

711
F4-6
103
102

工學碩士 學位論文

鐵筋콘크리트기둥과 鐵骨보로 構成된
內部 보-기둥 接合部の 極限剪斷強度
算定에 관한 解析的 研究

이 論文을



출함

2003年 2月

釜慶大學校 大學院

建築工學科

文 償 熏

文償熏의 工學碩士 學位論文을 認准함

2002年 12月 26日

主 審 工學博士 金 永 贊



委 員 工學博士 李 守 用



委 員 工學博士 朴 千 石



목 차

I. 서 론	1
1.1 연구 배경 및 목적	1
1.2 연구 동향	2
1.3 연구 범위 및 방법	5
II. 기존연구의 고찰	6
2.1 RCS구조 시스템의 개요	6
2.1.1 접합부의 상세별 기능	6
2.2 접합부의 응력전달기구	9
2.2.1 접합부 파괴모드	9
2.2.2 전단저항기구	10
2.3 접합부의 전단강도식	11
2.3.1 ASCE 설계기준	11
2.3.2 Kanno의 제안식	17
2.3.3 Montesino와 Wight의 제안식	22
2.4 접합부 상세의 치수제한(ASCE 설계기준)	25
2.4.1 접합부 띠근	25
2.4.2 철골보 플랜지 상·하부의 띠근	25
2.4.3 기둥 수직철근	26
2.4.4 FBP의 두께	26
2.4.5 철골보 플랜지의 두께	27
2.4.6 E-FBP의 두께	27

Ⅲ. 접합부 극한전단강도식의 제안	29
3.1 해석대상의 범위	29
3.2 접합부 유효폭	31
3.3 접합부 전단강도식	32
3.3.1 철골웹패널의 전단강도식	32
3.3.2 내부콘크리트패널의 전단강도식	32
3.3.3 외부패널의 전단강도식	37
3.4 보의 전단력 산정	39
3.4.1 횡방향 철골보가 없는 경우	39
3.4.2 횡방향 철골보가 있는 경우	40
Ⅳ. 해석의 적용 및 분석	42
4.1 시험체 선정 및 세부사항	42
4.2 해석의 결과	46
4.2.1 실험값과 ASCE 설계기준의 비교	46
4.2.2 실험값과 Kanno식의 비교	49
4.2.3 실험값과 Montesino와 Wight식의 비교	51
4.2.4 실험값과 제안식의 비교	53
Ⅴ. 결론	55
참고문헌	57
Abstract	60

그림 목 차

그림 2.1 RCS구조 접합부 파괴모드	9
그림 2.2 RCS구조 접합부 전단저항기구	10
그림 2.3 접합부 거동의 이상화 모델	11
그림 2.4 접합부 유효폭	13
그림 2.5 외부압축장에서의 수평력 전달	14
그림 2.6 접합부 주변의 전단력과 휨모멘트	16
그림 2.7 접합부 수평전단력과 수직전단력	17
그림 2.8 항복점 결정방법	18
그림 2.9 철골보에서의 소성한지 형성위치	21
그림 3.1 접합부 상세별 x, y값 산정	31
그림 3.2 철골웹패널의 작용력	32
그림 3.3 내·외부패널의 균열형태	33
그림 3.4 내부콘크리트패널의 작용력	34
그림 3.5 외부패널의 작용력	38
그림 3.6 횡방향 철골보가 있는 접합부의 상세	41
그림 4.1 실험값과 ASCE 설계기준의 비교	46
그림 4.2 실험값과 Kanno식의 비교	49
그림 4.3 실험값과 Wight식의 비교	51
그림 4.4 실험값과 제안식의 비교	53

표 목 차

표 2.1 RCS구조 접합부 상세	8
표 2.2 k_1, k_2, k_3 계수	24
표 3.1 해석 대상의 접합부 상세	29
표 3.2 콘크리트의 유효압축강도	35
표 4.1 시험체의 세부사항	42
표 4.2 시험체별 접합부 상세	44
표 4.3 실험값과 ASCE 설계기준의 비교	46
표 4.4 실험값과 15% 상향조정된 ASCE 설계기준의 비교	47
표 4.5 실험값과 Kanno식의 비교	49
표 4.6 실험값과 Wight식의 비교	51
표 4.7 실험값과 제안식의 비교	53

I. 서 론

1.1 연구 배경 및 목적

현대 건축물의 구조시스템은 크게 철근콘크리트구조, 철골구조, 혼합구조로 구분될 수 있다. 이 중에서 혼합구조는 기존재료를 혼합하여 합리성, 경제성, 안전성 등을 지닌 새로운 구조시스템으로 과거에 얻을 수 없었던 구조성능을 확보 할 수 있는 장점이 있다. 최근 압축력에 대하여 우수한 성능을 가진 철근콘크리트기둥과 휨 및 전단력에 대한 저항성이 우수한 철골을 보에 적용하여, 장스팬이 가능하도록 구성된 합성구조 시스템(이하 RCS구조라 함)의 연구가 미국, 일본을 중심으로 10여 년간 활발히 진행 되어왔다. 이러한 시스템은 전도 하중 하에서 높은 강도와 강성 보유능력을 가지고 있으며, PC화 및 철골구조의 건식공법으로 인한 공기단축, 노임절감, 자중경감 등의 효과로 시공의 효율을 높일 수 있어, 실제로 국내에 적용하는 사례가 늘어나고 있다.^{1),2)}

그러나, RCS구조 보-기둥 접합부는 이종부재 사이의 구성방식과 힘의 전달방식이 문제점으로 알려져 있어, 접합부의 응력전달기구에 대한 연구가 Deierlein과 Sheikh(1989)³⁾에 의해 본격적으로 진행되었다. 이들은 1%의 패널 존 전단변형의 접합부 전단강도 설계법을 제안하였고, 이때의 전단강도를 15% 증가시켜 접합부의 극한전단강도를 평가하였다. 이러한 연구는 ASCE Task Committee(1994)⁴⁾에서 설계기준을 마련하는 근간이 되었고, 현재까지 국·내외 여러 연구자들이 구조실험을 통하여 RCS구조 보-기둥 접합부의 역학적 거동에 관한 연구를 발표하고 있다. 그러나, 실험적 연구에 의하면 기존

연구의 설계식은 실제부재의 극한전단강도와 오차가 큰 설계강도를 제시하고 있어, 이에 대한 연구가 필요한 실정이다.

본 연구는 기존연구의 설계식과 실험결과를 근간으로, 접합부 전단저항기구인 철골웹패널, 내·외부패널의 콘크리트 압축스트럿, 접합부 띠근에 의한 트러스기구의 가정 및 해석 방법을 통하여, RCS구조 내부 보-기둥 접합부의 극한전단강도를 예측하기 위한 설계법을 제안하고자 한다.

1.2 연구 동향

RCS구조 보-기둥 접합부의 이중부재간의 응력전달 및 역학적 거동에 대한 연구는 일본과 미국을 중심으로 대부분 진행되었다. 일본에서는 Shimizu 등(1970)의 연구를 최초로 Tanaka(1972), Takeda(1972, 1975), Wakabayashi 등(1983)의 연구가 있었다. 미국에서는 Deierlein과 Sheikh(1989), Kanno(1993)가 접합부의 내진성능 및 응력전달기구에 대한 심도 있는 연구를 하였고, Deierlein과 Sheikh의 연구결과는 ASCE(1993)에서 발표된 설계식의 근간이 되었다.⁵⁾ 최근에는 Wight 등(2000)이 RCS구조 외부 접합부의 응력전달 및 역학적 거동을 파악하였다. 이상의 기존 연구자들에 의한 연구내용을 요약하면 다음과 같다.

Wakabayashi 등(1983)은 실험체에 매립된 기둥의 크기로 인한 효과를 검토하기 위하여 철골보와 SRC기둥으로 이루어진 외부 접합부에 연구를 실시하였다. 그 결과 실험체의 강도와 에너지 분산능력은 SRC기둥 강도에 대한 철골보 강도의 비가 커짐에 따라 증가함을 보였다. 이러한 연구 결과는 일본 건축학회에 의해 SRC구조 규준(AIJ 규준 1987)으로 채택되었다.⁶⁾

Deierlein과 Sheikh(1989)는 FBP(Face Bearing Plate)의 크기 및 폭, 스테드쉬어 커넥터의 유무, 철골기둥의 유무, E-FBP(Extended Face Bearing Plate)의 유무 등을 변수로 18개의 실험체에 대하여 실험적 연구를 수행하였다. 실험에 의하면 보강재를 사용하지 않은 무보강 철골보에 비하여 상대적으로 단순한 접합부 상세만을 추가하더라도 접합부 내력이 크게 상승할 수 있음을 확인하였다. 이러한 연구를 바탕으로 접합부 상세가 내력과 강성에 미치는 영향을 검토하였고, 접합부의 역학적 메카니즘을 규명하고, 접합부의 내력을 계산하기 위한 모델을 제안하였다.³⁾

Kanno(1993)는 접합부 상세, 콘크리트 강도, 압축력의 크기, 부재의 파괴모드, 접합부 파괴모드 등의 변수를 가진 19개의 RCS구조 내부 접합부 실험체에 대한 실험을 실시하였다. 실험결과에 의하면 접합부 상세에 의해 접합부 강도 및 연성, 지압응력의 집중정도 등이 직접적으로 영향을 받음을 밝혔다. 기둥에 압축력이 부여된 실험체의 경우는 강성, 강도, 연성 등이 약간 향상되는 것을 보였지만, 고강도 콘크리트를 사용했을 때에는 상대적으로 강성과 연성에 미치는 영향이 미미함을 확인하였다. 또한, ASCE 설계기준과 기존연구의 실험결과를 바탕으로 새로운 RCS구조 내부 접합부의 내력에 관한 설계식을 제안하기도 하였다.⁷⁾

Montesino와 Wight(1999)는 실물 크기의 3/4의 축척을 가진 9개의 외부 보-기둥 접합부 실험체를 계획하여 실험을 실시하였다. 실험변수로는 보의 웨브를 관통하는 띠근, 콘크리트 내부의 강섬유, 접합부 둘레나 주위의 커머 플레이트로 구성되었다. 이들 중 2개의 실험체는 기존 실험체의 파괴 후에 탄소섬유시트를 보강하여 그 거동을 파악하였고, 강성과 변형능력면에서 우수하다는 것을 보였다. 또한 이들은 콘크리트 압축강도가 $210 \sim 700 \text{ kgf/cm}^2$ 이

고, 접합부 형상비가 0.6~1.3일 때의 접합부의 극한전단강도를 예측하는 모델을 제안하였는데, 17개의 시험체의 실험결과와 제안된 모델에 의한 극한전단강도의 예측값을 비교하여 양호한 결과를 나타내었다.⁸⁾

조필규 등(1999)은 RCS구조 내부 접합부에서 각각의 파괴 유형에 따른 접합부의 거동을 파악하고 접합부 상세에 따라 내력증가 및 변형특성을 평가하기 위하여 1/2 축척으로 접합부 실험체 4개를 계획하고 실험하였다. 접합부의 상세로는 FBP, E-FBP의 유무, VJR(Vertical Joint Reinforcement) 등을 변수로 사용하였다. 실험결과는 E-FBP를 가진 실험체는 전단파괴양상이 뚜렷하게 나타났으며, E-FBP가 외부요소의 역할에 큰 작용을 하고 있음을 확인하였다. 또한, VJR를 추가한 실험체에서는 지압 파괴량이 크게 줄었으며, 외부 콘크리트의 역할이 줄어들고 주근에 응력이 낮아지며, 접합부 띠근의 변형량이 적어짐을 알 수 있었다.⁹⁾

손민성 등(2000)은 RCS구조 내부 접합부의 거동을 평가하여, 구조물에 작용하는 응력상태를 고려한 연성적인 파괴를 유도할 수 있는 보강방법을 찾고자 하였다. 실험을 위하여 띠근의 형상(고리후프형, 웨브관통형)과 커버플레이트, 밴드플레이트의 사용 등을 변수로 하여 실제 구조물의 2/3 크기로 축소된 10개의 실험체를 제작하고 실험하였다. 실험결과는 웨브 관통형 후프를 사용한 경우에 비하여 고리후프형과 커버플레이트형의 실험체가 우수한 성능을 가지고 있는 것으로 나타났다. 커버플레이트형 실험체는 접합부에 띠근을 사용한 실험체보다 우수한 접합부 구속력을 보여 전단강도의 증가를 나타내었다.¹⁰⁾

1.3 연구 범위 및 방법

본 연구는 RCS구조 내부 보-기둥 접합부의 극한전단강도 산정에 관한 해석적 연구를 수행하고자 한다. 해석적 연구에는 마이크로(micro)적인 방법과 매크로(macro)적인 방법이 있다. 마이크로적인 방법은 FEM 해석 등을 사용하여, 각 요소에 대한 구성식의 모델화에 근거를 두며, 콘크리트 균열, 주근과 콘크리트의 부착, 콘크리트의 다축응력하에서의 파괴조건 등을 상세히 설정하는 방법으로 직접적인 현상에 적용할 수 있는 방법이고, 매크로적인 방법은 소성이론이나 트러스 모델을 통해 부재의 파괴기구와 재료의 파괴조건을 미리 설정하는 방법으로 계산이 간단하고 전단강도 설계식으로 이용 가능한 방법이다.¹¹⁾ 본 연구에서는 마이크로적인 해석방법을 이용하여 RCS구조 접합부의 파괴기구를 바탕으로 힘의 흐름을 모델화 하며, 극한전단내력 산정을 위한 강도식을 제안하고자 한다.

이러한 연구 목적을 달성하기 위하여, RCS구조 접합부 전단강도에 관한 기존의 연구동향을 문헌을 통해 파악한다. 그리고, 접합부 전단강도에 영향을 미치는 접합부의 여러 상세 중 현장적용에 적합한 접합부 상세의 범위를 설정하고, 전단저항기구의 가정 및 해석방법을 통해 접합부의 극한전단강도 설계방법에 대하여 검토한다.

마지막으로, 본 연구에서 제안된 강도식의 이론값과 기존연구의 이론값 및 실험값을 비교 검토하여 제안식의 적합성을 확인한다.

