전단머리 보강 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 편칭전단강도

Punching Shear Strength of CFT Column to RC Flat Plate Connections Reinforced with Shearhead

김진원¹⁾

이철호²⁾

Kim, Jin Won

Lee, Cheol Ho

요약: 본 논문은 전단머리를 갖는 CFT기둥-RC 무량판 접합부에 대한 실험연구를 요약한 것이다. CFT구조는 여러 가지 구조 및 시공 상의 장점으로 인하여 국내 건설현장에서 상대적으로 짧은 시간에 폭넓게 수용되고 있다. 한편 RC 무량판 구조는 층고절감 및 공기단축 측면의 장점으로 국내의 지하주차장이나 주거용 건물에 필수적 구조시스템으로 널리 사용되고 있다. 이 두 구조시스템을 조합함으로써 공사기간의 획기적 단축 등 여러 시공 및 구조상의 이점을 극대화할 수 있을 것으로 예상된다. 그러나 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 효율적인 디테일은 국내·외적으로 아직 충분히 연구된 바가 없어서 이 분야의 연구가 매우 필요한 실정이다. CFT기둥-RC 무량판 접합부의 구조성능에 영향을 미칠 수 있는 여러 가지 변수를 고려하여 접합상세를 제안하고 실험을 통하여 검증하였다. 실험결과 본 연구에서 제시된 CFT기둥-RC 무량판 접합상세의 편칭강도는 ACI에서 규정한 RC 무량판 편칭강도와 동등하거나 상회하는 것을 확인할 수 있었다. 실험결과를 토대로 CFT기둥-RC 무량판의 편칭전단강도 예측식을 제안하였다.

ABSTRACT: This paper summarizes full-scale gravity-load test results on CFT column-to-RC flat plate connections reinforced with shearhead. CFT construction has many structural and constructional advantages over conventional steel and RC column construction and is gaining wide acceptance. Meanwhile the use of RC flat plate system in the basement and residential floors of tall buildings is often mandatory to reduce story height and enable rapid construction in domestic practice. Combining CFT column and flat plate floor is expected to result in further rapid construction. However, the issues related to connecting CFT column to RC flat plate have not been fully addressed yet. Several promising connecting schemes by using steel shearhead were proposed and tested in this study. Test results showed that the proposed connection can exhibit the punching shear strength higher than RC flat plate counterparts. An empirical formula that can reasonably predicts the punching shear strength of the proposed connection was also proposed.

핵심용어: 전단머리, 콘크리트충전강관기둥, 접합부, 무량판, 편칭전단

KEYWORDS: shearhead, concrete filled steel tubular column, connection, flat plate, punching shear

1. 서론

1996년도에 CFT구조가 국내에 최초로 적용된 이후, 최근 CFT를 채용한 건축물의 설계가 활발히 검토되고 있으며 여러 가지 구조적/시공상의 장점으로 인하여 국내 건설현장에서 상대적으로 짧은 시간에 폭넓게 수용되고 있다. 또한 무량판 구조는 층고절감 및 공기단축 측면의 장점으로 국내에서 지하층이나 초고층 주상복합시설과 주거시설에 적용되고 있다. 이 두 구조시스템의 조합은 공기단축 효과를 극대화시키고 많은 부

대효과를 가져와서 건설공사의 효율성을 높일 것으로 사료된다. 그러나 현재 CFT기둥-RC 무량판 접합부에 적합한 효율적인 디테일은 국내·외적으로 아직 충분히 연구된 바가 없다.

RC 무량판구조는 잘 알려진 바와 같이 편칭파괴에 대한 취약성을 노출하고 있다. CFT기둥을 사용할 경우 일반 RC 기둥에 비해 기둥의 사이즈가 대폭 감소하게 되어 가용 건축공간은 증대되지만, 기둥 외주면에 형성되는 편칭전단의 주강 역시 대폭 감소하므로 편칭전단에 대한 취약성은 오히려 증대되는 부작용이 발생하게 된다. 또한 콘크리트의 일체타설

1) (재)포항산업과학연구원, 선임연구원, 공학박사
(Tel: 02-880-8735, Fax: 02-871-5518, E-mail: jwkim0199@nist.re.kr)
2) 교신저자, 서울대학교 건축학과 교수, 공학박사(ceholee@snu.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2013년 2월 28일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

이후 양생을 통하여 접합부의 구조적 연속성이 시공과정에서 자동으로 확보되는 일반 RC기둥-무량판 접합부와는 달리, CFT기둥-RC 무량판 접합부에는 바닥슬래브와 CFT기둥 계면에서 전달되어야 하는 전단력을 전달할 구조요소가 결여되어 있다. 본 연구자는 선행연구로 CFT기둥-RC 무량판 구조시스템에 전단기로서 전단티, 전단머리를 사용하는 상세를 제안한 바가 있다(이철호 등, 2006; Lee 등, 2008). 본 연구는 필자가 수행한 기존 연구의 연속으로서, RC 무량판 접합부에 비해 편칭강도 및 강성면에서 우수한 성능을 보인 H형강 전단머리(H-shape shearhead)를 갖는 CFT기둥-RC 무량판 상세에 대해 편칭전단강도를 증진시킬 수 있는 방안을 모색하고, 또한 실무에서 예상되는 여러 설계조건에 부응할 수 있도록 다양한 실험변수에 대해 실험대 실험을 통하여 평가하고 편칭전단강도 예측식을 제시하고자 하였다.

