

# 국내 발생지진에 의한 물류창고 강재 적재설비의 내진성능 평가

## Seismic Performance of Steel Industrial Storage Racks Subjected to Korea Earthquakes

전중수<sup>1)</sup> · 최형석<sup>2)</sup> · 서영득<sup>2)</sup> · 김충길<sup>3)</sup> · 허광희<sup>3)\*</sup>

Jeon, Jong-Su<sup>1)</sup> · Choi, Hyongsuk<sup>2)</sup> · Seo, Youngdeuk<sup>2)</sup> · Kim, Chunggil<sup>3)</sup> · Heo, Gwanghee<sup>3)\*</sup>

<sup>1)</sup>안동대학교 토목공학과, <sup>2)</sup>국토교통연구원프라운영원, <sup>3)</sup>건양대학교 해외건설플랜트학과

<sup>1)</sup>Department of Civil Engineering, Andong National University, <sup>2)</sup>Korea Construction Engineering Development Collaboratory Management Institute,

<sup>3)</sup>Department of International Civil and Plant Engineering, Konyang University

### / A B S T R A C T /

This study experimentally and analytically examines the seismic vulnerability of steel rack storage frames subjected to Korea earthquakes (2016 Gyeongju earthquake and 2017 Pohang earthquake). To achieve this aim, this study selects a three-story, one-bay steel rack frame with a typical configuration of rack frame in Korea. Firstly, the local behavior for frame components is examined by performing monotonic and/or cyclic load tests and the global response and dynamic characteristics of the subject rack frame are investigated by conducting a shaking table test. The analytical model of the rack frame is then created based on the experimental results and is used to perform nonlinear time history analyses with recorded Korea earthquakes. The seismic demand of the rack frame is considerably affected by the spectral acceleration response, instead of peak ground accelerations (peak floor accelerations). Moreover, the collapse fragility curve of the rack frame is developed using incremental dynamic analyses for the Gyeongju and Pohang earthquakes. Fragility results indicate that the ground motion characteristics of these earthquakes do not significantly affect the frame vulnerability at the collapse state.

**Key words:** Gyeongju and Pohang earthquakes, Steel rack storage frames, Lateral load and shaking table test, Collapse fragility

## 1. 서론

물류산업의 지속적인 발전으로 인하여 보관이 요구되는 물류는 지속적으로 증가하는 추세이며, 수송 규모의 확대와 소량, 다품종 처리 시설 도입 등에 따른 물류 창고의 대형화와 고도화가 지속되고 있다. 이에, 고층, 다단, 다기능의 적재설비가 개발되어 적용되고 있는 실정이다. 그러나 이러한 적재설비는 지진에 의한 영향을 고려하지 않고 설계하는 경우 구조적 붕괴 및 전도가 발생할 수 있으며, 보관중인 적재물의 낙하 등으로 인해 인적, 물적 피해를 발생시킬 수 있는 것으로 알려져 있다[1].

세계적으로 고층, 다층 구조의 적재설비가 활용되기 시작한 것이 약 20년 전으로 미국과 유럽 등 강진 발생 국가들에서도 아직 많은 수의 피해가 보고되지는 않았으나, 적재설비 자체의 전도, 붕괴 및 적재물의 낙하에 따른 경제적 손실이 발생하였으며, 작업자 및 다중이 이용하는 공간 등에서 적재설비가 노출된 경우 지진에 의한 재해 발생 위험성이 높다[2]. 국내에서도 2016년 경주인근에서 발생한 지진[3] 및 2017년 포항에서 발생한 지진으로 인해 보관중인 물품이 낙하하는 피해가 다수 보고되었다. 대규모의 물류창고 내 시설물 붕괴 등으로 인한 재해는 아니었으나 국내에서도 이를 계기로 물류창고 내 적재설비에 대한 지진 안전성 확보하기 위한 노력을 기울이고 있다.

일반적으로 대규모의 물류창고 내 물품 보관은 처리가 용이하도록 파렛트 및 적재 랙을 활용한다. 적재 랙은 그 형태 및 기능에 따라 파렛트 랙, 수평 회전 랙, 유동 랙 등 다양한 종류가 활용되고 있으며[4], 이중 파렛트 랙이 전체 적재설비 시장의 약 80%를 점유하고 있다[5].

\*Corresponding author: Heo, Gwanghee

E-mail: heo@konyang.ac.kr

(Received February 23, 2018; Revised March 27, 2018; Accepted March 29, 2018)

물류산업은 경쟁력을 확보하기 위하여 제한된 창고 공간에 보다 저렴한 비용으로 물품을 보관할 수 있어야 한다. 그러므로 물류창고 내 강제 파렛트 랙은 냉간 성형되는 것이 일반적이며, 다른 강제 구조물과 달리 쉽게 제조 및 변형이 가능하고 다단으로 물품을 보관할 수 있는 구조를 갖고 있다. 또한 보다 많은 적재 공간을 확보하기 위하여 설비 구조에 수평보강등이 생략되어 있어 [6] 지진에 취약한 구조이다.

국내에서 지진에 대비한 강제 적재설비 설계를 위한 규정은 건설기준 [11] 과 국가표준 [4]에서 찾을 수 있다. 건설기준에서 적재설비는 건물외구조물로 분류하여 설계하중 산정방법을 제시하고 있으나 해석방법 및 부재검토, 앵커 등 상세 설계를 위한 방법을 제시하고 있지는 않다. 또한 국가표준에서는 지진하중을 직접적으로 언급하고 있지 않으나 일본의 표준 [13]을 인용하여 기동중량의 10%를 수평하중으로 설계하도록 하고 있으며, 보-기둥 연결부를 시험할 수 있도록 방법론을 제시하고 있다. 그러나 건설기준과 동일하게 상세한 설계 규정은 제시하고 있지 않다.

국외에서는 적재설비에 대한 다양한 해석적 [13-16], 실험적 [17-22] 연구가 활발히 진행되고 있으며, 설계방법 및 각종 규정 마련, 지진시 보다 정확한 거동을 예측하기 위한 해석방법론의 연구 등이 수행되고 있으나, 국내에서는 아직 연구 초기단계이다. 그러나 국내 물류산업이 양적, 질적으로 발전하고 있으므로 지진재해에 대비하여 적재설비의 내진성능을 확보하기 위한 다양한 연구가 필요한 실정이다.

본 연구에서는 국내 물류창고에 일반적으로 설치, 활용되고 있는 파렛트 랙 설비의 동특성 및 파괴모드 분석, 해석모델 개발을 위한 실험적 연구를 수행하였다. 추가적으로 2016년 9월 12일에 발생한 경주지진과 2017년 11월 15일에 발생한 포항지진에 의해 계속된 지진파들을 이용해 비선형 동적 시간 이력해석을 통해 국내 적재설비의 내진성능평가 및 지진취약도 해석을 수행하였다.

## 2. 적재설비 부재실험

산업용 적재 시설에서 파렛트 랙 구조물의 각 부재는 경제성 확보를 위하여 강판의 냉간 성형에 의해 제작되며, 경량으로 제작되기 위해 표면이 천공되어 효율적이지만 구조물의 유연도가 높고 설계가 어려운 단점이 있다. Fig. 1은 물류 보관에 일반적으로 사용되고 있는 적재설비의 부재 및 연결부 체결 형상을 나타낸 것이다. 효율적 단면 활용을 위해서 기동부재는 박판을 단조



Fig. 1. Typical shapes of steel storage rack members and connections [7]

하여 개단면 형태이며, 각 층의 파렛트를 거치하기 위한 보를 연결하기 용이하도록 일직선격으로 표면이 천공되어 있다. 보와 기둥의 연결은 재배치, 재활용, 손상시 교체 용이성 등을 위하여 끼움에 의해 연결되는 구조이며, 횡보강등 기타연결부도 최소한의 볼트 연결 등으로 구성되어 있다. 그러므로 이러한 적재설비를 기존의 일반적인 해석적 기법에 의해서만 설계하는 것은 매우 비효율적이다 [7]. 이에 적재설비 관련 기준들 [8-10]은 실험을 병행하게 함으로써 보다 효율적인 설계가 될 수 있도록 제안하고 있다.

이에 본 연구에서는 해석 모델의 기초자료를 확보하기 위하여 물류창고 현장조사를 통하여 국내에서 일반화되어 사용되고 있는 강제 파렛트 랙 구조물을 선정하고 미국의 RMI 기준 [8] 및 유럽의 FEM [7]과 EN 기준 [9]에서 제시하고 있는 랙 부재 시험방법을 참고하여 단, 장주 및 브레이스를 포함하는 기동부재에 대한 압축실험과 단순 하중재하 및 반복하중 상태에서의 보 부재에 대한 휨 및 전단 실험을 수행하였다. 본 연구에서 선정한 적재설비의 설치 사례를 Fig. 2에 나타내었다.

기동부재의 압축실험은 설계 시 단면력 결정을 위한 것으로 천공된 기둥의 단면 특성이 길이에 따라 변화하기 때문이다. 그러므로 고전적인 기둥 이론에 의해 단면의 유효단면적, 강성 및 좌굴을 결정하는 것이 불가능하다. 적재설비 구조에서 기동부재는 설치 방법에 따라 활용되는 높이가 다르고 단방향으로는 Fig. 2에서와 같이 브레이스가 설치되어 있어 다양한 경우에 대한 실험이 요구된다.

