

# 강한 지진 하중하에서 강재 교각의 손상 거동 연구

## A Study on Damage Process Analysis for Steel Pier Subjected to Seismic Excitation

박 연 수<sup>1)</sup> · 박 근 구<sup>2)</sup> · 박 선 준<sup>3)</sup>  
*Park, Yeon Soo Park, Keun Koo Park, Sun Joon*

**요 약** : 강구조물과 부재들의 지진 손상도 평가법에 새롭게 접근하기 위하여 강한 지진하중을 받는 강재 교각에 대해 수치해석을 수행하였다. 새로운 손상도 평가법에서 파괴 상태에 대한 기준은 지진하중이 재하되는 동안에 응력집중이 가장 심한 단면의 한 부분에서 누적소성변형율의 값이 90%에 이르게 되는 때를 의미한다. 단주기 특성의 지진하중에 대해서는 소성변형율의 누적에 의한 국부좌굴 파괴보다는 허용변위를 초과하는 전체좌굴에 의한 파괴가 지배적인 것으로 밝혀졌다. 장주기 특성의 지진하중에 대해서는 소성변형율이 강재교각 하부의 모서리 부분 요소에 누적되면서 누적 소성변형율에 의한 국부좌굴로 파괴 되는 결과를 보였다.

**ABSTRACT** : Based on the numerical investigations using steel bridge pier subjected to strong seismic excitations a new approach to seismic damage assessment for steel structures and their members has been proposed in conjunction with the suggested definition of failure state. The relevant failure form of the steel pier is evaluated. It is revealed that when a seismic load has a short period, the failure of global buckling beyond the allowable displacement is more dominant than that by that of the local buckling caused by the accumulation of plastic strain. When a seismic load is not beyond this certain part, but repeats within the range of where a plastic deformation occurs, the plastic strain is accumulated on the partial element of bottom edge of steel pier and the failure occurs by the local buckling from the accumulated plastic local strain.

**핵 심 용 어** : 국부좌굴, 전체좌굴, 손상도지수, 누적소성변형율, 허용변위, 지진하중

**KEYWORDS** : local buckling, global buckling, damage index, accumulated plastic strain, allowable displacement, seismic loading

---

1) 정회원, 전남대학교 공과대학 토목공학과 교수  
2) 쌍용건설주식회사, 공학석사  
3) 정회원, 전남대학교 대학원 토목공학과 박사과정

---

본 논문에 대한 토의를 2000년 12월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

## 1. 서 론

우리 나라는 일본이나 미국 등과 같이 지진 다발지역이 아닌 안정적인 지형이어서 대규모 강진이 일어날 확률이 적다는 인식으로 내진 설계는 주로 지진 발생 시 큰 피해가 유발되는 원자력 발전소 등에만 적용되어 왔다. 그러나 최근 들어 대규모의 지진이 외국에서 발생하고 그 피해정도가 심각함에 따라 국민적인 관심이 집중되면서 내진 설계의 중요성이 강조되고 있다. 최근 지진 피해의 주된 원인중의 하나는 종래 설계 기준에 의해 설계된 구조물의 경우, 지진 에너지를 흡수할 수 있는 연성이 없다는 것이다. 현재의 성능평가에 근거한 설계법에서는 내진역량을 연성이나 에너지 흡수능력으로 평가하고자 하며, 따라서 종래에 사용되어 오던 강도설계 접근법보다는 오히려 연성이나 에너지 흡수능력을 잘 표현할 수 있는 변형/변위 접근법의 사용이 적극 고려되고 있다.