2. 실험 프로그램

2.1 실험 프로그램 개요

필자의 기존 연구를 통하여 전단머리를 갖는 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 편칭강도가 RC 무량판 편칭강도를 상회하는 것을 실험을 통하여 확인한 바가 있다(이철호 등, 2006). 전단머리를 갖는 CFT기둥-RC 무량판 상세를 기본으로 하여 편칭강도를 증진시킬 수 있는 방안을 다음과 같이 모색하였다.

첫째로 편칭전단강도 증진을 기대할 수 있는 전단머리 길이의 상한선을 검증하기 위한 실험을 수행코자 하였다. ACI 318-08(ACI 2008)에서는 RC 무량판은 위험단면에서의 전단응력이 $1/3\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)에 도달할 때 편칭파괴가 발생한다고 가정하고 있다. 또한 전단머리로 보강된 RC 무량판의 경우라도 $7/12\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)을 전단응력의 상한선으로 규정하고 있다. 위험단면에서의 전단응력 상한인 $7/12\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)에 해당하는 전단머리 길이를 상한선으로 하여 전단머리 길이에 따른 편칭전단강도의 영향을 평가하고자 하였다. 두 번째로 무량판 구조는 압축대의 압괴에 의해 편칭파괴가 발생하기 때문에 위험단면 부근의 압축대 만을 부분적으로 고강도 콘크리트로 보강하여 편칭강도를 증진시킬 수 있는 방안을 검토하였다. 세 번째로 기둥변장비에 따른 편칭강도의 영향을 평가하기 위하여 기둥 변장비(C1/C2)가 1.5 및 2.0인 경우도 시험체에 포함하였다. 이때 유효주장(b_0/d)은 기둥변장비가 1인 시험체와 동일하게 설계하였다. 네 번째로 CFT기둥은 통상 3개 층을 하나의 단위로 시공하게 되는데, CFT기둥 세우기 작업 후의 시공과정에서 CFT기둥이 들어지는 등의 안전성에 문제가 발생한다. 이러한 안전성을 해결할 수 있는 방안으로 전단머리사이에 통상 횡지지

부재의 설치가 요구된다. 이 횡지지 부재는 가설재 역할뿐만 아니라 편칭파괴가 발생한 후에 현수부재로서 기능도 겸하게 되어 연쇄붕괴를 방지하는 역할도 할 것으로 기대되므로 이의 영향도 평가하고자 하였다. 다섯 번째로 국내 CFT구조의 경우 40mm 정도의 후판을 이용한 빌트업(built-up) 단면을 사용하고 있다. 만약 CFT기둥 제작시 박판의 롤(roll) 부재를 사용한다면 기둥 제작 비용을 대폭 줄여 CFT구조의 경제성을 확보할 수 있다. 따라서 박판의 압연부재를 사용한 CFT기둥-RC 무량판 구조의 실험을 수행하여 구조성능에 대한 영향을 확인하고자 하였다. 마지막으로 실용상의 슬래브 상한 두께로 볼 수 있는 300mm를 사용하여 슬래브 두께 증가에 따른 편칭전단강도 및 강성의 증진 정도를 파악하고자 하였다.

2.2 시험체 설계 및 일람

시험체 설계에 사용된 적재하중은 KBC2009(대한건축학회, 2009) 건축물 하중기준 및 해설에 따라 옥내주차구역 승용차 전용에 해당하는 적재하중(5.88kN/m^2)을 사용하였다. 슬래브의 스패 길이는 6m x 6m, 기둥 크기는 400mm x 400mm로 가정하여 직접설계법(ACI 318-08, 2008; Wang-Salmon, 1979)에 의해 시험체를 설계하였다. CFT기둥-RC 무량판 접합부는 RC 무량판과는 달리 바닥의 중력하중에서 기인하는 전단력을 전달할 구조요소가 결여되어 있다. 따라서 전단기로서는 H-100x100x6x8(SS400), H-150x150x7x10(SS400)의 전단머리를 사용하였고 ACI 318-08의 전단머리 설계규정에 따라 설계하였다(ACI 318-08, 2008; Wang-Salmon, 1979; Corley-Hawkins, 1976). 전단머리는 전강도가 발현되도록 모살용접에 의해 강관에 접합하였다. 슬래브와 CFT기둥 내에 강도 27MPa 급 콘크리트를 타설하였고, 압축대 부분보강에 의해 편칭전단강도 증진을 모색한 시험체의 압축대 부분에는 설계기준 강도 50MPa 급 콘크리트를 타설하였다. 슬래브의 휨철근비는 0.64%를 배근하였다. 2.1절에서 언급한 변수를 바탕으로 설계한 시험체는 표 1과 같고, 상세는 그림 1에 나타난 바와 같다. 표 1에 정리된 11개 시험체의 특징을 간략히 요약하면 다음과 같다. 시험체 BM-RC300은 두께 300mm의 RC무량판 시험체로서 슬래브 두께의 증가에 따른 영향을 보기 위한 것이다. 시험체 SH620-S300은 BM-RC300과 동일한 성능 발현 여부를 검증하기 위한 것이다. 시험체 SH320-PR은 압축대에 50MPa급 고강도 콘크리트를 타설하여 부분 보강한 시험체이다. 시험체 명에서 SH는 전단머리(shearhead)를 나타내고 320은 전단머리 길이, PR은 부분보강(partial reinforcement)을 나타낸다. 시험체 SH-AR1.5 및 SH-AR2.0은 기둥 변장비(aspect