단주실험은 기동부재를 300 mm 높이로 절취하고 단부를 강판으로 보강하여 양단 힌지 조건에서 유압시험기를 이용, 압축하중을 가력하여 시험하였다. 시험은 총 3개의 시험체에 대하여 반복하여 실시하였으며, 시험 결과는 Fig. 3과 같으며, 최대 하중은 178 kN이었다. 장주실험은 높이 1,400 mm



Fig. 2. Case of steel storage racks installation for storing chemical drums [23]

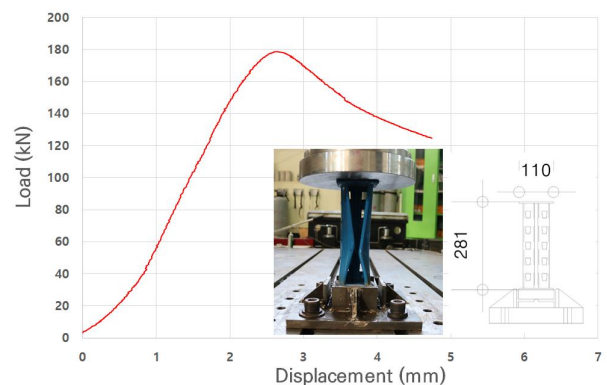


Fig. 3. Stub column compression test

및 2,300 mm의 기둥부재에 대한 압축하중 재하 실험을 수행하였으며, 양단의 지지조건은 단주실험과 동일하게 구성하였다. 시험결과는 Fig. 4와 같으며, 최대 하중은 각각 106 kN과 98 kN으로 순단면적으로 산정한 좌굴 하중에 비하여 낮은 하중수준을 보였다. Fig. 5는 브레이스를 고려한 기둥부재 좌굴하중 실험결과이다. 이 실험은 브레이스의 실제 설계에 의한 설치간격을 고려하여 시험하였으며, 높이는 장주실험과 동일한 높이의 부재를 제작, 시험하였다. 기둥의 붕괴는 브레이스가 설치된 부분의 좌굴에 의해 발생하였으며, 볼트연결부에서 과대한 변형이 발생하였다.

보 부재 역시 박판을 냉간 성형하여 제작한 것이나 기둥 부재와 달리 폐단면이고 표면이 천공되지 않아 보 이론에 의해 설계하는 것이 가능하다. 그러나 기둥과 연결되는 지점부는 효율적 활용을 위해 끼움 설치하도록 설계되어 있어 거동을 예측하기 어렵다. 적재설비의 동적 거동을 예측하기 위해서는 적재설비 각 부재의 강성을 적절히 예측하여야 하며, 연결부의 거동의 이해가 중요하다. 국외 대부분의 적재설비 설계 기준 등에서 이러한 연결부 거동을 평가하기 위한 방법론을 제시하고 있다. 본 연구에서는 보 부재 자체의 휨 및 기둥 부재와 연결을 고려한 휨 및 전단 시험을 수행하였다.

보 부재의 휨 저항 성능은 Fig. 6에 나타난 것과 같이 강축방향으로 4점 휨 실험을 수행하였으며, 또한 기둥 부재가 연결된 상태에서 휨 거동을 Fig. 7과 같이 수행하였다. 시험된 보의 길이는 2,700 mm이었다. 두 시험은 각각 최대 하중 발생 시 변위의 2배까지 가력 후 종료하였으며, 기둥부재 및 연결부에서 국부적인 변형이 확인 되었으나 볼트 및 연결부 파괴는 발생하지 않았다.

Figs. 8-9는 각각 보-기둥 연결부의 전단 및 휨 실험결과이다. 전단시험은 300 mm 높이 기둥 부재의 양단을 고정하고 600 mm의 보 부재를 연결한 후 연결 지점으로부터 50 mm 이격한 지점을 가력하여 전단저항 성능을 시험하였다. 보 부재의 상단 가력에 따른 가력부 국부 좌굴이 발생하였으며, 이에 순수 전단상태의 시험은 수행되지 못하였다. 최대 하중 발생 후에도 볼트 및 연결부 파단은 발생하지 않았다. 동일한 시험체를 이용하여 가력 지점을 연결부에서 400 mm 이격하여 가력함으로써 보-기둥 연결부의 휨성능을 시험하였다. 실험 시보의 비틀림을 방지하기 위해 횡방향 변형을 구속할 수 있도록 하였다. 실험결과는 Fig. 9와 같으며, 보 연결부의 하단 및 연결 핀의 항복에 의해 파괴가 발생하였다.

