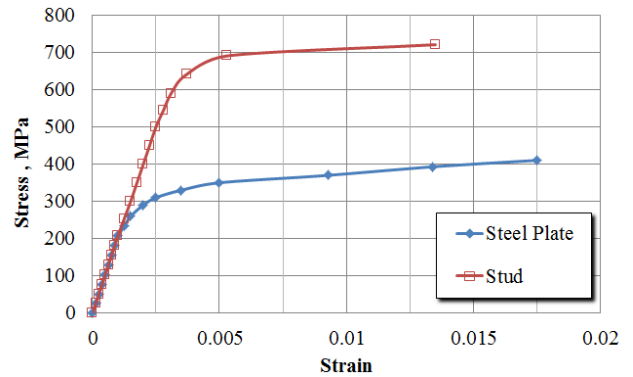


Fig. 4 Uniaxial stress-strain behaviour of steels (Prakash et al., 2011)

Table 3 Parameters of ductile and shear damage of the stud in ABAQUS (Gattesco and Giuriani, 1996; Nguyen and Kim, 2009)

Ductile damage		
Fracture strain	Fracture energy	Softening law
0.3	3,000 N/mm	Linear
Shear damage		
Fracture strain	Displacement at the failure	Softening law
0.8	1mm	Exponential

델의 매개변수는 Gattesco and Giuriani (1996)와 Nguyen and Kim (2009)의 연구를 참고하여 Table 3의 값을 사용하였다.

2.4 경계조건과 해석방법

SC 전단벽의 전단거동에 대한 해석에서는 벽체의 하부에 완전구속의 경계조건을 적용하였다. 그리고 벽체상부에 횡방향 (+x 방향)의 수평변위를 점진적으로 증가시키는 변위제어 방법을 이용하여 비선형해석을 수행하였다. 식 (4)와 같이 벽체 상부의 변위로 인해 발생하는 경계조건 영역에서의 수평반력의 합을 벽체에 가해지는 전단력 (Q)으로 산정하였고, 전단변형률 (γ)은 수평변위를 벽체길이 (L)로 나누어 구하였다. 수직방향 축하중에 대한 해석의 경우에도 전단거동과 유사하게 하부를 완전 구속한 후, 벽체 상부에서 하부로 -y 방향의 수직변위를 가하여 이로 인해 경계조건 영역에서 발생하는 수직반력의 합을 외력 (P)으로 정의하였다.