그림 1. 시험체 상세

ratio)에 따른 편칭강도 영향을 보기 위한 것이다. 시험체 SH320-LS는 횡지지 부재(lateral support)의 영향을 보기 위한 것이고, SH320-WT19 및 SH670-WT19는 19mm의 두께(wall thickness)의 물성형 부재를 적용하였을 경우 편칭강도에 대한 영향을 평가하기 위한 것이다.

표 1. 시험체 일람

No	시험체명	슬래브 두께(mm)	기둥크기(mm)	전단머리 길이(mm)	전단머리규격(SS400)
1	BM-RC300	300	400x400	-	-
2	SH620-S300	300	400x400	620	H-150x150x7x10
3	SH320-PR	200	400x400	320	H-100x100x6x8
4	SH-AR1.5	200	320x480	290(단변) 370(장변)	H-100x100x6x8
5	SH-AR2.0	200	270x540	230(단변) 340(장변)	H-100x100x6x8
6	SH490	200	400x400	490	H-100x100x6x8
7	SH770-C500	200	500x500	770	2H-100x100x6x8
8	NSH	200	400x400	-	-
9	SH320-LS	200	400x400	320	H-100x100x6x8
10	SH320-WT19	200	400x400	320	H-100x100x6x8
11	SH670-WT19	200	400x400	670	2H-100x100x6x8

표 2. 강재 인장강도 시험결과

인장시험편	Fy(MPa)	Fu(MPa)	Fy/Fu	연신률(%)
SS400-06	324	469	69	34
SS400-08	329	488	67	37
SS400-07	322	469	69	38
SS400-10	347	477	73	38
SS400-40	266	442	60	35
SD40-φ16	467	631	74	-
SD40-φ19	486	623	78	-
SD40-φ25	464	561	83	-
SD40-φ32	432	688	63	-

콘크리트 압축강도 시험결과 양생이 미흡하여 설계기준강도에 못 미치는 것으로 나타났다. 압축강도 실측값을 CFT기둥-RC 무량판의 펀칭강도를 평가하는데 사용하였다.

2.3 가력 및 계측 계획

연속 슬래브 경간에서 스패 길이의 약 1/4 지점에 변곡점이 발생하므로 이 경계조건이 반영되도록 4변을 단순지지하고, 횡변위 방지 턱을 설치하여 슬립현상을 방지하였다. 펀칭전단 이 거동을 지배하도록 연직하방으로 하중을 가하는 형태로 실험을 진행하였다(그림 2 참조). 200mm 변위계(LVDT) 4개를 기둥 하부면에 설치하여 CFT기둥의 수직변위를 측정하였고(그림 3 참조) 펀칭이후의 거동을 파악하였다. 휨철근, 기둥면, 전단머리에 게이지를 설치하여 변형도를 측정하였다. 변위 제어를 통하여 가력하면서 균열 및 펀칭거동을 파악하였다.

그림 2. 시험체 셋업 전경

그림 3. 변위계 설치 사진

3. 실험결과

3.1 펀칭전단거동

본 연구의 실험체에서 의도한 CFT기둥-RC무량판 접합부

의 파괴모드는 다음과 같다: i) 전단보강재의 강도는 휨강도를 충분히 상회하도록 설계하여 휨철근의 항복이 우선되도록 한다, ii) 하중의 증가에 따라 휨철근 항복이 진행되면서 압축대의 콘크리트 변형도가 증가하게 되고, 결국에는 콘크리트의 압괴에 이은 펀칭 파괴가 최종 파괴모드로서 발생한다. 모든 시험체는 의도한 파괴모드와 일치하는 거동을 보여주었다. 그림 4는 각 시험체의 하중-변위 관계도를 나타낸 것이다. 전단머리의 길이로 인해 펀칭파괴이후의 거동에 전단머리가 영향을 미치는 SH620-S300, SH770-C500, SH320-LS를 제외한 대부분의 시험체는 펀칭파괴가 발생하여 급격하게 최대하중의 30 % 선까지 내력저하가 발생하지만, 변형의 증가와 더불어 내력이 상승하여 펀칭강도의 약 60% ~ 70% 선까지 강도가 회복되는 거동을 보였다.