이러한 추세에 따라 기존의 콘크리트를 사용한 교각보다 내진성이 보장되는 강재교각에 대한 연구가 최근 부각되어 많은 성과를 이루어 왔다. 지진이 발생되어 지반 운동이 일어나는 동안 강재교각은 상부구조의 사하중과 지진으로부터 야기된 주기적인 횡방향 하중의 조합하중에 지배받게 된다. 이러한 조합하중의 작용은 휨모멘트가 크게 발생하는 교각 하부 부분의 요소에 국부좌굴 형태의 손상을 발생시킨다. 국부좌굴은 최대 변형이 증가함에 따라 증가하거나 반복되는 하중으로 인하여 증가된다. 이와 같은 국부좌굴은 교각의 강도와 강성을 감소시켜 파괴에 이르게 한다.

그러나 강한 지진 하중하에서 강재교각의 일반적인 탄·소성 거동을 다양하고 체계적으로 연구하여 강재교각에 손상도 평가법을 도입한 예는 드물며, 강재교각의 손상도를 평가하기 위하여 인위적인 하중이 아닌 실제의 지진하중으로 평가한 예는 거의 없는 실정이다.

강한 지진하중으로 인한 구조물의 파괴(피해)는 다음과 같은 파괴 메카니즘 중에서 한 원인에

의해서 발생하는 경우가 많다<sup>(1)</sup>. 첫째, 계(System)의 용력, 변위, 기타 변수가 소정의 수준을 초과할 때, 즉 허용변위를 초과하는 변위가 구조물에 발생하는 경우로 전체좌굴이 이에 해당한다. 둘째, 파괴는 소정의 수준보다 많은 계(System)변수의 누가효과로 인하여 발생하는 점진적 파괴로써 누적 소성변형율이 한계변형율을 초과하는 경우로 국부좌굴이 이에 해당한다.

본 논문에서는 범용 유한요소 구조해석 프로그램인 ADINA(R&D)<sup>(2)</sup>를 사용하여 각각 다른 특성을 갖는 2가지의 지진하중에 대해 강재교각에 발생하는 국부좌굴과 전체좌굴을 비교하여 이에 연루된 강재교각의 파괴를 명확히 평가하고자 한다.

## 2. 손상도 평가에 대한 기본사항

구조물의 파괴·손상 형태는 일반적으로 용력, 변형률 등의 역학적 인자, 부식등의 화학적 인자, 사용하는 재료의 특성과의 조합에 의해 변화한다. 구조물에서 문제가 되는 파괴로서는 재료에 손상을 유발시킬 수 있는 요인이 잠재하다가 성장한 마이크로 또는 마이크로한 결함과 균열로부터 순간적으로 파괴를 유발시키는 취성파괴, 하중 또는 변위의 증가에 동반하여 안정한 균열이 발생·성장하고 최종적으로 급속한 소성 불안정 파괴에 이르는 연성파괴, 반복하중에 의한 피로파괴, 기타의 용력부식파괴 그리고 크리프 파괴 등이 있다. 일반 연강의 경우 수명이  $10^4$ 회 이하인 피로를 저사이클 피로 또는 소성피로라고 부른다.

### 2.1 손상도 지수에 의한 손상도 평가

본 연구에서 해석 대상으로 하고 있는 강재교각은 강한 지진하중에 의해 부재의 파단부에 있어서 각 하중단계에서의 누적 소성변형율을 단순인장 재료실험에서 파단부에 발생하는 국소변형율의 한계치(최소치)와 비교함으로써 파괴여부를 판정할 수 있다<sup>(1,3,4,5)</sup>.  $\epsilon_{limit}$  값은 용력집중이

가장 심한 단면에서 누적 소성변형율이 90%일 때를 의미한다. 즉, 본 연구에서 의미하는 파괴상태는 응력집중이 가장 심한 단면에서 누적 소성변형률값이 국소변형률 한계치의 90%에 도달했을 때를 의미한다. 이를 다음과 같은 수식으로 나타낼 수 있다.