Fig. 10은 보-기둥 연결부에 대한 반복하중 실험결과를 나타낸 것이다. 실

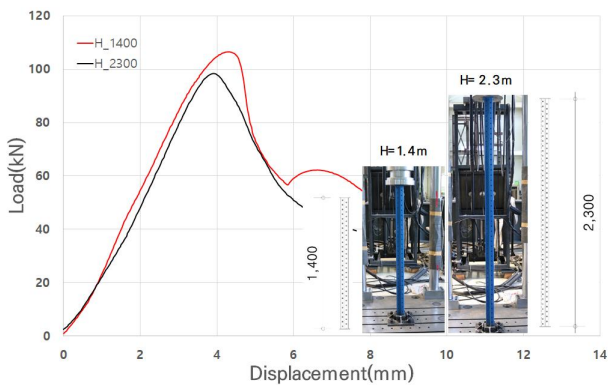


Fig. 4. Column compression test

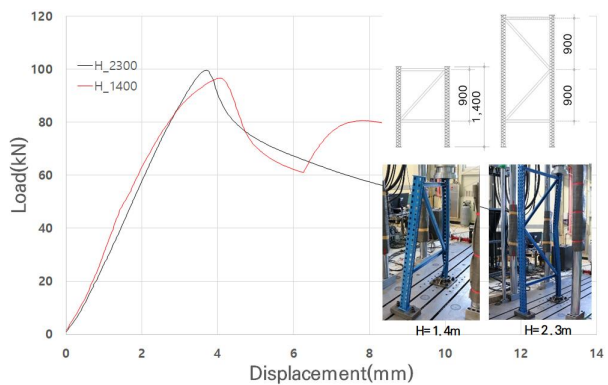


Fig. 5. Compression tests on uprights

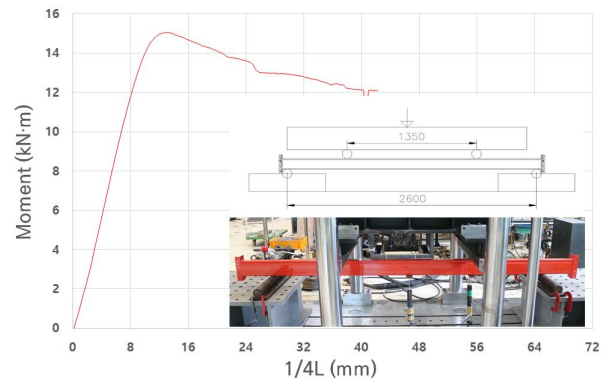


Fig. 6. Beam bending test

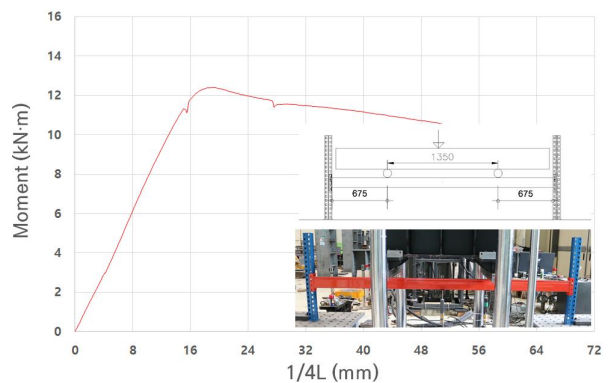


Fig. 7. Rack frame bending test

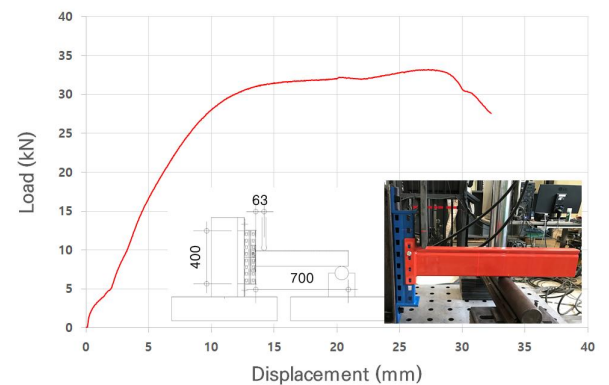


Fig. 8. Shear test on beam connectors and connector locks

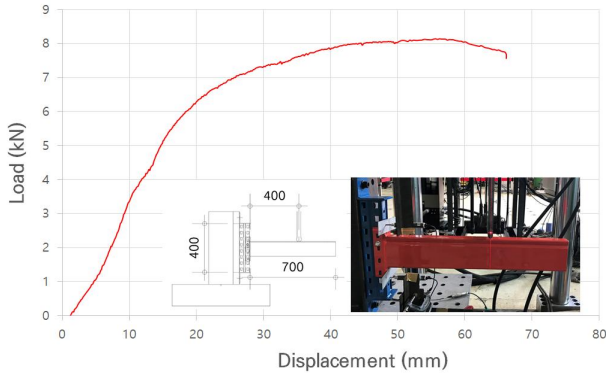


Fig. 9. Bending tests on beam connectors

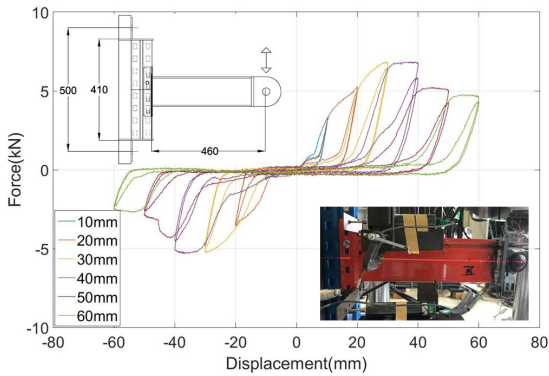


Fig. 10. Cyclic load test on beam connectors

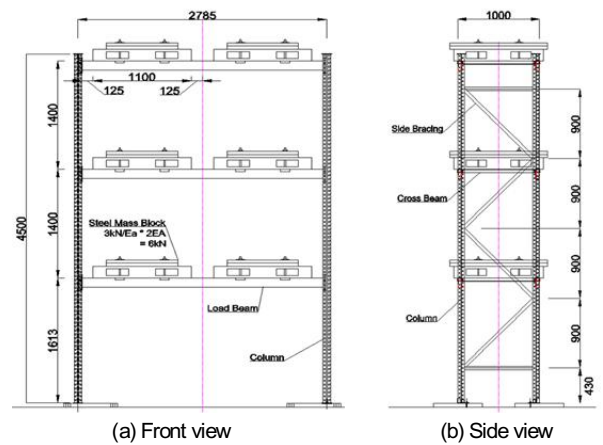
협체의 구성은 전단 및 휨 실험과 동일하나 보 부재의 단부에 힌지를 설치하여 가력장비에 의해 반복하중 재하가 가능하도록 하였다. 실험은 변위제어에 의하였으며,  $\pm 10$  mm에서부터  $\pm 60$  mm까지 10 mm 씩 증가시켜 각 2회 반복하여 수행하였다. 보 연결부의 하단 및 상단에서 큰 변형이 발생하였으나 최종 가력 시까지 볼트의 변형이나 연결핀의 파괴는 발생하지 않았다.

### 3. 진동대 실험

국내에서 일반적으로 사용되고 있는 적재설비 구조의 동적특성 분석 및 지진 시 파괴모드 확인을 위하여 진동대 실험을 수행하였다.

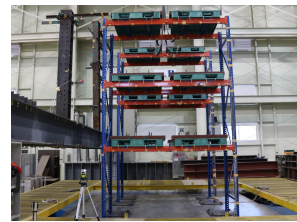
적재설비는 국제적으로 그 제원 및 규격에 대한 기준이 없으며, 설치되는 물류창고 시설물의 특성에 맞게 주문, 제작되는 것이 일반적이다. 본 연구에서는 파렛트 랙 제조 현황을 조사하고 진동대 실험이 가능한 규모를 선정하여 실험체를 제작하였다. 실험체는 장변 2,785 mm, 단변 1,000 mm, 높이 4,500 mm의 3단 프레임 구조이며, 기둥, 거더 및 파렛트 적재를 위한 거더, 단변 방향으로 설치되는 브레이스로 구성되어 있다. 보-기둥 연결부에 1개의 M8 볼트에 의해 체결되어 있으며, 브레이스와 기둥 연결부에는 M10 볼트에 의해 고정되고 이외의 연결은 끼움에 의해 거치되는 형태로 조립되었다. 기둥의 기초부에는 1개의 M12 볼트에 의해 바닥에 고정될 수 있도록 설계되어 있다.

전술한 바와 같이 국내에서는 적재설비에 대한 상세 규정이 부재하여 기초 고정 방법이 제시되어 있지 않다. 이에 본 연구에서는 제조업체에서 제시하여 현장에 일반적으로 적용, 보급되고 있는 고정방법을 적용한 경우와 기초를 바닥에 용접에 의해 고정할 경우를 각각 모사하여 비교할 수 있도록 실험

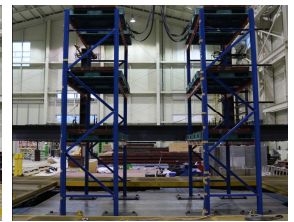


(a) Front view

(b) Side view



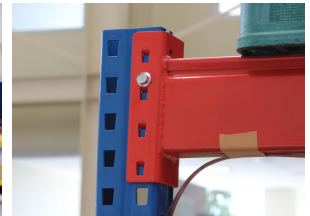
(c) Front view



(d) Side view



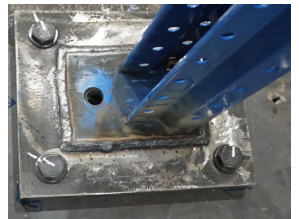
(e) Brace connection



(f) Beam-column connection



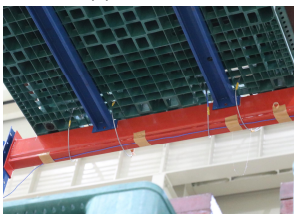
(g) Bolted case



(h) Welded case



(i) Fixed case



(j) Non-fixed (free) case

Fig. 11. Steel storage rack specimen drawings and photos

험을 준비하였다.

실험에 사용된 적재설비의 설계하중은 각 층별 1,500 kg이다. 본 연구에서는 적재설비 구조물의 동적거동을 평가하는 것이 주요한 목적이므로 시험시 각 층에 적재 중량을 최대 설계하중의 80% 수준 (1,200 kg)으로 하였으며, 각 질량은 파렛트를 이용하여 설치하였다.

물류창고 현장에서 파렛트에 의해 적재되는 보관물은 관리 편리성 및 효율성을 위하여 설비와 고정하지 않은 것이 일반적이다. 지진시 거더 및 파렛트 접촉면의 마찰력이상이 되면 미끄러짐이 발생하게 되고 이에 의한 적재물의

낙하가 발생하게 된다. 이러한 현상은 다수의 지진피해 사례에서 보고 [1] 되고 있다. 그러므로 파렛트 랙의 지진시 실제적인 거동을 모사하기 위해서는 적재물을 랙에 고정하지 않고 설치하여야 한다. 그러나 이러한 미끄러짐에 의한 질량체 낙하 등은 해석결과와의 비교를 어렵게 만들기 때문에 본 연구에서는 적재물을 랙에 고정한 경우와 그렇지 않은 경우 각각에 대한 실험을 수행하였다. 고정방법은 적재물과 파렛트, 거더 및 보 부재의 각 연결 지점에 M8 볼트를 이용하여 고정하였다.

실험체 기초 고정방법 및 질량체의 랙과의 고정 여부에 따른 실험체 구분을 Table 1에 나타내었으며, 진동대 실험체 현황을 Fig. 11에 나타내었다.

국내의적으로 적재설비에 대한 동적실험표준은 제시되어 있지 않으나 기존 실험적 연구들에서 대부분 제시하고 있는 AC156 [24]을 참조하여 하중 및 가진 절차를 수립하고 진동대 시험을 수행하였다.

실험대상 적재설비에 적용할 지진력은 일반적인 국내 창고시설의 설계 조건을 고려하여 결정하였다. 서론에서 언급한 것과 같이 건설기준 [11]에 의하면 강제 적재설비는 건물의구조물로 분류되나 건물과 적재설비를 포함한 중량이 적재설비를 지지하는 구조물 중량의 25% 이내 인 경우에는 비구조요소로 보고 설계하중을 결정하도록 하고 있다. 일부 적재설비가 시설물과 동시에 설치되는 경우를 제외한 국내 물류창고 적재설비의 대부분은 건설기준 비구조요소 하중 규정이 적용될 수 있을 것으로 판단된다.

실험에 요구되는 지진의 응답스펙트럼은 건설기준을 참조하여 지진구역 I의 보통암 지반에 설치되는 것을 가정하여  $S_{Ds} (=0.36575)$ 를 산정하였으며, 적재설비는 지상층 위치에 설치( $z=0$ )되는 것으로 가정하였다. 지진파는 AC156에서 제시하고 있는 방법에 따라 가속도 요구응답스펙트럼 및 시간이력을 작성하였다. 요구응답스펙트럼 작성에 사용된 각 변수는 Table 2와 같다.

