

정적 반복하중을 받는 노후된 철근콘크리트 T형교의 파괴해석

Failure Analysis of Deteriorated Reinforced Concrete T-Girder Bridges Subjected to Cyclic Loading



송하원*

Song, Ha-Won



유동우**

You, Dong-Woo



변근주***

Byun, Keun-Joo

ABSTRACT

In this paper, two dimensional and three dimensional modeling techniques are proposed for the failure analysis of deteriorated reinforced concrete T-girder bridge subjected to cyclic loading up to failure. For the nonlinear failure analysis, a tension stiffening model which can consider degradation of bond between reinforcement and surrounding concrete due to corrosion of rebars in old bridges is proposed and a modeling technique for the support conditions of the bridges which can consider degradation of bearings at supports in old bridges is also proposed. The analysis results along with comparisons with full-scale failure-test results confirm that finite element modeling techniques in this paper can be well applied to the failure analyses of in-situ old reinforced concrete T-girder bridges subjected to cyclic loading and the support condition modeling especially affects the bridge strength significantly.

Keywords : finite-element failure analysis, deteriorated reinforced concrete bridge, cyclic loading, tension stiffening model, support condition modeling.

* 정회원, 연세대학교 토목공학과 부교수

** 정회원, 연세대학교 토목공학과 박사과정

*** 정회원, 연세대학교 토목공학과 교수

·본 논문에 대한 토의를 1999년 4월 30일까지 학회로
보내 주시면 1999년 6월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

교량에 대한 현장 재하시험은 비파괴 재하시험 및 파괴시험으로 구분될 수 있다. 파괴시험은 교량이 실제 파괴될 때까지 하중을 재하하여 극한 강도를 포함한 교량의 파괴거동을 얻기위한 수단으로 제한되게 수행되고 있으나, 실제교량의 극한 상태까지의 거동을 규명할 수 있을뿐만 아니라 내하력평가방법의 타당성 및 해석 모델링의 검증에 매우 중요한 역할을 한다. 노후화된 교량에 대한 파괴시험에 의하면 비록 열화된 교량이라 하더라도 실제로는 상당한 강도를 보유하고 있는 것으로 나타났다^(1~5). 특히 실제교량의 강도는 지점조건의 상태와 난간이나 연석과 같은 비구조적 요소의 영향을 크게 받는 것으로 밝혀졌다^(6~10). 과거 30여년 동안 철근콘크리트 구조물의 비선형 해석은 상당한 발전이 있었음에도 불구하고 대부분의 비선형 유한요소해석은 개별적인 요소나 간단한 구조체의 응답을 구하고 실험실에서의 시험결과와 비교하여 그 타당성을 입증하는데 초점이 주어져 왔으며 이러한 한계를 극복하기 위한 계속적인 노력에 힘입어 현재 철근콘크리트 격자 구조물에 적용할 수 있는 비선형 유한요소해석 기법이 타당성있게 개발된 것으로 평가되고 있다^(10,11). 그러나 노후화된 실제교량에 대하여 파괴해석 모델링기법의 타당성을 검증하고 반복하중에 의해 파괴에 이르기까지의 거동해석을 실시하고 해석결과를 실제교량의 파괴실험결과와 비교하여 해석모델링기법의 타당성을 검증하는 연구는 아직도 매우 필요한 실정이다. 본 논문에서는 노후화된 철근콘크리트 T형 교량의 사용하중 및 극한하중수준에서의 교량의 거동을 파악하기 위해 현장 파괴시험을 통한 파괴거동을 분석하였으며, 노후화된 교량의 파괴해석 모델링기법을 제안하였다. 제안된 모델링기법에 의해 반복하중하의 노후된 RC T형교의 파괴해석 결과를 파괴실험결과와 비교하여 모델링기법의 타당성을 평가하였다.

2. 해석 대상교량의 파괴시험

파괴해석 및 해석검증을 위한 대상교량은 30년

경과된 총 연장 120m의 3개의 거더로 구성된 10경간 단순철근콘크리트 T형교로서 교각침하에 의하여 1981년 폐교화되었으며 상부구조의 상태는 난간의 파손을 제외하고는 오랜 기간 경과에 따른 백태, 균열, 박리, 받침부의 노후등의 일반적인 열화가 있는 보통의 상태이다. 파괴시험 경간은 상부구조의 콘크리트상태가 균등하고 파괴시까지 거더를 지지할 수 있는 건전한 하부구조와 하중재하를 위하여 지반에 앵커공사가 가능한 경간으로 Fig. 1과 같이 경간장 12m인 단순경간을 선택하였다. 지점은 상당한 노후화가 진행되어 있는 상태이었다. Fig. 2는 대상교량의 단면 제원이며 Fig. 3은 T거더의 철근상세로서 철근은 원형철근이었다. 상부구조 부재에서 채취한 철근의 항복강도는 4.445kg/cm^2 이었고 콘크리트 코아의 평균압축강도는 360kg/cm^2 이었다.