$$\text{If } \sum_{i=1}^N \epsilon_i \geq \epsilon_{limit} \text{ 이면 파괴상태} \quad (1)$$

$$\text{If } \sum_{i=1}^N \epsilon_i < \epsilon_{limit} \text{ 이면 파괴되지 않은 상태}$$

여기서, N : 인장응력이 할당되는 하중단계

$\epsilon_i$  : 응력집중부 요소의 국소변형률

일반적으로 국소변형률 이력의 정확한 예측은 재료 및 기하학적 비선형성이 고려된 유한요소해석과 실험에 의해 가능하며, 누적 소성변형률은 본 연구에서 해석적 방법으로 선택한 상용프로그램인 ADINA를 사용하여 평가할 수 있을 것이다. 강한 지진하중과 같은 하중하에서 손상도 지수(D)는 최초의 반복하중으로부터 N단계까지의 합산식을 사용하여 다음과 같이 정규화 하여 평가할 수 있다<sup>(1,3,5)</sup>.

$$D = \sum_{i=1}^N \left( \frac{\epsilon_i}{\epsilon_{limit}} \right) \quad (2)$$

위 식에서  $D \geq 1$  이 되면 이에 대응되는 하중 단계에서 부재는 파괴상태를 나타내고, 반면에  $D < 1$  인 상태는 파괴상태에 이르지 않았지만 어느 정도 손상을 입었는가를 수치적으로 보여준다.

## 2.2 변위에 의한 손상도 평가

콘크리트를 충전하지 않은 강재 교각에 대한 허용변위 평가는 일본 도로교 시방서<sup>(6)</sup>를 참고로 하여 붕괴방지수준의 재료 및 기하학적 비선형성을 고려한 해석을 기준으로 하였다. 허용 변위를

설정하기 위해서는 교각의 실험 데이터를 기초로 해서 작성된 모델을 적용해야 하지만 현재 본 연구의 범위에서는 실험을 하지 않았기 때문에 붕괴방지수준 범위의 지진동에 대한 허용 변위는 일본에서 실험에 의해 보통 복원모델에 사용되었던  $5\delta_y$  로 결정하였다<sup>(7)</sup>.  $\delta_y$  는 탄성범위에 대한 교각의 최대변위를 의미한다. 본 연구에서의 최대수평변위는 교각 구체의 휨변형에 의한 사항에 국한하였으며 기초의 변형을 포함하지는 않았다.

만일, 교각의 축력비가 큰 경우나 교각이 높고 세장비가 큰 경우는 인성이 작아지는 경향이 있으므로 실험을 실시하여 실험 결과를 참고로 적당히 허용치를 저감하고 그 영향을 고려할 필요가 있다. 또 강재 교각의 경우 교각이 높으면 변형되기 쉬우며 간단한 뼈대요소 모델을 사용한 동적 해석에서 지진시의 거동을 충분히 평가할 수 없는 경우가 있다. 이와 같은 경우 상하 구조 전체의 지진시 거동을 표현할 수 있는 적절한 모델화를 검토하는 동시에 구조계 전체에서 내진성을 발휘할 수 있게 설계하고 교각 응답이 과대하지 않게 단면을 배려하는 것이 바람직하다.

## 3. 지진 손상도 평가를 위한 유한요소해석

### 3.1 유한요소해석을 위한 구조물 모델링

그림 1은 해석에 사용한 강재교각의 유한요소 모델 및 기본 좌표계를 보여주고 있다. 해석 대상의 강재교각은 코너 보강이 있는 상자형 단면으로 복부(D)와 플렌지(B) 폭의 길이가 각각 2.2m의 정방형이며 높이(H)는 11m, 강재 교각의 플레이트 두께(t)는 1.5cm 이다. 여기에 보강재를 삽입하여 폭-두께비는  $24.4(36.7/1.5 = 24.4)$ 가 되도록 하였다. 보강재의 두께는 1.2cm로 고려하였다. 구조해석 모델에는 셀-평판형 Isoparametric 요소인 사변형 요소(QUAD4)를 사용하여 총 432개의 요소로 분할 하여 해석을 수행하였다. Isoparametric 요소는 요소형상을