II. 기존연구의 고찰

2.1 RCS구조 시스템의 개요

2.1.1 접합부의 상세별 기능

RCS구조 보-기둥 접합부에서 기둥 단부에서의 지압파괴를 방지하기 위하여 FBP를 사용함으로써 기둥의 지압내력 및 접합부의 전단내력 향상을 도모할 수 있다. 그리고 기둥에 올려지는 철골보 상·하단부에 E-FBP를 용접함으로써, 보-기둥 접합부의 콘크리트 타설을 위한 거푸집 제작에 필요한 복잡한 상세의 단순화도 가능하다. 이들 접합부 상세가 접합부 전단강도 및 지압강도에 미치는 영향을 요약하면 다음과 같다.⁵⁾

(1) 더블 플레이트(Doubler Plate)

패널존의 전단강도를 향상시키기 위하여 접합부의 철골웹에 플레이트를 용접하여 접합부의 강도를 증진시킬 수 있다.

(2) 접합부 띠근

접합부 내부에 매립된 띠근이 접합부 전단력을 분담하고, 접합부 콘크리트에 대한 구속력도 제공하여 간접적으로 접합부 전단력을 분담하게 된다.

(3) FBP

FBP는 RC기둥면에서 강재보 내부에 용접된 플레이트이다. 일반적으로 FBP의 폭은 보의 폭과 동일하게 하지만, 폭이 큰 FBP도 사용된다. 따라서

FBP는 접합부 전단강도와 지압강도를 증가시킬 수 있다. FBP의 폭이 접합부의 지압응력면적과 직접적으로 관계되어 있기 때문에 폭이 큰 FBP를 사용할 때 어느 정도 지압강도를 증가시킬 수 있다.

(4) 횡방향 철골보

횡방향 철골보는 장변 방향 철골보에 수직방향으로 연결된다. 따라서, 횡방향 철골보는 전단과 지압에 대하여 접합부 강도를 증대시킬 수 있다. 이 경우 E-FBP는 접합부의 전단강도 및 지압강도의 향상에 기여할 수 있다.

(5) E-FBP

E-FBP는 접합부 상하의 수직 전단력을 전달하기 위하여 보 플랜지에 수직으로 용접된 플레이트이다. E-FBP의 폭은 보의 폭보다 넓게 할 수 있지만, 일반적으로 철골보의 폭과 동일하게 한다.

(6) 스타드 쉬어 커넥터(Stud Shear Connector)

스타드 쉬어 커넥터는 보에서 기둥으로 전단력의 전달 성능을 향상시키기 위하여 접합부의 철골보 플랜지에 용접된다.

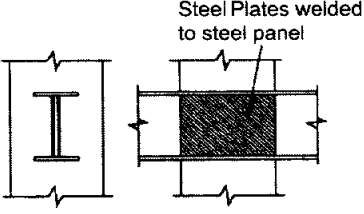
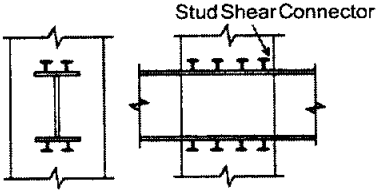
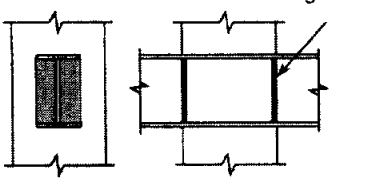
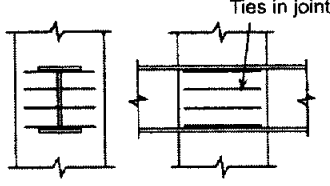
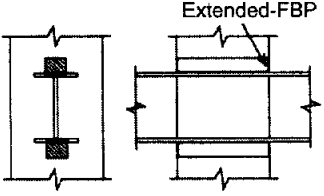
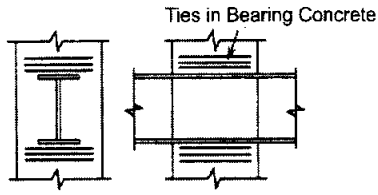
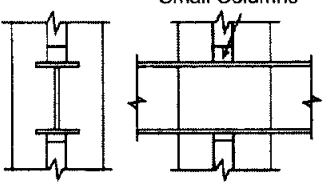
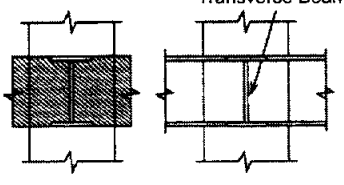
(7) 철골기둥

철골기둥이 스타드 쉬어 커넥터와 같은 역할을 하도록 보 플랜지에 용접된다. 이러한 철골기둥은 골조조립을 목적으로 종종 사용하기도 한다.

(8) 매립된 철골보 상·하부의 철근

철골보 플랜지 상·하에서 콘크리트에 매립된 철근은 접합부의 지압강도를 증가시키기 위하여 사용되므로, 접합부 외부 부위의 수직 전단력을 전달하는 기능을 가지고 있다.

표 2.1 RCS구조 접합부 상세⁵⁾

더블 플레이트  Steel Plates welded to steel panel	스터드 쉬어 커넥터  Stud Shear Connector
FBP  Face Bearing Plate	접합부 띠근  Ties in joint
E-FBP  Extended-FBP	철골보 상·하부의 철근  Ties in Bearing Concrete
철골기둥  Small Columns	횡방향 철골보  Transverse Beams

2.2 접합부의 응력전달기구

2.2.1 접합부 파괴모드

ASCE 설계기준은 접합부 띠근, FBP, E-FBP, 철골기둥 등의 상세를 가진 RCS구조 내·외부 접합부의 파괴모드를 그림 2.1과 같이 패널 전단파괴와 지압파괴로 구분하고 있다.

패널 전단파괴는 철골웹패널의 항복과 접합부 영역에서의 콘크리트의 상당한 균열에 의해 일어난다. 지압파괴는 보 플랜지 상·하부의 기둥영역에서 콘크리트가 철골보 플랜지의 지압에 의해 발생하게 된다.

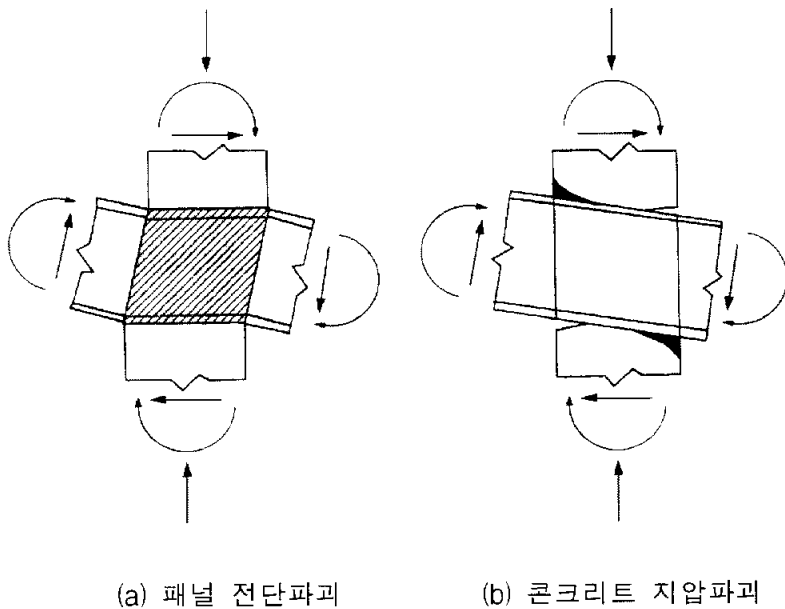
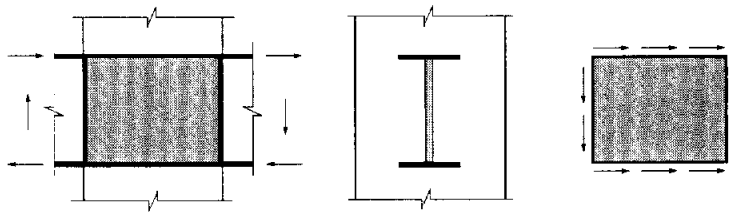


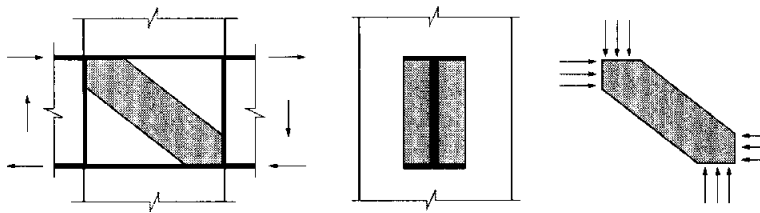
그림 2.1 RCS구조 접합부 파괴모드⁴⁾

2.2.2 전단저항기구

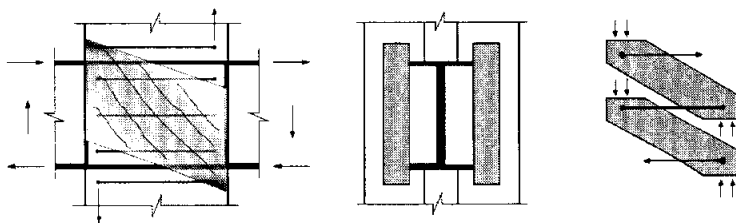
ASCE 설계기준은 RCS구조 접합부 전단저항기구를 그림 2.2와 같이 제시하였다. 먼저, RCS구조 접합부는 크게 내부패널과 외부패널로 구분하고, 내부패널은 다시 철골웹패널과 콘크리트패널로 분류하였다. 여기서, 콘크리트패널은 압축 스트럿으로, 외부패널은 철근콘크리트의 압축장으로 모델화되었다.



(a) Steel Web Panel



(b) Concrete Compression Strut



(c) Concrete Compression Field

그림 2.2 RCS구조 접합부 전단저항기구⁴⁾

2.3 접합부의 전단강도식

2.3.1 ASCE 설계기준

ASCE 설계기준은 합성골조로 구성된 접합부의 모멘트 저항 구조시스템을 위한 것으로 각각의 구조 재료의 성분에 대한 상호작용, 접합부 강도 및 접합부 상세에 따른 역학적 거동을 설명하고 있다. 이러한 설계지침은 Deierlein과 Sheikh(1989)에 의한 평면적 내부의 합성골조 보-기둥 접합부에 대한 연구를 토대로 개발되어졌다. 이들은 접합부 전체변형(TJD : Total Joint Distortion)에서 1%의 패널존 전단변형의 접합부 전단강도 설계법을 제안하였고, 이때의 전단강도를 15% 증가시켜 접합부의 극한전단강도를 평가하였다.(그림 2.3 참조)

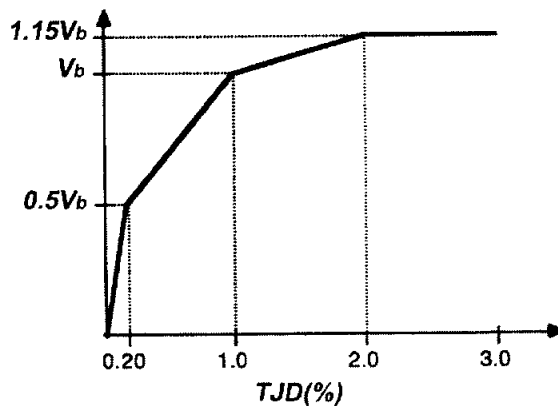


그림 2.3 접합부 거동의 이상화 모델³⁾

(1) 제한사항

① 접합부 형상비 : $0.75 \leq h_c/d_b \leq 2.0$

여기서, h_c : 보길이 방향과 평행한 기둥축

d_b : 보의 축

② 재료의 특성 : 보통 콘크리트 ; $f_{ck} \leq 420 \text{ kgf/cm}^2$

철근 ; $F_{yr} \leq 4214 \text{ kgf/cm}^2$

구조용 강재 ; $F_{ys} \leq 3500 \text{ kgf/cm}^2$

③ 접합부 설계하중 : 고정하중, 적재하중, 풍하중, 지진하중 등 모든 경우에 적용이 가능하다.(단, 지진하중에 대해서는 저·중 지진 지역으로 제한)

④ 시공성 : 접합부의 콘크리트 타설을 원활하게 하기 위하여 철골보의 폭은 기둥 폭의 1/2보다 적어야 한다.

