

영구 강재거푸집 및 내부 트러스를 적용한 강합성 교각 코핑의 구조성능 및 하중재분배 메커니즘 평가

채수호¹ · 김민수² · 김태균³ · 최상현^{4*}

¹팀장, G1TMC, ²대표, G1TMC, ³대표, 홍지이앤씨, ⁴교수, 한국교통대학교 철도인프라공학과

Evaluation of Structural Performance and Load Redistribution Mechanisms of Steel-Concrete Composite Pier Caps with Permanent Steel Forms and Internal Trusses

Chae, Sooho¹, Kim, Minsu², Kim, Taegyun³, Choi, Sanghyun^{4*}

¹Team Leader, Track & Structures Team, G1TMC, Gunpo, 15880, Korea

²CEO, G1TMC, Gunpo, 15880, Korea

³CEO, Hong G E&C, Seoul, 06627, Korea

⁴Professor, Department of Railroad Facility Engineering, Korea National University of Transportation, Uiwang, 16106, Korea

Abstract – This study evaluates the structural performance and post-peak load redistribution of a steel-concrete composite pier cap comprising permanent steel formwork, an internal steel truss, tie bars, and infill concrete. A nonlinear finite element model was first validated against a reduced-scale specimen within the available test range. At a displacement of 3.380 mm, the predicted load was 9,740.0 kN, 8.3 % higher than the measured 8,995.5 kN, while the measured strain trends of the steel formwork and truss members were reasonably reproduced. The modeling framework was then applied to a full-scale reinforced-concrete reference model (RC-F), a full-scale composite model with identical external dimensions (SC-F), and a reduced-section composite model (SC-R). SC-F reached 54,779 kN, 18.7 % above RC-F, and retained 73.2 % of its peak load at the final displacement, compared with 49.9 % for RC-F. Although SC-R reached a lower peak load of 37,171 kN, it maintained 29,826 kN at 19.78 mm, corresponding to the highest residual-strength ratio of 80.2 %. The results show that sequential activation of plate membrane and local bending actions, elastic truss force paths, and tie-bar confinement mitigates abrupt post-peak strength degradation. Further studies should examine weld damage, local buckling, interface slip, and construction-stage behavior.

Keywords – Steel-concrete composite pier cap, Permanent steel form, Internal steel truss, Tie bar, Nonlinear finite element analysis

1. 서론

교량 하부구조에서 교각 코핑은 교량받침을 통해 전달되는 상부구조의 집중하중을 기둥으로 전달하는 핵심 부재이다. 교각 코핑 내부에서는 받침하중과 기둥

반력의 작용위치가 서로 다르고, 짧은 거리에서 하중경로의 방향이 급격히 변화한다. 따라서 교각 코핑은 일반적인 보이론의 평면유지 가정이 성립하기 어려운 응력 교란영역(D-region)에 해당하며, 그 구조거동은 압축 스트럿, 인장 타이 및 절점영역으로 구성되는 스트럿-타이 메커니즘에 의해 지배된다. Denio *et al.*^[1]은 집중 받침하중을 받는 철근콘크리트 교각 코핑의 실험을 통해 타이드 아치 및 스트럿-타이 하중전달 특성을 확인하였고, Kim and Yun^[2]은 3차원 격자요소 기반 스트럿-타이 모델을 이용하여 복잡한 하중경로를 갖는 콘크리트 구조부재의 설계 타당성을 검토하였다. Park *et al.*^[3]은 축

Note.-Discussion open until February 28, 2027. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on July 13, 2026; revised on August 6, 2026; approved on August 6, 2026. Copyright © 2026 by Korean Society of Steel Construction

*Corresponding author.

Tel. +82-31-460-0560 Fax. +82-31-462-8205

E-mail. schoi@ut.ac.kr

소모형 실험을 통해 철근의 배치방법이 교각 코핑의 균열진전 및 극한거동에 미치는 영향을 분석하였다.

기존 철근콘크리트 교각 코핑은 재료비와 설계경험 측면에서 널리 사용되고 있으나, 시공 및 구조거동 측면에서 개선할 여지가 있다. 시공단계에서는 고소작업을 수반하는 거푸집 설치와 해체, 고밀도 철근 조립, 콘크리트 타설 및 양생이 요구되므로 작업자의 안전, 품질편차 및 공기 증가 문제가 발생할 수 있다. 구조적으로는 받침부와 기둥 접합부 주변에 국부 지압응력과 절점응력이 집중되며, 콘크리트 압축 스트럿이 손상된 이후에는 기존 하중경로를 대체할 수 있는 별도의 저항체계가 제한적이다. 특히 압축 스트럿과 절점영역의 강성이 저하된 이후 주철근과 전단보강철근만으로 하중을 재분배해야 하므로 최대하중 이후 비교적 큰 하중저하가 발생할 가능성이 있다.

최근 교량 건설에서는 현장작업을 줄이고 공장제작 비율을 높이기 위한 모듈러 및 탈현장시공(Off-Site Construction, OSC) 기술이 중요하게 검토되고 있다. Ma *et al.*^[4]은 원형 콘크리트충전강관을 적용한 모듈러 교각의 휨거동을 평가하였고, Kim and Shim^[5]은 프리캐스트 모듈러 교각 코핑의 구조성능을 검토하였다. Chung *et al.*^[6]은 부분 프리캐스트 교각 코핑 시스템을 제안하고 현장타설 구조와 유사한 구조성능을 확보할 수 있음을 실험적으로 제시하였다. Stephens *et al.*^[7]과 Roeder *et al.*^[8]은 콘크리트충전강관 기둥과 프리캐스트 교각 코핑의 접합 및 급속시공 적용성을 검토하였으며, Zhou *et al.*^[9]은 프리캐스트 강합성 교각 코핑의 강재 복부 두께와 접합조건이 구조성능 및 하중전달에 미치는 영향을 분석하였다. 최근에는 U형 강재 셀과 충전 콘크리트를 이용한 강-콘크리트 합성 벤트 교각 코핑

의 휨 및 전단거동에 관한 연구도 보고되고 있다^[10].

그러나 교각 코핑에 적용되는 영구 강재거푸집을 콘크리트 타설을 위한 시공용 부재에 한정하지 않고 완성 후의 구조저항에 지속적으로 참여시키며, 동시에 콘크리트의 스트럿-타이 하중경로와 대응되는 내부 강재 트러스를 배치한 합성시스템에 관한 연구는 제한적이다. 특히 영구 강재거푸집, 내부 트러스 및 타이바가 콘크리트 압축손상 이후 어떤 순서로 활성화되는지, 이러한 강재 구성요소가 최대하중 이후의 하중재분배에 어떻게 기여하는지, 그리고 단면 축소 시 감소하는 콘크리트 압축영역을 강재 하중경로가 어느 정도 보완할 수 있는지는 명확히 규명되지 않았다.

이 연구에서는 영구 강재거푸집과 내부 강재 트러스의 합성작용, 콘크리트가 손상된 이후에도 강재거푸집, 내부 트러스 및 타이바가 대체 하중경로를 형성하는 효과와, 강합성 코핑의 단면 축소 시 강재 구성요소의 단계적 소성변형과 하중재분배에 의해 일정 수준의 후강도 하중 유지능력을 평가하였다.

이를 위하여 먼저 축소 실험체인 SC-V에 대한 비선형 유한요소모델을 구성하고, 시험하중 범위에서 하중-변위 응답, 콘크리트 변형률, 영구 강재거푸집 변형률 및 내부 트러스 변형률을 실험결과와 비교하였다. 이후 검증에 사용한 재료모델과 상호작용 조건을 실물 크기 철근콘크리트 기준모델 RC-F, 동일 외형의 실물 크기 강합성 모델 SC-F 및 단면 축소 강합성 모델 SC-R에 적용하였다. 세 모델의 하중-변위 응답, 콘크리트 주압축변형률, 철근과 강재의 변형률 및 손상진전 과정을 비교함으로써 제안 시스템의 최대하중, 최대하중 이후 하중 유지능력, 단면 축소의 영향 및 내부 하중전달 메커니즘을 평가하였다.

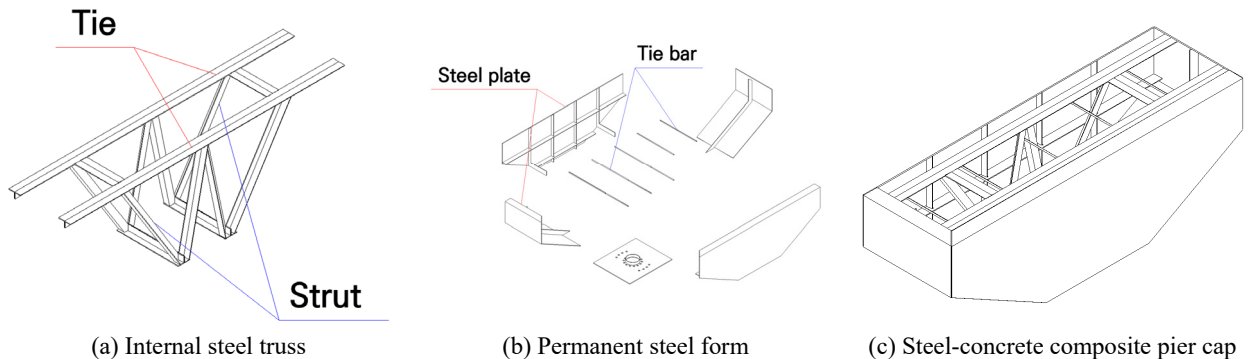


Fig. 1. Structural configuration and components of the proposed steel-concrete composite pier cap

2. 강합성 교각 코핑 시스템

이 연구에서 제안하는 강합성 교각 코핑은 영구 강재 거푸집, 내부 강재 트리스, 타이바 및 충전 콘크리트로 구성된다(Fig. 1). 상부 타이와 경사 스트럿으로 구성된 내부 트리스는 주응력 흐름에 대응하도록 배치되며, 콘크리트 압축장 손상 후에도 강재 축력경로를 통해 하중 전달의 연속성을 확보한다(Fig. 1(a)). 영구 강재거푸집은 시공 시 거푸집 역할을 수행한 후, 경화 단계부터는 강판이 휨 및 면내력을 분담하고 콘크리트를 구속하는 역할을 한다(Fig. 1(b)). 타이바는 양측 강판을 횡방향으로 연결하여 콘크리트의 횡팽창과 강판의 상대변위를 억제함으로써 단면의 합성작용을 유지한다.