진동대 실험의 가진은 적재설비 구조물의 동적거동특성을 확인하기 위한

랜덤파(white noise) 가진에 의한 공진탐색실험과 상기 지진파형의 최대 가속도 (PGA=0.3 g)를 기준으로 50% 수준에서 200% 수준까지 점증하여 지진파 가진 실험을 수행하였다. 가진 절차는 실험체 설치 후 공진탐색실험을 수행하고 이후 지진파가진을 수행하였다. 각 실험은 수평 2방향에 대해서만 실험하였으며, 수직방향은 고려하지 않았다. 실험은 부산대학교 지진방재연구센터의 3자유도 진동대를 활용하였다.

동적거동을 계측하기 위하여 각 층 높이 기둥 위치에 수평 2방향의 가속도계를 설치하였으며, 장변방향의 구조물 변형 및 층간 상대변위를 측정하기 위하여 각 층 높이에 변위계를 설치하였다. 단변방향으로는 상대변형이 크지 않을 것으로 판단하여 최상단 위치에만 변위계를 설치하였다. 실제 진동대의 입력 지진은 진동대 피드백 중 가속도 및 변위 데이터를 설치된 각 센서와 동기화하여 실시간 기록하였다.

Table 3은 진동대에 의해 입력된 가속도에 대한 최고 층 설치 가속도계 출력 가속도의 전달함수를 산정하는 방법으로 각 실험체 및 설치방향별 고유 주파수를 산정한 결과이다. 장변방향으로는 0.66 Hz에서 0.75 Hz, 단변 방향으로는 2.00~2.41 Hz 정도로 낮은 주파수 특성을 나타내었다. 가진에 사용된 랜덤파형은 RMS (Root Mean Square) 가속도가 0.1 g로 비교적 가진력이 낮은 수준이기는 하였으나 기초 고정방법 및 탑재된 질량체 설치 방법의 차이에도 각 모드별로 주파수가 유사한 수준인 것으로 나타났다.

Table 4는 지진파 가진 종료 후 자유진동 구간의 실험체 최상단 변위 측정결과로부터 로그감쇠법에 의한 감쇠 측정결과를 나타낸 것이다. 가진력 크기에 따라 감쇠비가 증가하는 양상을 나타내었으며, 하부가 볼트로 고정된 경우에 보다 감쇠비가 크게 나타났다. 그러나 이러한 결과는 기존 적재설비 관련 문헌 [1]에서 제시하고 있는 5~15% 수준의 감쇠비에 비하여 낮은 수준으로 실험체가 충분히 가진되는 상태가 아니었기 때문으로 판단된다.

변위 측정결과는 일반적인 프레임구조와 같이 설치 높이에 따라 응답이 증가되는 것이 확인되었으며, 가진력이 증가할수록 각 방향의 변위도 증가하는 것으로 나타났다. 최대 변위는 장축 방향 가진시 최상단 부에서 발생하였으며, Y축 방향은 X축 방향에 비하여 보다 낮게 나타났다. Fig. 12는 기초가 볼트 고정 유무에 따른 실험체의 층간변위를 나타낸 것이다. 적재 질량

Table 1. Shaking table test cases of steel storage racks

Specimen	Base Anchor	Mass block connection
A	M8-1EA	Free
B	M8-1EA	Fixed
C	Fully Welded	Fixed

Table 2. Parameter for required response spectrum (AC156)

Standard	$S_{Ds}$	$z/h$	Horizontal (g)	
			$A_{FLX-H}$	$A_{RIG-H}$
KDS [11]	0.37	0	Fixed	0.15

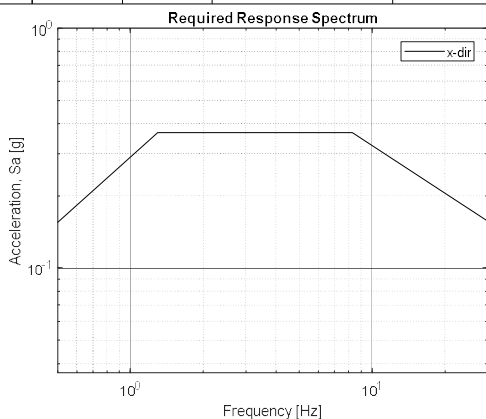


Table 3. Shaking table test cases of steel storage racks

Specimen	Dir.	Frequency (Hz), $df=0.25$ Hz		
		1st	2nd	3rd
A	X	0.66	3.41	7.03
	Y	2.41	-	-
B	X	0.44	3.63	6.84
	Y	2.00	-	-
C	X	0.75	3.50	7.50
	Y	2.13	-	-

Table 4. Damping estimation result

Specimen	Dir.	PGA (g) / Damping (%)		
		0.1	0.2	0.3
FEMA 460	-	5.00	10.00	15.00
A	X	1.34	2.89	2.76
B	X	2.44	3.24	4.02

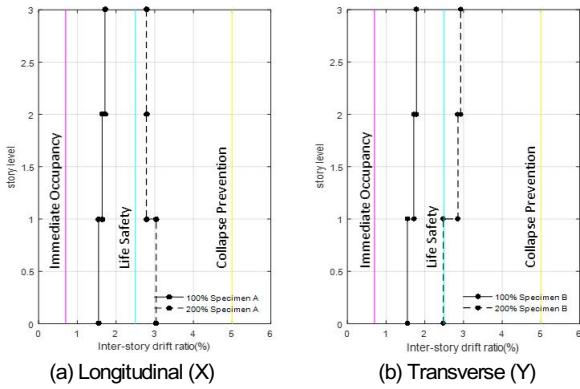


Fig. 12. Story drift

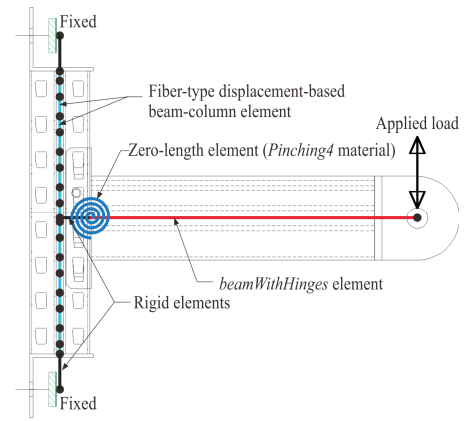


Fig. 14. Numerical model of beam connection

전체 해석모델에 대하여 설명하였다.

#### 4.1 보-기둥 연결부 해석모델

보-기둥 연결부에 대하여 천공으로 인한 기둥 단면의 변화와 보-기둥 연결부 상세 및 볼트의 위치에 따라 거동이 다르고 복잡하기 때문에 현재까지 내진해석을 위한 전용 구조해석 프로그램을 사용한 해석모델이 없다. 이러한 이유로 인해 본 연구에서는 보-기둥 연결부의 실험결과를 이용하여 해석 모델을 보정한 후 이를 적재설비 해석에 직접 적용하였다. Fig. 10에 나타난 보-기둥 연결부 반복하중 실험결과를 이용하여 Fig. 14와 같이 OpenSees [26] 구조해석 모델을 개발하였다. 보의 단면은 길이에 따라 일정하므로 *beam-withHinges* 요소를 이용하여 보 부재를 모델링하였다. 소성힌지 구간인 보의 양 끝단은 파이버 요소를 적용하였다. 여기서 소성힌지 구간은 보 단면의 높이로 가정하였다. 소성힌지 구간을 제외한 보의 중간부는 단면적, 단면2차모멘트, 및 비틀림 상수를 이용한 탄성 단면을 이용하였다. 기둥은 다수의 천공의 존재로 인해 길이에 따라 단면 형상이 변화하므로, 각 단면에 대하여 별도의 파이버 재료 모델을 적용하였고, 이를 변위 기반 보-기둥 요소에 적용하였다. 보와 기둥 부재에 사용된 강재의 재료 물성치는 인장실험에서 구한 실험값을 이용하였다. 실험결과, 강재의 항복강도와 인장강도는 각각 350 MPa와 405 MPa 이었고, 변형률 경화 계수는 0.0023 이었다. 이 물성치를 *Hysteretic* 재료 모델에 입력한 후 모든 단면의 파이버에 적용하였다. 접합부 내의 보와 기둥 사이는 강성이 매우 큰 보-기둥 요소를 이용하여 구현하였다. 보-기둥 볼트 연결부는 *Pinching4* 재료 모델 [27]을 적용한 비탄성 회전 스프링을 이용하였다.