$$Q(\text{or } P) = F_r = \sum_{i=1}^n f_i \quad (4)$$

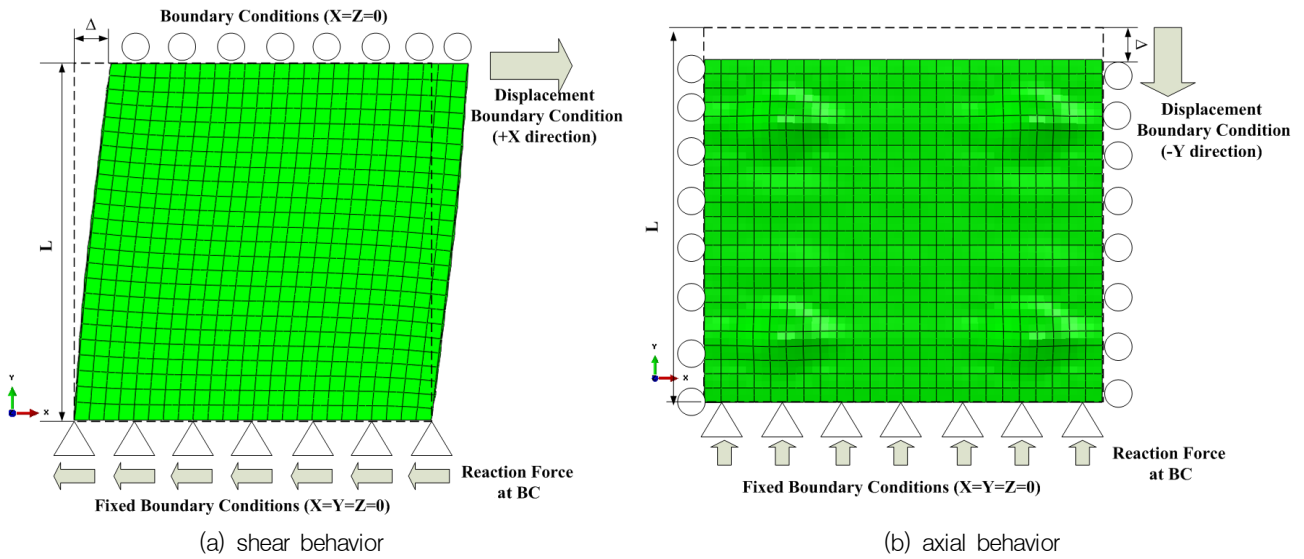


Fig. 5 Boundary conditions of FE model

여기서, P 는 외력, F_r 는 경계조건 영역에서의 총반력 그리고 f_i 는 경계조건의 영역 중 절점 i 에서의 반력이다.

Fig. 5는 전단 및 축방향 거동에 대한 해석의 경계조건과 해석과정을 개념적으로 나타낸 것이다. 재료의 비선형과 판의 국부좌굴문제를 해석하기 위해서는 Newton-Raphson 방법 보다는 arc length 방법이 더 적합하다고 판단되어 ABAQUS 프로그램의 static riks 해석모듈을 사용하였다.

3. 전단하중에 대한 거동 해석

3.1 전단거동에 대한 해석이론 및 설계기준

강판과 콘크리트의 합성체인 SC 부재의 면내 전단거동에 대한 해석과 설계는 일반적으로 다음과 같은 가정에 근거하였다 (Hong et al., 2011; Varma et al., 2012). (a) 콘크리트와 강판은 서로가 완전히 부착된 합성체로 가정한다. (b) 콘크리트에서 균열이 발생하기 전에는 콘크리트와 강판을 등방성 재료로 가정한다. (c) 경사방향의 균열 (균열의 경사 = 약 45°)이 발생한 후 콘크리트는 균열방향에 수직인 방향으로 압축강성만 지니고 인장강성은 없는 이방성 재료로 가정한다. (d) 경사방향 균열이 발생한 이후 콘크리트는 균열이 발생되기 전과 비교하여 압축에 대한 탄성계수가 약 70%로 저하되고, 이로 인해 전체 벽체의 강성도 변화된다. (e) 2차 강성의 변화는 강판이 항복할 때 발생한다. (f) 강판은 항복 후에 완전 소성상태가 되므로 극한전단강도까지 강판의 전단강성은 없다고 가정한다. 그리고 SC 전단벽은 2차 항복 후에

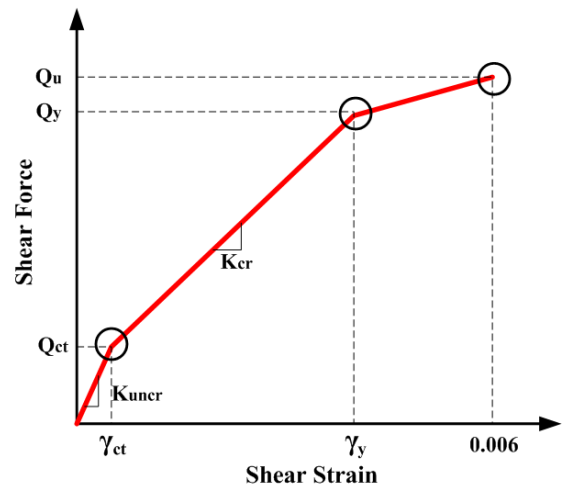


Fig. 6 In-plane shear behavior of the SC wall

경사방향의 균열로 손상을 입은 콘크리트가 완전히 파괴될 때까지 전단에 저항한다고 가정한다. (g) 극한강도 시의 SC 벽체의 전단변형률은 약 0.006이다. 이러한 가정을 근거로 SC 부재의 면내 전단거동을 Fig. 6과 같이 나타낼 수 있다 (Ozaki et al., 2004; Hong et al., 2011; Varma et al., 2012).