최종 조립된 제안 시스템(Fig. 1(c))은 콘크리트, 강재거푸집, 내부 트리스가 하중을 분담하는 다중 하중경로를 형성한다. 콘크리트 국부 손상 시 각 강재 요소의 복합적인 저항 메커니즘과 타이바의 구속력이 활성화되어 하중을 재분배하므로, 일반 RC 코핑 대비 최대하중 이후의 급격한 내력 저하를 방지할 수 있다.

3. 해석 모델

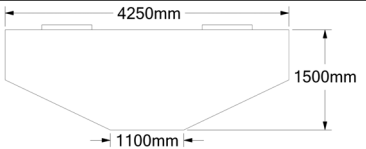
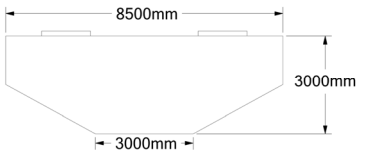
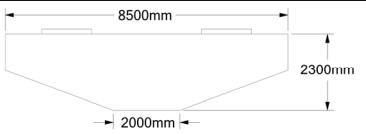
3.1 해석 대상 교각 코핑 모델

이 연구에서는 Table 1과 같이 네 개의 유한요소모델을 구성하였다. SC-V는 축소 실험체의 시험결과와 해석결과를 비교하기 위한 검증모델이고, RC-F는 실물 크기 철근콘크리트 기준모델이다. SC-F는 RC-F와 동일한 외형을 갖는 실물 크기 강합성 모델이며, SC-R은 코핑 깊이와 하부 평탄부 길이를 축소한 단면 축소 강합성 모델이다. RC-F는 철근콘크리트 코핑의 구조성능을 나타내는 기준모델로 사용하였으며, SC-F와의 비교를 통해 영구 강재거푸집과 내부 트리스의 합성효과를 평가하였다. SC-F와 SC-R의 비교를 통해서 단면 축소로 인한 최대하중 감소와 강재 구성요소의 하중재분배 효과를 검토하였다.

3.2 재료 모델

교각 코핑 콘크리트의 압축 응력-변형률 관계는

Table 1. Analysis models considered in this study

Type		Schematic
SC-V	Reduced-scale specimen	
RC-F	RC reference cap	
SC-F	Full-scale composite cap	
SC-R	Reduced-scale composite cap	

modified Kent-Park model^[11,12]에 기초하여 구성하였다. SC-V에는 설계압축강도 50.0 MPa (C50)와 탄성계수 32.3 GPa를 적용하였고, RC-F, SC-F 및 SC-R에는 설계압축강도 40.0 MPa (C40)와 탄성계수 30.0 GPa를 적용하였다. 압축응력은 지정된 압축강도에 도달한 이후 점진적으로 감소하도록 정의하였다.

콘크리트의 균열 후 인장거동은 Abaqus의 인장응력-균열변형률 관계로 정의하였다^[13]. 균열발생 시의 인장강도는 C50 콘크리트에 3.00 MPa, C40 콘크리트에 2.62 MPa를 적용하였고, 균열변형률의 증가에 따라 인장응력이 점진적으로 감소하는 인장연화(tension softening) 관계를 사용하였다. 이 관계는 균열 사이의 콘크리트가 철근과의 부착을 통해 일정 인장력을 분담하는 인장강성효과(tension stiffening)를 평균적으로 반영한다.

Fig. 2(a)는 해석에 적용한 콘크리트의 응력-변형률 선도이며, Abaqus의 Concrete Damaged Plasticity (CDP) 모델에 입력하였다. CDP 모델의 주요 매개변수는 Table 2와 같으며, SC-V 검증모델과 실물모델에 동일하게 적용하였다.

강재는 Fig. 2(b)와 같이 탄성-완전소성 재료로 모델링하였다. RC-F의 철근에는 탄성계수 200 GPa와 항복강도 400 MPa의 SD400을 적용하였고, 영구 강재거푸집, 내부 트리스 및 타이바에는 탄성계수 210 GPa와 항복강도 355 MPa의 SM355를 적용하였다. 이 해석에서는 항복 이후 완전소성 거동을 가정하였으며, 강재 파단, 용접부 손상 및 국부좌굴은 고려하지 않았다.

해석에서 고려한 재료의 물성치와 사용된 강재의 단

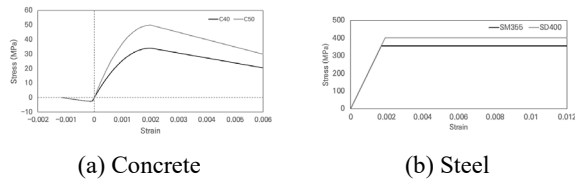


Fig. 2. Constitutive relationships used in the finite element models

Table 2. Concrete damaged plasticity parameters

Parameter	Value
Dilation angle	31°
Flow potential eccentricity	0.1
Biaxial-to-uniaxial compressive yield stress ratio, f_{b0}/f_{c0}	1.16
Ratio of the second stress invariant, K_c	0.67
Viscosity parameter	0

Table 3. Material properties

Material	Applied model	Component	Density (kg/m ³)	E (GPa)	ν	Strength (MPa)
C50	SC-V	Concrete	2,300	32.326	0.20	$f'_c=50.0$ $f_t=3.00$
C40	RC-F SC-F SC-R	Concrete	2,300	30.0	0.20	$f'_c=40.0$ $f_t=2.62$
SD400	RC-F	reinforcement	7,800	200	0.30	$f_y=400$
SM355	SC-V SC-F SC-R	Form, truss, tie bars	7,800	210	0.30	$f_y=355$

Table 4. Cross-sectional properties of steel

Component	SC-V	RC-F	SC-F	SC-R
Permanent steel form thickness (mm)	12	—	12	12
Truss strut area (mm ²)	1,342	—	2,444	2,444
Truss tie area (mm ²)	2,812	—	4,862	4,862
Tie-bar area (mm ²)	142.7	—	304.6	304.6
Longitudinal reinforcement area (mm ²)	—	642.4	—	—
Vertical shear reinforcement area (mm ²)	—	506.7	—	—
Confining reinforcement area (mm ²)	—	198.6	—	—

면적은 Table 3과 Table 4에 나타내었다.

3.3 해석 조건

콘크리트 코핑은 솔리드 요소 C3D8R로 모델링하였

Table 5. Element types

Model	Component	Element type
SC-V	Cap	Solid (C3D8R)
SC-F	Permanent steel form	Shell (S4R)
SC-R	Internal truss and tie bars	Truss (T3D2)
RC-F	Cap	Solid (C3D8R)
	Reinforcement	Truss (T3D2)

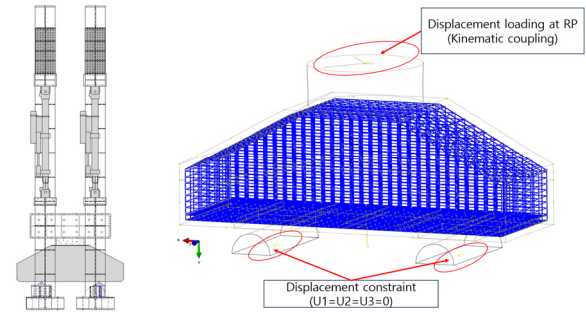


Fig. 3. Finite element models and boundary and loading conditions

다. 영구 강재거푸집은 셸 요소로 모델링하였으며, 내부 트러스, 타이바 및 철근은 축방향력만 전달하는 T3D2 트러스 요소로 모델링하였다. 각 모델의 요소형식은 Table 5와 같다.

RC-F의 철근과 SC-V, SC-F 및 SC-R의 내부 트러스와 타이바는 콘크리트 내부에 embedded region으로 정의하였다. 이 조건은 철근 및 강재 축부재와 주변 콘크리트 사이의 상대미끄럼을 허용하지 않는 완전부착을 가정한다. 영구 강재거푸집과 콘크리트 표면 사이에는 tie constraint를 적용하여 두 표면의 분리와 상대미끄럼을 제한하였다.

이러한 조건은 합성작용을 이상적으로 표현하지만, 실제 용접부와 콘크리트-강판 계면의 국부 유연성 및 부착슬립을 고려하지 않으므로 해석모델의 초기강성이 실험보다 크게 평가될 수 있다.

하중 및 경계 조건은 Fig. 3와 같이 실제 실험 환경을 고려하여 설정하였다. 반원형 지지부는 강체로 모델링하였으며, 콘크리트 기둥은 짧은 길이로 모델링하여 밑면에 재하부를 설정하였다. 반원형 강체와 콘크리트 사이의 법선방향 거동에는 hard contact를 적용하였고, 접선방향에는 마찰계수 0.5를 사용하였다. 지지부의 경우 모든 병진 변위(U1, U2, U3)를 구속하였으며, 재하면은 기준점(Reference Point)과 연직 방향으로 kinematic coupling을 적용한 후 기준점에 연직 방향 변위를 선형

적으로 증가시켜 재하하였다. SC-V, RC-F, SC-F 및 SC-R의 하중 및 경계조건은 모두 동일하게 적용하였다.

4. 축소시험체를 이용한 해석모델 검증

실물 규모 교각 코핑에 대한 구조성능 비교에 앞서, 개발된 강합성 교각 코핑 해석모델의 적용성을 검토하기 위하여 축소 실험체와 동일한 형상 및 구성상세를 갖는 SC-V 모델을 구축하였다. 실험에서는 정격용량 5,000 kN의 액추에이터 2대를 병렬로 연결하여 총하중 9,000 kN까지 재하하였다. 실험은 장비 용량 및 안전성을 고려하여 구조물의 파괴가 발생하기 전에 종료되었으므로, 검증 범위는 최대하중 이후의 연화거동이 아니라 시험하중 범위 내에서 하중-수직변위 관계, 인장축 노출 콘크리트의 변형률, 영구 강재거푸집의 교축방향 변형률, 내부 트러스의 축방향 변형률이다. 변형률의 부호는 인장을 양(+)으로, 압축을 음(-)으로 정의하였다. 콘크리트 타설 과정에서 M6 게이지가 망실되어 해당 계측값을 확보하지 못하였으므로, M6은 비교에서 제외하였다.