Fig. 10에서 나타난 실험결과와 같이 하중의 정방향과 역방향에 대한 이력거동이 비대칭이었다. 이는 보-기둥 연결부 볼트의 상단 부분에 유격이 있고, 볼트 위치가 보의 단면의 중앙에 위치하지 않기 때문이다. 따라서 *Pinching4* 재료모델의 포락선은 비대칭으로 구현되었다. Fig. 15는 보-기둥 연결부 실험결과를 토대로 하여 해석모델을 보정한 결과를 보여준다. 연결부 모델 보정에 사용된 보-기둥 볼트 연결부의 회전모멘트-회전각 관계는 Fig. 16과 같다. 실험결과에서는 양의 포락선(볼트 상단)에서 약간의 유격에 의한 차이를 보여주고 있으나, 사용된 재료모델의 한계로 인해 이를 무시하였다. 대부분의 재료모델의 제하강성은 초기 강성에 의존하는데, 여유 간격의 구현은 강성이 없기 때문에 제하(unloading) 강성에 아주 큰 모델 오차를 받

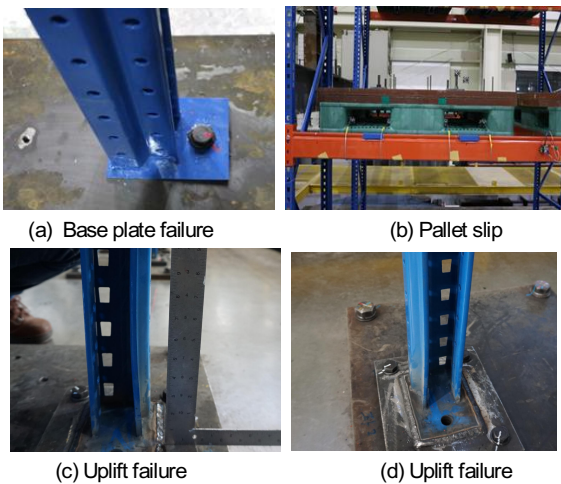


Fig. 13. Damage after shaking table test

체가 고정된 경우에 보다 큰 변위가 발생하는 것으로 나타났으며, 기준 [25]과 비교하여 입력 지진파의 100% 수준은 즉시 사용 단계를 초과하였고 200% 수준 가진 시에는 인명안전 수준을 초과하는 것으로 나타났다. 그러나 붕괴 방지까지는 큰 여유도를 가지는 것으로 조사되었다.

Fig. 13는 진동대 실험에 의한 주요 파괴 형상을 나타낸 것이다. Fig. 13(a)는 B 실험체의 기초로 기준 파형의 200% 가진 후 기초판의 휨에 의한 변형과 볼트 풀림 현상이 확인되었으며, Fig. 13(b)는 고정되지 않은 파렛트의 이동이 발생한 것으로 기준 파형의 150% 가진시 발생하였다. Fig. 13(c)와 (d)는 각각 용접에 의해 기초를 고정된 경우에 기둥 하부에서 좌굴이 발생한 것으로 기준 파형의 150% 수준 가진 후에 발생하였다. 본 연구에서 설정한 지진파형의 200% 수준 가진에도 적재설비의 심각한 손상 및 급격한 붕괴는 발생하지 않았다. 그러나 이러한 지진파는 적재설비의 연약지반 위치 설치 여부, 건물 내 설치 위치를 반영하지 않았다는 점을 고려하여야 한다.

### 4. 해석모델 구축

해석대상 적재설비의 전반적인 성능을 좌우하는 가장 큰 부재는 보-기둥 볼트 연결부이다. 또한 진동대 실험결과에서 보는 바와 같이 장변방향인 단변방향보다 고유주기가 크기 때문에 본 연구에서는 장변방향 구조해석 모델에 주안점을 두었다. 본 장에서는 보-기둥 연결부 해석모델과 적재설비

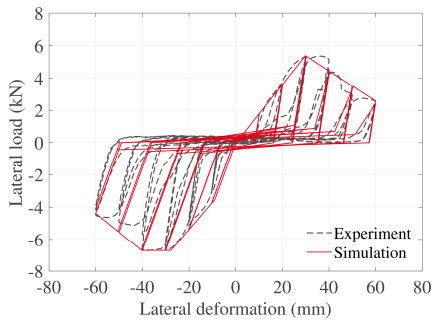


Fig. 15. Calibrated beam connection subassembly model

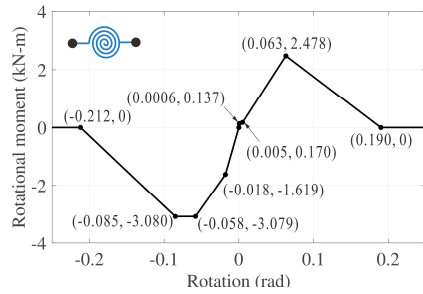


Fig. 16. Moment-rotation backbone curve of connection spring

생시킨다. 이러한 재료 모델의 단점을 극복하기 위해 첫 번째 점에서의 하중과 변위를 작게 선택함으로써 최대한 실험결과와 유사하도록 구현하였다. Fig. 15에서 보는 것과 같이 해석모델의 초기 강성이 실험결과에 비해 크고, 양의 포락선에서 최대하중 이후에 모델 오차가 발생함을 볼 수 있다. 이 또한 사용된 재료 모델의 한계 때문으로 판단된다. 그럼에도 불구하고, 사용된 재료 모델은 전반적인 거동 특히 핀칭 (pinching) 효과를 잘 구현하고 있음을 알 수 있다.

#### 4.2 적재설비 해석모델

4.1절에서 보정된 보-기둥 연결부 해석모델을 이용하여 진동대 실험에 사용된 적재설비의 3차원 구조해석 모델을 생성하였고, 장변 방향에 대하여 비선형 동적 시간이력해석을 수행하였다. 본 연구에서는 기둥 하부에 용접하여 기초를 고정시킨 실험체 (Fig. 10(h))를 해석대상 적재설비로 선택하였다. 보-기둥 연결부의 해석 모델링 기법에 추가하여, 단변방향 가로보와 브레이스는 *beamWithHinges* 요소를 이용하여 구현하였다. 보 (장변방향 거더) 요소와 마찬가지로 부재 단면의 높이를 소성한지 구간으로 가정하였다. 질량체를 고려하여 집중질량으로 보-기둥 접합부에 적용하였고, 부재 자체의 질량은 요소 절점에 집중시켰다. John A. Blume and Associates [28]의 실험을 토대로 하여 5%의 Rayleigh 댐핑을 장변방향의 1차 모드와 2차 모드에 대해 적용하였다. 적재설비의 구조해석 모델은 Fig. 17과 같다. 해석결과와 진동대 실험결과와의 비교는 현재 연구 중에 있으며, 추후 해석 모델이 개선될 것이다. 본 연구는 국내 지진파에 종속된 적재설비의 잠재적 손상 평가를 위한 예비 성능 평가가 주목적이므로, 현재까지 완성된 구조해석 모델을 사용하여 적재설비의 내진성능을 평가하였다.

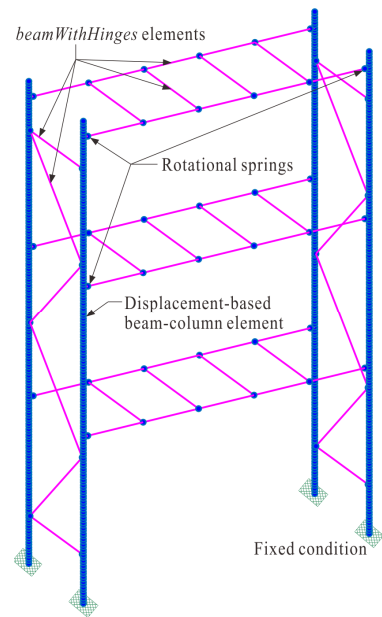


Fig. 17. OpenSees model of rack frame

### 5. 비선형 동적 시간이력해석

계측된 경주지진파와 포항지진파를 이용하여 비선형 동적 시간이력해석을 수행하였다. 추가적으로 본 연구에서는 계측된 국내 지진파에 의한 구조 응답 특성을 비교 및 검토하기 위하여 유사한 최대지반가속도 (Peak ground acceleration, PGA)를 가지는 El Centro-EW 성분 (1940)에 대한 해석을 수행하였다. 본 연구에서는 사용된 적재설비는 1층에 위치하고, 이에 건물의 최대층가속도 (Peak floor acceleration, PFA)는 최대지반가속도와 같다고 가정하였다.

#### 5.1 고유치 해석

해석대상 적재설비에 대하여 고유치 해석을 수행하였고, 장변방향의 1차 모드는 0.964초의 주기를 나타내었고, 2차 모드는 0.214초의 주기를 나타내었다. 진동대 실험결과와의 비교 검토 결과, 해석모델의 장변방향의 고유주기가 0.848배 짧음을 확인할 수 있는데, 이는 해석모델의 불확실성과 진동대 실험에서 실제 가진력에 따라 주기가 다르고, 설치된 계측장치만으로는 모든 주파수를 확인하기 어렵기 때문으로 사료된다.