나타내는 함수와 변위함수가 같게 되는 요소로, 이 경우 좌표변환과 변위함수가 완전히 같은 변환을 하게 된다<sup>(8)</sup>. 이들 요소는 두꺼운 셸의 모델링에도 사용될 수 있고, 또한 휨에 대해서는 두께방향으로 임의의 수 만큼 분할하여 응력 산정이 가능하므로 비선형 재료에도 적용할 수 있는 특징이 있다. 적분점(Integration Point)은 하나의 요소에 대해 폭과 높이 방향으로 각각 3점, 요소의 두께 방향으로 2점을 선정하여 한 개의 셸요소에 대하여 총 18점에서 결과를 구할 수 있게 하였다. QUAD4는 요소내에서 곡률이 선형변화 하는 것으로 평가된다. 지반에 접해있는 경계 지지점들은 고정단으로 하였다. 상부하중의 재하시에는 강재교각의 상부에 직접 재하시켰을 때 나타나는 국부좌굴을 피하기 위하여 교각의 상단을 실제의 셸요소에 비해 상대적으로 탄성계수와 항복강도를 크게 한 무한 강판의 셸을 강제결합(Rigid Link)해서 해석 하였다.

일반적인 3차원 해석의 경우 각 절점 변위는 6 자유도를 갖지만, 평판요소의 법선을 축으로 돌아가는 회전에 대해서는 강성이 정의 되지 않는 즉,

회전구속을 실시하여 본 해석에서는 각 절점당 5개의 자유도를 갖는다.

### 3.2 입력 지진 하중

본 해석에서는 1995년 일본의 고베에서 발생한 지진 가속도 시간이력을 지진하중으로 사용하였다. 그림 2를 단주기 입력지진하중(횡방향), 그림 3을 장주기 입력지진하중(횡방향)으로 사용하여 2가지의 지진하중으로 구분하였다. 단주기 입력지진하중은 급격한 하중의 변화가 있고 장주기 입력지진하중에 비해 상대적으로 고주파 성분을 갖는 특성을 가지고 있으며, 장주기 입력지진하중은 급격한 하중의 변화가 특정 시간대에 과대하게 변화하지 않는 특성을 가지고 있다. 2가지 하중의 지속시간을 30초로 하여 탄·소성 동적해석을 수행 하였다<sup>(9-11)</sup>.

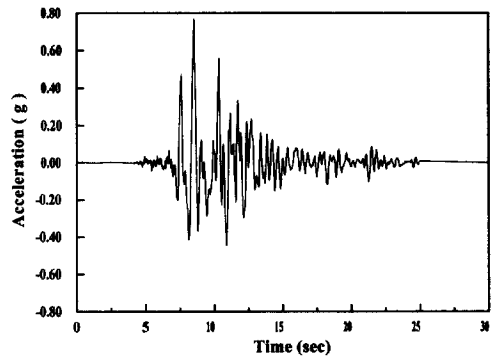


그림 2. 단주기 입력지진하중

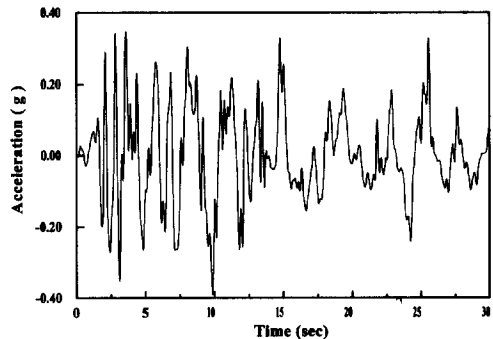


그림 3. 장주기 입력지진하중

그림 1. 강재교각의 해석 모델링

### 3.3 교각의 복원력 모델 및 허용변위

강재교각의 손상도 평가를 위해 사용될 교각의 복원력 모델 및 허용변위의 산정과정은 다음과 같다<sup>(7)</sup>. 교각 기초에 작용하는 축력은 실제 구조물을 대상으로 하였을 경우에 대한 값으로 1086t 을 사용하였다.