그림 5는 기둥면에 근접한 위치에서 측정한 휨철근의 변형도 분포를 나타낸 것이다. 그림 5에서 붉은 실선은 휨철근이 항복하는 시점을 나타낸다. 그림 5에 나타난 바와 같이 접합부의 펀칭강도가 도달하기 이전에 휨철근이 항복하였다. 이는 전술한 CFT기둥-RC 무량판의 파괴모드와 일치하는 결과이다. 그림 6은 실험 종료 후 인장측 균열도 및 펀칭전단 패턴을 보여주는 사진이다. 그림 6에서 보듯이 전단머리의 길이 증가에 따라 펀칭전단면이 확장되는 것을 확인할 수 있다.

그림 4. 각 시험체의 하중-변위 관계도

그림 5. 기둥외주면 부근의 휨철근의 변형도 분포

(a) BM-RC-S300

(b) SH490

(c) SH670-WT19

그림 6. 실험종료 후 인장축 균열도 및 편칭전단 패턴

3.2 편칭전단강도

RC 무량판의 편칭강도는 아래 식 (1)과 (2)에 의해 산정할 수 있다. 식 (1) 과 (2)는 각각 전단보강되지 않은 RC 무량판 강도와 전단머리에 의해 전단 보강된 RC 무량판 편칭전단강도의 상한치를 나타낸다. 여기서 f_{ck} 는 콘크리트 압축강도, b_0 는 위험단면의 주장을 나타낸다.

$$V_c = 1/3 \sqrt{f_{ck}} b_0 d \quad [\text{MN}] \quad (1)$$

$$V_c = 7/12 \sqrt{f_{ck}} b_0 d \quad [\text{MN}] \quad (2)$$

각 시험체의 편칭강도는 ACI 318-08에서 제안하고 있는 편칭 강도식(식 (1) 및 (2) 참조)에서 얻어진 값으로 무차원화시킨 값으로서 평가를 하였다. 이하의 그림에서 소개되는 시험체 FPP-SH는 기존연구(이철호 등, 2006)에서 실험된 것으로 320mm 의 전단머리를 갖는 시험체로서 RC 무량판에 상응하는 편칭강도가 발휘되도록 전단머리 길이가 선정된 것이다. 전단머리의 길이가 다른 점을 제외하면 표1의 SH490 시험체와 동일한 상세를 갖고 있다. 필요시 아래 그림에서 FPP-SH의 편칭강도를 다양한 변수에 따른 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 편칭강도를 비교/평가하는 기준으로 활용하였다.

3.2.1 전단머리 길이에 따른 영향(SH490, SH670-WT19, SH770-C500, 그림 1e 참조)

그림 7 및 8은 전단머리 길이에 편칭전단강도의 변화를 나타낸 것이다. 그림 7에서 종축은 실험에서 얻어진 편칭강도를 ACI318-08에 제시된 RC무량판의 편칭강도로 정규화하여 나타낸 것이다. 그림 7에서 값이 1보다 큰 것은 각 시험체의 편칭강도가 RC 무량판의 편칭강도보다 큰 것을 의미한다. 전단머리의 길이에 따라 CFT기둥-RC 무량판의 편칭강

도는 RC 무량판의 편칭강도에 비해 약 20 % ~ 93 % 상회하는 것을 확인하였다.

그림 8은 전단머리 길이비에 따른 무차원화된 편칭강도를 나타낸 것이다. 그림 8에서 횡축은 각 실험체의 전단머리 길이(RC 무량판에 상응하는 편칭강도가 발휘되도록 산정한 전단머리 길이(FPP-SH의 전단머리 길이, 320mm)로 정규화한 것으로, 종축은 실험에서 얻어진 편칭강도는 FPP-SH의 편칭강도로 정규화하여 나타낸 것이다. 그림 8에 나타난 바와 같이 전단머리 길이에 따라 편칭전단강도가 증가하는 것을 알 수 있다. 이는 요구 성능에 따라 별도의 전단보강 없이 전단머리의 길이를 조정하여 사용해도 됨을 시사한다.

그림 7. 전단머리길이 따른 편칭강도 비교

그림 8. 전단머리 길이비에 따른 편칭전단강도

3.2.2 고강도 콘크리트에 의해 압축대 부분보강에 따른 영향(SH320-PR, 그림 1(a) 참조)

무량판 구조의 편칭파괴는 휨철근 항복 후 기둥 외주면 부근의 슬래브 압축대의 압괴에 의해 발생한다. 무량판 구조의 편칭강도를 증진시키기 위해서는 슬래브 전 구간을 고강도 콘크리트를 적용하면 되지만 비경제적이다. 본 연구에서는 무량판 구조에서 일부분을 고강도 콘크리트를 적용하는 상세를 제안하였다. CFT기둥 내 콘크리트는 30MPa 이상의 고강도 콘크리트를 적용하기 때문에 CFT기둥에 콘크리트를 타설한 후 연속공정으로 슬래브에 타설할 경우 추가 공정이 필요없다. 이때 고강도 콘크리트는 전단머리길이에 해당하는 범위 내에 타설하는 것으로 설계하였다(그림 1(a) 참고). 그림 9는 이 시험체의 편칭전단강도를 나타낸 것이다. 그림 9에서 종축은 실험에서 얻어진 편칭강도를 RC무량판 편칭강도로 정규화하여 나타낸 것이다. 그림 9에 나타난 바와 같이 압축대 부분보강을 통해서도 RC무량판 편칭강도 수준은 발휘됨을 알 수 있다.