#### 5.2 국내 지진파

비선형 동적 시간이력해석에 사용된 입력지진파는 경주지진에 의해 계측된 지진파 3분과 포항지진에 의해 계측된 지진파 4분을 이용하였다. 경주 지진에 의해 계측된 지진파는 한국지질자원연구원 (KIGAM) [29]에서 관리하는 덕정리 (DKJ) 관측소와 명계리 (MKL) 관측소 그리고 기상청 (KMA) [30]에서 관리하는 울산 (USN) 관측소에 계측된 지진파이다. 또한 포항지진에 의해 계측된 지진파는 한국지질자원연구원 [29]에서 운영하는 청송 (CHS) 관측소, 덕정리 (DKJ) 관측소, 학계리 (HAK) 관측소 그리고 기상

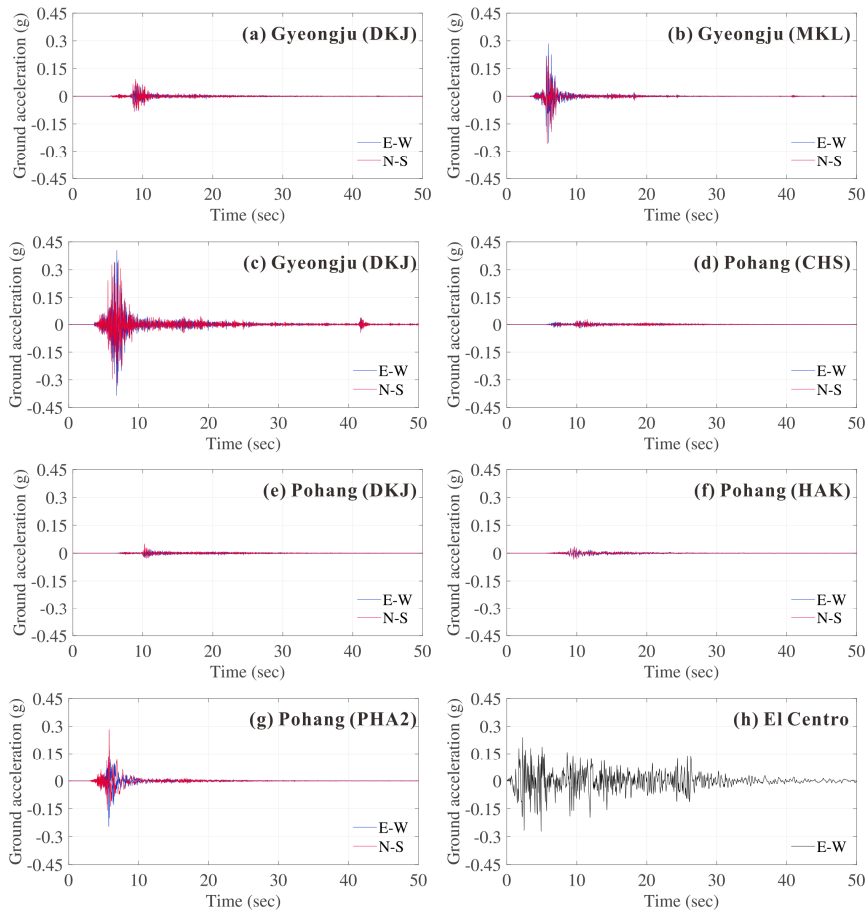


Fig. 18. Input ground accelerations

Table 5. Peak ground acceleration (g) recorded at stations

Earthquake	Station	Epicentral distance (km)	PGA (g)	
			EW	NS
Gyeongju	DKJ	22.15 km	0.078	0.092
	MKL	5.86 km	0.285	0.257
	USN	8.23 km	0.404	0.351
Pohang	CHS	25 km	0.021	0.028
	DKJ	28 km	0.024	0.050
	HAK	25 km	0.026	0.035
	PHA2	9 km	0.246	0.283
El Centro		12.2 km*	0.271	

\* Hypercentral distance

청 (KMA) [30]에서 운영하는 포항 (PHA2) 관측소에 계측된 지진파이다. 선택된 입력지진파는 Fig. 18에 나타내었고, 수평방향 최대지반가속도는 Table 5에 정리하였다. 또한 국내 지진파 특성이 구조응답에 미치는 영향의 검토를 위해 선정된 El Centro-EW 성분의 최대지반가속도는 0.271 g로서, 경주지진파의 명계리 (MKL) 관측소와 포항지진파의 포항 (PHA2) 관측소에서 관측된 지진파의 최대지반가속도와 유사한 값을 가진다. 해석대상 적재설비에 대한 비선형 동적 시간이력해석에서는 입력지진파 중 수평방향 성분만 고려하였고, 계측된 지진파를 동하중으로 재하 하였다.

### 5.3 적재설비의 최대 구조응답

Fig. 18의 입력지진파를 이용하여 적재설비의 장변방향에 대하여 비선형 시간이력해석을 수행하였다. 본 연구에서는 적재설비의 잠재 손상을 평가하기 위하여 국부응답 보다는 전체응답을 대변하는 최대 층간변위비 (peak story drift, %)를 구조응답으로 선정하였고, 국내 지진파에 의해 발생된 층별 최대 층간변위비는 Table 6에 나타내었다. 표에서 보는 바와 같이 모든 입력지진파에 대하여 최대 층간변위비의 크기는 3층, 2층, 1층 순으로 나타났다. 3층이 지진하중에 대해 가장 취약함을 알 수 있었다. 다른 구조물과는 달리, 보-기둥 연결부가 하나의 볼트 연결과 끼움 설치로 구성되어 있어, 보에 의한 회전 구속이 상대적으로 작아 상층으로 올라갈수록 최대 층간변위비가 증가하는 것으로 판단된다. 특히 포항지진의 포항 (PHA2) 관측소에서 계측된 지진파의 NS 성분(PGA=0.283 g)에 대하여 1층, 2층 및 3층 최대 층간변위비가 각각 1.301%, 2.525% 및 2.821%로 나타났다. 반면에 유사한 최대지반가속도를 가지는 경주지진의 명계리 (MKL) 관측소에서 계측된 EW 성분 (PGA=0.285 g)에 대하여 1층, 2층 및 3층 최대 층간변위비는 각각 0.279%, 0.505% 및 0.734%로 나타났다. 최대지반가속도의 크기가 유사함에도 불구하고, 포항 지진파에 의한 구조응답이 경주 지진파보다 약 4-5배 정도 크게 나타났다. 이러한 응답의 차이는 포항지진의 장주기 성분 (구조물 고유주기 부근)이 경주지진보다 크며, 포항지진의 포항 관측소의 지반조건이 토사지반으로서 지진파가 증폭되었기 때문으로 사료된다.

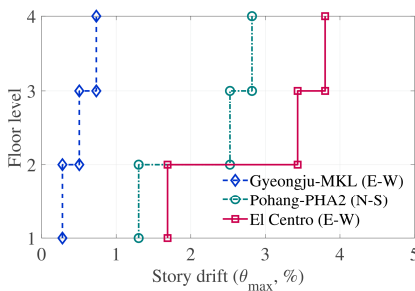


추가적으로 El Centro 지진파의 EW 성분(PGA=0.271%)에 대하여 시간 이력해석을 수행하였고, 층에 따른 최대 층간 변위비를 상기 두 지진파와 비교를 Fig. 19에 나타내었다. 그 결과, El Centro 지진파에 의해 발생된 1층, 2층 및 3층 최대 층간 변위비는 각각 1.689%, 3.433% 및 3.801%로 나타났다. El Centro 지진파의 최대지반가속도가 상기 경주 지진파와 포항 지진파보다 다소 작음에도 불구하고, El Centro 지진파의 최대 층간 변위비가 경주 지진파보다 약 5~7배 정도 크며, 포항 지진파보다 약 1.35배 정도 크게 나타났다. 이 같은 결과의 잠재적 원인은 Fig. 20의 임계감쇠 5%일 때 가속도 응답 스펙트럼에서 찾아볼 수 있다. 세 지진파 모든 경우에 대하여 가속도 응답이 단주기 영역에서 최대 응답이 발생하였다. 경주 지진파의 경우, 최대

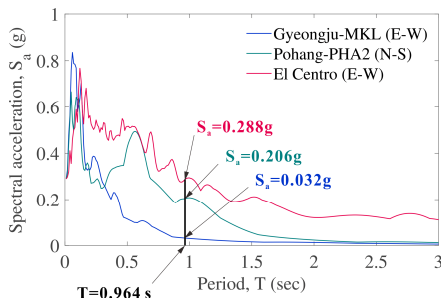
응답 후 주기의 증가에 따라 가속도 응답이 급격히 감소함을 볼 수 있는데 El Centro 지진파의 경우, 최대응답 후 주기가 증가함에 따라 가속도가 완만하게 감소하였다. 포항 지진파의 경우, 최대응답 발생 후 주기의 증가에 따라 가속도 응답이 감소하다가 약 0.3초 이후에 다시 증가한 후, 0.6초에서 완만하게 감소함을 볼 수 있다. 적재설비의 고유주기(0.968초)에서 스펙트럼 가속도가 El Centro 지진파의 경우 0.288 g, 포항 지진파의 경우 0.206 g, 및 경주 지진파의 경우 0.032 g이었다. 또한 이 고유주기에서 스펙트럼 속도가 El Centro의 경우 0.434 m/s, 포항 지진파의 경우 0.309 m/s, 그리고 경주 지진파의 경우 0.048 m/s로 나타났다. 따라서 El Centro 지진파에 의해 가장 큰 지진력과 지진강도세기(spectrum intensity)가 적재설비에 작용함을 알 수 있다. 이로 인해, El Centro 지진파에 의한 적재설비의 최대 층간 변위비가 가장 큰 반면에 경주 지진파에 대하여 구조응답이 가장 작은 것으로 판단되며, 구조 응답이 반드시 최대지반가속도에 비례하지 않음을 알 수 있었다[31].