(2) 접합부 유효폭

그림 2.4는 접합부 전단저항을 위해 형성된 RCS구조 접합부 패널의 내·외부유효폭을 나타낸 것이다. 접합부 패널의 전체 유효폭은 내부와 외부요소의 폭을 합한 값으로 정하고 있으며, 유효폭산정은 다음과 같다.

$$b_j = b_o + b_i \quad (2.1)$$

$$b_o = C(b_m - b_i) \leq 2d_o \quad (2.2)$$

$$b_m = (b_f + b_c)/2 \leq b_f + h_c \leq 1.75b_f \quad (2.3)$$

$$C = (x/h_c)(y/b_f) \quad (2.4)$$

여기서, b_j : 접합부 패널의 전체유효폭

b_o : 패널의 외부유효폭

b_i : 패널의 내부유효폭(FBP폭과 플랜지폭 중 큰 값)

b_m : 접합부 최대유효폭

b_c : 보의 길이 방향과 수직한 기둥의 폭

d_o : E-FBP 높이($0.25d$)

b_f : 철골보 플랜지의 폭

x : E-FBP가 있는 경우 $x=y$

철골기둥만 있는 경우 $x=h_c/2+d_c/2$

y : 접합부에서 플랜지의 상·하단에 용접된 세우기용 철골기둥의 폭 및 E-FBP의 폭 중에서 큰 값(단, 세우기용 철골기둥과 E-FBP가 존재하지 않을 경우 $b_o=d_o=0$)

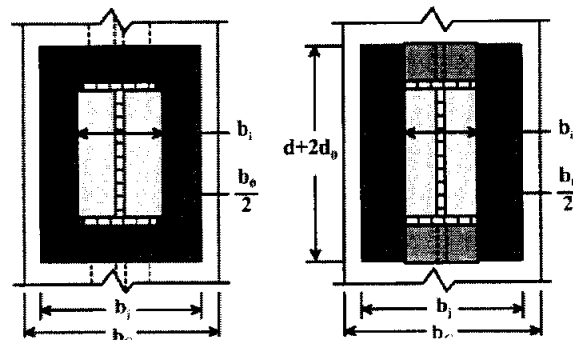


그림 2.4 접합부 유효폭

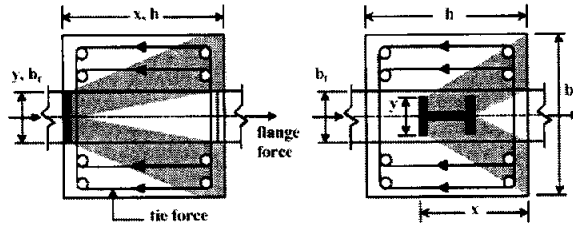


그림 2.5 외부압축장에서의 수평력 전달

(3) 철골웹패널의 수평전단력

접합부 전단강도는 내부패널과 외부패널이 나누어서 부담하게 되는데, 내부패널의 전단강도는 철골웹, FBP, 그리고 플랜지 사이에 형성된 콘크리트 스트럿이 부담하게 된다. 철골웹패널의 수평전단력은 식(2.5)와 같다.

$$V_s = 0.6 F_{yw} \cdot t_w \cdot jh \quad (2.5)$$

여기서, F_{yw} : 철골웹의 항복응력

t_w : 철골웹의 두께

jh : 유효패널길이

Deierlein(1988)은 철골보 플랜지 상·하에 작용하는 수직철근(이하 VJR이라 함)과 콘크리트의 지압력이 유발하는 모멘트와 기둥 단부에서 발생하는 모멘트의 평형관계를 이용하여 다음과 같이 유효패널길이를 산정하였고, 기둥의 폭, 철골보의 전단력, 철골보 플랜지 상·하부의 수직철근과 지압력에 따라 유효패널길이의 변화를 고려하였다.

$$jh = \frac{\sum M_c}{(T_{vm} + C_{vm} + C_c) - \Delta V_b / 2} \geq 0.7h \quad (2.6)$$

$$C_c = 2f_{ck} \cdot b_j \cdot a_c \quad (2.7)$$

$$a_c = \frac{h}{2} - \sqrt{\frac{h^2}{4} - K} \leq 0.3h \quad (2.8)$$

$$K = \frac{1}{2f_{ck} \cdot b_j} [\sum M_c + \Delta V_b \cdot h_c / 2 - (T_{vm} + C_{vm})h_{vr}] \quad (2.9)$$

여기서, h_{vr} : VJR간의 거리

T_{vm} : VJR의 공칭 인장강도

C_{vm} : VJR의 공칭 압축강도

(4) 내부콘크리트패널의 수평전단력

내부콘크리트패널의 수평전단력은 콘크리트 스트럿이 부담하게 되는데 이것은 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 역학적 기구를 바탕으로 하여 ASCE-ACI 352 위원회(1985년)에서 추천한 전단강도를 이용하여 산정한다.

$$V_n = 5.43 \sqrt{f_{ck}} \cdot b_i \cdot h_c \leq 0.5 f_{ck} \cdot b_i \cdot d_w \quad (2.10)$$

여기서, f_{ck} : 콘크리트 압축강도

b_f : 철골보 플랜지의 폭

d_w : 철골보 웨브의 높이

(5) 외부패널의 수평전단력

외부패널의 수평전단강도는 철골기둥이나 E-FBP가 철골보로부터 외부접합부 영역까지 수평력을 전달함으로써 형성된 철근콘크리트 압축장으로 가정하여 산정한다. 단, 기둥이 인장력을 받을 때와 $V_c = 0$ 일 때는 적용되지 않는다.

$$V_{fn} = V_c' + V_s' \leq 5.43 \sqrt{f_{ck}} \cdot b_o \cdot h_c \quad (2.11)$$

$$V_c' = 1.28 \sqrt{f_{ck}} \cdot b_o \cdot h_c \quad (2.12)$$

$$V_s' = \frac{A_{st} \cdot F_{yr} \cdot 0.9 h_c}{S_h} \quad (2.13)$$

여기서, A_{st} : 접합부 띠근의 단면적

F_{yr} : 접합부 띠근의 항복강도

s_h : 띠근의 간격

(6) 보의 전단력 산정

골조가 수평력을 받게 되면 접합부 주위는 휨모멘트와 전단력이 작용하게 된다. 기둥과 보의 단부에서 전달되는 휨모멘트 M_c , M_b 와 전단력 V_c , V_b 와의 관계는 다음과 같다.

$$\sum M_c = \sum M_b + V_b h_c - V_c d_b \quad (2.14a)$$

여기서, d_b : 철골보의 춤

$$\sum M_c = (M_{c1} + M_{c2}) \quad (2.14b)$$

$$\sum M_b = (M_{b1} + M_{b2}) \quad (2.15)$$

$$V_c = (V_{c1} + V_{c2})/2 \quad (2.16)$$

$$V_b = (V_{b1} + V_{b2})/2 \quad (2.17)$$

또한, 그림 2.6에서 기둥 단부에서 전달되는 휨모멘트의 합은 다음과 같다.

$$\sum M_c = V_b \left(\frac{L_b(L_c - d_b)}{L_c} \right) \quad (2.18)$$

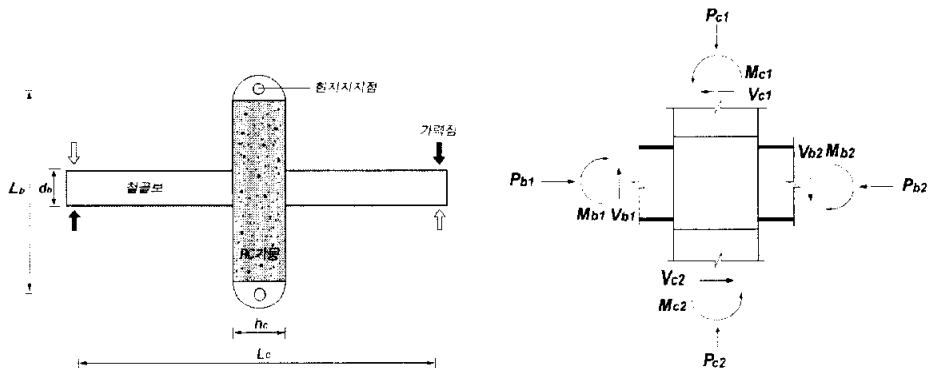


그림 2.6 접합부 주변의 전단력과 휨모멘트

그리고, 철골웹패널, 내부콘크리트패널, 외부패널의 수직전단력은 그림 2.7과 같다.

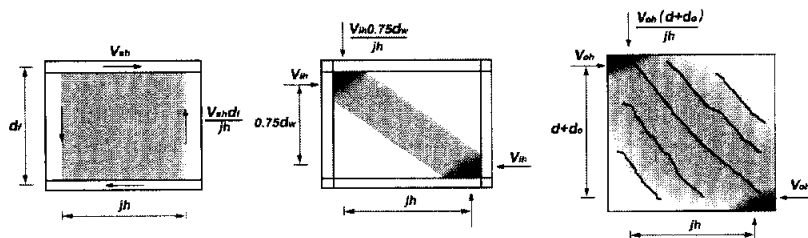


그림 2.7 접합부 수평전단력과 수직전단력

따라서, 접합부의 모멘트 평형을 통해서 기둥단부의 모멘트와 보의 전단력, 접합부 수직전단력과의 관계를 식(2.19)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\sum M_c - V_b \cdot jh = V_{sh} \cdot d_f + V_{ih} \cdot 0.75d_w + V_{oh} \cdot (d_b + d_o) \quad (2.19)$$

여기서, d_f : 철골보 플랜지의 중심간 거리

d_w : 철골보 웹의 높이

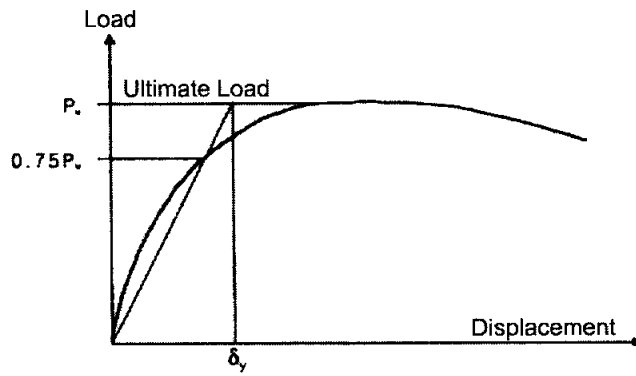
식 (2.19)을 다시 정리하여 보의 전단력을 식(2.20)과 같이 산정할 수 있다.

$$V_b = \frac{V_{sh} \cdot d_f + V_{ih} \cdot 0.75d_w + V_{oh} \cdot (d_b + d_o)}{\left(\frac{L_b(L_c - d_b)}{L_c} - jh \right)} \quad (2.20)$$

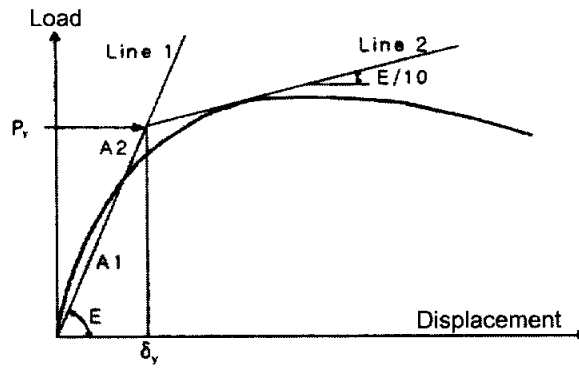
2.3.2 Kanno의 제안식

(1) 실험체의 항복점 정의

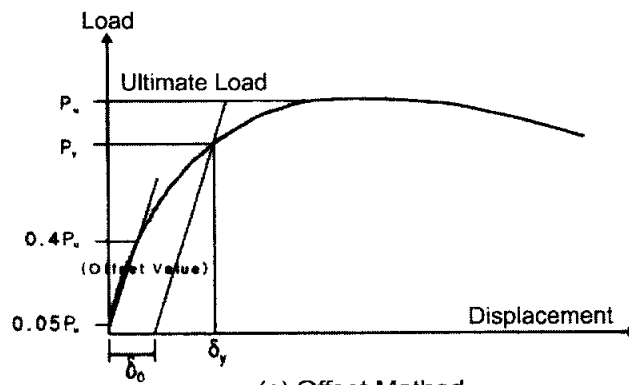
실험체의 항복점을 정의하기 위해서 많은 연구자들이 제안한 방법중 대표적인 모델은 Park Method, Krawinkler Method, Offset Method 등을 들 수 있다. Kanno는 이러한 방법 중 Krawinkler Method에 의해 RCS구조 내부 접합부의 항복강도를 평가하는 설계식을 제안하였다.



(a) Park Method



(b) Krawinkler Method



(c) Offset Method

그림 2.8 항복점 결정방법⁷⁾

① Park Method

그림 2.8(a)에 나타난 바와 같이 항복점은 극한강도점을 지나는 수평선과 극한강도의 75%점을 지나는 secant stiffness line과의 교점으로 정의한다. 그러므로 이 방법에서 항복하중은 극한강도와 같다.

② Krawinkler Method

그림 2.8(b)에서와 같이 항복점은 기울기 E를 갖는 reduced stiffness line(Line 1)과 기울기가 E의 1/10인 하중-변위 곡선에 대한 접선(Line 2)과의 교점으로 정의한다. 강성 E는 하중-변위 곡선에서 Line1의 곡선에 의해 나누어지는 하중-변위 곡선의 상하부 면적 A1과 A2가 같을 때의 강성을 말한다.

③ Offset Method

그림 2.8(c)의 항복점은 초기 탄성강성을 나타내는 직선과 변위를 약간 오프셋(offset)시켜서 결정된다. Offset Method를 근거로 하여 항복하중을 결정하는 순서는 먼저 극한하중을 그래프 상에서 구한 다음, 극한하중의 0.05배와 0.4배를 연결하는 선으로 초기 강성을 구한다. 다음에 부재각 0.003에서 초기 강성의 기울기와 평행하게 선을 그어 하중-변위 이력곡선상의 만나는 점을 항복하중과 항복변위로 정한다.