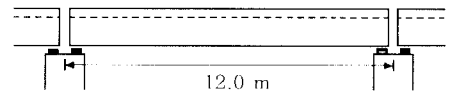


Fig. 1 Old reinforced simple supported bridge

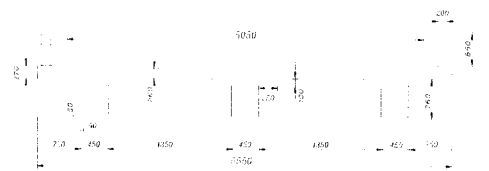


Fig. 2 Dimension of bridge section (unit : mm)

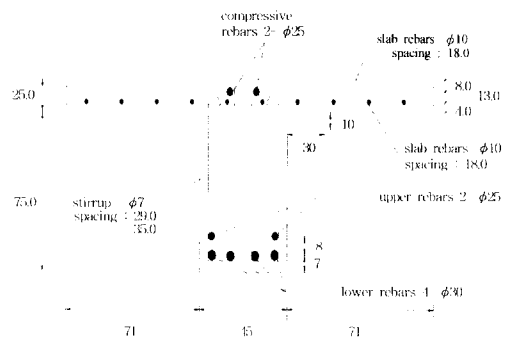


Fig. 3 Reinforcement layout of a T-girder (unit : cm)

비구조적요소의 영향을 배제하기 위하여 난간 및 연석을 제거하여 교량 본체만의 거동을 관찰할 수 있도록 하였다. 대상경간의 상부플랜지를 교축방향으로 절단하여 단일거더와 복수거더로 이루어진 2개의 단순T형교로 분할하였으며 각각 3점 휨재하 및 4점 휨재하 방법으로 하중을 재하하였다. 단일거더의 경우 경간중앙의 플랜지상부에 받침목과 H형강을 깔고 그 위에 2개의 중공형 로드셀과 125톤 용량의 유압잭을 설치한 후 교량하부 암반에 정착된 PS강연선($\phi 12.7\text{mm} \times 12$)을 플랜지에 뚫은 구멍을 통하여 로드셀과 유압잭에 정착시켜 유압잭을 인발함으로써 그 반력이 거더에 하중으로 전달되도록 하였다. Fig. 4 및 Fig. 5는 단일거더 및 복수거더의 하중재하위치 및 재하장치의 구성상세이다. 하중재하는 교량이 파괴에 이를 때까지 단일거더는 23단계, 복수거더는 37단계의 재하(loading), 제하(unloading) 및 재재하(reloading)의 반복하중을 가하였다.

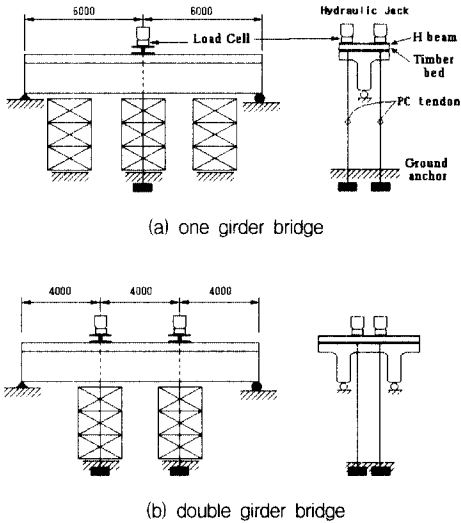


Fig. 4 Test set-ups

3. 반복하중하의 교량의 파괴거동

「안전점검 및 정밀안전진단 세부지침」⁽¹²⁾의 강도설계법에 의하여 평가한 대상교량의 내하율은 1.08로 기본내하력은 DB-14.5톤으로써 단일거더의 경우는 총하중 108톤, 복수거더의 경우는