교각기초에 작용하는 축력 (교각의 자중 포함):

$$N = 1086 \text{ t}$$

- 항복모멘트:  $M_y = Z(\sigma_y - \sigma_N)$   
 $= 1.074 \times 10^5 \times (3600 - 1086 \times 10^3 / 1311)$   
 $\times 10^{-5} = 2976 \text{ t} \cdot \text{m}$

항복(최대)수평력은 교각 기초 회전 스프링의 최대모멘트를 상부구조의 관성력 작용위치까지의 높이 h로 나눈 수치이다.

- 항복수평력:  $P_y = \frac{M_y}{h} = 2976/11$   
 $= 270.61 \text{ t}$

• 항복회전각:

$$\theta_y = \frac{\delta_y}{h} = \frac{P_y h_0}{3EI} (h_0^2/h - 3h_0 + 3h)$$

$$= \frac{270.61 \times 8.6}{3 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.1043}$$

$$\times (8.6^2/11.0 - 3 \times 8.6 + 3 \times 11.0)$$

$$= 0.004931 \text{ rad}$$

• 1차 항복강성:

$$K_1 = \frac{M_y}{\theta_y} = 603476 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$$

• 2차 항복강성:

$$K_2 = \frac{1.4M_y - 1.1M_y}{5\theta_y - 1.1\theta_y}$$

$$= \frac{0.3M_y}{3.9\theta_y} = 46421 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$$

• 강성저하율:  $\alpha = 0.0079(1/0.0769=13)$

• 허용변위:  $5\delta_y = 5 \times \theta_y \times h =$

$$5 \times 0.004931 \times 11 = 0.2712\text{m} = 27.12\text{cm}$$

이상과 같이 구한 교각의 강성 복원력 모델은

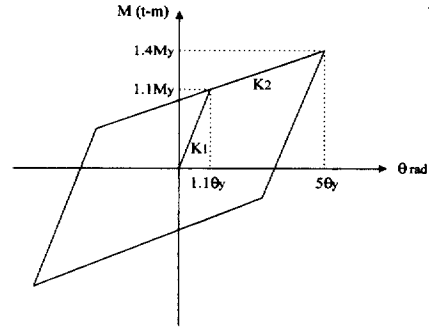


그림 4. 교각의 복원력 모델

그림 4와 같다.

### 3.4 재료 상수

재료의 특성으로서는 위의 그림 4에 보인 이동 경화형의 Bilinear 응력-변형을 관계를 사용하였으며, 소성영역에 대한 일축응력-변형을 곡선의 기울기  $E_T$  는 탄성계수  $E_S$  의 1/13으로 하였다. 이는 허용처짐에 의한 한계치 평가의 모델설정과 손상도 평가와 관련성을 찾기 위함이다. 항복응력  $\sigma_y$  는  $3600\text{kg/cm}^2$ , 탄성계수  $E_S$ 는  $2.1 \times 10^6\text{kg/cm}^2$ , 프아송비  $\nu$ 는 0.3을 사용하였다.

## 4. 해석결과 및 고찰

### 4.1 단주기 특성을 가진 입력지진하중에 대한 손상도 평가

강재교각의 손상도 평가는 손상도 지수(D)를 사용하는 경우와 누적 소성 변형을 그 자체를 사용하는 경우에 대해 그림 5와 6에 각각 나타내었다. 그림 7에는 강재교각에 발생하는 변위를 시간에 대한 응답으로 나타내었다. 단주기 하중에 대한 강재교각의 파괴여부는 최종적으로 누적소성변형율에 의한 손상도와 허용변위의 초과여부를 상호 비교 검토하여 보다 더 지배적인 요인을 찾아냄으로써 가능하게 된다. 누적 소성변형율에 의한 손상도 지수(D)를 사용하여 강재교각의 파