그림 9. 부분보강 시험체 SH320-PR 편칭전단강도

3.2.3 기둥변장비에 따른 영향(SH-AR1.5, SH-AR2.0, 그림 1(b) 참조)

무량판 구조에서 기둥변장비가 증가 할수록 기둥 단변방향의 전단력 전달면적이 감소하여 이곳에 응력이 집중되고, 결과적으로 편칭전단강도가 정사각형 기둥을 사용한 경우보다 감소하는 경향이 있다. ACI318-08에서도 이러한 사실을 반영하여 기둥변장비가 2 이상인 경우 편칭강도를 축소하여 평가하고 있다. 그림 10에 나타난 바와 같이 기둥변장비가 1.5인 CFT기둥-RC 무량판의 편칭강도는 RC 무량판 편칭강도에 비해 약 10% 가량 증가된 값을 갖는 것을 알 수 있다. 또한 기둥변장비가 2인 경우, 기둥변장비가 1인 RC 무량판에 상응하는 편칭강도를 발휘하는 것으로 평가되었다. 이는 기둥 변장비가 1~2인 CFT기둥-RC 무량판 접합부 설계시 RC 무량판 설계법을 사용할 경우 보수적인 설계가 가능함을 시사한다.

그림 10. 기둥 변장비에 따른 편칭전단강도

3.2.4 횡지지 부재 및 전단머리 유무에 따른 영향(SH320-LS, NSH, 그림 1(c) 참조)

CFT기둥은 일반적으로 3개 층을 하나의 단위로 시공하게 된다. CFT기둥 세우기 작업시 발생할 수 있는 안전성 문제를 해결하기 위해 횡지지 부재를 설치하는 것이 보통인데 이로 인해 RC 무량판의 편칭강도에 비해 35 %, FPP-SH에 비해 13 % 증가된 편칭강도를 발휘하였다(그림 11 참조).

횡지지 부재를 설치함으로써 편칭강도가 증가하였고, 편칭이 발생한 후에 급격한 하중저하가 발생하는 것이 아니라, 완만한 경사를 형성하면서 하중이 저하되었다(그림 4의 SH320-LS 시험체 참조). 그림 11에 나타난 바와 같이 전단머리가 없는 상세(NSH)는 RC무량판에 상응하는 편칭강도를 발휘하는 것으로 평가되었다. 휨철근과 포스트텐칭 철근의 다우얼 작용과 CFT기둥면과 슬래브면 사이 전단마찰의 영향인 것으로 사료된다. 하지만 적재하중 부분재하 또는 횡하중에 의한 불균형모멘트가 작용할 경우 이 마찰력을 기대할 수 없으므로 CFT기둥-무량판 구조시스템에 전단키가 반드시 필요하다.

그림 11. 횡지지 부재 및 전단머리 유무에 따른 편칭전단강도

3.2.5 롤 부재 사용에 따른 영향 (SH320-WT19, SH670-WT19, 그림 1(e) 참조)

롤 강관부재 사용에 따른 편칭전단강도를 그림 12에 나타내었다. 그림 12에 나타난 바와 같이 SH320-WT19는 RC 무량판 편칭강도에 비해 15% 정도 증가한 값을 가지며,

40mm 후판재 빌트업 단면인 FPP-SH 편칭강도의 약 96% 성능을 보였다. SH670-WT19는 박판의 물 부재와 가용전 단머리 길이 상한선으로 구성된 가장 불리한 조합임에도 RC 무량판의 편칭강도와 동등한 성능을 발휘하였다. 이는 CFT 기둥-RC 무량판 접합부 구축시 제작시간과 단가의 상승을 유발하는 빌트업 단면이 아닌 물 성형에 의한 강관을 사용해도 무방함을 시사한다.

그림 12. 물부재 사용에 따른 편칭전단강도

3.2.6 슬래브 두께 증가에 따른 영향(BM-RCS300, SH620-S300)

그림 13은 CFT기둥-RC 무량판 구조가 RC 무량판 슬래브 실용상의 상한 두께인 300mm에 해당하는 성능을 발휘할 수 있는지 여부를 검증하기 위한 시험체의 편칭강도를 나타 낸 것이다. SH620-S300은 BM-RCS300에 비해 26 % 증가된 편칭강도 값을 갖는 것으로 평가되었다. 슬래브 두께가 1.5배 증가시(즉 200mm에서 300mm로 증가시) RC 무량 판은 편칭강도가 93% 증가하였지만, CFT기둥-RC 무량판 의 경우는 편칭강도가 174% 로 대폭 증가하였다. 동일한 슬 래브 두께를 갖는 무량판 구조의 경우 CFT기둥-RC 무량판 구조가 RC 무량판 구조에 우수한 편칭전단 성능을 발휘함을 알 수 있다.