(2) 접합부 유효폭

$$b_j = b_o + b_i \quad (2.21)$$

$$b_i = \max(b_p, b_f) \quad (2.22)$$

$$b_p \leq b_f + 5t_p \leq 1.5b_f \quad (2.23)$$

$$b_o = C(b_{\max} - b_i) \quad (2.24)$$

① 횡방향 철골보가 없을 경우 $b_{\max}$ 의 값

$$b_{\max} = (b_f' + b_c)/1.5 \leq b_c \quad (2.25)$$

$$b_f' = \max(b_i, y') \leq 2b_f \quad (2.26)$$

$$y' = \min(y, b_f + n \cdot t_e) \quad (2.27)$$

여기서, n : 밴드플레이트의 경우 15, 다른 상세일 경우 5

t_e : E-FBP의 두께

② 횡방향 철골보가 있을 경우 $b_{\max}$ 의 값

$$b_{\max} = b_c \quad (2.28)$$

③ 횡방향 철골보 이외의 상세의 경우 C 의 값

$$C = \left(\frac{x}{h_c} \right) \left(0.3 + 0.7 \frac{y}{b_f'} \right) \leq 1.0 \quad (2.29)$$

여기서, $y/b_f' \leq 1.0$

④ 횡방향 철골보만 있을 경우 C 의 값

$$C = \frac{1}{2.5} \left(\frac{d}{b - b_i} \right) \leq 1.0 \quad (2.30)$$

⑤ FBP가 없을 경우의 외부유효폭

$$b_j = b_o + \alpha_1 b_i \quad (2.31)$$

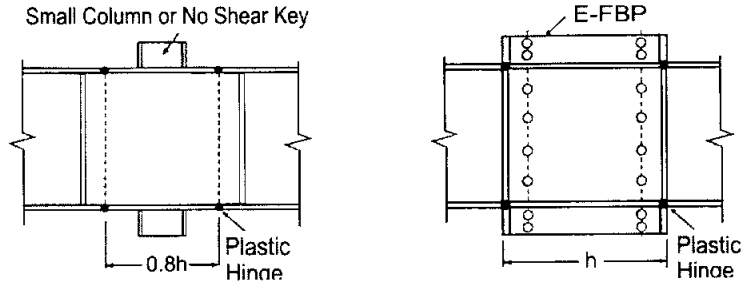
횡방향 철골보가 없을 경우 : $\alpha_1 = 0.2$

횡방향 철골보가 있을 경우 : $\alpha_1 = 0.6$

(3) 철골웹패널의 수평 전단력

$$V_s = \frac{F_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot jh \quad (2.32)$$

여기서, jh : 철골기둥이 있는 경우 $0.8h_c$, E-FBP가 있는 경우 h_c



(a) 철골기둥이 있는 경우

(b) E-FBP가 있는 경우

그림 2.9 철골보에서의 소성힌지 형성위치

(4) 철골보 프레임요소에 의한 수평 전단력(V_{sf})

$$V_{sf} = \frac{4M_{pf}}{d_f} \quad (2.33)$$

$$M_{pf} = \frac{t_f^2}{4} F_{yf} \cdot b_f \text{ (철골기둥이 있는 경우)} \quad (2.34)$$

$$M_{pf} = \frac{t_f'^2}{4} F_{yf} \cdot b_f \text{ (E-FBP 혹은 밴드 플레이트가 있는 경우)} \quad (2.35)$$

$$t_f' = \sqrt{t_f + t_e} \quad (2.36)$$

여기서, M_{pf} : 철골보 프레임요소의 소성 모멘트

F_{yf} : 철골보 플랜지의 항복강도

t_f : 철골보 플랜지의 두께

(5) 내부콘크리트패널의 수평전단력

$$V_n = 5.43\sqrt{f_{ck}} \cdot b_i \cdot h_c \quad (2.37)$$

(6) 외부패널의 수평전단력

$$V_n' = V_c + V_s \leq 5.43\sqrt{f_{ck}} \cdot b_o \cdot h_c \quad (2.38)$$

$$V_c = 3.46\sqrt{f_{ck}} \cdot b_o \cdot h_c \quad (2.39)$$

$$V_s = \frac{A_{st} \cdot F_{yr} \cdot 0.9h_c}{s_h} \quad (2.40)$$

(7) 보의 전단력 산정

$$V_b = V_{bi} + V_{bo} \quad (2.41)$$

여기서, V_{bi} : 내부패널의 전단강도를 보의 전단력으로 환산한 값

V_{bo} : 외부패널의 전단강도를 보의 전단력으로 환산한 값

$$V_{bi} = \frac{0.9d_b}{(L_b - h_c)} (V_s + V_{sf} + V_n) \quad (2.42)$$

$$V_{bo} = \frac{0.9d_b}{(L_b - h_c)} (V_n') \quad (2.43)$$

2.3.3 Montesino와 Wight의 제안식

Montesino와 Wight는 패널존 전단변형률이 1.2%일 때의 접합부 주인장변형률과 주압축변형률의 관계를 통해서 접합부 전단강도 산정을 위한 모델을 제시하였다. 접합부에서의 전단강도는 철골웹패널과 내·외부콘크리트 스트럿이 부담하며, 스트럿의 유효춤은 스트럿의 대각선 길이의 30%로 가정되었다.

(1) 제한사항

① 접합부 형상비 : $0.6 \leq h_c/d_b \leq 1.3$

② 재료의 특성 : 보통 콘크리트 ; $200 \leq f_{ck} \leq 700 \text{ kg/cm}^2$

(2) 접합부 유효폭

Montesino와 Wight가 제안한 접합부의 유효폭 중 내부유효폭은 ASCE 설계기준의 내부유효폭과 동일하며 외부유효폭은 접합부 상세에 따라 다음과 같이 산정한다.

① 철골기둥이 있는 경우

$$b_o = 1/3(h_c + d_{scol}) + b_{scol} - b_f \leq b_{core} - b_f \quad (2.44)$$

여기서, d_{scol} : 철골기둥의 축

b_{scol} : 철골기둥의 플랜지 폭

b_{core} : 기둥의 폭에서 피복두께를 뺀 길이

② E-FBP가 있는 경우

$$b_o = 2/3(h_c) \leq b_{core} - b_f \quad (2.45)$$

③ 밴드 플레이트가 있는 경우

$$b_o = 12t_{BP} \leq b_{core} - b_f \quad (2.46)$$

여기서, t_{BP} : 밴드 플레이트의 두께

(3) 철골웹패널의 수평전단력

$$V_{wh} = \frac{F_{vw}}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot k_w \cdot h_c \quad (2.47)$$

여기서, k_w : 유효패널길이 계수(외부 접합부 : 0.8, 내부 접합부 : 0.9)

(4) 내부콘크리트패널의 수평 전단력

$$V_{nih} = 0.30 \cdot \nu_i \cdot f_{ck} \cdot h_c \cdot (b_f - t_w) \quad (2.48)$$

$$\nu_i = 1.07(1.13 - 0.0004708f_{ck}) \cdot k_1 \cdot k_2 \quad (2.49)$$

여기서, ν_i : 내부콘크리트패널의 유효압축강도계수

k_1, k_2 : 표 2.2 참조

(5) 외부패널의 수평 전단력

$$V_{noh} = 0.30 \cdot \nu_o \cdot f_{ck} \cdot h_c \cdot b_o \quad (2.50)$$

$$\nu_o = 0.53(1.13 - 0.0004708f_{ck}) \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \quad (2.51)$$

여기서, ν_o : 외부패널의 유효압축강도

(6) 집합부 힘의 평형

$$\frac{\sum M_b}{d_b - t_f} - V_c = (V_{noh} + V_{nih} + V_{noh}) \quad (2.52)$$

표 2.2 k_1, k_2, k_3 계수⁸⁾

Factor	Exterior joint	Interior joint	Joint details
k_1	1.0	1.0	Standard joint with hoops
k_1	1.2	1.1	SBP without hoops, dowel bars, or FRC
k_1	1.4	1.2	SBP without hoops, or SCP
k_2	1.0	1.0	No transvers beams
k_2	1.15	1.15	Transvers beams
k_3	1.1	1.1	Standard joint with hoops
k_3	1.3	1.3	SBP without hoops
k_3	1.5	1.5	SBP with hoops
k_3	2.0	2.0	SCP

2.4 접합부 상세의 치수제한(ASCE 설계기준)

2.4.1 접합부 띠근

합성골조 접합부에서 띠근은 콘크리트의 구속력을 높여 주고 패널존의 전단강도를 강화시키는 역할을 하므로 식 (2.53)과 같은 제한 규정을 두었다.

$$A_{st} \geq 0.004b_c \cdot s_h \quad (2.53)$$

2.4.2 철골보 플랜지 상·하부의 띠근

철골보 플랜지 상·하부에 최소한 3개층의 띠근이 배근되어야 하고 각 층의 띠근은 다음과 같은 제한사항을 따라야 한다.

- ① $b \leq 50 \text{ cm}$ 일 때, 각 층에 4가닥의 D10 철근을 배근
- ② $50 \leq b \leq 75 \text{ cm}$ 일 때, 각 층에 4가닥의 D13 철근을 배근
- ③ $b \geq 75 \text{ cm}$ 일 때, 각 층에 4가닥의 D16 철근을 배근

띠근은 보에 수평, 수직인장력에 저항할 수 있는 직사각형의 띠근으로 배근해야 하며, 이러한 3개층의 띠근은 철골보 상·하부의 $0.4d$ 의 거리 내에서 배근되도록 해야 한다. 이런 요구조건으로부터 최소의 전체단면은 식 (2.54)과 같다.

$$A_{ti} \geq \frac{V_{fn}}{F_{yh}} \quad (2.54)$$

또한, A_{ti} 는 철골보의 수직거리 $0.4d$ 사이에 위치한 띠근의 전체 단면적이며 최소 3계열 이상 배근한다.

2.4.3 기둥 수직철근

기둥에서 접합부를 관통하는 수직철근의 크기는 식 (2.55)의 제한을 따른다.

$$d_r < \frac{d + 2d_o}{20} \quad (2.55)$$

여기서, d_r : 수직철근직경 (단일 배근일 때)

식 (2.55)를 만족하지 않을 경우, 접합부를 관통하는 수직철근에서 힘의 변화(ΔF_{vb})는 식 (2.56)을 만족하여야 한다.

$$\Delta F_{vb} < 1.2(d + d_o)\sqrt{f_{ck}} \quad (2.56)$$

2.4.4 FBP의 두께

FBP는 콘크리트 압축 스트럿에 의한 수평전단력을 저항해야 하므로 두께(t_p) 및 높이(d_p)를 다음과 같이 규정하고 있다.

$$d_p > 0.45d_w \quad (2.57)$$

$$t_p \geq \frac{1}{0.6b_f \cdot F_{up}} (V_{cn} - b_f \cdot t_w \cdot F_{yw}) \quad (2.58a)$$

$$t_p \geq 0.20 \sqrt{\frac{V_{cn} \cdot b_p}{F_{yp} \cdot d_w}} \quad (2.58b)$$

$$t_p \geq \frac{V_{cn}}{1.2b_f \cdot F_{up}} \quad (2.58c)$$

$$t_p \geq \frac{b_p}{22} \quad (2.58d)$$

$$t_p \geq \frac{b_p - b_f}{5} \quad (2.58e)$$

여기서, t_p : FBP의 두께

F_{up} : FBP의 인장강도

F_{yp} : FBP의 항복강도

식 (2.58a), (2.58b)는 전단응력에 대한 제한 규정이고, 식 (2.58c)는 휨응력에 대한 제한 규정이다.

2.4.5 철골보 플랜지의 두께

철골웹패널에서 접합부 전단력과 연관된 지압응력은 철골보 플랜지의 휨의 원인이다. 플랜지 두께가 식 (2.59)의 조건을 만족하면 면내 휨을 지지할 수 있다.

$$t_f \geq 0.30 \sqrt{\frac{b_f \cdot t_w \cdot d \cdot F_{yp}}{h_c \cdot F_{yf}}} \quad (2.59)$$

여기서, F_{yf} : 철골보 플랜지의 항복강도

2.4.6 E-FBP의 두께

E-FBP와 세우기용 철골기둥이 사용되는 곳에서는 외부압축장의 공칭강도 (V_{fn})에 의해 전달되는 접합부 전단과 동일한 힘을 저항하기 위해 설계한다. 이러한 플레이트 부재에 대한 평균 콘크리트 지압응력은 $2f_{ck}$ 보다 작거나 같아야 하고 최대높이는 $d/4$ 이하가 되어야 한다. 또한 철골보 플랜지 사이의 지압판의 두께보다 작아서는 안되며 식 (2.60)의 제한사항을 따라야 한다.

$$t_{ef} \leq 0.12 \sqrt{\frac{V_{fn} \cdot b_{pe}}{d_o \cdot F_{ye}}} \quad (2.60)$$

여기서, b_{pe} : 철골기둥의 플랜지 폭

F_{ye} : E-FBP의 항복강도

Ⅲ. 접합부 극한전단강도식의 제안

이 장에서는 RCS구조 내부 보-기둥 접합부의 상세별 범위를 설정하고, 전단저항기구를 모델화하여, 접합부의 극한전단강도를 예측하기 위한 설계법을 마련한다. 해석대상은 실제로 국내에 적용되고 있는 접합부 상세가 주로 선정되었고, 전단저항기구는 기존연구의 실험결과와 해석의 가정을 통해 모델화 되었다.

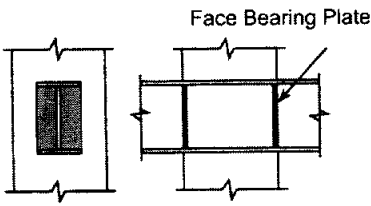
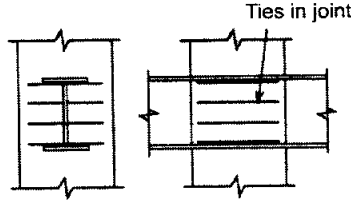
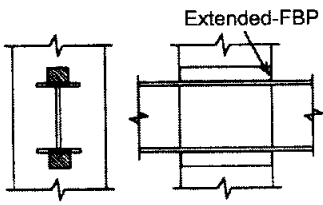
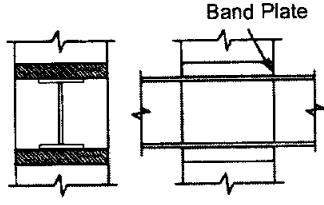
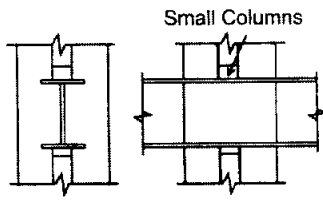
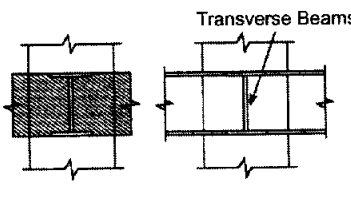
한편, 모델화 과정에서 언급되지 않는 접합부 상세별 치수제한은 ASCE의 설계기준을 따른 것임을 밝혀둔다.

3.1 해석대상의 범위

해석대상으로 하는 RCS구조 내부 보-기둥 접합부는 표 3.1과 같고, 세부사항은 다음과 같다.