과 시점을 검토해 보면 지진하중 입력 후 8.76초가 경과한 후, 바닥에서 0.367m 만큼 떨어진 위치의 요소에서 국부 좌굴이 가장 심하게 발생하였으며, 이 요소의 가장자리 부분에서 D의 값이 1을 초과하게 되어 파괴되는 것으로 나타났다(그림 5 참고). 누적 소성변형율의 경우에도 동일한 위치와 시간에 한계 변형율의 90%를 초과하였다(그림 6 참고). 그러나 강제 교각의 최상단에 발생하는 전체 좌굴 변위와 허용변위를 기준으로 강제교각의 파괴시점을 검토해 보면 첫 번째로 변위가 증가하여 허용변위  $5\delta_y$ 인 27.12cm를 초과하는 시점이 지진하중 입력 후 7.60초가 경과한 때임을 알 수 있다. 7.60초 이후의 해석에 대해서는 이미 파괴기준을 초과한 상태이므로 해석상 의미는 없으나 손상도 지수(D)에 의한 파괴기준과의 비교를 위하여 8.46초까지 해석을 지속하였다. 8.46초(변위=59.44cm) 이후 부터는 변위가 급격히 증가하는 경향을 보이고, 이미 허용변위와 손상도 지수(D)를 사용하는 경우 모두에 대해 파괴기준을 초과한 상태이므로 그 이후의 해석에 대해서는 더 이상 의미가 없는 것으로 판단하여 해석을 멈추었다.

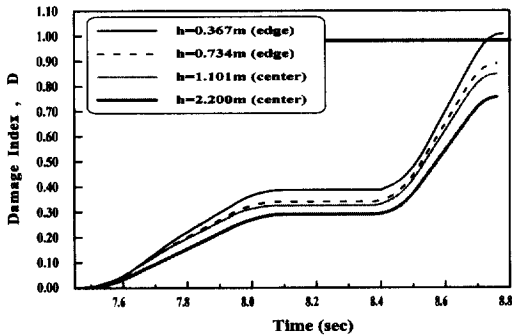


그림 5. 손상도 지수에 의한 파괴기준

결과적으로 단주기 특성을 가진 하중에 대한 강제교각의 파괴는 국부좌굴보다 한계변위를 초과하는 전체좌굴로 발생함을 알 수 있었다. 이는 짧은 시간 동안에 갑작스런 큰 지진하중의 증가로 인해 소성변형율이 누적될 여유 없이 허용변

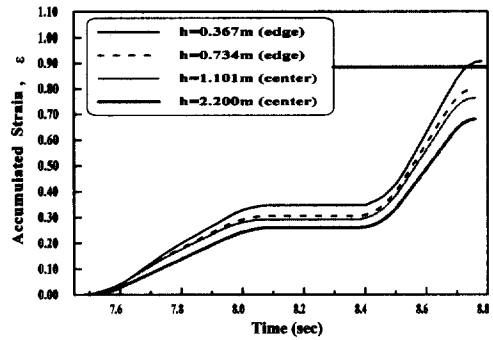


그림 6. 누적소성변형율에 의한 파괴기준

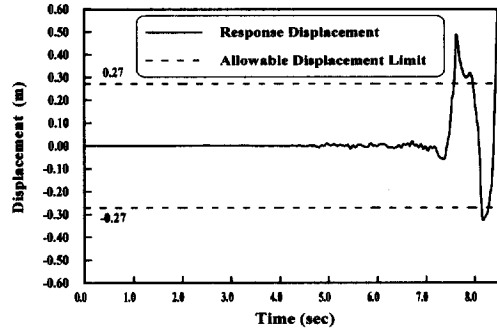


그림 7. 허용변위에 의한 파괴기준

위를 초과한 것으로 판단된다. 단주기 특성을 가진 하중의 경우 허용변위가 파괴기준에 지배적이지만 손상도 지수(D)를 따로 분리하여 분석해 본다면, 누적 소성변형율은 교각 하부 요소에서 상부로 올라 갈수록 파괴기준을 초과하는 단계에 이르는 시간이 점점 증가하는 경향을 보였으며, 같은 위치에서도 모서리(Edge)요소 부분으로 갈수록 손상정도가 심한 것으로 평가되었다. 전체 구조물에서 가장 손상을 심하게 받은 곳은 교각 하부의 모서리 부분이다.