균열발생 전 SC 부재의 초기 전단강성은 앞서 언급한 바와 같이 강판과 콘크리트를 등방성 재료로 가정하고 합성강성 K_{uncr} 을 구하면 되므로 다음 식 (5)와 같이 된다. 그리고 콘크리트의 균열로 인한 1차 항복 시, SC 벽체의 전단력은 식 (6)과 같이 나타낼 수 있다.

$$K_{uncr} = G_c A_c + G_s A_s, \text{ kN} \quad (5)$$

$$Q_{ct} = \frac{\alpha}{1,000} \sqrt{f_c'} \left(\frac{E_c A_c + E_s A_s}{E_c} \right), \text{ kN} \quad (6)$$

여기서, K_{uncr} 은 콘크리트에서 균열이 발생되기 이전의 전단강성, G_c 는 콘크리트의 전단탄성계수 (MPa), G_s 는 강판의 전단탄성계수 (MPa), Q_{ct} 는 1차 항복 시 전단강도, α 는 모형계수 ($\alpha = 0.16$, Varma et al., 2012), A_c 는 콘크리트의 전단면적, 그리고 A_s 는 강판의 단면적이다.

콘크리트에서 균열이 발생된 상태 ($\theta=45^\circ$) 이후에 콘크리트는 이방성 특성을 보인다는 가정 하에 SC 전단벽의 전단강성은 다음 식 (7)과 같이 된다. von Mises 파괴기준에 근거하여 정리하면, 2차 항복 시의 전단력은 다음의 식 (8)과 같이 나타낼 수 있다.

$$K_{cr} = K_{sc} + K_s, \text{ kN} \quad (7)$$

$$K_{sc} = \frac{1}{\frac{E_c' A_c}{4} + \frac{2(1-\nu_s)}{E_s A_s}}, \text{ kN} \quad (8)$$

$$K_s = G_s A_s, \text{ kN} \quad (9)$$

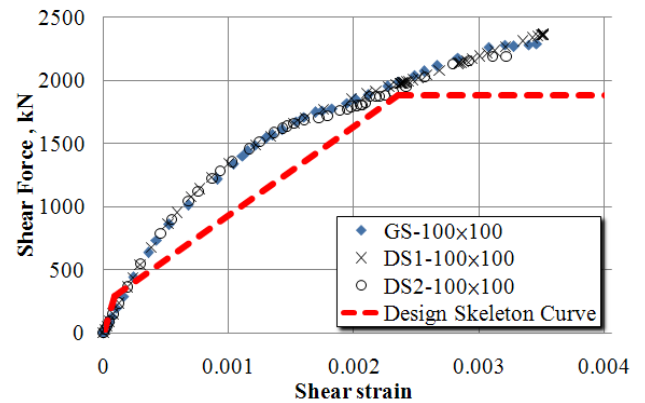
$$Q_y = \frac{K_{sc} + K_s}{\sqrt{3K_{sc}^2 + K_s^2}} F_y A_s, \text{ kN} \quad (10)$$

여기서, K_{cr} 은 콘크리트 균열 이후에 SC 전단벽이 갖는 합성전단강성, K_{sc} 는 균열 발생 이후에 강판과 콘크리트의 합성거동이 고려된 콘크리트의 유효전단강성, K_s 는 강판의 전단강성, E_c' 는 균열 발생 이후 콘크리트의 유효탄성계수 ($0.7E_c$), 그리고 Q_y 는 2차 항복 시의 전단력이다.

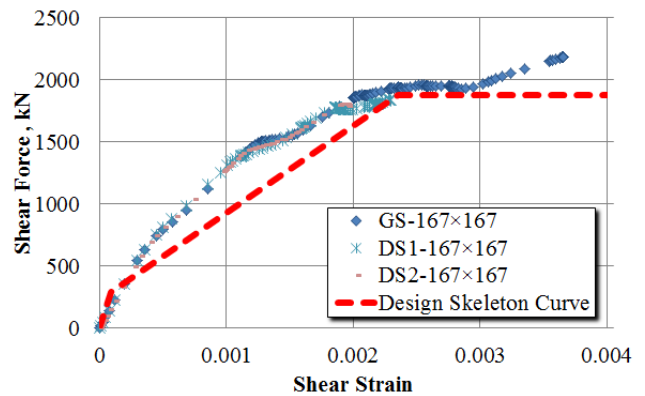
3.2 전단거동에 대한 해석결과

Table 1에 설명된 바와 같이 세 종류의 스티드 간격 (100mm, 167mm 그리고 250mm)과 세 종류의 스티드 형상 (GS, DS#1 그리고 DS#2)을 고려하여 총 9개 경우에 대한 해석을 수행하고 그 결과를 Fig. 7에 비교하였다.