그림 13. 슬래브 두께 증가에 따른 편칭전단강도

4. 편칭전단강도 평가

4.1 ACI 318-08에 의한 편칭강도

그림 14는 각 실험체의 편칭전단강도를 비교한 것이다. 편 칭전단강도는 ACI318-08에 의해 각 실험변수별 대응되는 RC 무량판의 편칭강도로 무차원화 한 것이다. 그림 14에서 보듯이 현행 ACI318-08에서 규정하고 있는 RC무량판의 편 칭전단강도식으로는 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 편칭전단 강도를 정확히 평가하지 못한다. 따라서 전단머리를 갖는 CFT기둥-RC 무량판의 편칭강도를 평가할 수 있는 새로운 편칭강도 모델을 실험결과를 토대로 제안하고자 한다.

그림 14. 각 실험체의 편칭전단강도 비교

4.2 편칭전단강도 모델 제안

그림 15는 전단머리를 갖는 CFT기둥-RC 무량판 접합부 에 중력하중이 작용할 경우 하중 분담개념을 도시한 것이다. 중력하중에 의한 전단력은 콘크리트 슬래브와 전단머리가 분 담하게 된다. CFT기둥-RC 무량판의 편칭전단 강도 산정식 은 아래식 (3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$V_u = V_{cc} + V_{ch} \quad (3)$$

여기서, V_u 는 CFT기둥-RC 무량판의 편칭전단강도, V_{cc} 는 콘크리트 슬래브의 분담력, V_{ch} 는 전단머리의 분담력이다.

그림 15. CFT기둥-RC 무량판 접합부의 강도모델 개념

4.2.1 전단머리의 분담력

CFT-무량판 접합부에서 전단머리가 분담하는 편칭강도의 크기를 해석적 방법에 의해 분리해내는 것은 거동의 복잡성으로 인해 거의 불가능하다. 따라서 전단머리의 분담력은 전단머리의 웨브에 부착한 3축게이지에 의해 측정된 전단변형률을 토대로 실험적으로 평가하였다. 내부 접합부는 4면이 대칭이므로 아래 (4), (5)식에 의해 1개 면의 전단머리 웨브에서 측정된 전단력을 4배하여 전단머리의 분담력을 산정하였다.

$$V_{ch} = 4 V_w \quad (4)$$

$$V_w = G\gamma A_w \quad (5)$$

여기서, V_w 는 전단머리 웨브의 전단력, G 는 전단탄성계수, γ 는 웨브에서 측정된 전단변형률, A_w 는 전단머리 웨브 면적이다.

전단머리의 웨브에 부착한 3축 게이지에 의해 산정한 전단력은 그림 16에 일부를 그리고 표 3에 9개 데이터 모두를 나타내었다. 전단력은 기둥외주면에서 100mm 떨어진 X_1 위치에서 측정된 값을 사용하였다. 표4에서 보듯이 전단머리의 분담률은 그 길이에 23% ~ 55% 범위에 있으며 전단머리가 길수록 휨강성의 저하로 분담률이 저하되는 경향을 보인다(가령 SH770-C500의 경우 23% 정도).

그림 16. 전단머리 웨브의 전단력

4.2.2 콘크리트 슬래브의 분담력

콘크리트 슬래브의 분담력은 실험에서 얻어진 편칭강도에서 전단머리 분담력을 뺀 나머지 분담력으로 산정하였고 전단머리의 길이에 따라 45% ~ 77%의 분담률을 보인다. 전체 편칭전단강도는 (3)식과 같이 콘크리트 슬래브의 분담력과 전단머리의 분담력의 합으로 표시되므로 전단머리길이, 변장비 등의 영향은 전단머리 분담력(V_{ch} 항)에 반영시키고, 콘크리트 슬라브 두께의 영향은 콘크리트 분담력(V_{cc} 항)에 반영

시키는 방안을 택하였다. 2면 전단강도를 토대로 (6)식에 의해 V_{cc} 를 FPP-SH와 SH320-WT19의 실험결과와 캘리브레이션하면 다음의 값이 얻어진다.

$$V_{cc} = \alpha k \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b_0 d \quad (6)$$

$$\alpha = 0.71 \quad (7)$$

$$k = 1.0 - 1.5 \quad (8)$$

(슬라브 두께 보정계수, 200mm에서 300mm 사이 직선보간)

여기서, f_{ck} 는 콘크리트의 압축강도, b_0 는 위험단면의 주장, d 는 슬래브의 유효두께를 나타낸다. k 는 슬래브 두께의 영향을 고려한 것으로 본 연구에서 수행된 200mm 및 300mm 두께 슬라브 시험체(SH620-S300)의 실험결과를 참고한 것이다.