#### 4.2 장주기 특성을 가진 입력지진하중에 대한 손상도 평가

장주기 특성을 가진 입력지진하중의 경우에 대한 손상도 지수(D) 및 누적 소성변형율 자체의 곡선을 그림 8과 9에 각각 나타내었다. 장주기 지진하중의 경우에는 하중 입력후 9.36초 경과시

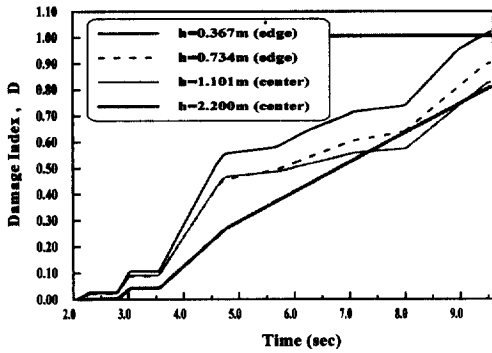


그림 8. 손상도 지수에 의한 파괴기준

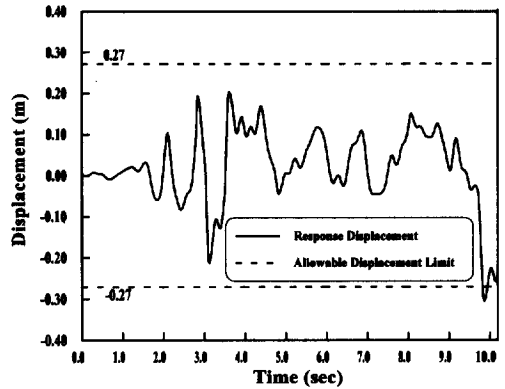


그림 10. 허용변위에 의한 파괴기준

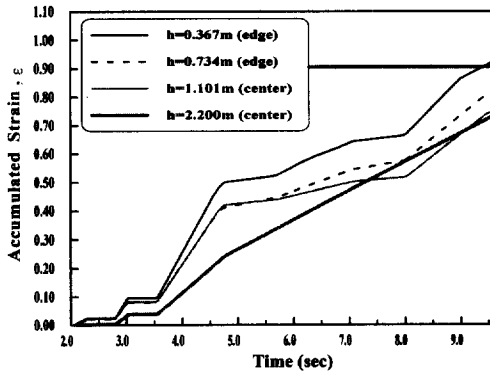


그림 9. 누적 소성변형률에 의한 파괴기준

점에서 한계 변위보다 먼저 손상도 지수(D)가 1을 초과하는 것으로 나타났다(그림 8 참고). 누적 소성변형률의 경우에도 동일한 시간대에 90%를 초과하였다(그림 9 참고). 그리고 단주기 지진하중과는 달리 교각의 높이에 따라 손상도 지수(D)의 값이 일률적으로 증가하지 않고 8초 전후 범위에서는 교각 높이의 20%지점(하부기준)이 오히려 10%지점보다 높은 손상도를 보였다. 그러나 최종적으로 연구대상의 교각이 파괴되었다고 평가할 수 있는 시점에서는 하부에서부터 상부로 갈수록 높이에 비례하여 파괴시점에 이르는 시간이 증가하는 경향을 보였다. 또한 장주기 지진하중의 경우에도 교각하부에서부터 0.367m 떨어진 요소가 다른 요소에 비해 상대적으로 큰 국부 변형 및 손상을 입어 단주기 지진하중과 동일한 경향을 보였다.