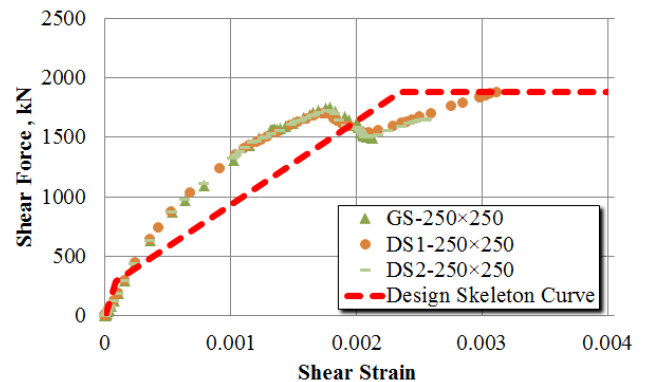
유한요소해석을 통해 얻어진 결과를 평가하기 위해 Varma et al. (2012)의 설계곡선 (design skeleton curve)을 Fig. 7에 함께 도시하였다. 설계곡선의 1차 항복점의 좌표는 (8.9×10^{-5} , 291kN)이고, 2차 항복점의 좌표는 (2.35×10^{-3} , 1,881kN)이다.



(a) 100mm (in stud spacing)



(b) 167mm (in stud spacing)



(c) 250mm (in stud spacing)

Fig. 7 Q- γ curves obtained from FE analyses

다양한 가정과 이론적 배경에 근거한 설계곡선과 비교하여 유한요소 모델의 1차 항복점은 뚜렷하게 나타나지 않았으나, 강판의 항복에 의한 2차 항복점은 보다 뚜렷하게 나타났다. 설계곡선보다 해석결과가 위쪽에 나타난 이유는, 설계곡선은 균열 발생 후 콘크리트의 탄성계수가 0.7배로 낮아진다고 가정하여 이론적으로 이를 구한 것이지만, 해석에서는 전단변형에 따른 콘크리트의 손상이 연속적으로 발생하고,

손상된 콘크리트의 탄성계수가 0.7배 보다 크기 때문이다.

스터드의 간격이 100mm인 경우와 167mm인 경우를 비교하면, 스테드의 종류에 따른 차이는 크게 나타나지 않았다. 그리고 설계곡선보다 해석결과가 위쪽에 도시되어 비교적 167mm 간격까지는 강판 콘크리트가 완전부착에 가까운 합성거동을 함을 알 수 있다.

반면에 스테드의 간격이 250mm 이상인 경우는 설계곡선에 비하여 2차 강성의 변화점이 앞쪽에 있어서 강판의 항복이 빠르게 진행됨을 알 수 있다. 이것은 스테드 간격이 250mm인 경우에는 강판과 콘크리트의 부착이 완전하지 못하여 국부적으로 합성체로서 거동하지 못했고, 결국 강판의 항복이 보다 빨리 진행되었기 때문이다. 스테드 간격이 250mm인 경우에서도 마찬가지로 일반형 스테드와 경사형 스테드와의 차이는 두드러지게 나타나지 않았다.

Ozaki et al. (2004)는 SC 전단벽의 전단 연결장치인 스테드의 직경보다 강판의 강성이 구조물의 거동에 미치는 영향이 더 크다고 보고하였다. 이와 유사하게 본 연구의 해석결과에서도 동일한 강판과 콘크리트 조건에서 스테드의 형상 변화는 SC 전단벽의 전단거동에 큰 영향을 미치지 않는 것으로 확인되었다. 그러나 스테드의 간격이 필요 이상으로 멀어져 강판과 콘크리트가 충분히 부착되지 않는 경우, 강판의 국부적 좌굴, 소성변형 및 미끄러짐이 발생하여 이론적인 설계곡선보다 빠른 단계에서 2차 항복이 발생함을 확인하였다.