**Table 6.** Maximum story drift ratio (%) at each floor level for rack frame subjected to Korean earthquakes

Earthquake	Story level		
	First	Second	Third
Gyeongju (DKJ-EW)	0.193	0.418	0.486
Gyeongju (DKJ-NS)	0.204	0.418	0.506
Gyeongju (MKL-EW)	0.279	0.505	0.734
Gyeongju (MKL-NS)	0.448	0.770	1.099
Gyeongju (USN-EW)	0.324	0.575	0.759
Gyeongju (USN-NS)	0.332	0.530	0.827
Pohang (CHS-EW)	0.089	0.190	0.247
Pohang (CHS-NS)	0.104	0.233	0.279
Pohang (DKJ-EW)	0.100	0.209	0.289
Pohang (DKJ-NS)	0.163	0.310	0.391
Pohang (HAK-EW)	0.158	0.309	0.381
Pohang (HAK-NS)	0.186	0.372	0.468
Pohang (PHA2-EW)	0.398	0.812	0.873
Pohang (PHA2-NS)	1.301	2.525	2.821



**Fig. 19.** Peak story drift distribution



**Fig. 20.** Response spectra at 5% critical damping

## 6. 붕괴 상태 지진 취약도 해석

경주 지진에 의해 기록된 6개의 수평방향 지진파와 포항 지진에 의해 계측된 8개의 수평방향 지진파 등 총 14개의 지진파들을 이용하여 지진취약도 곡선을 도출하였다. 지진파 수가 상대적으로 적기 때문에 지진파를 스케일링하지 않는 Cloud 법을 사용하기 힘들기 때문에, 본 연구에서는 Stripe 법을 이용하여 지진취약도 곡선을 유도하였다. Stripe 법은 지진파를 낮은 지진강도(intensity measure, IM)에서부터 높은 지진강도까지 증가시켜 사용할 수 있으므로 지진강도와 구조응답 쌍을 다양하게 해준다. 또한 일반적인 철근콘크리트 구조물과 강 구조물과는 달리 적재설비의 성능 기반 한계상태에 대한 연구는 미흡한 실정이다. 따라서 본 연구에서는 Stripe 법 중의 하나인 증분동해석(incremental dynamic analysis) [32]을 이용하여 구조물의 붕괴 바로 이전 상태(붕괴 방지 수준)에서의 지진취약도(collapse fragility) 곡선 도출 방법을 적용하였다. 이 방법에서는 구조물의 붕괴 상태에 도달할 때까지 지진파를 계속 증가시켜 비선형 동적 시간이력해석을 수행한다. 증분동해석의 결과는 붕괴 방지 수준에서의 지진강도와 구조 응답치를 제공한다. 대부분의 지진취약도 곡선은 대수 정규 누적분포함수(log-normal cumulative distribution function)로 가정된다. 이러한 가정 하에서 지진파들에 대한 붕괴 방지 수준에서의 지진강도들로부터 중앙값(median)과 대수 표준편차(lognormal standard deviation or dispersion)를 결정할 수 있고, 이를 곡선화시켜면 붕괴 방지 수준에서의 취약도 곡선을 구할 수 있다. 여기서 중앙값은 50%의 붕괴 확률을 일으키는 지진강도를 말하며, 대수 표준편차는 취약도 곡선의 기울기의 척도가 된다. 본 연구에서는 지진강도를 최대층가속도(PFA)로 선정하였고, 구조물 전체의 최대 층간 변위비(층별 최대 층간 변위비들 중 최대값)를 구조응답으로 선택하였다.

지진취약도 해석에 앞서 Fig. 21은 최대층가속도(즉, 최대지반가속도)를 0.05 g로부터 0.5 g까지 0.05 g 만큼 증가시킨 경주 지진파들, 포항 지진파들 및 El Centro 지진파에 대하여 시간이력해석으로부터 나온 최대 층간 변위비의 비교를 보여준다. 비교 결과는 5.3절에서 수행한 실제 지진파(스케일링을 하지 않은)를 사용한 경우와 유사하게 관찰되었다. 경주 지진파들에 의한 최대 층간 변위비는 포항 지진파들과 El Centro 지진파에 의한 응답

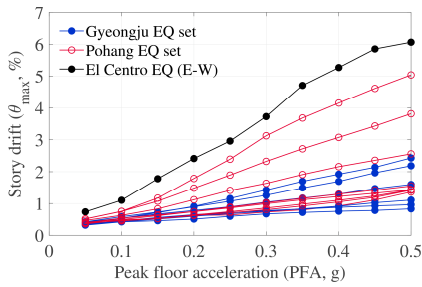


Fig. 21. Maximum story drifts as a function of PFA

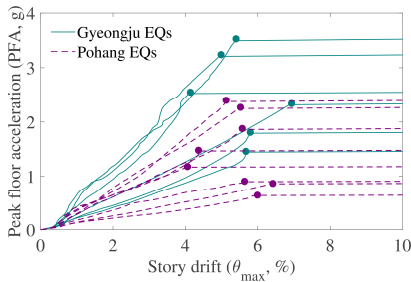


Fig. 22. IDA curves for rack frame

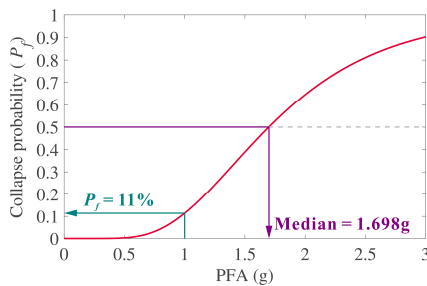


Fig. 23. Collapse fragility curve

보다 상당히 작음을 확인할 수 있었고, 지진력이 큰 El Centro 지진파의 응답이 가장 크게 발생함을 재확인할 수 있었다.

Fig. 22는 국내 지진파에 의한 적재설비의 중분동해석(IDA) 결과를 보여준다. 일반적인 철근 콘크리트 및 강 구조물에서는 IDA 곡선의 접선 기울기가 초기 기울기의 20%가 되는 점을 붕괴 방지 수준으로 채택된다. 이러한 구조물들의 IDA 곡선은 붕괴 상태까지 지진강도와 구조응답이 비선형 관계를 가지므로(구조응답의 증가에 따라 지진강도 증가분이 점점 감소함), 접선 기울기의 20%에 대응하는 지진강도를 어렵지 않게 결정할 수 있다. 하지만, 적재설비의 경우, 지진강도(PFA)의 증가에 따라 구조응답이 거의 비례적으로 증가하다가 갑자기 파괴가 일어났기 때문에, 접선 기울기가 20% 되는 점을 구할 수 없었다. 이러한 이유로, 본 연구에서는 붕괴 바로 이전의 해석 상태를 붕괴 방지 상태로 가정하였다.

앞서 언급한 것과 같이 붕괴 방지 수준에서의 지진취약도 함수가 대수 정규분포를 따른다고 가정함으로써, 14개의 붕괴 방지 상태 점들을 이용하여 중앙값과 대수 표준편차를 결정하였고, 이를 이용하여 Fig. 23과 같이 취약도 곡선을 도출하였다. 최대층가속도(즉, 최대지반가속도)에 대해, 중앙값과 대수 표준편차는 각각 1.698 g와 0.439이었다(Fig. 23). 즉 PFA=1.698 g를 일으키는 지진파가 해석대상 적재설비에 가해질 경우 50% 붕괴 확률을 일으킨다고 해석할 수 있다. 또한 PFA=1 g을 발생시키는 지진파가 적재

설비를 붕괴시킬 확률은 11% 정도이었다. 따라서 해석대상 적재설비는 국내 지진파에 대해 상당히 안전하다고 할 수 있다. 이는 취약도 분석에 사용된 국내 지진파는 규모 6이하이며, 진앙에서 가까운 거리에서 관측되었고, 지진파의 장주기 성분이 다소 낮아서 지진파에 의해 발생하는 지진력과 지진강도계기가 작기 때문이다. 하지만, 만약 더 큰 최대지반가속도를 가지는 지진파가 발생할 경우, 지진파의 장주기 성분이 더 발달될 것이므로, 적재설비의 안전성을 저하시킬 수 있다. 추가적으로 붕괴 방지 수준에서 최대 층간변위비의 중앙값과 대수 표준편차는 각각 5.339%와 0.151이었다.

## 7. 결론

본 연구에서는 2016년 9월 20일에 발생한 경주지진과 2017년 11월 15일에 발생한 포항지진에 의한 적재설비의 손상평가를 실험 연구와 해석 연구를 병행하였다. 본 연구에서 채택된 적재설비는 국내 물류창고에서 사용되고 있는 파렛트 랙 설비이다. 선정된 적재설비의 국부응답, 전체응답, 동특성 및 파괴모드를 분석하기 위하여 적재설비 부재실험(단조하중실험 및 반복하중실험)과 적재설비실험(진동대 실험)을 수행하였다. 또한 보-기둥 연결부의 반복하중 실험결과를 이용하여 적재설비의 구조해석 모델을 생성한 후, 국내 지진파를 이용하여 구조응답을 분석하였고, 붕괴 방지 수준에서의 지진취약도 곡선을 도출하였다.