표 3. 중력하중 실험을 통한 전단머리와 콘크리트 분담력

No	Specimen	V_{test}	V_{cc}	$V_{ch}(=4V_w)$	V_{ch}/V_{test}
		kN	kN	kN	%
1	FPP-SH	626.61	415.09	211.52	34
2	SH320-WT19	674.34	361.62	312.72	46
3	SH490	754.40	343.32	411.08	54
4	SH670-WT19	1007.44	760.4	247.04	25
5	SH-AR1.5	648.66	406.18	242.48	37
6	SH-AR2.0	654.64	325.28	329.36	50
7	SH320-PR	694.13	462.45	231.68	33
8	SH770-C500	1134.74	868.59	266.15	23
9	SH620-S300	1433.94	890.22	543.72	38

4.2.3 전단머리 분담 모델

그림 17은 중력하중이 작용할 때, RC무량판에서 전단머리로 전단보강 된 경우, 현행 ACI318-08에 반영되어 있는 전단머리의 전단력 분포를 도시한 것이고, 그림 18은 CFT기둥-RC 무량판의 전단머리에 작용하는 전단력을 이상화하여 나타낸 것이다. 그림 17에서 V_u 는 계수하중에 의한 전단력, L_v 는 기둥 중심선으로 부터의 전단머리 길이, C 는 기둥의 변길이, n 은 전단머리의 개수, ϕ 는 강도저감계수 0.9를 나타낸다. 그림 17에 나타난 바와 같이 전단머리로 보강된 RC 무량판의 경우, 전단머리의 모멘트팔 길이와 위험단면 내 균열합성단면과의 휨강성의 비 α_v 를 토대로 전단머리에 작용하는 전단력을 산정토록 되어있다. 본 연구에서는 실험에서 측정된 값을 적용하여 전단머리에 작용하는 전단력을 산정하는 방식을 취하였다 (그림 18 참조).

그림 17. 전단머리에 작용하는 전단력의 이상화(RC 무량판)

그림 18. 전단머리에 작용하는 전단력의 이상화(CFT기둥-RC 무량판)

전단머리로 보강된 RC 무량판의 경우, ϕV_c 를 V_u 의 절반으로 가정하여 전단머리의 전소성모멘트를 아래식 (8)과 같이 산정하고 있다.

$$M_p = \frac{V_u}{2\phi n} \left[h + \alpha_v \left(L_v - \frac{C}{2} \right) \right] \quad (8)$$

본 연구에서는 콘크리트의 분담력과 전단머리의 분담력을 고려하여 전단머리의 전소성 모멘트를 아래식 (9)와 같이 산정한다. 식 (9)는 그림 18에 도시한 편칭 발생시의 전단머리 전단력 분포를 토대로 CFT기둥 외주면에서 산정된 모멘트를 전단머리의 전소성모멘트와 등치시킨 것이다.

$$M_p = \left(\frac{V_u}{4} - \frac{V_{cc}}{4} \right) h + V_w \left(L_v - \frac{C}{2} \right) \quad (9)$$

표 3에서 보듯이 전단머리 길이가 320mm인 시험체(FPP-SH와 SH320-WT19)의 전단머리의 편칭강도 분담률은 약 40 % 정도가 되므로 식 (3)의 관계를 고려하면 아래 (10), (11), (12)와 같은 근사식을 정리할 수 있다.

$$V_{ch} (= 4 V_w) \approx 0.40 V_u \quad (10)$$

$$V_u (= V_{cc} + V_{ch}) \approx 10 V_w \quad (11)$$

$$V_{cc} \approx 6 V_w \quad (12)$$

위의 식 (10) ~ (12)을 식 (9)에 대입하면 전단머리의 분담력(V_w)을 전단머리의 전소성모멘트(M_p)를 사용하여 아래식 (13)과 같이 표시할 수 있다.

$$V_w = M_p / \left(L_v - \frac{C}{2} + h \right) \quad (13)$$

내부 접합부의 대칭성을 고려하여 식 (13)식의 V_w 에 4배를 하면 4면에서의 전단머리의 전체 분담력을 아래식 (14)와 같이 산정할 수 있다.

$$V_{ch} = 4 V_w = 4 M_p / \left(L_v - \frac{C}{2} + h \right) \quad (14)$$

식 (6) 및 (14)를 (3)식에 대입하고, 전단머리의 길이, 변장비의 영향을 전단머리항에 도입하여 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 편칭전단강도 평가식을 제안하면 아래식 (15)와 같다.

$$V_n = (0.71)k \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b_o d + \eta \lambda_a (4 M_p) \quad (15)$$

단 위식에서,

$$\eta = \frac{0.94x^2 - 1.4x + 1.83}{L_v - C/2 + h}$$

$$x = (L_v - C/2)/320 \quad (1.0 \leq x \leq 2.5)$$

$$\lambda_a = 1.0 \quad (\text{변장비} = 1.0), \quad 0.80 \quad (\text{변장비} = 1.5-2.0)$$

위 식에서 η 는 전단머리 유효모멘트팔 보정계수로서 전단머리가 길어질수록 전단머리 분담력에 대한 유효성이 떨어짐을 반영하는 것이다. λ_a 는 CFT기둥 변장비의 영향을 나타내는 것으로서 변장비가 1.0인 경우는 1.0, 1.5 ~ 2.0인 경우는 0.8을 적용한다. 식 (15)에 L_v , C 등의 단위는 mm 단위이다.