- (1) 평면+자형 접합부, 혹은 직각방향의 횡방향 철골보가 있는 +자형 접합부
- (2) RC 기둥면에서 철골보 내부에 용접된 FBP가 있는 접합부
- (3) 접합부 상향의 수직 전단력을 전달하기 위하여 철골보 플랜지에 수직으로 용접된 E-FBP 및 밴드 플레이트가 있는 접합부.
- (4) 보부재의 좌우대칭 및 기둥부재의 상하대칭인 접합부
- (5) 기둥부재와 보부재는 편심이 없고, 접합부의 평면형상이 정방향에 가까운 접합부
- (6) 철골보 및 기둥주근이 접합부내를 관통하는 접합부

표 3.1 해석대상의 접합부 상세

FBP	접합부 띠근
 Face Bearing Plate	 Ties in joint
E-FBP	밴드 플레이트
 Extended-FBP	 Band Plate
철골기둥	횡방향 철골보
 Small Columns	 Transverse Beams

3.2 접합부 유효폭

보-기둥 접합부에서의 콘크리트는 접합부의 내력을 구성하는 주된 요소로서 접합부의 형식이나 기둥 폭과 보 폭, 보 춤의 차이에 따라 콘크리트 압축장의 형성 상황이 변화하며, 접합부 전체 내력에 영향을 미친다. 이러한 요인은 기존의 접합부 제안식에 부분적으로 적용되었고, 기존 연구자들에 의한 제안이 다수 이루어졌다. 본 연구에서의 접합부 유효폭 산정은 ASCE 설계기준을 근간으로 다음과 같이 산정한다.

$$b_i = \max(b_f - t_w, b_p) \quad (3.1)$$

$$b_m = \frac{b_f + b_c}{2} \leq b_f + h_c \leq 1.75b_f \quad (3.2)$$

$$b_o = C(b_m - b_f) \leq 2d_o \quad (3.3)$$

$$C = \left(\frac{x}{h_c}\right) \left(\frac{y}{b_f}\right) \quad (3.4)$$

한편, 본 연구에서는 밴드 플레이트가 접합부에 사용될 경우, y 값은 그림 1(c)와 같이 접합부 최대 유효폭(b_m)과 동일한 길이를 가지는 것으로 가정한다.

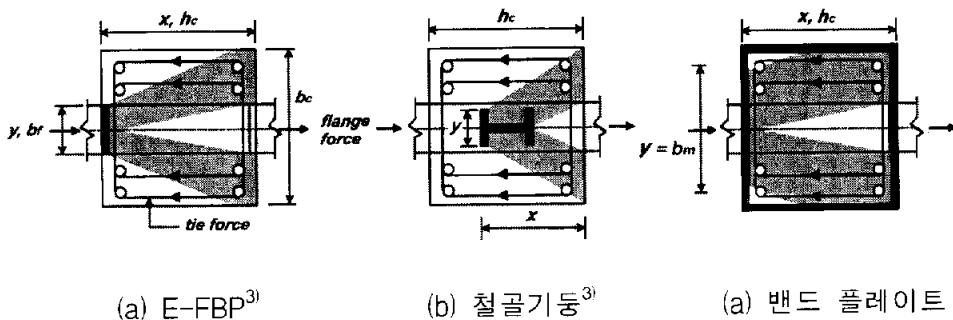


그림 3.1 접합부 상세별 x , y 값 산정

3.3 접합부 전단강도식

3.3.1 철골웹패널의 전단강도식

본 연구에서 철골웹패널의 극한전단응력은 변형경화와 철골보 플랜지의 프레임(Frame)효과를 고려하여, 일본 SRC 규준(AIJ-SRC Method)의 약산값 $(1.2F_{yw}/\sqrt{3})$ 이 사용되었다.¹²⁾ 따라서, 그림 3.2에서 철골웹패널의 수평전단강도(V_{sh})는 식 (3.5)와 같다.

$$V_{sh} = \frac{1.2}{\sqrt{3}} \cdot F_{yw} \cdot t_w \cdot jh \quad (3.5)$$

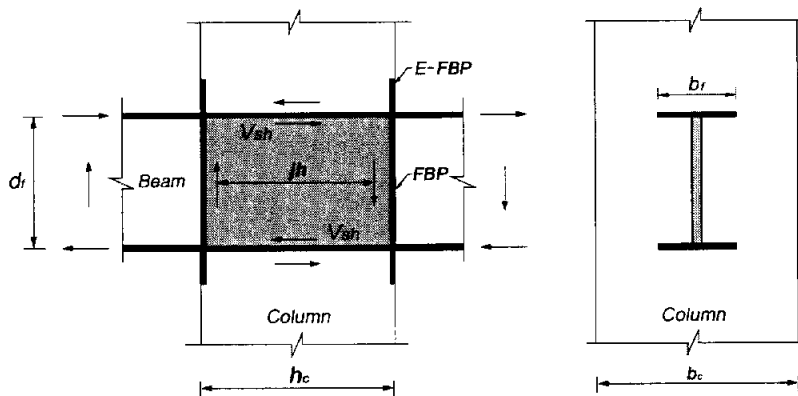


그림 3.2 철골 웹 패널의 작용력³⁾

3.3.2 내부콘크리트패널의 전단강도식

(1) 모델화 및 가정

① 접합부 내부패널의 전단력은 철골보의 플랜지와 FBP에 의해 형성되는 콘크리트 압축 스트럿(stut mechanism)으로 전달된다.

② 내부콘크리트 스트럿의 각도는 그림 3.3(a)의 균열의 각도와 주응력도의 각도가 동일하다는 가정에 의해 식 (3.6)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\theta_{in} = \tan^{-1} \left(\frac{d_w}{h_c - 2t_p} \right) \quad (3.6)$$

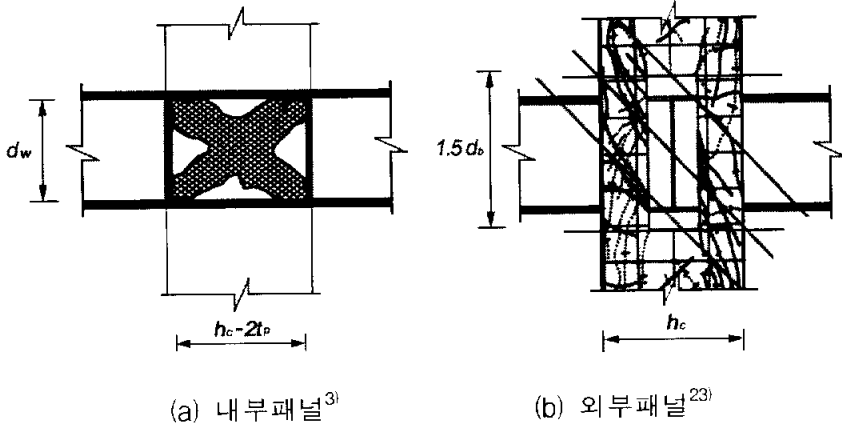


그림 3.3 내 · 외부패널의 균열형태

③ 그림 3.4에서 C_f 는 철골보 플랜지 상 · 하부에 작용하는 지압력으로 플랜지 내부콘크리트에 가장 큰 영향을 주는 요소로써 Mattock(1982)¹²⁾이 제안한 최대지압응력(σ_{max}), 응력블럭길이(a_{ic}), 응력블럭폭(b_b)을 이용하여 지압력을 산정한다.

$$\sigma_{max} = 0.85f_{ck} \left(\frac{b_f}{b_c} \right)^{0.66} \quad (3.7)$$

$$a_{ic} = \beta_1 \cdot h_c / 2 \quad (3.8)$$

$$b_b = b_f \quad (3.9)$$

여기서, β_1 은 ACI 규준(ACI committee 318-95)의 부재의 휨강도 계산시 사용되는 값과 동일한 값으로 다음과 같다.

$$f_{ck} \leq 280 \text{ kgf/cm}^2 ; \beta_1 = 0.85 \quad (3.10)$$

$$f_{ck} > 280 \text{ kgf/cm}^2 ; \beta_1 = 0.85 - 0.007 \left(\frac{f_{ck} - 280}{10} \right) \geq 0.65 \quad (3.11)$$

④ 그림 3.4의 FBP에 의해 형성되는 압축력은 C_i 의 힘의 크기와 스트럿의 각도에 영향을 고려하여 등가응력길이 a_{ib} 는 식(3.12)와 같이 가정하였다.

$$a_{ib} = a_{ic} \cdot \tan \theta_{in} \quad (3.12)$$

⑤ 스트럿의 유효춤(d_{is})은 이상호(1997)¹⁵⁾의 철근콘크리트 내부 보-기둥 접합부의 스트럿의 유효춤 산정방법을 통해 식 (3.14)와 같이 나타낼 수 있다.

$$a_{is} = \sqrt{a_{ib}^2 + a_{ic}^2} \quad (3.13)$$

$$d_{is} = a_{is} \cdot \sin (2\theta_{in}) \quad (3.14)$$

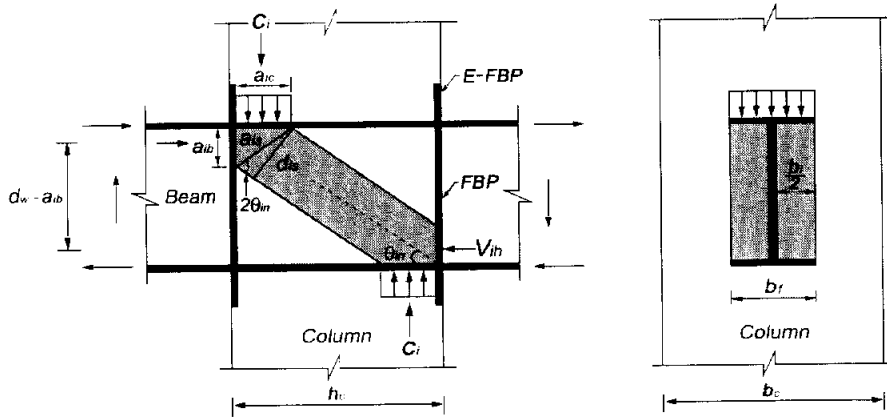


그림 3.4 내부콘크리트패널의 작용력

(2) 콘크리트 스트럿의 유효압축강도

콘크리트 스트럿의 압축강도는 압축력 직각방향의 평균 인장변형도에 따라 변화하게 되어, 이를 직접 해석에 적용하기 어렵다. 따라서, 콘크리트의 응력 상태를 가정한 유효압축강도를 산정하여 이를 해석에 적용해야 한다.¹⁶⁾

콘크리트 스트럿의 유효압축강도는 스트럿의 단면력 결정 및 선정된 모델의 적합성 판단에 가장 중요한 요소 중의 하나이다. 또한, 콘크리트 부재 설계에서의 일반적인 목표는 콘크리트 부재에 예기치 않은 초과하중이 작용할 때 콘크리트 부재의 급작스런 파괴를 방지하기 위하여 콘크리트 부재의 위험 단면이 연성적인 거동을 보이도록 하는 것이므로 스트럿의 한계응력을 적절히 결정해야 하는 것이 중요한 문제이다.¹⁷⁾

① 비구속된 콘크리트의 유효압축강도

비구속된 콘크리트의 유효압축강도(f_{ce})는 콘크리트 원주형 공시체의 일축 압축강도를 f_{ck} 라고 할 때, 식 (3.15)와 같이 나타낼 수 있다.

$$f_{ce} = \nu \cdot f_{ck} \quad (3.15)$$

여기서, ν : 유효강도계수

② 구속된 콘크리트의 유효압축강도

지금까지 합리적인 콘크리트 스트럿의 유효강도를 결정하기 위한 많은 연구가 진행되어왔으며, 많은 종류의 유효강도 및 산정식이 제안되었다. 이러한 제안된 모든 콘크리트 스트럿의 유효강도 및 산정식은 특정한 형상 및 조건을 갖는 콘크리트 부재의 실험 및 수치해석 결과에 바탕을 두어 결정되었다. Elnashai 등(1993)¹⁸⁾의 연구에 따르면 구속된 콘크리트의 유효압축강도는 표 3.2과 같다.

표 3.2 콘크리트의 유효압축강도¹⁸⁾

콘크리트 구속상태	유효압축강도(f_{ce})
비구속	$\nu \cdot f_{ck}$
띠근으로 구속	$1.1 \cdot \nu \cdot f_{ck}$
강재(steel)에 의한 3축 구속	$2 \cdot \nu \cdot f_{ck}$

또한, Nielsen(1978)⁸⁾은 띠근으로 구속된 콘크리트 스트럿의 유효압축강도를 식 (3.16)과 같이 제안하였다.

$$f_{ce} = \left(0.8 - \frac{f_{ck}}{2040}\right) f_{ck} \quad (3.16)$$

여기서, $f_{ck} \leq 765 \text{ kg/cm}^2$

③ 내부콘크리트 스트럿의 유효압축강도

내부콘크리트 스트럿은 철골보 플랜지와 FBP, 그리고 외부패널에 의한 구속효과(confinment)에 의해 유효압축강도가 증가하게 되는데, 이것은 강재(steel)로 둘러싸인 3축응력 상태의 콘크리트의 압축강도와 동일한 구속상태로 볼 수 있다.⁸⁾ 따라서, Elnashai 등의 구속효과를 고려한 계수와 Nielsen의 유효압축강도를 이용해서 내부콘크리트 스트럿의 유효압축강도를 식 (3.17)과 같이 나타낼 수 있다.

$$f_{ce} = 1.82 \left(0.8 - \frac{f_{ck}}{2040}\right) f_{ck} \quad (3.17)$$

(3) 수평전단강도식

그림 3.4에서 스트럿에 의한 내부콘크리트패널의 수평전단강도(V_{th})는 스트럿의 각도, 스트럿의 유효압축강도, 내부패널의 유효폭, 스트럿의 유효굵기에

의해 식 (3.18)과 같이 나타낼 수 있다.

$$V_{ih} = 1.82 \left(0.8 - \frac{f_{ck}}{2040} \right) f_{ck} \cdot d_{is} \cdot b_i \cdot \cos \theta_{in} \quad (3.18)$$

3.3.3 외부패널의 전단강도식

(1) 모델화 및 가정

① 외부패널의 스트럿은 E-FBP와 철골기둥 등의 전단키(shear key)에 의해 형성되는 것으로 가정한다.⁸⁾

② 접합부 외부패널의 스트럿의 각도는 그림 3.3(b)에 나타난 것과 같이 기존연구의 실험결과에 의해 식 (3.19)와 같이 나타내었다.

$$\theta_{out} = \tan^{-1} \left(\frac{1.5d_b}{h_c} \right) \quad (3.19)$$

③ 접합부내의 띠근의 양이 증가할수록 접합부에 전달되는 콘크리트의 주응력도의 폭은 넓어지게 되는데, 이를 트러스기구의 존재로 가정한다.¹⁵⁾

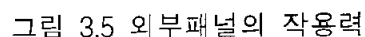
④ 접합부의 기둥주근의 부착력과 접합부 띠근력으로 형성되는 트러스기구는 접합부에 사인장 균열이 발생한 후에 형성되는 기구로 가정한다.

⑤ 트러스기구에서 사인장 균열면의 골재 맞물림 작용(interlocking action) 및 띠근의 다우얼 작용(dowel action)은 무시한다.