3.3 콘크리트의 손상도 평가

이 절에서는 각 경우에 대한 콘크리트의 평균 손상도 및 평균 강성저하 정도를 살펴보았다. 평균 손상도는 식 (11)과 같이 해석을 통해 얻어진 각 요소의 손상도를 이용하여 각 요소의 손상도에 그 요소의 부피를 곱한 것의 총합을 전체 부피의 부피로 나눈 것으로 정의하였다.

$$\bar{D} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i^e \times v_i^e}{V} \quad (0 \leq \bar{D} \leq 1) \quad (11)$$

여기서, \bar{D} 는 콘크리트의 평균 손상도 ($0 \leq \bar{D} \leq 1$), d_i^e 는 콘크리트 i 번째 요소의 손상도, v_i^e 는 콘크리트 i 번째 요소의 부피, 그리고 V 는 콘크리트 부피이다.

앞서 언급한 바와 같이, 많은 연구자들의 실험결과 (Ozaki et al., 2004; Varma et al., 2012)에 근거하면, 설계 시에는

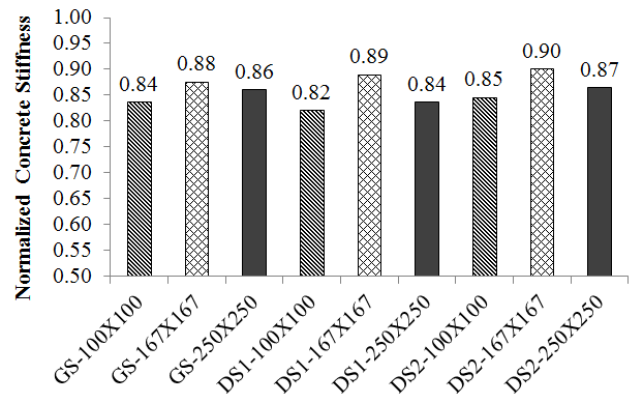


Fig. 8 Degradations of normalized concrete stiffness

콘크리트의 강성이 균열 이후에 0.7배로 저하된다고 가정한다. 본 연구에서 결정된 콘크리트 응력-변형률-손상도의 정의는 기존 연구자들의 연구결과 (Carreira and Chu, 1985; Evans and Marathe, 1967; Jankowiak and Lodygowski, 2005)를 근거로 결정한 것으로 선행 실내실험에서 사용된 SC 전단벽의 콘크리트와는 동일할 수 없다. 따라서 실험을 통해 얻어진 0.7의 값과 해석을 통해 얻은 평균 강성의 저하 (1-D)가 일치하지는 않았다. 하지만 재료의 특성이 동일할 때, 해석의 경우마다 손상도의 차이를 상대적으로 비교하는 것은 가능하다.

Fig. 8은 각 경우 2차 항복 시의 전단하중에 대한 콘크리트의 평균 강성의 저하를 나타낸 것인데 그 값이 0.82~0.90의 범위에 있다. 스테드의 종류에 관계없이 스테드의 간격이 100mm일 때보다 스테드 간격이 167mm일 때 손상이 더 적게 발생하였다. 그리고 스테드의 간격이 250mm인 경우, 100mm일 때 보다는 적지만 167mm일 때 보다는 많은 손상을 받은 것으로 나타났다. 이것은 스테드의 간격이 조밀해질수록 과도한 구속이 발생하여 콘크리트에 손상이 많아지는 것을 의미한다. 또한 스테드의 간격이 너무 넓어질 경우에는 합성거동을 하지 못하여 손상이 빨리 발생함을 알 수 있다. 일반형 스테드인 GS와 비교하여 DS#2의 경우는 큰 차이를 나타내지 않았으나 3개의 스테드로 이루어진 DS#1은 과한 구속으로 인해 다른 경우보다 더 많은 손상이 발생되었다.