Fig. 4에서 시험 종료변위 3.380 mm에 대응하는 실험하중과 해석하중은 각각 8,995.5 kN과 9,740.0 kN으로, 해석값이 실험값보다 8.3 % 크게 나타났다. 해석모델은 시험범위에서 하중증가와 비선형 전이경향을 대체로 재현하였으나, 영구 강재거푸집-콘크리트-내부 트러스 사이에 적용한 tie 및 embedded 조건이 실제 계면의 상대미끄럼과 용접 연결부의 유연성을 제한하므로 실험체의 강성을 다소 크게 평가하였다.

Fig. 5(b)의 영구 강재거푸집 변형률은 압축측 T1, 단면 중간부 T6 및 인장측 T12에서 실험과 해석의 부호와

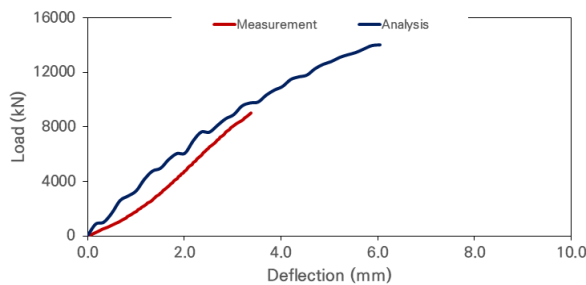
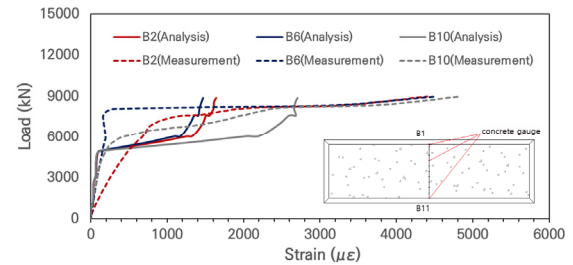


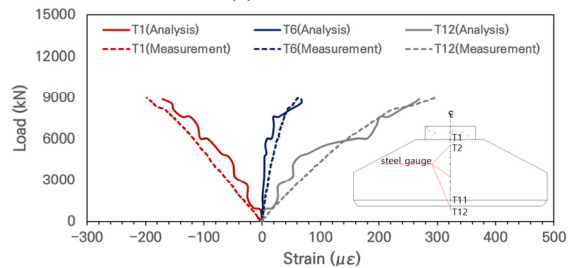
Fig. 4. Comparison of experimental and analytical load-displacement responses of SC-V

상대적 크기가 일치하였다. 시험 종료하중에서의 차이는 각각 12.9 %, 13.9 % 및 8.3 %로 나타나 외부 강판의 휨거동과 중립축 위치가 비교적 합리적으로 재현되었다. Fig. 5(c)의 중앙부 타이 M2와 M3에서도 실험과 해석의 인장변형률 증가경향이 일치하였고, 차이는 각각 13.1 %와 23.8 %였다. Fig. 5(d)의 압축 스트럿 M5, M7 및 M8은 모든 계측점에서 압축변형률을 나타냈으며, 실험과 해석의 차이는 각각 7.3 %, 12.3 % 및 22.0 %였다.

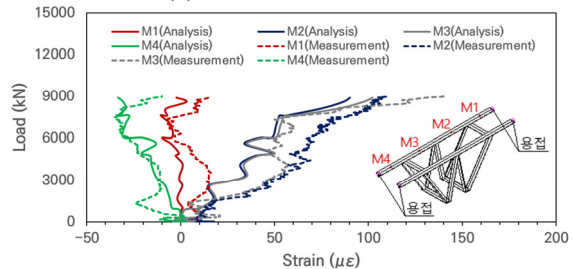
반면 Fig. 5(a)의 노출 콘크리트 변형률은 균열 이후 실



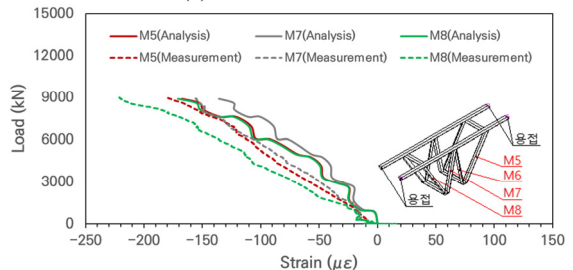
(a) Concrete



(b) Permanent steel form



(c) Truss tie members



(d) Truss strut members

Fig. 5. Comparison of experimental and analytical local strains of SC-V

험값과 해석값의 정량적 차이가 상대적으로 크게 나타났다. 실험 게이지의 변형률에는 균열이 게이지 길이를 통과하면서 발생하는 균열개구의 영향이 포함되지만, CDP 해석의 변형률은 요소 내부에 분산된 평균 변형률이다. 또한 실제 실험체에서는 제작오차, 초기 미세균열 및 하중편심에 따라 균열이 특정 위치에 국부화되지만, 해석에서는 균열이 요소망을 따라 상대적으로 평활하게 분산된다. 따라서 균열 이후 콘크리트의 국부 최대변형률은 직접적인 일대일 검증값보다 균열 발생위치와 하중-변형률 기울기 변화의 비교에 중점을 두어 평가하였다.

SC-V 시험은 장비용량과 안전성을 고려하여 구조물의 파괴 이전에 종료되었다. 시험 종료하중 8,995.5 kN은 해석 최대하중 13,997.9 kN의 64.3 %에 해당하므로, 이 검증은 시험하중 범위 내의 응답과 주요 강재 하중경로에 대한 적용성을 확인한 것이다. 따라서 이후 실험모델에서 평가한 최대하중, 최대하중 이후 하중저하 및 잔류강도는 시험으로 직접 검증된 값이 아니라, 시험범위에서 적용성을 확인한 재료모델과 상호작용 조건을 이용한 해석적 예측으로 판단해야 한다.

5. 구조성능 평가

제안 강합성 교각 코핑의 구조성능과 내부 하중전달 메커니즘을 평가하기 위하여 RC-F, SC-F 및 SC-R 모델의 하중-변위 응답과 콘크리트 및 강재의 변형률을 비교하였다.

5.1 하중-변위 응답

Fig. 6은 세 모델의 하중-변위 관계를 비교한 것이다. 전체 응답은 초기 강성구간, 최대하중 도달구간, 최대하중 이후 하중재분배구간으로 구분할 수 있다. 초기 1 mm 변위까지의 할선강성은 RC-F가 18.15 MN/mm, SC-F가 22.06 MN/mm, SC-R이 22.75 MN/mm로 산정되었다. 즉 강합성 모델은 RC-F보다 21.6 %~25.4 % 큰 초기 할선강성을 보였다. 이는 콘크리트가 균열 및 비선형 압축거동을 본격적으로 나타내기 전부터 외부 강재거푸집과 내부 강재가 단면의 변형을 억제하고, 하중을 분담하기 때문으로 판단된다.

RC-F는 변위 5.381 mm에서 최대하중 46,148 kN에

도달하였다. 최대하중 이후 하중은 지속적으로 감소하여 10 mm에서 32,067 kN, 15 mm에서 25,843 kN, 최종 20.0 mm에서 23,019 kN으로 저하되었다. 최종하중은 최대하중의 49.9 %이며, 최대하중 이후 50.1 %의 강도저하가 발생하였다. 이와 같이 비교적 뚜렷한 하강부 거동이 나타난 것은 받침부와 기둥 접합부 사이의 콘크리트 압축장이 손상된 이후, 철근만으로는 기존 압축스트럿을 대체하는 안정적인 2차 하중경로를 즉시 형성하기 어렵기 때문이다. 이후 주철근과 폐합철근이 순차적으로 항복하면서 잔류하중을 부담하지만, 콘크리트 압축장의 강성 및 내력 저하가 전체 응답을 지배하므로 하중감소가 계속된다.

SC-F는 변위 2.739 mm에서 54,779 kN의 최대하중을 나타내어 RC-F보다 최대내력이 18.7 % 증가하였다. 이후 하중은 일시적으로 감소하지만 5 mm에서 49,793 kN을 유지하고, 10 mm~20 mm 구간에서도 38,000 kN~41,000 kN으로 유지하였다.

SC-R은 변위 3.859 mm에서 37,171 kN의 최대하중을 나타냈다. 이는 RC-F보다 19.5 %, SC-F보다 32.1 % 작은 값으로, 교각 코핑 깊이 감소에 따른 유효깊이와 콘크리트 압축영역의 감소가 최대내력에 영향을 끼친 것으로 판단된다. 동일한 수직하중을 전달할 때 단면 깊이가 감소하면 받침부와 기둥부 사이의 내부 모멘트 암이 짧아지고, 경사 압축경로의 수평분력과 절점부 응력집중이 증가한다. 따라서 SC-R은 강재와의 합성작용이 존재하더라도 SC-F와 동일한 최대내력을 확보하지 못하였다. 그러나 SC-R의 최대하중 이후 거동은 RC-F보다 안정적이었다. 최종변위 19.78 mm에서 29,826 kN을 유지하여 최대하중 대비 잔류강도 비는 80.2 %로 세 모델 중 가장 높았고, 최종하중 자체도 RC-F보다 29.6 % 컸다. 즉 단면깊이를 23 % 축소함에 따라 최대내력은 감소하였으나, 강판과 타이바의 소성변형 및 내부 트러스의 하중분담에 의해 20 mm 수준까지 최대하중 이후의 하중 유지능력은 RC-F와 유사한 수준으로 유지되었다. 이는 단면 축소형 강합성 교각 코핑이 최대하중보다는 후강도 및 붕괴방지 성능 측면에서 경쟁력을 가질 수 있음을 의미한다.

5.2 콘크리트 주압축변형률

Fig. 7(a)는 받침부에서 기둥 접합부로 이어지는 주 압

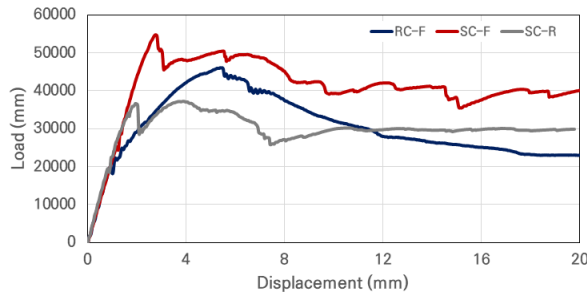


Fig. 6. Load-displacement responses of RC-F, SC-F, and SC-R

축 하중경로를 따라 선정한 콘크리트 출력위치 C1-C5를 나타낸다. C1은 받침부 직하부의 국부 지압영역, C2는 상부 압축 스트럿, C3는 압축장의 중간부, C4는 기둥 접합부에 접근하는 하부 압축 스트럿, C5는 압축력이 기둥으로 유입되는 절점영역이다. Fig. 7(b)-Fig. 7(d)는 각 모델의 하중과 주압축변형률의 관계를 나타낸다.