⑥ 접합부내 띠근의 부착력과 콘크리트의 인장력은 무시한다.

$$a_{oc} = \beta_1 h_c / 2 \quad (3.20)$$
$$a_{ob} = a_{oc} \cdot \tan \theta_{out} \quad (3.21)$$
$$a_{os} = \sqrt{a_{ob}^2 + a_{oc}^2} \quad (3.22)$$

$$d_{os} = a_{os} \cdot \sin(2\theta_{out}) \quad (3.23)$$



(2) 외부패널의 콘크리트 유효압축강도

외부패널의 콘크리트 유효압축강도는 식 (3.16)의 Nielsen(1978)이 제안한 띠근으로 구속된 콘크리트 스트럿의 유효압축강도를 사용한다.

(3) 수평전단강도식

외부패널의 수평전단강도(V_{oh})는 철골보 상·하부의 E-FBP나 철골기둥과 같은 전단키(shear key)에 의해 형성되는 콘크리트의 압축 스트럿기구의 전단내력(V_c)과 접합부내의 띠근에 의한 트러스기구가 부담하는 전단내력(V_r)의 합으로 나타낼 수 있다.

$$V_c = \left(0.8 - \frac{f_{ck}}{2040} \right) f_{ck} \cdot d_{os} \cdot b_o \cdot \cos \theta_{out} \quad (3.24)$$

$$V_r = \left(\frac{A_{sh} \cdot F_{yr} \cdot 0.9h_c}{s_h} \right) \frac{1}{\tan(90^\circ - \theta_{out})} \quad (3.25)$$

$$V_{oh} = V_c + V_r \leq 1.82 \left(0.8 - \frac{f_{ck}}{2040} \right) f_{ck} \cdot d_{os} \cdot b_o \cdot \cos \theta_{out} \quad (3.26)$$

3.4 보의 전단력 산정

3.4.1 횡방향 철골보가 없는 경우

접합부의 모멘트 평형을 통해서 기둥단부의 합모멘트와 보의 전단력, 그리고 접합부 수직전단력과 관계를 식 (3.27)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sum M_c - V_b j h = V_{sh} \cdot d_f + V_{ih} \cdot (d_w - a_{ib}) + V_{oh} \cdot (1.5d_b - a_{ob}) \quad (3.27)$$

또한, 기둥단부의 합모멘트와 보의 전단력의 관계는 식 (3.28)과 같다.

$$\Sigma M_c = V_b \cdot \left(\frac{L_b \cdot (L_c - d_b)}{L_c} \right) \quad (3.28)$$

따라서, 보의 전단력은 접합부 모멘트 평형에 의해 식 (3.29)와 같이 나타낼 수 있으며, jh 의 가정을 시작으로 식 (3.30)과 반복계산을 통해서 V_b 의 근사 값을 구하게 된다.

$$V_b = \frac{V_{sh} \cdot d_f + V_{ih} \cdot (d_w - a_{ib}) + V_{oh} \cdot (1.5d_b - a_{ob})}{\left(\frac{L_b \cdot (L_c - d_b)}{L_c} - jh \right)} \quad (3.29)$$

식 (3.29)의 jh 는 접합부 유효패널길 이로써 기둥단부의 합모멘트와 철골보 상·하부에서 내·외부패널에 작용하는 지압력의 합력(C_c)과 유효패널길이 가 발생시키는 모멘트의 평형에 의해 다음과 같이 산정 할 수 있다.

$$jh = \frac{\Sigma M_c}{C_c} = \frac{V_b \cdot L_b \cdot (L_c - d_b)}{L_c \cdot C_c} \geq 0.575h_c \quad (3.30)$$

$$C_c = C_i + C_o \quad (3.31)$$

$$C_i = 0.85f_{ck} \left(\frac{b_f}{b_c} \right)^{0.66} b_i \cdot a_{ic} \quad (3.32)$$

$$C_o = 0.85f_{ck} \cdot b_o \cdot a_{oc} \quad (3.33)$$

3.4.2 횡방향 철골보가 있는 경우

접합부에 횡방향 철골보가 첨가된 경우, 접합부의 역학적 메카니즘이 상당히 복잡해져, 전단저항기구의 모델화가 어렵다. 기존의 실험적 연구^{3),7)}에 의하면 횡방향 철골보가 첨가된 접합부의 경우, 전단내력이 약 10% 이상 증가하는 것으로 알려져 있다. 본 연구에서는 횡방향 철골보가 있는 시험체의 전단강도는 10% 증가시켜 보의 전단력을 계산하도록 하였다.

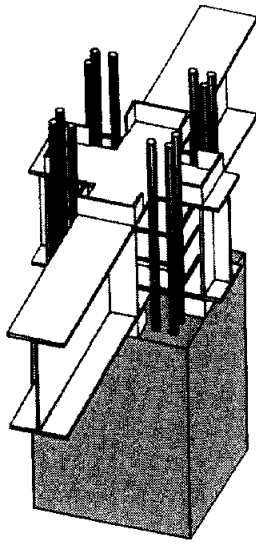


그림 3.6 횡방향 철골보가 있는 접합부의 상세⁵⁾

IV. 해석의 적용 및 분석

이 장에서는 기존연구의 22개의 시험체의 자료를 바탕으로 본 연구의 제안식, ASCE 설계기준, Kanno의 제안식, Wight의 제안식을 이용하여 RCS구조 보-기둥 접합부의 극한전단강도를 해석하고, 이 해석 결과를 실험값과 비교·분석하였다.

4.1 시험체 선정 및 세부사항

해석에서 적용될 시험체는 모두 22개가 선정되었으며, 시험체별 세부사항과 접합부 상세는 표 4.1, 표 4.2와 같다. 이들 시험체는 3장의 3.1절의 해석대상의 범위에 의해 선정되었으나 다음과 같은 사항이 고려되었다.

(1) 철골보 상·하부 콘크리트 기둥과 맞대는 면의 지압력을 증가시키기 위한 U형철근과 VJR이 포함된 시험체는 해석시 이러한 철물이 전단내력에 미치는 영향이 미미해 시험체 대상에 포함시켰다.

(2) 기존연구⁵⁾에 의하면 접합부 띠근이 철골보를 관통하지 않고 FBP에 용접된 시험체의 경우, 띠근이 철골보를 관통하는 시험체의 역학적 거동과 강도 및 연성능력이 거의 동일하여, 본 연구의 해석대상으로 선정하였다.

(3) 시험체의 극한전단내력이 ASCE 설계기준에 의한 전단항복강도(1%의 접합부 전단변형시의 전단강도)에 미치지 못하는 시험체는 실험자료로써의 신뢰성이 다소 미흡하므로 해석대상에서 제외시켰다.

표 4.1. 시험체의 세부사항

연구자	시험체명	철골보의 종류 (mm)	기둥단면 (cm)	기둥축력 (tonf)	L_b (cm)	L_c (cm)
최근도 ²²⁾	JS-1	H-350×175×7×11	480×480	-	430	172
	JS-2	H-350×175×7×11	480×480	-	430	172
박상균 ²³⁾	LCS-1	H-350×175×7×11	480×480	92.2	398	200
	LCH-1	H-350×175×7×11	480×480	92.2	398	200
	LCH-2	H-350×175×7×11	480×480	92.2	398	200
	LCH-3	H-350×175×7×11	480×480	92.2	398	200
S사 ²⁾	STI-2	H-350×175×7×11	480×480	92.2	398	200
조필규 ²⁾	BJ-BFE	H-250×125×15×24	350×350	-	300	220
	BJ-SFEV	H-250×125×15×24	350×350	-	300	220
渡邊一弘 ²⁴⁾	NC 2	H-250×125×9×9	330×330	-	275	200
	NC 4	H-250×125×22×16	330×330	-	275	200
	NC 6	H-250×125×9×16	330×330	-	275	200
	NC 7	H-250×125×9×16	330×330	-	275	200
	NC 8	H-250×125×9×16	330×330	34	275	200
Kanno ¹⁾	OJS3-0	H-355×153×6.5×25	406×406	-	305	339
	OJS4-1	H-355×153×6.5×25	406×406	150	305	339
	OJS5-0	H-355×153×6.5×25	406×406	-	305	339
	OJS7-0	H-355×153×6.5×25	406×406	-	305	339
Deierlein ²⁾ & Sheikh	S-8	H-444×203×6.4×19	510×510	-	448	371
	S-15	H-444×203×6.4×19	510×510	-	448	371
	S-16	H-444×203×6.4×19	510×510	-	448	371
	S-17	H-444×203×6.4×19	510×510	-	448	371

표 4.1 시험체의 세부사항(계속)

시험체명	기하학적 형상비			재료의 강도			접합부 띠근	
	L_c/L_b	h_c/d_b	b_c/b_f	f_{ck} (kg/cm ²)	F_{yw} (kg/cm ²)	F_{ys} (kg/cm ²)	A_{sh} (cm ²)	s_h (cm)
JS-1	0.400	1.371	2.743	300	3071	4067	1.42	9
JS-2	0.400	1.371	2.743	300	3071	4067	1.42	9
LCS-1	0.503	1.371	2.743	527.8	4461	4264	1.42	10.9
LCH-1	0.503	1.371	2.743	574.1	4461	4264	1.42	10.9
LCH-2	0.503	1.371	2.743	408.8	4461	4264	1.42	10.9
LCH-3	0.503	1.371	2.743	418.7	4461	4264	1.42	10.9
STI-2	0.503	1.371	2.0743	657	4840	3200	1.42	7
BJ-BFE	0.733	1.400	2.800	283	3730	4000	2.54	7
BJ-SFEV	0.733	1.400	2.800	298	3730	4000	2.54	7
NC 2	0.727	1.320	2.640	311	2730	3460	1.42	7
NC 4	0.727	1.320	2.640	311	2600	3460	1.42	7
NC 6	0.727	1.320	2.640	334	3030	4660	0.64	4.5
NC 7	0.727	1.320	2.640	334	3030	4660	0.64	4.5
NC 8	0.727	1.320	2.640	334	3030	4660	0.64	4.5
OJS3-0	1.113	1.149	2.654	434	4147	5217	2.54	8.5
OJS4-1	1.113	1.149	2.654	434	4147	5217	2.54	8.5
OJS5-0	1.113	1.149	2.654	492	4004	4707	2.54	8.5
OJS7-0	1.113	1.149	2.654	492	4004	5217	2.54	8.5
S-8	0.828	1.144	2.512	253	2893	4214	1.42	10
S-15	0.828	1.144	2.512	280	2893	4214	1.42	10
S-16	0.828	1.144	2.512	267	2893	4214	1.42	10
S-17	0.828	1.144	2.512	274	2893	4214	1.42	10

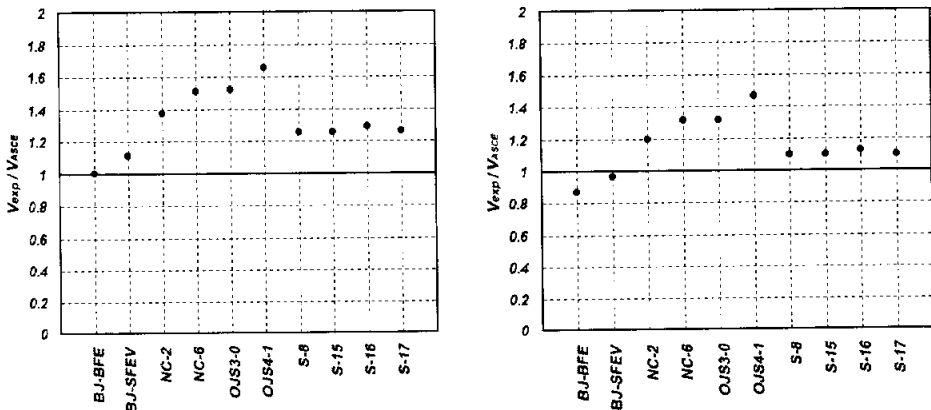
표 4.2 시험체별 접합부 상세

시험체명	FBP	E-FBP	철골기둥	형방향 철골보	Band Plate	VJR	띠근 FBP용접
JS-1	○	○	-	○	-	-	-
JS-2	○	○	-	○	-	-	○
LCS-1	○	○	-	○	-	-	○
LCH-1	○	○	-	○	-	-	○
LCH-2	○	○	-	○	-	-	○
LCH-3	○	○	-	○	-	-	○
STI-2	○	○	-	○	-	-	-
BJ-BFE	○	○	-	-	-	-	-
BJ-SFEV	○	○	-	-	-	○	-
NC 2	○	○	-	-	-	-	-
NC 4	○	-	-	-	○	-	-
NC 6	○	○	-	-	-	-	-
NC 7	○	○	-	○	-	-	-
NC 8	○	○	-	○	-	-	-
OJS3-0	○	○	-	-	-	○	-
OJS4-1	○	○	-	-	-	○	-
OJS5-0	○	-	-	-	○	○	-
OJS7-0	○	○	-	○	-	○	-
S-8	○	○	-	-	-	-	-
S-15	○	-	○	-	-	-	-
S-16	○	-	○	-	-	-	-
S-17	○	-	○	-	-	-	-

4.2 해석의 결과

4.2.1 실험값과 ASCE 설계기준의 비교

시험체별 실험값과 ASCE 설계기준의 비교는 표 4.3과 같으며, 실험결과와 최대 65.4%의 오차를 나타내었다. 전체적인 내력평가 양상을 살펴보면 ASCE 설계기준은 실험결과를 다소 과소평가하고 있다. 이는 ASCE 설계기준이 접합부 전단변형의 1%에서의 공칭강도를 최대내력으로 사용함으로써 나타난 결과로 판단된다. ASCE 설계기준의 근간이되는 Deierlein과 Sheikh의 연구에서 그들이 제안한 이론값의 15%를 상향조정(접합부 전단변형이 2%일 때의 전단강도)하면 극한전단강도를 평가할 수 있다고 제안하였는데, ASCE 이론값을 15% 상향조정하면, 그림 4.1(b)와 같이 실험값에 좀더 근접한 값을 나타낼 수 있음을 알 수 있다.