4. 축방향 거동에 대한 해석

4.1 SC 전단벽에서의 국부좌굴 이론

압축력을 받는 기둥 부재는 축방향으로 작은 압축하중이

가해질 경우, 탄성거동을 하지만 하중의 크기가 커질 경우, 가로 방향으로 휘는 좌굴현상이 발생한다. SC 전단벽의 경우, 전단 연결재인 스테드의 간격이 과대하게 멀어지면 강판에 국부적인 좌굴이 발생할 가능성이 생기게 된다. 일반적으로, 기둥에 좌굴이 발생하는 경우, 다음 식 (12)와 같은 오일러 공식으로 임계좌굴응력을 구할 수 있다.

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L_e/r)^2} \quad (12)$$

여기서, σ_{cr} 은 임계좌굴응력, L_e 는 등가길이, r 는 최소 회전반경 ($= \sqrt{I/A}$), A 는 단면적, I 는 단면 2차모멘트, 그리고 L_e/r 는 세장비 (slenderness ratio)이다. 위의 식을 SC 구조에 적용하면 다음 식 (13)과 같이 나타낼 수 있다. 그리고 식 (13)의 양변을 강판의 공칭항복변형률로 나누어주면 다음의 식 (14)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\varepsilon_{cr} = \frac{\sigma_{cr}}{E} = \frac{\pi^2}{\left(\frac{Ks}{\sqrt{(bt_p^3/12)/bt_p}}\right)^2} \quad (13)$$

$$\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_y} = \frac{\pi^2}{12(K^2)(s/t_p)} \frac{1}{\varepsilon_y} \quad (14)$$

여기서, ε_{cr} 은 임계좌굴변형률, ε_y 는 공칭항복변형률 ($= F_y/E_s$), K 는 등가길이계수, s 는 스테드 수직방향 배치간격, b 는 강판의 수평방향 길이, 그리고 t_p 는 강판의 두께이다. 식 (14)에서 등가길이계수 K 는 결국 기둥 역할을 하는 강판의 상하부 양단에서 경계조건의 상태를 의미한다. Zhang et al. (2014)은 SC 구조에 대하여 K 는 완전 고정단인 0.5와 롤러단인 1.0 사이의 값인 0.7이라 주장하였다.

4.2 국부좌굴에 대한 해석결과

Fig. 9는 오일러 좌굴이론에 근거한 식 (14), Zhang et al. (2014)의 수치해석 결과, 그리고 이 연구에서 수행한 9가지 해석결과를 비교하여 나타낸 것이다.

Zhang et al. (2014)의 수치해석 결과로부터 정규화된 세장비 1.4를 기준으로 검토해 보면, 1.4 이하에서는 정규화된 임계좌굴변형률이 등가길이계수 $K=1$ 인 식 (14) 곡선과 유사하게 형성되었고, 1.4 이상에서는 $K=0.5$ 인 식 (14) 곡선

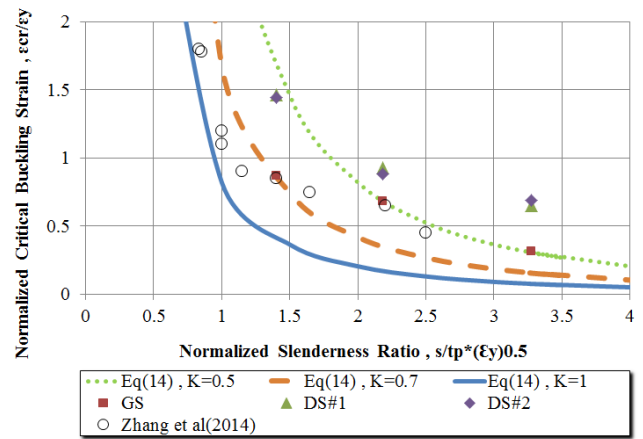


Fig. 9 Summary of local buckling analysis results

과 유사하게 형성됨을 알 수 있다. 이는 정규화된 세장비 1.4 이하인 상태는 촘촘한 스테드 배치로 콘크리트에 국부적인 소성변형과 손상이 발생하여 경계조건이 힌지와 유사한 상황 ($K=1$)이 됨을 의미하며, 1.4 이상의 경우는 경계조건이 고정단 ($K=0.5$)에 가까워짐을 의미한다. Zhang et al. (2014)의 수치해석 결과를 본 연구의 일반형 스테드를 사용한 GS의 수치해석 결과를 비교한 결과, 두 모형의 크기 및 두께 등이 상이하였음에도 불구하고 정규화된 세장비 1.4와 2.2에서 두 결과가 거의 유사함을 알 수 있다. 이를 통해 본 연구에서 수행한 좌굴에 대한 수치해석결과가 신뢰할 수 있는 수준임이 확인되었다.