5.2.1 RC-F

Fig. 7(b)의 RC-F에서는 최대하중 46,148 kN에 도달한 시점에 C1의 주압축변형률이 $-2,376 \mu\epsilon$ 로 가장 크게 나타났다. C2는 $-1,645 \mu\epsilon$ 로 C1 다음으로 큰 압축변형을 보였고, C3, C4 및 C5는 각각 -716 , -594 및 $-603 \mu\epsilon$ 였다. 이는 최대하중 형성단계에서 받침부 직하부의 지압영역과 상부 압축 스트럿이 주된 하중경로인 반면, 압축장 중간부와 기둥 접합부의 변형은 상대적으로 제한적이었음을 의미한다. 최대하중 이후에는 C1과 C2에 집중되었던 압축변형이 C3-C5로 점차 확대되었다. 최종변위에서 C1과 C5는 각각 $-21,296$ 및 $-20,933 \mu\epsilon$ 를 나타냈고, C2, C3 및 C4도 각각 $-12,834$, $-9,023$ 및 $-14,503 \mu\epsilon$ 까지 증가하였다. 즉 RC-F에서는 받침부에서 시작된 압축손상이 상부 스트럿, 압축장 중간부, 하부 스트럿 및 기둥 접합부 절점으로 연속적으로 확산되었다. 이러한 손상확산은 Fig. 6의 하중-변위 응답과 일치한다. RC-F는 최대하중 이후 20.0 mm에서 23,019 kN까지 하중이 감소하여 잔류강도비가 49.9 %에 머물렀다. 콘크리트 압축장이 C1-C5 전 구간에서 연속적으로 저하된 이후에는 철근만으로 기존 압축 스트럿을 대체하는 안정적인 하중경로를 즉시 형성하기 어렵기 때문에, 철근의 항복에도 불구하고 하중저하가 지속된 것으로 판단된다.

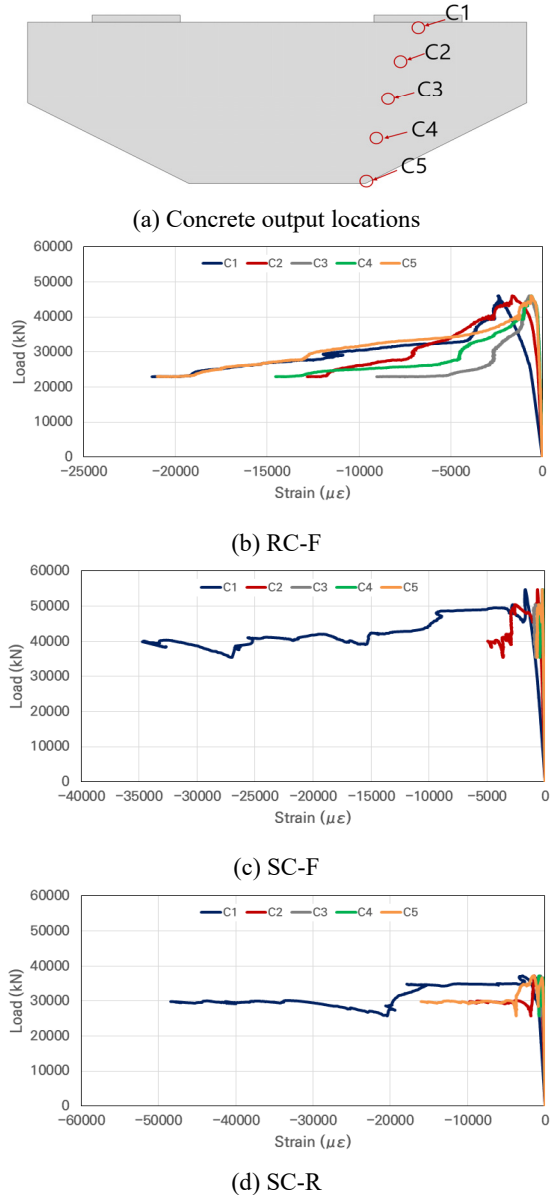


Fig. 7. Concrete output locations and load-principal compressive strain responses

5.2.2 SC-F

Fig. 7(c)의 SC-F에서는 최대하중 54,779 kN에서 C1이 $-1,708 \mu\epsilon$ 로 가장 큰 주압축변형률을 나타냈다. 반면 C2는 $-652 \mu\epsilon$, C3는 $-255 \mu\epsilon$, C4는 $-184 \mu\epsilon$, C5는 $-250 \mu\epsilon$ 로 C1에 비해 현저히 작았다. RC-F와 달리 받침부 지압영역을 제외한 압축경로에서 변형률이 낮게 유지된 것은 초기 하중단계부터 영구 강재거푸집과 내부 트러스가 하중을 분담하여 콘크리트 압축장의 변형을 억제했기 때문으로 판단된다. 최대하중 이후 최종변위에

서 C1은 $-34,668 \mu\epsilon$ 까지 증가하여 받침부 직하부에 큰 국부 압축손상이 집중되었다. C2는 $-4,882 \mu\epsilon$ 로 증가하였으나, C3, C4 및 C5는 각각 -785 , -393 및 $-755 \mu\epsilon$ 에 머물렀다. 따라서 SC-F에서는 받침부 지압영역의 국부 손상은 크게 발생했지만 그 손상이 압축장 중간부와 기둥 접합부까지 연속적으로 발생하지 않았다. 이러한 변형률 분포는 Fig. 6에서 SC-F가 최대하중 이후에도 높은 하중을 유지한 원인을 설명할 수 있다. SC-F는 최대하중 이후 일시적인 하중감소가 발생했으나 5 mm에서 49,793 kN을 유지하였고, 10 mm–20 mm 구간에서도 약 38,000 kN–41,000 kN을 유지하였다. C1의 국부손상 이후 영구 강재거푸집, 내부 트러스 및 타이바가 대체 하중경로를 형성하고 콘크리트의 횡팽창을 구속함으로써 C3–C5의 손상확대가 제한된 것으로 판단된다. 결과적으로 SC-F의 잔류강도비는 73.2 %로 RC-F보다 크게 나타났다.

5.2.3 SC-R

Fig. 7(d)의 SC-R에서는 최대하중 37,171 kN에 도달한 시점에 C1이 $-2,891 \mu\epsilon$ 로 가장 큰 주압축변형률을 나타냈다. C5와 C2는 각각 $-1,525$ 및 $-1,410 \mu\epsilon$ 였으며, C4와 C3는 각각 -771 및 $-542 \mu\epsilon$ 였다. SC-F와 비교하면 C1뿐만 아니라 C2와 C5에서도 압축변형이 크게 증가하였다. 이는 단면 깊이가 3,000 mm에서 2,300 mm로 감소함에 따라 받침부와 기둥 접합부 사이의 내부 모멘트암이 짧아지고, 경사 압축경로의 수평분력과 양단 절점부의 응력집중이 증가했기 때문이다. 최대하중 이후 최종변위에서 C1, C2 및 C5의 변형률은 각각 $-48,448$, $-9,748$ 및 $-15,945 \mu\epsilon$ 로 증가하였다. 반면 압축장 중간부인 C3와 하부 중간부인 C4는 각각 -563 및 $-717 \mu\epsilon$ 에 머물렀다. 즉 SC-R의 압축손상은 받침부 지압영역 C1, 상부 압축 스트럿 C2 및 기둥 접합부 절점 C5에 집중된 반면, C3와 C4에는 손상이 연속적으로 발생하지 않았다. Fig. 6에서 SC-R의 최대하중은 RC-F보다 19.5 %, SC-F보다 32.1 % 작게 나타났다. 이는 단면 축소로 유효깊이와 콘크리트 압축영역이 감소했기 때문이다. 그러나 최종변위 19.78 mm에서 29,826 kN을 유지하여 잔류강도비는 80.2 %로 세 모델 중 가장 높았다. Fig. 7(d)의 변형률 분포를 고려하면, 양단 절점부에는 큰 국부 손상이 집중되었지만 중간부는 강판과 내부

트러스가 연결하는 대체 하중경로에 의해 보호된 것으로 판단된다.

5.3 강재

강재의 거동은 RC-F의 철근과 SC-F 및 SC-R의 강재 구성요소로 구분하여 검토하였다. 모든 강재 변형률은 각 부재 축방향 또는 셸 국부 1방향 변형률로 정리하였으며, 양(+)의 값은 해당 축방향 인장, 음(-)의 값은 압축을 의미한다. RC-F의 철근은 SD400의 탄성계수 200 GPa와 항복강도 400 MPa를 기준으로 $\pm 2,000 \mu\epsilon$ 를 비교용 항복변형률로 사용하였고, 강합성 모델의 SM355 강재는 탄성계수 210 GPa와 항복강도 355 MPa를 기준으로 $\pm 1,690 \mu\epsilon$ 를 비교용 항복변형률로 사용하였다.

5.3.1 RC-F

RC-F의 철근은 Fig. 8(a)와 같이 종방향 주철근, 수직 전단철근 및 폐합철근으로 구분하였다. MB1은 코핑 상부의 종방향 주철근, MB2는 기둥 접합부 인접 하부의 종방향 주철근이다. VS1, VS2 및 VS3은 각각 상부, 중간부 및 하부 수직 전단철근이며, CS1은 코핑 폭방향 폐합철근, CS2는 중간 깊이의 수평 폐합철근, CS3는 기둥 접합부 인접 수평 폐합철근이다. Fig. 8(b)–Fig. 8(d)는 이들 철근의 하중–축방향 변형률 응답을 나타낸다.