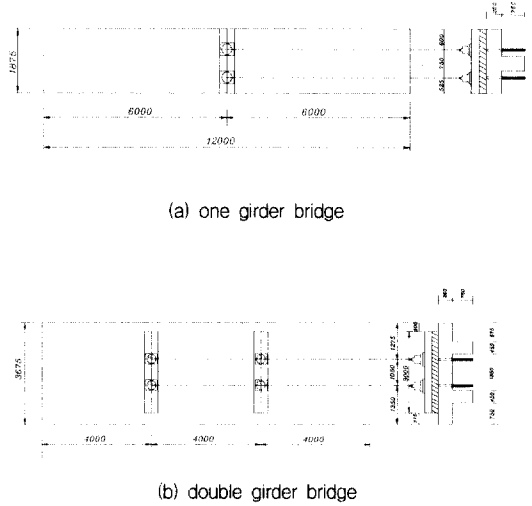


Fig. 5 Details of loading devices (unit : mm)

282톤에 이르러 더 이상 하중의 증가없이 변형만 증가하는 극한파괴상태에 도달하였다. 시험결과 외관조사나 비파괴시험에 의한 국부손상 및 보통의 열화가 교량의 전체 건전도에 대한 어떠한 정보도 제공하지 못하는 것으로 나타났다. Fig. 6의 하중-변위관계 곡선으로부터 단일거더는 55톤까지 선형탄성거동을 보이며 약 75톤에서 탄성한계에 이르는데 이는 거더의 최외단 인장철근에 부착된 변형률계이지로부터 얻은 철근의 항복이 시작되는 시점과 일치한다. 그 이후 하중재하에 의하여 소성변형이 증가하며 극한상태에 도달한다. Fig. 7의 하중-변위관계 곡선으로부터 복수거더 교량의 경우 약 100톤까지 선형거동을 나타내고 150톤에 이르러 인장철근이 항복을 시작하며 단일거더와 마찬가지로 하중이 증가함에 따라 소성변형을 남기면서 극한상태에 도달한다. 두 교량 모두 처짐 및 변형률은 사용하중하에서 선형적으로 거동하며 선형단계하중까지 거더에서의 현저한 손상은 발생하지 않았다. 또한 콘크리트의 변형률은 거의 극한수준 하중단계까지도 거의 탄성적으로 거동함으로써 교량의 전체거동은 거더의 인장철근에 의해 지배됨을 알 수 있었다. Fig. 8은 교량의 극한하중하에서의 균열양상으로서 전형적인 휨파괴 균열양상을 보임을 알 수 있다.

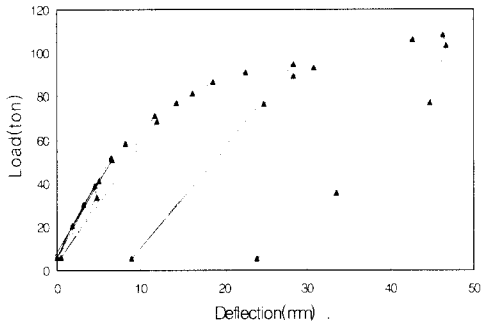


Fig. 6 Total applied load versus deflection for the single girder bridge

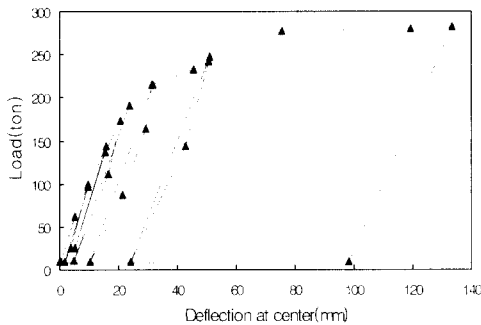
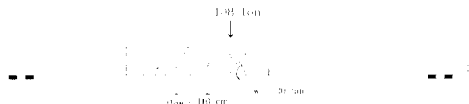


Fig. 7 Total applied load versus deflection for the double girder bridge



(a) single girder



(b) double girder

Fig. 8 Crack Patterns at failure

단일거더의 경우 ACI시방서⁽¹³⁾에 의한 계산결과 극한하중은 63톤으로 계산되었으나 실제 극한하중은 108톤으로 1.72배, 복수거더의 경우는

계산하중은 192톤 실제 극한하중은 282톤으로 1.47배 큰 것으로 나타나 실제교량은 노후되었어도 이론극한강도 이상의 상당한 강도를 보유하고 있음을 알 수 있었다.