스테드 간격이 100mm (정규화된 세장비 1.4)에서 일반형 스테드 GS에 비해 경사형인 DS#1과 DS#2의 경우, 1.7배 정도 정규화된 임계좌굴변형률이 더 크다. 스테드 간격 167mm (정규화된 세장비 2.2)와 스테드 간격 250mm (정규화된 세장비 3.3)에서는 일반형 스테드의 정규화된 임계 좌굴변형률은 $K=0.5$ 인 식 (14) 곡선의 결과와 유사하였다. 일반형 스테드와 비교한 경사형인 DS#1과 DS#2의 경우, 동일한 정규화된 세장비에서 정규화된 임계좌굴변형률이 스테드 간격 167mm (정규화된 세장비 2.2)에서 약 1.3배, 스테드 간격 250mm (정규화된 세장비 3.3)에서 약 2배 증가하였다. 이는 경사형 스테드인 DS#1과 DS#2의 경우에는 스테드가 설치된 위치에서 힘의 분배 및 구속조건이 좌굴발생에 보다 유리하게 변화하였기 때문이라 사료된다. 결국 일반형 스테드에 비하여 경사형 스테드가 2개 이상 설치된 전단 연결재의 경우가 동일한 세장비에서 좌굴의 발생을 억제시킨다는 것을 해석적으로 확인하였다.

이 연구에서는 SC 전단벽의 전단 연결재인 스티드의 형상과 배치간격이 이 전단벽의 거동에 미치는 영향을 검토하였다. 이를 위해 이 전단벽이 전단력과 축하중을 받을 때의 거동을 해석적으로 검토하였으며, 다음의 결과를 얻었다.

- (1) 콘크리트의 소성과 손상을 고려한 유한요소법으로 SC 전단벽의 전단거동을 수치해석한 결과, 설계곡선의 전단력을 상회하는 결과가 나타났다. 이는 콘크리트 균열 이후의 거동에 대하여 설계곡선의 가정과 본 연구에서 적용한 콘크리트 비선형 구성모형의 정의에 대한 차이에서 기인한다고 사료된다.
- (2) 스티드의 간격이 과하게 떨어져 있을 경우, 합성거동이 완벽하게 작용하지 못하며 강판이 설계곡선의 2차 항복 전단력 보다 적은 하중에서 항복함을 확인하였다. 일반형 스티드와 개선된 경사형 스티드의 전단거동에서 큰 차이를 나타내지 않았으므로 스티드의 형상에 따른 전단거동의 차이는 없고, 스티드의 간격이 SC 전단벽의 합성거동에 더 큰 영향을 미침을 확인하였다.
- (3) 기존 실험에서 밝혀진 바에 의하면, SC 전단벽의 전단거동 시 콘크리트 균열 이후 손상된 콘크리트의 평균 강성저하는 0.7이었으나, 해석을 통해서 확인된 평균 강성저하는 0.82~0.90의 범위에 있는 것으로 나타났다. 전단거동 시, 스티드의 수량이 많을수록 과도한 구속으로 인해 콘크리트의 손상에는 오히려 불리하였고, 스티드의 간격이 지나치게 클 경우에도 불완전 합성거동으로 인해 손상이 크게 나타났다.
- (4) 벽체에 수직하중을 재하하여 스티드 사이의 강판에서 발생하는 좌굴을 검토한 결과, 경사형 스티드가 일반형 스티드에 비해 좌굴을 제어하는데 더 효과적임을 확인하였다.

감사의 글

본 논문은 2010년도 산업통상자원부의 재원으로 한국에너지기술평가원 (KETEP)의 지원을 받아 수행한 연구과제 (과제번호: 20101620100230)의 결과로 저자 일행은 지원에 감사드립니다.