1) 종방향 철근

Fig. 8(b)의 상부 주철근 MB1은 코핑 상부에서 휨 인장력과 스트럿 수평분력을 부담하는 인장 타이 역할을 한다. 최대하중 46,148 kN에서 MB1의 변형률은 $+880 \mu\epsilon$ 로 항복변형률보다 작았으며, 변위 10.400 mm, 하중 약 31,463 kN에서 $+2,000 \mu\epsilon$ 를 초과하였다. 최대 인장 변형률은 $+3,487 \mu\epsilon$ 였다. 따라서 MB1은 RC-F의 최대하중을 직접 결정한 초기 항복부재가 아니라, 콘크리트 압축장이 손상된 이후 상부 인장 타이로서 잔류하중을 부담한 후강도 부재로 판단된다. 하부 주철근 MB2는 최대하중 시 $-375 \mu\epsilon$ 의 압축변형률을 나타냈고, 변위 10.020 mm, 하중 약 31,996 kN에서 $-2,000 \mu\epsilon$ 를 초과하여 압축항복에 도달하였다. 이후 최대 압축변형률은 $-4,918 \mu\epsilon$ 까지 증가하였다. MB2의 항복이 MB1보다 약간 먼저 발생한 것은 해당 위치가 기둥 접합부 C5 및

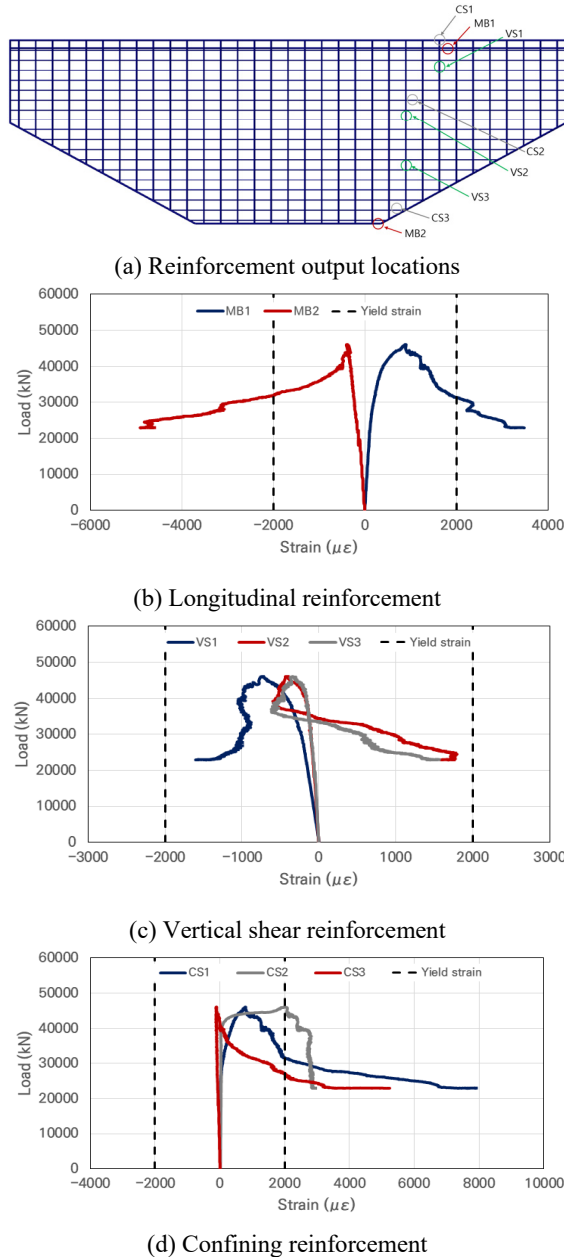


Fig. 8. Reinforcement output locations and load-axial strain responses of RC-F

하부 압축 스트럿 종착부와 가까워, 최대하중 이후 절점영역의 압축손상과 국부 회전의 영향을 먼저 받았기 때문에 판단된다.

2) 수직 전단 철근

Fig. 8(c)의 수직 전단철근은 모두 항복변형률에 도달하지 않았다. 상부 수직 전단철근 VS1은 최대하중 시 $-746 \mu\epsilon$ 의 압축변형률을 나타냈고, 최대 압축변형률

은 $-1,603 \mu\epsilon$ 였다. 이는 받침부 인접 상부 영역에서 압축 스트럿이 형성되면서 수직철근이 국부 압축장에 포함되었기 때문으로 판단된다. 중간 수직 전단철근 VS2는 최대하중 시 $-425 \mu\epsilon$ 로 압축상태였으나, 최대하중 이후 대각균열의 개구와 압축 스트럿의 재배치가 진행되면서 인장으로 전환되어 최대 $+1,796 \mu\epsilon$ 에 도달하였다. 하부 수직 전단철근 VS3도 최대하중 시 $-336 \mu\epsilon$ 였으나 후강도 구간에서 최대 $+1,564 \mu\epsilon$ 까지 증가하였다. VS2와 VS3의 부호전환은 초기에는 콘크리트 압축장과 함께 움직이던 철근이, 손상 이후에는 균열을 가로지르는 인장 보강재로 기능하기 시작했음을 의미한다. 그러나 VS1-VS3 모두 항복변형률 $\pm 2,000 \mu\epsilon$ 에 도달하지 않았으므로 RC-F의 최대하중 이후 거동을 수직 전단철근 항복에 의한 전단인장파괴로 규정하기는 어렵다. 수직 전단철근은 압축 스트럿 손상 이후 균열폭과 전단변형을 제한하는 보조 저항체로 작동하였으나, 전체 하중저하를 억제할 정도의 독립적인 대체 하중경로를 형성하지는 못한 것으로 판단된다.

3) 폐합 철근

Fig. 8(d)의 폐합철근은 RC-F에서 가장 뚜렷한 비선형 응답을 나타냈다. 중간 깊이에 배치된 수평 폐합철근 CS2는 최대하중 시 $+1,972 \mu\epsilon$ 로 이미 항복변형률에 근접하였고, 최대하중 직후인 변위 5.441 mm , 하중 $46,136 \text{ kN}$ 에서 $+2,000 \mu\epsilon$ 를 초과하였다. 최대 변형률은 $+2,958 \mu\epsilon$ 였다. 따라서 RC-F에서 가장 먼저 항복한 철근은 CS2이며, 이 시점은 Fig. 6의 최대하중 도달 시점과 거의 일치한다. CS2의 항복은 받침부와 기둥 접합부 사이의 대각 압축 스트럿 주변에서 횡방향 팽창과 대각균열 개구가 빠르게 증가했음을 의미한다. 즉 최대하중 형성단계에서 콘크리트 압축 스트럿은 단순히 압축응력만 받는 것이 아니라, 스트럿 주변의 횡팽창과 절점부 변형을 수반한다. CS2는 이 변형을 구속하는 핵심 철근이므로, CS2의 항복은 콘크리트 압축장 안정성이 저하되기 시작하는 시점으로 판단할 수 있다. 폭방향 폐합철근 CS1은 최대하중 시 $+771 \mu\epsilon$ 였으나, 변위 10.300 mm , 하중 약 $31,501 \text{ kN}$ 에서 항복하였고 최대 $+7,901 \mu\epsilon$ 까지 증가하였다. 이는 최대하중 이후 C1과 C2의 압축손상이 커지면서 받침부 주변 콘크리트가 폭방향으로 팽창하고, CS1이 이를 구속하는 방향으로 크게 동원되었기

때문이다. 기둥 접합부 인접 수평 폐합철근 CS3은 최대 하중 시 $-114 \mu\epsilon$ 로 작았으나, C4와 C5의 압축손상이 진행된 후 변위 13,280 mm, 하중 약 27,281 kN에서 항복하였고 최대 $+5,248 \mu\epsilon$ 에 도달하였다.

5.3.2 SC-F 및 SC-R

SC-F와 SC-R의 강재 거동은 내부 트러스, 영구 강재거푸집 및 타이바로 구분하여 평가하였다.

Fig. 9(a)는 내부 트러스의 출력위치, Fig. 9(b)는 영구 강재거푸집의 출력위치, Fig. 9(c)는 타이바의 출력위치를 나타낸다. 내부 트러스와 타이바의 변형률은 T3D2 요소의 축방향 변형률이며, 양(+)은 인장, 음(-)은 압축을 의미한다. 영구 강재거푸집은 셸 요소로 모델링되었으므로 동일 평면위치에서 두께방향 양측을 대표하는 section point SP1과 SP5의 1방향 변형률을 함께 비교하였다. 동일 위치의 SP1과 SP5가 유사한 부호와 크기를 나타내면 면내 막작용이 지배적인 것으로, 반대 부호 또는 큰 크기 차이를 나타내면 국부 휨과 접합부 회전이 함께 발생한 것으로 해석하였다.

Fig. 9(a)의 T1-T4는 상부 타이이며, T1은 내측 스트럿 접합부, T2는 상부 타이 중앙부, T3은 외측 스트럿 접합부, T4는 외측 강판 접합부에 위치한다. S1과 S2는 각각 내측 및 외측 경사 스트럿의 중앙부이고, S3은 하부 스트럿과 영구 강재거푸집이 만나는 접합부이다.

Fig. 9(b)의 FW1-FW5는 각각 정면 중앙 상부, 정면 중앙 중간부, 정면 중앙 하부, 측면 상부 및 측면 기둥 접합부 인접 위치이다. FWC1-FWC3은 상부 타이바-강판 접합부이고, FWC4-FWC6은 하부 타이바-강판 접합부이며 번호가 증가할수록 외측에 위치한다. FWC7은 측면 내부 트러스-강판 접합부이다. Fig. 9(c)의 TB1-TB5는 상부 타이바의 중앙부이고, TB6-TB9는 하부 타이바의 중앙부이다.