- (1) 국의 적재설비 설계 규정 및 매뉴얼을 참조하여 적재설비 각 부재별 성능 시험한 결과, 기둥 부재의 파괴는 개단면부의 국부 좌굴 및 브레이스 연결부 좌굴에 의해 발생하였으며, 기둥 단면의 천공 등에 의해 실험에 의한 하중은 이론적 좌굴하중 보다 낮은 수준이었다. 보-기둥 연결부 파괴는 보 부재 연결부의 단부 좌굴 및 연결핀의 항복에 의해 발생하였으나 본 연구에서 설정한 변위 발생 시까지 볼트 및 연결핀의 파손에 의한 급격한 붕괴는 발생하지 않았다.
- (2) 적재설비가 시설물과 연결되어 설치되지 않으며, 설비를 지지하는 구조물 중량의 25% 이내인 경우로 가정하여 건설기준 [11]에 따라 비구조요소 설계하중을 고려하여 AC156에 의거 3층 적재설비틀에 대하여 진동대 실험을 수행하였다. 실험결과, 1차 고유주파수가 장변 방향에서 0.44~0.75 Hz 수준이며, 단변 방향으로는 이 보다 높은 2.00~2.41 Hz 로 타 구조물에 비하여 낮은 고유주파수를 갖고 있는 것으로 조사되었다. 구조물의 주요 파괴형상은 기둥부재의 좌굴과 기초판의 변형 및 기초 고정 볼트의 풀림으로 나타났으며, 상기 구조물의 손상이 발생하는 지진력 수준 보다 낮은 지진하중에서 파렛트의 이동이 관찰되어 적재물 낙하의 위험성이 있는 것으로 판단된다.
- (3) 측정한 지진파를 이용하여 적재설비의 비선형 동적 시간이력해석을 수행한 결과, 3층의 구조응답(최대 층간변위비)이 가장 크게 나타났다. 이는 하나의 볼트 연결과 기둥 설치로 인해 적재설비의 보-기둥 연결부에서 회전구속이 일반 철근콘크리트와 강 구조물에 비해 상대적으로 낮기 때문인 것으로 판단된다. 또한, 유사한 최대지반가속도를 가지는 경주 지진파(명계리 관측소, EW 성분)와, 포항 지진파(포항 관측소, NS 성분) 및 El Centro 지진파(EW 성분)를 이용하여 구조응답을 비교하였다. 최대지반가속도가 유사함에도 불구하고, El Centro 지진파에

의한 최대 층간변위비가 가장 크게 나타난 반면에 경주 지진파에 의한 구조응답이 상대적으로 아주 작게 나왔다. 또한 구조응답에 대한 영향이 포함 지진파가 경주 지진파보다 약 4배~5배 정도 크게 나타났다. 이는 구조응답이 반드시 최대지반가속도에 의해 결정되는 것이 아니라, 지진파가 보유한 지진에너지에 의해 구조응답이 결정됨을 확인할 수 있었다.

- (4) 국내에서 계측된 총 14개의 지진파에 대하여 증분동해석을 통해 붕괴 방지 수준의 지진취약도 곡선을 도출하였다. 그 결과, 1.698 g의 최대 층가속도를 발생시키는 국내 지진파가 적재설비에 가해질 경우 50%의 붕괴확률을 발생시켰고, 1.0 g의 최대층가속도일 경우 적재설비를 붕괴시킬 확률이 약 11% 정도이었다. 따라서 본 연구에서 채택된 적재설비는 국내 지진파에 대하여 안전하다고 할 수 있으며, 이는 국내 지진파의 장주기 성분이 다소 낮아 이에 의해 발생하는 지진력과 지진강도 세기가 작기 때문으로 판단된다. 하지만 더 큰 최대지반가속도를 가지는 지진에 추후 발생할 경우, 지진파의 장주기 성분이 발달하여 적재설비의 안전성을 저하시킬 수 있다.

/ 감사의 글 /

본 연구는 국토교통부/국토교통과학기술진흥원의 지원으로 수행(과제번호 16TLRP-C123731-01)되었으며, 이에 감사드립니다.

/ REFERENCES /

1. FEMA 460. Seismic Considerations for Steel Storage Racks Located in Areas Accessible to the Public. Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency. c2005.
2. Carlo AC. Seismic Behavior of Steel Storage Pallet Racking Systems. Springer; c2016, p. 11-19.
3. Yun DW, Jeon JS, Kim CG, Kim MU. Static Tests for the Seismic Design of the Steel Storage Racks. Proceedings of EESK Conference 2017, Earthquake Engineering Society of Korea. c2017
4. KS T 2027:2009. Industrial Racks. Korean Agency for Technology and Standards. ICS 53.080. c2014.
5. Dragan D, Momcilo M. Some Safety Aspects of Pallet Racks. 1<sup>st</sup> Logistics International Conference, Belgrade, Serbia. c2012 Nov. 184p.
6. EUR 23744. Storage Racks in Seismic Areas. European Commission. c2009.
7. FEM 10.2.02. The Design of Static Steel Pallet Racking. European Racking Federation (ERF). c2009.
8. Rack Manufacturers Institute (RMI). Specification for the Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Rack. Material Handling Industry. MH16.1-2012. Charlotte, NC.
9. EN 15512. Steel Static Storage Systems - Adjustable Pallet Racking Systems - Principles for Structural Design. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium. c2009.
10. Standards Australia. Steel Storage Racking. AS4084. Sydney, Australia. c2012.

11. KDS 41 10 15. Design Loads. Korea Construction Standard.
12. Saritas A, Koseoglu A. Distributed In-elasticity Planar Frame Element with Localized Semi-rigid Connections for Nonlinear Analysis of Steel Structures. Int. J. Mech. Sci. 2015 Jun;96-97:216-231.
13. JIS Z 0620. Industrial Racks. Japanese Standards Association. c1998.
14. Bograd S, Reuss P, Schmidt A, Gaul L, Mayer M. Modeling the Dynamics of Mechanical Joints. Mech. Syst. Signal Process. 2011 Nov; 25(8):2801-2826.
15. Eriten M, Kurt M, Luo G, McFarland MD, Bergman LA, Vakakis AF. Nonlinear System Identification of Frictional Effects in a Beam with a Bolted Joint Connection. Mech. Syst. Signal Process. 2013 Aug-Sep; 39(1-2):245-264.
16. de Lima LRO, de Andrade SAL, da S. Vellasco PCG, da Silva LS. Experimental and Mechanical Model for Predicting the Behaviour of Minor Axis Beam-to-column Semi-rigid Joints. Int. J. Mech. Sci. 2002 Jun;44(6):1047-1065.
17. Markazi FD, Beale RG, Godley MHR. Experimental Analysis of Semi-rigid Boltless Connectors. Thin-walled struct. 1997 May;28(1):57-87.
18. Bernuzzi C, Castiglioni CA. Experimental Analysis on the Cyclic Behaviour of Beam-to-column Joint in Steel Storage Pallet Racks. Thin-Walled Struct. 2001 Oct;39(10):841-859.
19. Bajoria KM, Talikoti RS. Determination of Flexibility of Beam to Column Connectors used in Thin Walled Cold Formed Steel Pallet Racking Systems. Thin-walled Struct. 2006 Mar;44(3):372-380.
20. Slecza L, Kozłowski A. Experimental and Theoretical Investigations of Pallet Racks Connections. Adv. Steel Constr. 2007;3(2):607-627.
21. Kozłowski A, Slecza L. Preliminary Component Method Model of Storage Rack Joint. In: Proc. Connections in Steel Structures V2004. Amsterdam.
22. Filiatrault A, Higgins PS, Wanitkorkul A, Courtwright J. Experimental Stiffness of Pallet Type Steel Storage Rack Tear Drop Connectors. Practice Periodical on Structural Design and Construction. 2007 Nov;12(4):210-215.
23. Yuil F&A Co. Ltd. Homepage [Internet]. Pallet Rack Product. Available from: <http://www.yuilfa.co.kr/02/view.php?category=1&uid=1>.
24. AC156:2010. Acceptance Criteria for Seismic Certification by Shake-table Testing of Nonstructural Components. International Code Council Evaluation Service. c2015.
25. FEMA 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency. c2000.
26. McKenna F. OpenSees: A Framework for Earthquake Engineering Simulation. Comput. Sci. Eng. 2011 July-Aug;13(4):58-66.
27. Lowes LN, Altoontash A. Modeling Reinforced Concrete Beam-column Joints Subjected to Cyclic Loading. J. Struct. Eng. 2003 Dec;129(12): 1686-1697.
28. John A. Blume & Associates. Seismic Investigation of Steel Industrial Storage Racks. Report prepared for the Rack Manufacturer's Institute, San Francisco, CA, c1973.
29. Korea Meteorological Administration. Available from: <http://web.kma.go.kr>.

30. Korea Institute of Geoscience and Mineral Resources. Available from: <http://www.kigam.re.kr>.
31. Lee DH, Jeon J-S. Seismic Performance Assessment of a Mid-rise RC Building Subjected to 2016 Gyeongju Earthquake. EESK J. Earth-quake Eng 2016 Dec;20(7):473-483.
32. Vamvatsikos D, Cornell AC. Incremental Dynamic Analysis. Earth-quake Eng. Struct. Dyn. 2002 Mar;31(3):491-514.