변위에 의한 손상도 연구결과는 그림 10에 나타내었다. 전체적으로 변위는 20cm이하의 범위로 대체적으로 한 쪽 영역에서 소성거동을 하다가 하중 입력 후 9.84초의 경과시점에서 허용변위를 초과하였다. 이러한 결과는 단주기 지진하중과는 상이한 결과를 보이는 것으로써 갑작스럽게 짧은 구간에서 하중이 증가하는 단주기 지진하중과는 달리 장주기 지진하중은 소성변형을 일으킬 만한 하중이지만 하중의 급작스런 증가는 없었으며, 일정한 진폭으로 반복적으로 작용하였기 때문에 누적 소성변형률에 의한 손상이 지배적인 인자가 되어 파괴가 먼저 일어난 것으로 판단된다. 결과적으로 장주기 지진하중 일때의 강제교각의 파괴는 한계 변위에 의한 전체좌굴보다는 한 요소의 국부좌굴에 의해 파괴가 발생함을 알 수 있었다.

## 6. 결 론

강구조물과 부재들의 지진 손상도 평가법에 새롭게 접근하기 위하여 강한 지진하중을 받는 강제 교각에 대해 수치해석을 수행하였다. 새로운 손상도 평가법에서 파괴상태에 대한 기준은 지진하중이 재하되는 동안에 응력집중이 가장 심한 단면의 한 부분에서 누적소성변형률의 값이 국소 변형률 한계치의 90%에 이르게 되는 때를 의미

한다. 연구결과 장주기 특성을 가진 지진 하중은 소성변형율이 강재교각 하부의 모서리 부분에 누적되면서 누적 소성변형율에 의한 국부좌굴로 파괴됨을 알 수 있었다. 그러나 단주기 특성을 가진 지진하중은 소성변형율의 누적에 의한 국부좌굴에 의한 파괴보다는 허용변위를 초과하는 전체좌굴에 의해 파괴가 발생하는 것으로 밝혀졌다.

앞으로의 연구는 다양한 형태의 강한 지진하중을 받는 강재 교각과 그 부재들에 대해서 본 연구에서 제안된 지진 손상도 평가법이 실험과 해석을 통하여 검증되는 것이 필요하다고 사료된다.

### 감사의 말

이 논문은 1999년도 포항제철 위탁연구에 의해 연구된 것으로, 지원에 감사드린다.

### 참 고 문 헌

- (1) Park, Yeon-Soo, 1993, "Damage Process of Steel Members under Very-Low-Cycle Loading", Dissertation of Civil Engineering Department, Kyoto University.
- (2) ADINA, 1992, "Theory and Modeling Guide", ADINA R&D, Inc.
- (3) 박연수, 박선준, 1998, "강한 지진하중하에서 강부재의 정량적인 손상모델", 한국강구조학회 논문집 제10권 3호, pp. 339-353.
- (4) 박연수, 박선준, 강성후, 윤영필, 1997, "반복하중을 받는 강구조 요소의 소성피로에 관한 연구", 한국강구조학회 논문집 제9권 2호, pp. 193-204.
- (5) 박연수, 1997, "강부재의 지진하중 재하에 의한 구조적 파괴규명을 위한 실험적·수치해석적 연구", 97K029, 포항종합제철(주).
- (6) 日本道路協會, 1996, "道路橋示方書·同解説, V 耐震設計編", 日本道路協會.
- (7) 日本道路協會, 1997, "道路橋の耐震設計に關する資料", 日本道路協會.
- (8) 최창근, 1989, "유한요소해석", 집문당.
- (9) 박연수, 1997, "구조동역학", 구미서관.
- (10) Anil K. Chopra, 1995, "Dynamics of Structures-Theory and Applications to Earthquake Engineering", Prentice Hall.
- (11) M A. Crisfield, 1991, "Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures", Volume 1, John Wiley & Sons, Inc.

(접수일자 : 2000년 1월 14일)