4.3 제안된 강도모델과 실험값의 비교

그림 19는 본 연구의 실험에서 얻어진 편칭강도와 제안된 모델에 의해 산정된 값을 비교하여 도시한 것이다. 실험에서 얻어진 편칭강도는 전단머리의 사이즈(예를 들어 H-100x100x6x8,

H-150x150x7x10), 슬래브의 두께, CFT기둥의 변장비, 그리고 전단머리 길이의 변화 등 다양한 변수를 포함하고 있다. 그림 19에 나타난 바와 같이 제안된 강도모델을 비교적 다양한 조건에 대한 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 편칭전단 강도를 비교적 만족스럽게 예측할 수 있다. 단, 본 연구에서 제안한 편칭강도 예측식은 제한된 실험결과를 반영하여 제시한 경험식으로서 실험조건을 벗어나는 경우는 그 적용에 주의가 필요하다.

그림 19. 예측치와 실험값의 비교

5. 결 론

다양한 실험변수를 바탕으로 전단머리를 갖는 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 편칭전단 강도를 평가하기 위해 수행된 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 본 연구에서 제시한 대부분의 CFT기둥-RC 무량판 시험체는 의도한 바와 같이 RC 무량판의 편칭강도와 동등하거나 상회하는 만족스런 편칭강도를 발휘하였다.
- (2) 전단머리 길이의 연장으로, 슬래브 두께 증가나 별도의 전단보강을 하지 않고도 RC 무량판의 편칭강도에 비해, 최대 약 174%의 강도증진 효과가 있었다.
- (3) 고강도 콘크리트를 사용하여 압축대를 부분 보강할 경우, 편칭전단강도가 증진되는 것을 확인하였다. 또한 기둥변장비가 1.5인 CFT기둥-RC 무량판의 편칭강도는 RC 무량판 편칭강도에 비해 약 10%가량 증가된 값을 갖는 것으로 평가되었다. 또한 변장비가 2인 경우 RC 무량판과 동등한 성능을 발휘하였다. 이는 기둥 변장비가 1.0 ~ 2.0인 CFT기둥-RC 무량판 접합부 설계시 RC 무량판 설계법을 사용할 경우 보수적인 설계가 가능함을 시사한다.
- (4) CFT기둥-RC 무량판 접합부에 횡지지 부재를 설치함으

로써 RC 무량판에 비해 35% 증가된 편칭전단강도를 발휘하였고, 편칭파괴 이후 완만한 하중저하가 발생하였다. 또한 횡지지 부재는 가설재 뿐만 아니라 편칭파괴 이후 현수작용을 발휘하여 연쇄붕괴를 방지하는데 기여할 것으로 사료된다.

- (5) CFT 기둥 제작시 박판의 물 부재를 사용하더라도 후판재를 사용한 빌트 업 단면과 성능에 큰 차이가 없음을 실험적으로 증명하였다. CFT기둥-RC 무량판 접합부 구축시 제작시간과 단가의 상승을 유발하는 빌트업 단면이 아닌 물 성형에 의한 강관을 사용해도 무방할 것으로 사료된다.
- (6) 본 연구에서 수행된 다양한 조건의 실험결과를 바탕으로 전단머리 분담력과 콘크리트 슬래브 분담력의 합으로서 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 편칭강도를 예측하는 경험적 강도모델을 제안하였다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행한 2005년도 건설핵심기술연구개발 사업(05 R&D 건설핵심 D02-01) 및 학술진흥재단 선도연구자 지원사업(과제번호 : KRF-2004-041-D00757)의 연구비 지원에 의한 것으로 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

- 대한건축학회(2009) 국토해양부고시 건축구조기준 및 해설, 기문당.
- 이철호, 김진원(2006) CFT기둥-RC 무량판 접합부의 편칭전단 강도 및 거동, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제18권, 제4호. pp.491-502.
- Lee, C.H., Kim, J.W., and Song, J.G. (2008) Punching shear strength and post-punching behavior of CFT column to RC flat plate connections, *Jornal of construction steel research*, Vol. 64, No. 4, pp.418-428.
- ACI Committe 318 (2008) Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08), *American Concrete Institute (ACI)*, Detroit, Mich.
- Wang, C.K. and Salmon, C.G. (1979) *Reinforced concrete design*, Harper & Row Publishers.
- Hawkins, N.M. (1974) *Shear strength of slabs with shear reinforcement*, *Shear in reinforced concrete*, Vol. 2 (SP-42). Detroit: ACI.

Corley, W.G. and Hawkins, N.M. (1968) Shearhead reinforcement for slabs, *ACI Journal, Proceedings*, 65, October.

(접수일자 : 2012. 4. 3 / 심사일 2012. 4. 20 /
심사완료일 2012. 8. 3)