(a) 1% 접합부 전단변형

(b) 2% 접합부 전단변형(15%상향조정)

그림 4.1 실험값과 ASCE 설계기준의 비교

표 4.3 실험값과 ASCE 설계기준의 비교

연구자	시험체명	V_{exp}	철골 웹브	내부 패널	외부패널		V_{ASCE}	V_{exp} / V_{ASCE}
					conc	철근		
최근도	JS1-1	23.1	-	-	-	-	-	-
	JS1-2	23.9	-	-	-	-	-	-
박상균	LCS-1	29	-	-	-	-	-	-
	LCH-1	28.92	-	-	-	-	-	-
	LCH-2	27.16	-	-	-	-	-	-
	LCH-3	24.46	-	-	-	-	-	-
S사	STI-2	32.51	-	-	-	-	-	-
조필규	BJ-BFE	17.80	11.5	2.20	4.06		17.76	1.002
	BJ-SFEV	19.90	11.5	2.26	4.16		17.92	1.110
渡邊一弘	NC 2	15.40	4.12	3.03	1.01	3.02	11.19	1.376
	NC 4	25.90	-	-	-	-	-	-
	NC 6	17.00	4.59	2.78	1.01	2.85	11.24	1.512
	NC 7	16.60	-	-	-	-	-	-
	NC 8	17.50	-	-	-	-	-	-
Kanno	OJS3-0	33.84	6.56	6.07	9.62		22.25	1.521
	OJS4-1	36.80	6.56	6.07	9.62		22.25	1.654
	OJS5-0	36.60	-	-	-	-	-	-
	OJS7-0	38.74	-	-	-	-	-	-
Deierlein & Sheikh	S-8	23.05	5.36	6.68	2.29	3.98	18.31	1.259
	S-15	18.60	4.01	6.84	3.94		14.78	1.258
	S-16	18.77	4.01	6.68	3.84		14.53	1.292
	S-17	18.52	4.01	6.76	3.89		14.67	1.262

표 4.4 실험값과 15% 상향조정 한 ASCE 설계기준의 비교

연구자	시험체명	V_{exp}	철골 웹브	내부 패널	외부패널		V_{ASCE}	V_{exp} / V_{ASCE}
					conc	철근		
최근도	JS1-1	23.1	-	-	-	-	-	-
	JS1-2	23.9	-	-	-	-	-	-
박상균	LCS-1	29	-	-	-	-	-	-
	LCH-1	28.92	-	-	-	-	-	-
	LCH-2	27.16	-	-	-	-	-	-
	LCH-3	24.46	-	-	-	-	-	-
S사	STI-2	32.51	-	-	-	-	-	-
조필규	BJ-BFE	17.80	13.23	2.53	4.67		20.42	0.872
	BJ-SFEV	19.90	13.23	2.60	4.78		20.67	0.966
渡邊一弘	NC 2	15.40	4.74	4.48	1.16	3.47	12.87	1.197
	NC 4	25.90	-	-	-	-	-	-
	NC 6	17.00	5.28	3.20	1.16	3.28	12.93	1.315
	NC 7	16.60	-	-	-	-	-	-
	NC 8	17.50	-	-	-	-	-	-
Kanno	OJS3-0	33.84	7.54	6.98	11.06		25.29	1.338
	OJS4-1	36.80	7.54	6.98	11.06		25.29	1.455
	OJS5-0	36.60	-	-	-	-	-	-
	OJS7-0	38.74	-	-	-	-	-	-
Deierlein & Sheikh	S-8	23.05	6.16	7.68	2.63	4.58	21.06	1.094
	S-15	18.60	4.61	7.87	4.53		17.00	1.094
	S-16	18.77	4.61	7.68	4.42		16.71	1.123
	S-17	18.52	4.61	7.77	4.47		16.87	1.098

4.2.2 실험값과 Kanno식의 비교

시험체별 실험값과 Kanno식의 비교는 표 4.5와 같으며, 실험결과와 최대 27.1%의 오차를 나타내었다. Kanno식은 식 (2.42)와 식 (2.43)에 나타난 것과 같이 보 중심간의 기둥 길이(L_c)의 변화와 기둥 단부에서의 전단력을 무시함에 따라 시험체의 보-기둥 길이의 비(L_c/L_b)가 접합부 전단강도에 미치는 영향을 나타내지 못한다. 그러나, 전체적인 내력평가 양상을 살펴보면 ASCE 설계기준보다 실험값에 근접한 결과를 나타내고 있다.

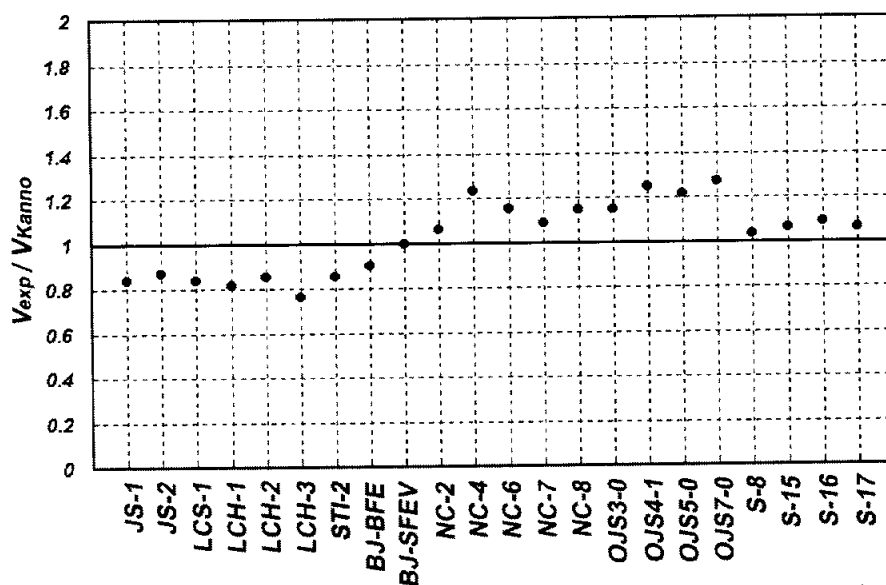


그림 4.2 실험값과 Kanno식의 비교

표 4.5 실험값과 Kanno식의 비교

연구자	시험체명	V_{exp}	철골 웹브	내부 패널	외부패널		V_{Kanno}	V_{exp} / V_{Kanno}
					conc	철근		
최근도	JS1-1	23.1	7.53	8.06	9.26	2.68	27.54	0.839
	JS1-2	23.9	7.53	8.06	9.26	2.68	27.54	0.868
박상균	LCS-1	29	10.42	10.11	11.61	2.39	34.53	0.840
	LCH-1	28.92	10.42	10.54	12.11	2.39	35.47	0.815
	LCH-2	27.16	10.42	8.89	10.22	2.39	31.93	0.851
	LCH-3	24.46	10.42	9.00	10.34	2.39	32.15	0.761
S사	STI-2	32.51	11.16	11.28	12.95	2.80	38.18	0.851
조필규	BJ-BFE	17.80	11.62	2.85	5.20		19.68	0.904
	BJ-SFEV	19.90	11.62	2.92	5.34		19.89	1.000
渡邊一弘	NC 2	15.40	4.51	4.79	5.24		14.54	1.059
	NC 4	25.90	10.47	4.79	3.84	1.94	21.04	1.231
	NC 6	17.00	5.17	4.97	3.46	1.18	14.77	1.151
	NC 7	16.60	5.17	4.97	3.98	1.18	15.29	1.086
	NC 8	17.50	5.17	4.97	3.98	1.18	15.29	1.145
Kanno	OJS3-0	33.84	8.62	9.29	7.78	3.85	29.54	1.146
	OJS4-1	36.80	8.62	9.29	7.78	3.85	29.54	1.246
	OJS5-0	36.60	8.37	9.29	8.95	3.47	30.09	1.216
	OJS7-0	38.74	8.37	9.29	8.95	3.85	30.47	1.271
Deierlein & Sheikh	S-8	23.05	5.55	7.22	10.97		22.27	1.035
	S-15	18.60	4.55	7.59	5.42		17.56	1.059
	S-16	18.77	4.55	7.42	5.29		17.26	1.087
	S-17	18.52	4.55	7.51	5.36		17.43	1.063

4.2.3 실험값과 Montesino와 Wight식의 비교

시험체별 실험값과 Montesino와 Wight식의 비교는 표 4.6과 같으며, 실험 결과와 최대 47.8%의 오차를 나타내었다. Kanno의 실험적 연구에 의하면, 고강도 콘크리트를 사용했을 때에는 상대적으로 강성과 연성에 미치는 영향이 미미함을 보고하였는데, 전체적인 내력평가 양상을 살펴보면 Montesino와 Wight식은 고강도 콘크리트가 사용되었을 때 다소 접합부의 내력을 과대평가하고 있는 것으로 나타났다. 또한, 접합부 형상비(h_c/d_b)의 제한사항인 $0.6 \leq h_c/d_b \leq 1.3$ 의 범위에 포함되지 않는 渡邊一弘의 시험체가 다른 시험체에 비해 비교적 실험값과의 오차가 크게 나타났다.

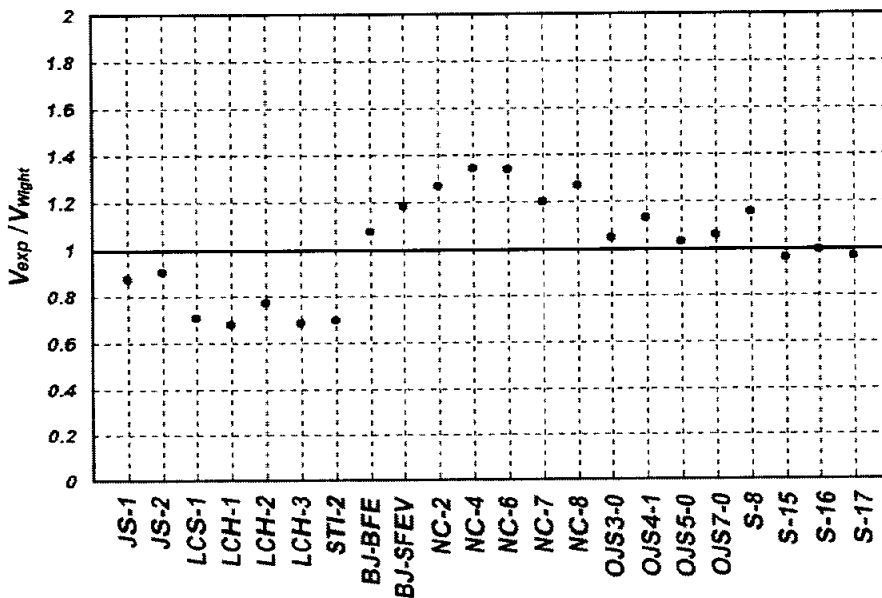


그림 4.3 실험값과 Montesino와 Wight식의 비교

표 4.6 실험값과 Montesino와 Wight식의 비교

연구자	시험체명	V_{exp}	철골 웹	내부 패널	외부 패널	V_{Mont}	V_{exp} / V_{Mont}
최근도	JS1-1	23.1	6.89	11.34	8.28	26.5	0.872
	JS1-2	23.9	6.89	11.34	8.28	26.5	0.902
박상균	LCS-1	29	10	17.87	12.98	40.77	0.711
	LCH-1	28.92	10	18.87	13.77	42.64	0.678
	LCH-2	27.16	10	14.65	10.69	35.35	0.769
	LCH-3	24.46	10	14.93	10.90	35.83	0.683
S사	STI-2	32.51	10.85	20.61	15.04	46.51	0.699
조필규	BJ-BFE	17.8	9.82	3.70	3.02	16.55	1.076
	BJ-SFEV	19.9	9.82	3.87	3.16	16.85	1.181
渡邊一弘	NC 2	15.4	4.86	4.34	2.95	12.15	1.267
	NC 4	25.9	10.94	4.47	3.89	19.29	1.342
	NC 6	17	5.21	4.45	3.03	12.69	1.340
	NC 7	16.6	5.21	5.12	3.49	13.82	1.201
	NC 8	17.5	5.21	5.12	3.49	13.82	1.266
Kanno	OJS3-0	33.84	8.00	15.96	8.52	32.49	1.043
	OJS4-1	36.80	8.00	15.96	8.52	32.49	1.133
	OJS5-0	36.60	7.73	17.56	10.33	35.62	1.028
	OJS7-0	38.74	7.73	20.20	8.71	36.64	1.057
Deierlein & Sheikh	S-8	23.05	5.47	9.20	5.27	19.94	1.156
	S-15	18.60	5.47	10.05	3.90	19.42	0.958
	S-16	18.77	5.47	9.64	3.74	18.86	0.995
	S-17	18.52	5.47	9.86	3.83	19.16	0.967

4.2.4 실험값과 제안식의 비교

시험체별 실험값과 본 연구의 제안식의 비교는 표 4.7과 같으며, 전체적인 내력평가 양상을 살펴보면 그림 4.4에서 알 수 있듯이 시험체 OJS4-1에서 31.3%의 가장 큰 오차를 나타내었다. 이것은 기둥축력의 영향을 받은 것으로 판단된다. 그러나 제안식은 전반적인 실험체의 내력을 잘 예측할 수 있었고, 콘크리트의 강도가 접합부 내력에 미치는 상대적인 영향을 잘 고려하고 있는 것으로 나타나, 제한된 재료의 강도, 접합부 상세, 형상비의 범위에서 기존의 이론식에 나타난 전단강도보다 실험결과에 더욱 근접한 값을 구할 수 있음을 알 수 있다.