1. Carreira, D. J., 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., Yi, S. T. (2014), 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. Evans, R. H., Marathe, M. S. (1967), Microcracking and Stress-strain Curves for Concrete in Tension, *Materials and Structures*, 1(1), 61-64.
4. Gattesco N., Giuriani E. (1996), Experimental Study on Stud Shear Connectors subjected to Cyclic Loading, *Journal of Constructional Steel Research*, 38(1), 1-21.
5. Hong, S. G., Lee, S. J., Lee, S. J., Lee, E. J., Kim, W. K. (2011), Shear Strength of Composite Steel-Concrete Walls with Vertical Ribs, *fib Symposium in Prague: Concrete Engineering for Excellence and Efficiency, Session 5-4: Composites and Hybrids*, Federation International du Beton, Chezch, 1-11.
6. Jankowiak, T., Lodygowski, T. (2005), Identification of Parameters of Concrete Damage Plasticity Constitutive Model, *Foundation of Civil and Environmental Engineering*, Poznan University of Technology, Poland, 1(6), 53-69.
7. 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.
8. Korea Concrete Institute (KCI) (2012), *The Korean Concrete Structure Design Code*, Korea Concrete Institute (in Korean).
9. Korea Electric Association (KEA) (2010), *Nuclear Safety Related Structures : Steel-Plate Concrete Structure: KEPIC-SNG*, Korea Electric Association.
10. Lee, P. G., Shim, C. S., Yoon, T. Y. (2003), Static Behavior of Large Stud Connectors, *Journal of Korean Society of Steel Structure*, KSSC, 15(6), 611-620 (in Korean).
11. Nguyen, H. T., Kim, S. E. (2009), Finite Element Modeling of Push-Out Test for Large Stud Shear Connectors, *Journal of Constructional Steel Research*, 65(10), 1909-1920.
12. Oehlers, D. J., Coughlan, C. G. (1986), The Shear Stiffness of Stud Shear Connections in Composite Beams, *Journal of Construction Steel Research*, 6(4), 273-284.
13. Ollgaard, J. G., Slutter, R. G., Fisher, J. W. (1971), Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete, *AISC Engineering Journal*, 8(2), 55-64.
14. Ozaki, M., Akita, S., Oosuga, H., Nakayama, T., Adachi, N. (2004), Study on Steel Plate Reinforced Concrete Panels Subjected to Cyclic In-Plane Shear, *Nuclear Engineering and Design*, 228(1), 225-244.
15. Prakash, A., Anandavalli, N., Madheswaran, C. K., Rajasankar, J., 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.

-
16. Varma, A. H., Malushte, S. R., Sener, K. C., Booth, P. N. (2012), Analysis Recommendations for Steel-Composite (SC) Walls of Safety Related Nuclear Facilities, Structures Congress of ASCE, 1871-1880.
17. Zhang, K., Varma, A. H., Malushte, S. R., Gallocher, S. (2014) Effect of Shear Connectors on Local Buckling and Composite Action in Steel Concrete Composite Wall, *Nuclear Engineering and Design* (in press).

Received : 02/04/2014
Revised : 03/03/2014
Accepted : 03/21/2014

요 지

이 연구에서는 SC 전단벽의 전단 연결재인 스티드의 배치와 형상이 SC 전단벽의 거동에 미치는 영향을 살펴보기 위해 전단벽체가 전단력과 축하중을 받을 때의 거동을 해석적으로 검토하였다. 이를 위해 서로 다른 형상과 배열의 스티드가 배열된 SC 전단벽을 대상으로 유한요소해석을 수행하였다. 스티드의 간격이 과하게 떨어져 있을 경우 합성거동이 완벽하게 작용하지 못하며 강관이 설계곡선의 2차 항복 전단력 보다 적은 하중에서 항복함을 확인하였다. 스티드의 형상은 일반형 스티드뿐만 아니라 개선된 경사형 스티드도 전단거동에 큰 차이를 나타내지 않았고, 스티드의 간격이 합성거동에 영향을 미침을 확인하였다. 또한 이 연구를 통하여 경사형 스티드가 일반형 스티드에 비해 좌굴을 제어하는데 효과가 있음을 확인하였다.

핵심 용어 : 강관 콘크리트 벽체, 스티드 설계, 전단력, 축하중, 비선형 유한요소해석, KEPIC SNG