1) 내부 트러스

Fig. 10(a)의 SC-F 내부 트러스에서 T1은 최대하중 시 $+803 \mu\epsilon$ 로 타이 중 가장 큰 인장변형률을 나타냈고, 최종값은 $+759 \mu\epsilon$ 였다. T1은 내측 압축 스트럿과 상부 타이바가 만나는 위치이므로 최대하중 형성단계부터 스트럿의 수평분력을 인장력으로 전달하는 주 타이 역할을 수행한 것으로 판단된다. T2와 T3의 최대하중 시 변

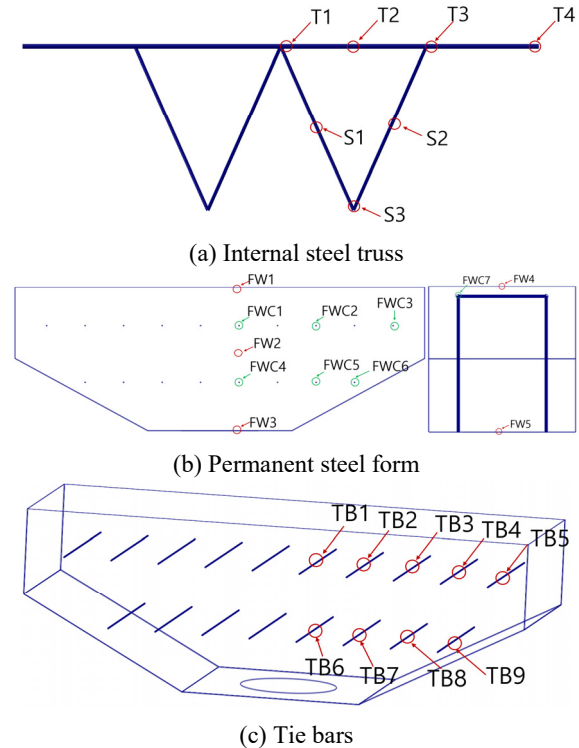


Fig. 9. Selected steel output locations in SC-F and SC-R

형률은 각각 $+160$ 및 $+38 \mu\epsilon$ 로 작았으나, 최대하중 이후에는 각각 최대 $+717$ 및 $+763 \mu\epsilon$ 까지 증가하고 최종 값도 $+711$ 및 $+759 \mu\epsilon$ 로 유지되었다. 이는 최대하중 이전에는 T1 인접 경로에 인장력이 집중되었지만, 받침부 콘크리트와 강판 접합부의 비선형성이 증가한 이후에는 상부 타이 중앙부와 외측 스트럿 접합부로 인장력이 재분배되었음을 의미한다. T4는 최대하중 시 $-386 \mu\epsilon$, 최대 $-416 \mu\epsilon$, 최종 $-303 \mu\epsilon$ 로 다른 타이 위치와 달리 압축응답을 나타냈다. T4는 외측 강판 접합부에 위치하므로 순수한 타이 축력뿐 아니라 강판의 국부 회전과 접합부 변형에 의해 압축력이 유입된 것으로 판단된다.

경사 스트럿 중 S1은 최대하중 시 $-15 \mu\epsilon$, 최대 $-18 \mu\epsilon$ 로 주 압축경로에 대한 기여가 제한적이었다. S2는 최대하중 시 $-134 \mu\epsilon$ 에서 최대 $-283 \mu\epsilon$ 까지 증가하였다. S3은 최대하중 시 $-533 \mu\epsilon$, 최대 $-735 \mu\epsilon$, 최종 $-625 \mu\epsilon$ 로 가장 큰 압축변형률을 나타냈다. S3은 하부 스트럿과 강판이 만나는 절점으로서 상부 재하부에서 전달된 압축력을 하부 강판과 기둥방향으로 재분배하는 주요 압축경로로 작동하였다.

SC-F의 T1-T4와 S1-S3은 모두 SM355의 기준 항복 변형률 $\pm 1,690 \mu\epsilon$ 에 도달하지 않았다. 따라서 SC-F의

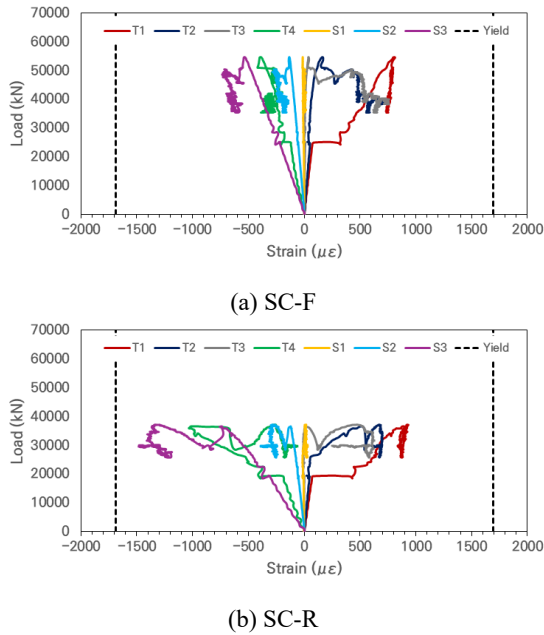


Fig. 10. Load-axial strain responses of internal steel truss members

내부 트러스는 주요 에너지 소산부재라기보다 콘크리트 국부손상과 강판 접합부의 항복 이후에도 탄성범위에서 하중전달의 연속성을 유지하는 보조 저항체로 기능하였다.

Fig. 10(b)의 SC-R에서는 단면 축소에 따라 내부 트러스의 변형률이 SC-F보다 전반적으로 증가하였다. T1은 최대하중 시 +922 $\mu\epsilon$, 최대 +930 $\mu\epsilon$, 최종 +838 $\mu\epsilon$ 로 가장 큰 인장변형률을 나타냈다. T2와 T3은 최대하중 시 각각 +671 및 +471 $\mu\epsilon$ 였고, 최대값은 각각 +700 및 +621 $\mu\epsilon$, 최종값은 +606 및 +253 $\mu\epsilon$ 였다. 즉 SC-R에서는 최대하중 도달 이전부터 T1-T3이 동시에 적극적으로 하중을 분담하였다. T4는 최대하중 시 -269 $\mu\epsilon$ 였으나 전체 응답 중 최대 -1,035 $\mu\epsilon$ 의 압축변형률을 나타냈고 최종단계에서는 -69 $\mu\epsilon$ 로 감소하였다. 이는 초기 재하단계에서 외측 강판 접합부의 국부 회전이 발생한 후, 강판의 소성화와 타이바의 인장력 증가에 따라 하중이 다른 경로로 재분배된 결과로 판단된다.

SC-R의 S1은 최대하중 시 +19 $\mu\epsilon$, 최대 +32 $\mu\epsilon$ 로 SC-F와 유사하게 주 압축경로에 대한 기여가 작았다. S2는 최대하중 시 -277 $\mu\epsilon$, 최대 -388 $\mu\epsilon$, 최종 -377 $\mu\epsilon$ 였고, S3은 최대하중 시 -1,336 $\mu\epsilon$, 최대 -1,483 $\mu\epsilon$, 최종 -1,445 $\mu\epsilon$ 로 기준 항복변형률에 가장 근접하였다. 단면 길이 감소로 경사 압축경로가 짧고 급해지면서 하부 스

트럿 접합부의 축압축력이 증가한 것으로 판단된다.

그럼에도 Fig. 10(b)의 모든 트러스 부재는 기준 항복 변형률을 초과하지 않았다. SC-R의 높은 잔류강도비는 내부 트러스가 파괴되거나 하중전달 기능을 상실하지 않은 상태에서 강판과 타이바가 소성변형을 분담한 결과이다. 따라서 내부 트러스는 최대하중 자체를 직접 결정하는 주부재라기보다 콘크리트 절점손상과 강판 접합부 항복 이후에도 하중경로를 연결하여 급격한 하중저하를 완화하는 역할을 수행한 것으로 판단된다.

2) 영구 강재거푸집 강판

Fig. 11(a)와 Fig. 11(b)는 SC-F의 일반 강판위치 FW1-FW5와 접합부 위치 FWC1-FWC7의 하중-변형률 응답을 각각 나타낸다. 일반 강판위치 FW1-FW5는 대부분 항복변형률 이내에서 거동하였으며, 접합부 위치보다 변형률의 크기가 작았다.

SC-F의 FWC1은 두께방향 양측에서 대체로 탄성범위의 변형률을 나타냈다. FWC2에서는 SP1 측이 최대 +2,686 $\mu\epsilon$ 까지 증가한 반면 SP5 측은 최대 +603 $\mu\epsilon$ 로 나타나 한쪽 면의 인장변형이 우세하였다. FWC3은 SP1 측 최대 -3,106 $\mu\epsilon$, SP5 측 최대 +1,352 $\mu\epsilon$ 로 양측의 부호가 반대였으며, 상부 외측 접합부에서 뚜렷한 국부 휨과 회전이 발생했음을 보여준다.

하부 접합부 FWC4는 SP1과 SP5에서 각각 약 +285 및 +97 $\mu\epsilon$ 로 변형률이 작았다. FWC5는 최대 +469 및 -239 $\mu\epsilon$, FWC6은 SP1 측 최대 +588 $\mu\epsilon$, SP5 측 최대 +1,814 $\mu\epsilon$ 를 나타냈다. 특히 FWC6의 SP5 측이 항복수준을 초과한 것은 외측 하부 접합부의 강판 벌어짐과 회전이 한쪽 면에 집중되었기 때문이다. 측면 내부 트러스-강판 접합부인 FWC7은 SP1 측 최대 +2,818 $\mu\epsilon$, SP5 측 최대 -3,039 $\mu\epsilon$ 로 양면에서 반대 부호의 큰 변형률을 나타냈다. 이는 내부 트러스의 축력이 강판으로 전달되는 과정에서 면내력뿐 아니라 국부 휨이 동시에 발생했음을 의미한다.

Fig. 11(c)와 Fig. 11(d)의 SC-R에서는 단면 축소로 인해 강판 접합부의 변형집중이 SC-F보다 현저하게 증가하였다. 일반 강판위치 중 FW1은 후기 하중단계에서 SP1과 SP5가 각각 약 +1,796 및 +1,699 $\mu\epsilon$ 에 도달하여 상부 정면 강판이 양면 인장상태로 항복에 접근하였다. 나머지 FW 위치는 상대적으로 작은 변형률을 나타

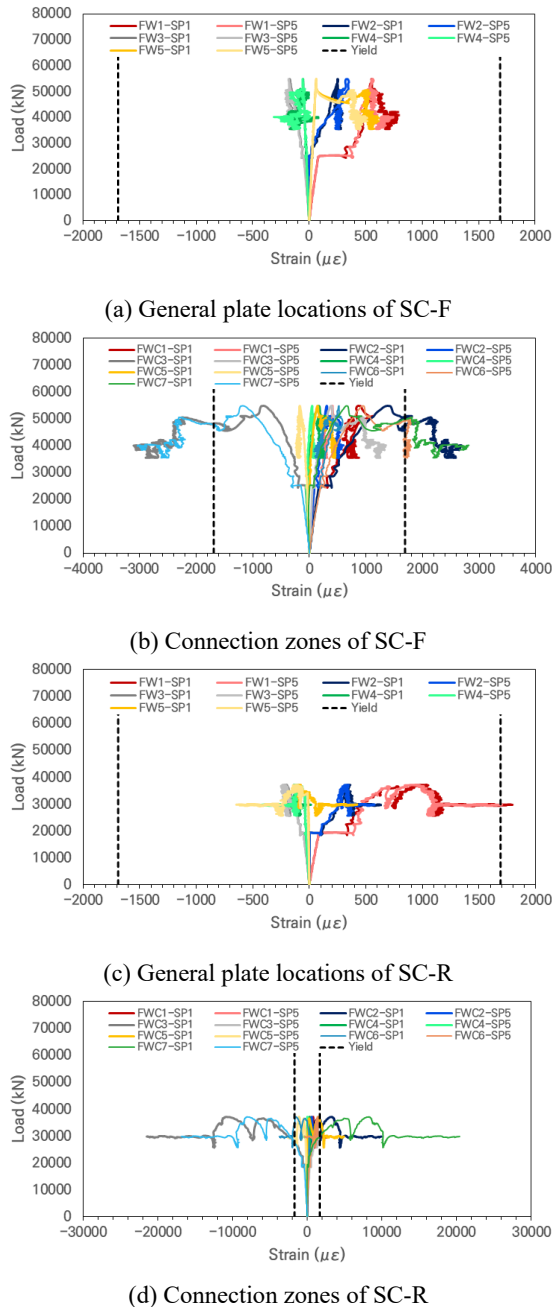


Fig. 11. Load-longitudinal strain responses of the permanent steel form

냈으나, 하중재분배 과정에서 인장과 압축이 전환되는 혼합거동이 나타났다.