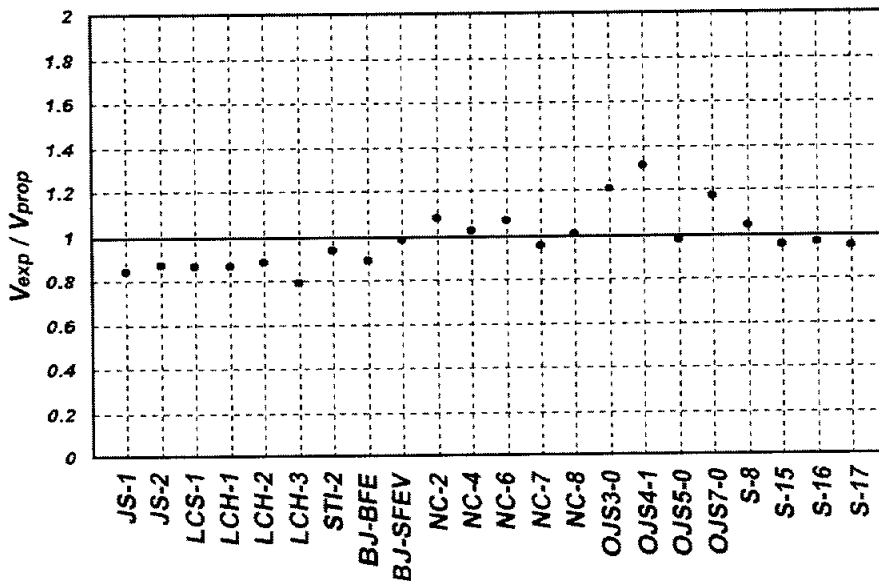


그림 4.4 실험값과 제안식의 비교

표 4.7 실험값과 제안식의 비교

시험체명		V_{exp}	철골 웹브	내부 패널	외부패널		V_{prop}	V_{exp} / V_{prop}
					conc	철근		
최근도	JS1-1	23.1	7.22	8.03	6.61	5.65	27.50	0.840
	JS1-2	23.9	8.28	8.03	6.61	5.65	27.50	0.869
박상균	LCS-1	29	9.77	10.69	8.80	4.25	33.50	0.866
	LCH-1	28.92	9.40	10.83	8.91	4.34	33.50	0.863
	LCH-2	27.16	9.28	9.62	7.91	3.97	30.91	0.879
	LCH-3	24.46	8.70	9.72	8.00	3.99	30.99	0.789
S사	STI-2	32.51	13.28	11.31	9.30	3.41	32.72	0.933
조필규	BJ-BFE	17.80	13.28	2.42	4.42		20.07	0.887
	BJ-SFEV	19.90	13.28	2.46	4.59		20.33	0.979
渡邊一弘	NC 2	15.40	5.98	3.43	4.89		14.31	1.076
	NC 4	25.90	14.74	3.46	4.74	2.51	24.45	1.018
	NC 6	17.00	7.03	3.63	2.84	2.40	15.90	1.069
	NC 7	16.60	7.73	3.99	3.12	2.64	17.49	0.949
	NC 8	17.50	7.73	3.99	3.12	2.64	17.49	1.001
Kanno	OJS3-0	33.84	9.37	7.73	10.93		28.02	1.208
	OJS4-1	36.80	9.37	7.73	10.93		28.02	1.313
	OJS5-0	36.60	9.27	8.16	20.21		37.64	0.972
	OJS7-0	38.74	11.14	9.09	12.86		33.09	1.171
Deierlein & Sheikh	S-8	23.05	5.72	7.55	5.37	3.54	22.17	1.040
	S-15	18.60	5.58	8.17	2.30	3.53	19.58	0.950
	S-16	18.77	5.87	7.90	2.23	3.55	19.55	0.960
	S-17	18.52	5.71	8.05	2.27	3.54	19.56	0.947

V. 결 론

본 연구에서는 전단저항기구의 모델화를 통해서 RCS구조 내부 보-기둥 접합부의 극한전단강도를 예측하는 방법을 제안하였으며, 기존연구의 실험결과와 본 연구의 제안식, 그리고 기존연구의 이론식을 비교·분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 본 연구의 제안식에 의해 산정된 극한전단강도와 기존연구의 실험결과와의 비교·분석을 통해 제안된 모델의 타당성이 입증되었다.

(2) 본 연구에서 제안식은 제한된 재료의 강도, 접합부 상세, 접합부 형상비 (h_c/d_b)의 범위에서 기존연구의 이론식보다 기존연구의 실험결과에 더욱 근접한 극한전단강도를 예측할 수 있었다.

(3) RCS구조 내부 보-기둥 접합부는 접합부의 형상비의 변화와 접합부에 횡방향 철골보가 첨가될 경우 접합부의 응력전달 및 분담정도가 달라짐에도 불구하고, 이러한 개념 없이 ASCE 설계기준에 의한 설계는 접합부의 내력을 제대로 평가 할 수 없게된다.

(4) Kanno의 제안식은 기둥단부의 전단력, 접합부 형상비, 보-기둥 길이비 (L_c/L_b)의 변화를 고려하지 않고 있으며, Montesinos와 Wight의 제안식은 다른 이론식 보다 실험결과에 대한 오차의 변동폭이 다소 크게 나타났다.

앞으로의 과제로서 접합부 형상비가 1.144이하인 +형 RCS구조 내부 접합부에 대한 연구와 1형 RCS구조 외부 접합부의 극한전단강도 산정에 관한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

참고문헌

1. 최완철, “콘크리트 기둥/철골보 합성구조의 최근연구”, 대한건축학회학술발표논문집, 제17권 제2호, 1997.10, pp.1207~1212
2. 이리형 외, “철근콘크리트기둥과 철골보를 사용한 혼합구조 시스템”, 콘크리트학회지, 제11권 제4호, 1999.9, pp.39~45
3. Deierlein, G.G. et. al., “Beam-Column Moment Connections for Composite Frames”, Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No.11, Nov., 1989, pp.2877~2895
4. ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structure in Steel and Concrete., “Guidelines for Design of Joints between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns”, Journal of Structural Engineering, Vol.120, No.8, Aug., 1994, pp.2331~2557
5. 삼성물산(주) 건설부문, “LC Frame을 이용한 복합화 공법의 개발 및 성능평가”, 1999
6. Wakabayashi, M., Minami, K., and Nishimura, Y, “Load Carrying Capacity of Composite Exterior Joint with Steel Beam”, Transactions of The Japan Concrete Institute, Vol.5, 1983, pp.339~346
7. Kanno. R., “Strength, Deformation and Seismic Resistance of Joints between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns”, Vol.1,2, Cornell University, 1993
8. Gustavo Parra-Montesinos, James K. Wight., “Modeling Shear Behavior of Hybrid RCS Beam-Column Connections”, Journal of Structural Engineering, Vol.127, No.1, Jan., 2001, pp.3~11

9. 조필규 외, “철근콘크리트 기둥/철골보 합성구조의 강접합부 성능”, 대한 건축학회발표논문집, 제18권 제1호, 1998.4, pp.753~759
10. 손민성 외, “철근콘크리트 기둥과 철골 보로 이루어진 복합구조 접합부의 역학적 거동에 관한 실험적 연구”, 대한건축학회발표논문집, 제20권 제1호, 2000.4, pp.161~164
11. 안재혁, “鐵筋콘크리트기둥과 鐵骨보로 構成된 複合構造 連結部の 剪斷耐力에 관한 解析的 研究”, 부정대학교 석사학위 논문, 2001
12. 박강호, “철골철근콘크리트 건축구조설계”, 세진사, 2000
13. Mattock, A. H. “Strength of Embedded Steel Sections as Brackets”, ACI Journal, March-April, 1982, pp.83-93.
14. 한국콘크리트 학회, “콘크리트 구조 설계 기준 및 해설”, 사단법인 한국콘크리트학회, 1998
15. 이상호, “철근콘크리트 内部 보-기둥 接合部の 剪斷設計法,” 대한건축학회 논문집”, 제13권 제6호, 1997.6, pp.229~240
16. 이수곤 외, “철근콘크리트 기둥의 전단강도 산정을 위한 스트럿 타이 모델”, 한국콘크리트학회학술발표회논문집, 1999, pp.591~596
17. 윤영묵, “콘크리트 스트럿의 유효강도가 콘크리트 부재의 설계에 미치는 영향”, 한국콘크리트학회학술발표회논문집, 2000, pp.241~246
18. Elnashai, A. S., and Elghazouli, A.Y, “Performance of composite steel/concrete members under earthquake loading. part 1 : analytical model”, Earthquake Engineering Structure Dynamics, 22(4), pp.315~345
19. M. P. Nielsen, “Limit Analysis and Concrete Plasticity”, CRC Press, 1999

20. 박천석 외, “複合構造 接合部の 極限剪斷強度 評價에 관한 研究”, 대한건축학회논문집”, 제13권 제12호, 1997.12, pp.335~342
21. ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion, “Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete”, Journal of Structural Engineering, Vol.124, No.11, Dec., 1998, pp.1375~1417
22. 최근도 외, “자주식 띠근을 이용한 RCS 보-기둥 접합부의 거동에 관한 실험적 연구”, 대한건축학회학술발표논문집, 제22권 제1호, 2002.4, pp.95~98
23. 박상균, “철골 보와 철근콘크리트 기둥으로 이루어진 복합구조 접합부의 역학적 거동에 관한 실험적 연구”, 한양대학교 석사학위 논문, 2000
24. 渡邊一弘 외, “柱RC造・梁S造接合部のせん斷耐力にする實驗的研究”, 콘크리트工學年次論文報告集, Vol.17, No.2, 1995, pp.1059~1064
25. 김광연, “RC기둥과 S보 혼합구조 접합부의 전단내력에 관한 연구”, 대한건축학회학술발표논문집, 제15권 제10호, 1999.10, pp.55~62
26. 최광호 외, “철골보와 콘크리트기둥 복합구조 접합부의 구조성능”, 한국강구조학회지, 제7권 제4호, 1995. 12, pp.49~58
27. Gustavo Parra-Montesinos, James K. Wight., “Seismic Response Exterior RC Column-to-Steel Beam Connections”, Journal of Structural Engineering, Vol.126, No.10, Oct., 2000, pp.1113~1121
28. Shyn-Jiann Hwang, Hung-Jen Lee, “Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Interior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance”, ACI Journal, January-February, 2000, pp. 35-44.
29. 서영갑 외, “철근 콘크리트 공학”, 사이텍 미디어, 1999
30. 한국강구조학회, “강구조의 설계”, 구미서관, 2000

An Analytical Study on the Ultimate Shear Strength Evaluation of the interior beam-to-column Joints of Reinforced Concrete Column and Steel Beam

by Sang-Hun Mun

*Department of Architectural Engineering, Graduate School
Pukyong National University*

Abstract

Recent trends in the construction of building frame feature the use of composite steel concrete members. One of such system, RCS(Reinforced Concrete column and Steel beam) system, is known as a type of system to maximize the structural and economic benefits in the most efficient manner.

This paper is focusing on an study of ultimate shear strength evaluation of the interior beam-column joints of RCS system, with reinforced concrete column and steel beam. Current design methods as well as the majority of the previous researches for ultimate shear strength of the interior beam-column joint of RCS system are not easy to apply actual manner. There is a need to propose the rational macro models based on analytical approach. In this study, design method variables for interior beam-to-column joints of RCS system is studied assuming shear resistance of steel web panel, diagonal concrete strut mechanism and truss mechanism. Finally, calculated results based on the proposed design model are compared with test data.

The results of this study can be summarized as follows :

1. The proposed model can provide valuable insight into the ultimate shear strength and behavior of interior beam-to-column joints of RCS system.
2. Excellent agreement was found between predicted and experimental ultimate shear strength for several interior joints with different strength of material, details and h_c/d_b ratio.
3. ASCE design guidelines were found to underestimate on the ultimate shear strength of joints of RCS system and didn't consider that transverse beam, band plate and h_c/d_b affect behavior of joints of RCS system.
4. The Kanno method didn't consider that h_c/d_b ratio and L_c/L_b ratio affecting behavior of joints of RCS system. The previous test results indicated large discrepancies between predicted and experimental shear strength in interior beam-to-column joints of RCS system, when using the Montesinos & Wight method.

감사의 글

이 논문이 부족한 점이 많지만 주위의 많은 고마운 분들의 따뜻한 사랑과 지도에 힘입어 이만큼이나마 이룰 수 있었기에 그 분들에게 고개 숙여 깊은 감사의 마음을 드립니다.

먼저 논문이 완성되기까지 저의 부족한 점을 너무나 잘 아시고 항상 저를 바른길로 인도해 주신 지도 교수님이신 박천석 교수님과 자상하시고 깊은 이해로 아낌없는 조언을 해 주신 김영찬 교수님, 항상 밝은 미소로 학문의 길을 인도해 주시고 격려해 주신 이수용 교수님께 깊은 감사의 마음을 드립니다.

아울러 많은 가르침과 격려해 주셨던 류종우 교수님, 조홍정 교수님, 임영빈 교수님, 신용재 교수님, 김기환 교수님, 이재용 교수님, 조영행 교수님께 진심으로 감사드립니다. 또한 한학기 동안 열심히 지도해 주신 부산대학교 이상호 교수님께도 감사드립니다.

항상 곁에서 친형처럼 저를 도와주신 안재혁 선배님과 사회 진출 후에도 관심과 사랑으로 충고를 아끼지 않으시던 김상현 선배님, 원기상 선배님, 김재봉 선배님, 김찬동 선배님, 이영근 선배님, 그리고 항상 누나처럼 따뜻하게 저를 아껴 주시는 박혜령 선배님께 깊은 감사드리며 지난 시간 동갑내기 후배들 때문에 마음고생이 심했던 김동건 선배님, 이정현 선배님, 신용호 선배님, 정진기 선배님께 항상 미안한 마음과 고마운 마음 동시에 전합니다.

석사과정 2년 동안 함께 했던 동기들과 대학원 선·후배님과 김창환 조교님. 김성민 조교님에게도 고마움의 마음 전합니다.

선배노릇 제대로 하지 못했지만 후배이상의 벗이 되어준 재준, 재인, 미경, 승환, 동열, 명교, 재민, 영삼, 현수준 및 Drawings 선·후배님들과 학부때 자취생의 어려움을 덜어준 94학번 동기, 그리고 춘호, 기원, 기운, 수만, 갑환, 승현, 원학에게 감사드립니다.

오늘이 있기까지 항상 애정과 사랑으로 지켜주시는 큰형님, 작은형님, 형수님께 작은 결실의 기쁨을 함께 하고자 합니다.

끝으로 저의 슬픔을 가슴으로 짊어지시고, 저의 기쁨을 두배로 반겨주시는 부모님께 머리 숙여 감사드립니다. 앞으로는 부모님의 근심을 모두 덜어드리고 세배의 기쁨을 안겨드릴 막내아들이 될 것을 약속드리며 이 논문을 바칩니다.

2003년 2월

문 상 훈