SC-R의 FWC1은 SP1 측에서 최대 +2,828 $\mu\epsilon$ 를 나타냈다. FWC2는 최대하중 단계부터 큰 인장변형이 발생하였고 SP1 측 최대값은 +9,950 $\mu\epsilon$ 까지 증가하였다. FWC3은 최대하중 시 SP1 측에서 약 -10,791 $\mu\epsilon$ 였으며, 전체 해석 중 최대 -21,476 $\mu\epsilon$ 의 국부 압축변형률을

나타냈다. 이러한 결과는 상부 외측 타이바-강판 접합부에서 큰 국부 압축과 회전이 발생했음을 의미한다.

하부 접합부 FWC4는 SP1과 SP5에서 최대 약 +1,180 및 -440 $\mu\epsilon$ 였고, FWC5는 +4,921 및 -2,634 $\mu\epsilon$, FWC6은 -3,720 및 +1,465 $\mu\epsilon$ 를 나타냈다. FWC5와 FWC6에서 양면의 부호가 반대로 나타난 것은 최대하중 이후 강판의 국부 회전방향과 하중전달 경로가 변화했음을 보여준다.

가장 큰 변형률은 측면 내부 트러스-강판 접합부 FWC7에서 나타났다. 최대하중 시 SP1과 SP5의 변형률은 각각 +8,258 및 -8,012 $\mu\epsilon$ 였고, 각각 변위 1.380 mm와 1.220 mm에서 기준 항복변형률에 도달하였다. 전체 최대값은 SP1 측 +20,406 $\mu\epsilon$, SP5 측 -16,826 $\mu\epsilon$ 였다. 이는 단면 깊이 감소로 내부 트러스의 축력이 좁은 접합영역으로 집중되고, 강판의 면내 인장과 국부 힘이 동시에 크게 증가했기 때문이다.

SC-R의 강판 항복은 최대하중 이전에 FWC3-SP1, FWC7-SP5, FWC7-SP1 및 FWC2-SP1에서 시작되었다. 이후 최대하중 이후에는 FWC5-SP1과 FWC6-SP1으로 확대되었고, 후기 구간에서는 FWC5-SP5, FWC1-SP1 및 정면 상부 FW1까지 소성영역이 확대되었다. 이와 같은 단계적 항복 및 하중재분배는 Fig. 6에서 최대하중 이후 하중이 약 30,000 kN 수준에서 장기간 유지되는 현상과 대응된다.

다만 Fig. 11의 큰 국부변형률은 강재 파단, 용접부 연성손상 및 국부좌굴을 포함하지 않은 탄성-완전소성 해석에서 산정된 변형률이다. 따라서 실제 설계 적용을 위해서는 용접상세, 접합부 응력집중, 국부좌굴 및 연성파괴에 대한 별도 검토가 필요하다.

3) 타이바

Fig. 12(a)의 SC-F에서 타이바는 최대하중 단계까지 대부분 작은 변형률을 나타냈다. 최대하중 시 TB1-TB5의 변형률은 각각 -33, +29, +156, +117 및 +34 $\mu\epsilon$ 였고, TB6-TB9는 각각 +7, +50, +69 및 +78 $\mu\epsilon$ 였다. 이는 SC-F의 최대하중이 타이바의 인장저항에 의해 결정된 것이 아니라, 콘크리트 압축장괴와 영구 강재거푸집 및 내부 트러스의 합성작용에 의해 형성되었음을 의미한다.

최대하중 이후 TB1은 초기 -36 $\mu\epsilon$ 의 압축에서 최종 +27 $\mu\epsilon$ 의 인장으로 전환되었고, TB6도 -24 $\mu\epsilon$ 에서 +17

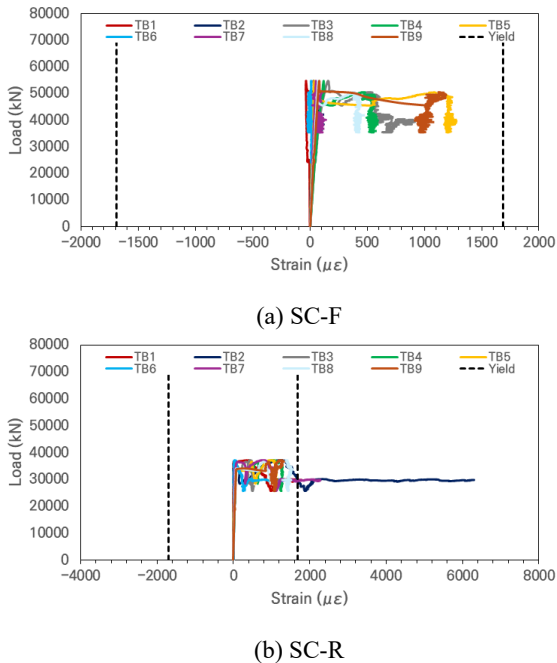


Fig. 12. Load-axial strain responses of tie bars

$\mu\epsilon$ 사이의 혼합거동을 보였다. TB2와 TB7의 최대 인장 변형률은 각각 +121 및 +142 $\mu\epsilon$ 로 작았다. 반면 TB3, TB4 및 TB8은 각각 최대 +917, +591 및 +468 $\mu\epsilon$ 까지 증가하였다. 외측 상부 TB5와 하부 TB9는 각각 최대 +1,279 및 +1,183 $\mu\epsilon$ 로 가장 크게 나타났으며, 최종값도 +1,249 및 +967 $\mu\epsilon$ 를 유지하였다.

TB5와 TB9의 변형률이 크게 나타난 것은 받침부 콘크리트의 압축손상과 강판 접합부의 소성회전이 외측 및 하부 강판의 벌어짐으로 이어졌기 때문이다. 그러나 SC-F의 모든 타이바는 SM355의 기준 항복변형률 +1,690 $\mu\epsilon$ 에 도달하지 않았다. 따라서 SC-F에서 타이바는 주된 소성 에너지 소산부재라기보다 강판의 형상을 유지하고 콘크리트의 횡팽창과 강판의 상대변위를 제한하여 하중재분배를 안정화하는 탄성 구속부재로 작동하였다.

Fig. 12(b)의 SC-R에서는 최대하중 이전부터 SC-F보다 큰 타이바 변형률이 발생하였다. 최대하중 시 TB1-TB5는 각각 +386, +1,266, +434, +1,068 및 +1,005 $\mu\epsilon$ 였고, TB6-TB9는 각각 +31, +795, +1,378 및 +1,243 $\mu\epsilon$ 였다. 특히 TB2, TB4, TB5, TB8 및 TB9가 최대하중 시 이미 약 1,000 $\mu\epsilon$ 이상의 인장변형률을 나타낸 것은 단면 축소로 증가한 강판 벌어짐과 콘크리트 횡팽창을 여러 타이바가 동시에 구속하고 있었음을 의미한다.

최대하중 이후 TB2는 변위 6.954 mm, 하중 28,837 kN에서 기준 항복변형률에 도달하였고 최대 +6,293 $\mu\epsilon$ 까지 증가하였다. TB7은 변위 15.183 mm, 하중 29,605 kN에서 항복하여 최대 +2,264 $\mu\epsilon$, 최종 +2,233 $\mu\epsilon$ 를 나타냈다. TB1은 변위 18.995 mm, 하중 29,755 kN에서 항복하고 최대 +1,782 $\mu\epsilon$ 에 도달하였다. 이는 상부 중앙부 TB2가 먼저 큰 인장력을 부담한 후 하부 TB7과 내측 상부 TB1로 구속력이 확대되었음을 보여준다.

나머지 타이바 중 TB3은 최대 +640 $\mu\epsilon$, TB4는 +1,312 $\mu\epsilon$, TB5는 +1,146 $\mu\epsilon$, TB6은 +1,390 $\mu\epsilon$, TB8은 +1,543 $\mu\epsilon$, TB9는 +1,317 $\mu\epsilon$ 를 나타냈다. 즉 SC-R에서는 특정 한 개의 타이바가 전체 구속력을 부담한 것이 아니라 상부와 하부의 여러 타이바가 서로 다른 하중단계에서 순차적으로 인장력을 분담하였다.

SC-R에서 강판 접합부는 최대하중 이전부터 소성변형이 발생하였고, 최대하중 이후에는 TB2, TB7 및 TB1이 순차적으로 항복하였다. 이러한 타이바의 단계적 활성화는 강판의 벌어짐과 콘크리트 횡팽창을 제한하고, Fig. 6에서 약 30,000 kN의 하중이 장기간 유지되는 데 기여하였다. 따라서 SC-R의 타이바는 SC-F와 달리 최대하중 이후의 주요 하중재분배 및 구속부재로 작동한 것으로 판단된다.

5.4 하중전달 및 손상진전 메커니즘 분석

Fig. 6-Fig. 12의 전체 하중-변위 응답과 콘크리트 및 강재 변형률을 종합하면, 세 모델의 차이는 콘크리트 압축장의 국부손상 이후 대체 하중경로가 형성되는지에 의해 나타난다.

RC-F에서는 초기하중이 받침부 지압영역 C1과 상부 압축 스트럿 C2를 통해 기둥 접합부로 전달되었다. 최대하중 부근에서는 압축 스트럿 주변의 횡팽창을 구속하는 폐합철근 CS2가 항복변형률에 근접하였으며, 최대하중 이후 C1과 C2에서 시작된 압축손상이 C3-C5로 연속적으로 확대되었다. 이후 종방향 철근과 폐합철근이 순차적으로 하중을 분담하였으나, 손상된 콘크리트 압축 스트럿을 대체하는 독립적인 압축 하중경로는 형성되지 않았다. 이에 따라 RC-F의 하중은 지속적으로 감소하여 최종변위에서 최대하중의 49.9 %를 유지하였다.

SC-F에서는 초기 재하단계부터 콘크리트 압축장, 영구 강재거푸집 및 내부 트러스가 하중을 함께 분담하였

다. 최대하중 이후 받침부 C1에서 큰 국부 압축손상이 발생하였으나, 내부 트러스의 T1과 S3이 인장 및 압축 축력경로를 유지하고, 영구 강재거푸집의 접합부와 주변 강판이 하중을 재분배하였다. 타이바는 대부분 탄성 범위에서 강판의 벌어짐과 콘크리트의 횡팽창을 제한하였다. 그 결과 압축손상이 C3-C5까지 연속적으로 확대되는 것이 억제되었고, SC-F는 최종변위에서 최대하중의 73.2 %를 유지하였다.

SC-R에서는 코핑 깊이 감소로 인해 받침부 C1, 상부 압축 스트럿 C2 및 기둥 접합부 C5의 응력집중이 증가하였으며, 일부 강판 접합부는 최대하중 이전부터 소성화되었다. 내부 트러스의 T1-T3과 S3은 SC-F보다 크게 활성화되어 축력경로를 유지하였고, 최대하중 이후에는 타이바 TB2, TB7 및 TB1이 순차적으로 항복하여 강판의 벌어짐과 콘크리트 횡팽창을 구속하였다. 이로 인해 SC-R의 최대하중은 SC-F보다 감소하였으나, 최대하중 이후 약 30,000 kN 수준의 하중이 유지되었으며 최종 하중 유지율은 80.2 %로 세 모델 중 가장 높게 나타났다.

이상의 결과는 제안 강합성 코핑의 최대하중 이후 하중 유지능력이 특정한 하나의 강재 부재에 의해 결정되는 것이 아니라, 영구 강재거푸집의 면내력 및 국부힘, 내부 트러스의 축력, 타이바의 횡구속이 하중단계에 따라 순차적으로 활성화되면서 형성됨을 보여준다. 다만 이러한 메커니즘은 강재 파단, 용접부 손상, 강판 및 내부 트러스의 국부좌굴과 계면 부착-슬립을 고려하지 않은 해석결과에 기초하므로, 실제 최대하중 이후 성능은 파괴실험과 상세 접합부해석을 통해 추가로 검증되어야 한다.

6. 결론

이 연구에서는 영구 강재거푸집, 내부 강재 트러스, 타이바 및 충전 콘크리트로 구성된 강합성 교각 코핑의 구조성능을 축소 실험체 검증 및 비선형 유한요소해석을 통해 평가하였다. SC-V 검증모델을 이용하여 시험하중 범위에서 해석모델의 적용성을 확인한 후, RC-F, SC-F 및 SC-R의 하중-변위 응답, 콘크리트 주압축변형률 및 강재 변형률을 비교하였다. 주요 결론은 다음과 같다.

- (1) SC-V의 시험 종료변위 3.380 mm에서 실험하중과 해석하중은 각각 8,995.5 kN과 9,740.0 kN으

로, 해석값이 실험값보다 8.3 % 크게 나타났다. 또한 영구 강재거푸집과 내부 트러스의 주요 계측점에서 변형률의 부호와 증가경향이 대체로 일치하여, 시험하중 범위에서 해석모델이 주요 하중전달 경로를 합리적으로 재현하는 것으로 판단된다.

- (2) SC-F의 최대하중은 54,779 kN으로 RC-F보다 18.7 % 증가하였으며, 최종 잔류강도비는 73.2 %로 RC-F의 49.9 %보다 높았다. 이는 동일 외형에서 영구 강재거푸집과 내부 트러스가 초기 하중 단계부터 하중을 분담하고, 콘크리트 국부손상 이후에도 대체 하중경로를 형성했기 때문이다.
- (3) SC-R의 최대하중은 37,171 kN으로 SC-F보다 작았으나, 최종변위 19.78 mm에서 29,826 kN을 유지하여 잔류강도비가 80.2 %로 가장 높았다. 단면 축소로 양단 절점부의 응력집중은 증가하였지만, 강판 접합부의 소성화, 내부 트러스의 탄성 축력경로 및 타이바의 순차적 항복이 결합되어 최대하중 이후 급격한 하중저하를 완화하였다.
- (4) RC-F는 최대하중 이후 C1-C5의 콘크리트 압축 손상이 연속적으로 확대되어 전체 하중저하가 지배되었다. 반면 SC-F와 SC-R은 콘크리트 손상이 특정 절점부에 국부화되고, 영구 강재거푸집-내부 트러스-타이바가 단계적으로 활성화되어 복수 하중경로에 의한 하중재분배가 가능하였다.

이 연구의 해석모델은 강재 파단, 용접부 연성손상, 강판 국부좌굴, 계면 부착-슬립 및 시공단계 거동을 고려하지 않았다. 따라서 향후에는 실물 또는 대형 축소 실험을 통한 최대하중 이후 거동 검증과 접합부 손상 및 국부좌굴을 고려한 상세 해석이 필요하다. 또한, 콘크리트 경화 후의 합성거동을 대상으로 하였으므로, 실제 적용을 위해서는 굳지 않은 콘크리트의 측압을 고려한 시공단계 구조검토가 필요하다. 타설 중 강판은 면외힘 및 막작용을 일으키며 외측으로 벌어질 수 있고, 타이바는 양측 강판의 상대변위를 억제하면서 주로 축인장력으로 콘크리트 측압을 전달한다. 따라서 콘크리트 타설에 의한 강판의 응력, 처짐 및 국부 좌굴과 타이바-용접부의 강도 및 변형 등을 검토하여 시공단계 안전성을 확인할 필요가 있다.

감사의 글

이 연구는 2025년도 교육부 및 충청북도의 재원으로 충북RISE센터의 지원을 받아 수행된 지역혁신중심대학지원체계(RISE) 글로벌대학30의 결과입니다(2025-RISE-11-004).

참고문헌(References)

- [1] Denio, R.J., Yura, J.A., and Kreger, M.E. (1995) *Behavior of Reinforced Concrete Pier Caps under Concentrated Bearing Loads*, Report No. FHWA/TX-97/1302-1, University of Texas at Austin, USA.
- [2] Kim, B.H., and Yun, Y.M. (2014) Strut-Tie Model Approach Associated with 3-Dimensional Grid Elements for Design of Structural Concrete - (II) Validity Evaluation, *KSCE Journal of Civil and Environmental Engineering Research*, KSCE, Vol.34, No.2, pp.437-446 (in Korean).
- [3] Park, J.-H., Lee, S.-C., and Cho, J.-Y. (2022) Scaled Model Test for Efficient Arrangement of Steel Reinforcement in Bridge Pier Caps, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol.27, No.9, 04022072 .
- [4] Ma, H.W., Oh, H.C., Kim, D.W., Kong, D., and Shim, C.S. (2012) Evaluation of Flexural Behavior of a Modular Pier with Circular CFT, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.24, No.6, pp.725-734 (in Korean).
- [5] Kim, D.W., and Shim, C.S. (2015) Evaluation of Structural Performance of Precast Modular Pier Cap, *Journal of the Korea Concrete Institute*, KCI, Vol.27, No.1, pp.55-63 (in Korean).
- [6] Chung, C.H., Lee, J.H., and Kwon, S.H. (2018) Proposal of a New Partially Precast Pier Cap System and Experimental Verification of its Structural Performance, *KSCE Journal of Civil Engineering*, Elsevier, Vol.22, No.7, pp.2362-2370.
- [7] Stephens, M.T., Berg, L.M., Lehman, D.E., and Roeder, C.W. (2016) Seismic CFST Column-to-Precast Cap Beam Connections for Accelerated Bridge Construction, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.142, No.9, 04016049.
- [8] Roeder, C.W., Stephens, M.T., and Lehman, D.E. (2018) Concrete Filled Steel Tubes for Bridge Pier and Foundation Construction, *International Journal of Steel Structures*, KSSC, Vol.18, No.1, pp.39-49.
- [9] Zhou, Q., Li, Y.J., Liu, S.W., and Liu, Y.Q. (2021) *Study of Mechanical Behavior of a New Precast Steel-Concrete Composite Pier Cap*, Bridge Maintenance, Safety, Management, Life-Cycle Sustainability and Innovations, CRC Press, pp.671-677.
- [10] Shi, S., Wang, H., Wei, X., Ren, J., and Liu, H. (2026) Flexural Behavior of Novel U-Shaped Steel-Concrete Composite Bent Cap, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol.240, 110264.
- [11] Scott, B.D., Park, R., and Priestley, M.J.N. (1982) Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, *Journal Proceedings*, ACI, Vol.79, No.1, pp.13-27.
- [12] Jeong, H.C., and Kim, I.H. (2009) Characteristics of Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Lateral Reinforcement, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, EESK, Vol.13, No.3, pp.67-80 (in Korean).
- [13] Allam, S.M., Shoukry, M.S., Rashad, G.E., and Hassan, A.S. (2013) Evaluation of Tension Stiffening Effect on the Crack Width Calculation of Flexural RC Members, *Alexandria Engineering Journal*, Elsevier, Vol.52, No.2, pp.163-173.

요약: 이 연구는 영구 강재 거푸집, 내부 트러스, 타이 바 및 충전 콘크리트로 구성된 강합성 교각 코핑의 구조성능을 비선형 유한 요소해석으로 평가하였다. 축소 실험으로 검증한 모델을 적용한 결과, 실험형 강합성 모델(SC-F)은 RC 기준 대비 최대 하중이 18.7 % 증가하고 잔류강도비 73.2 %를 유지하였다. 단면 축소 모델(SC-R)은 최대 하중은 낮으나 세 모델 중 가장 높은 잔류강도비(80.2 %)를 보였다. 이는 강재 부재들의 순차적 활성화가 급격한 내력 저하를 완화함을 보여준다. 향후 용접 손상, 계면 미끄러짐 등의 추가 연구가 필요하다.

핵심용어: 강합성 교각 코핑, 영구 강재거푸집, 내부 강재 트러스, 타이바, 비선형 유한요소해석