4. 노후된 교량의 비선형 파괴해석

노후화된 교량의 비선형 유한요소 파괴해석을 위하여 노후화된 교량의 주철근 주변의 부식생물과 이에 따른 균열로 인한 부착효과의 열화현상을 고려한 인장경화모델(또는 인장증강모델 : tension stiffening model)을 제안하였으며 3차원 부착효과를 고려하기 위해 해석시 철근주변의 인장경화영역을 합리적으로 설정하였다. 또한 해석에서 교량의 지점조건의 영향을 분석하여 실측응답을 타당하게 예측할 수 있는 지점노후에 따른 지점조건의 모델링기법을 제안하였다. 제안된 모델링기법을 유한요소파괴해석에 적용하여 반복하중을 받는 대상교량에 대한 2차원 평면응력모델링과 다층셀모델과 파이버모델을 병용하는 3차원 모델링에 의한 비선형 파괴해석을 실시하였고 실험결과와 비교하였다.

4.1 철근부식을 고려한 콘크리트의 인장경화 모델

균열을 고려한 평균응력과 평균변형률로 표현된 콘크리트모델은 Fig. 9에서 보여주는 것처럼 크게 인장연화모델, 인장경화모델, 전단전달모델 등으로 구성될 수 있다⁽¹¹⁾.

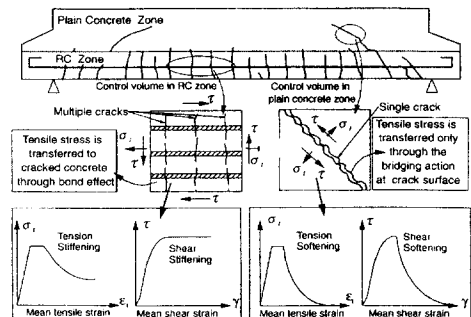


Fig. 9 Responses of concrete near and far from rebars

노후화된 철근콘크리트 교량에서 중성화나 염해 등에 의하여 철근이 부식되면 부식에 의한 덮개 콘크리트의 균열과 부식생성물로 인하여 철근과 콘크리트 사이의 부착성능이 저하된다. 이러한 부착성능의 저하는 균열후의 철근과 콘크리트사이의 부착성능에 좌우되는 철근주변에서의 콘크리트의 인장경화거동에 영향을 미치게 된다. 따라서 대상구조물의 노후도에 따라 철근부식의 정도가 정량적으로 평가된다면 철근부식에 의한 주변 콘크리트의 균열 정도를 고려한 인장경화모델을 얻을 수 있다.

본 연구에서는 Okamura와 Maekawa⁽¹¹⁾가 제안한 인장경화모델식 (1)에서 경화계수 α 를 수정하여 철근부식에 따른 주변 콘크리트의 열화를 고려하였다.

$$\sigma_t = f_t \left(\frac{\epsilon_{tu}}{\epsilon_t} \right)^\alpha \quad (1)$$

식(1)에서 σ_t , f_t 는 콘크리트의 인장응력 및 인장강도이고, ϵ_{tu} , ϵ_t 는 균열변형률 및 인장변형률이며 부식에 따른 부착성능 저하가 고려되어 제안된 인장경화계수 α 는 다음과 같다.

$$\alpha = 0.4 \left\{ 2.5 - 1.5 \left(1 - \frac{t_c}{t_u} \right) \left(1 - \frac{w_c}{w_u} \right) \right\} \quad (2)$$

여기서 α 는 Fig. 10에서 보여 주는 것처럼 t_c 와 w_c 는 각각 노후화된 시점에서 철근주변의 부식생성물의 두께와 철근표면에서의 균열폭을 의미하며 t_u 와 w_u 는 극한부식상태에서의 부식생성물의 두께와 이때의 철근표면에서의 균열폭으로서 부식열화실험등에 의해 구해질 수 있다.

즉, 인장경화계수 α 는 부식생성물의 두께와 철근표면의 균열폭의 함수이며, 부식정도에 따라 부식생성물의 두께가 길경되면 堤知明⁽¹⁸⁾의 수학적모델에 의하여 계산된 균열폭을 계산하여 구할 수 있다. 이때 식 (1)의 인장경화곡선의 기울기는 구한 인장경화계수 α 의 값에 따라 변하게 된다. 즉, 철근부식을 고려하지 않는 경우에는 $\alpha = 0.4$ 이며⁽¹¹⁾, 극한부식일 경우는 $\alpha = 1$ 의 값을 갖는다.

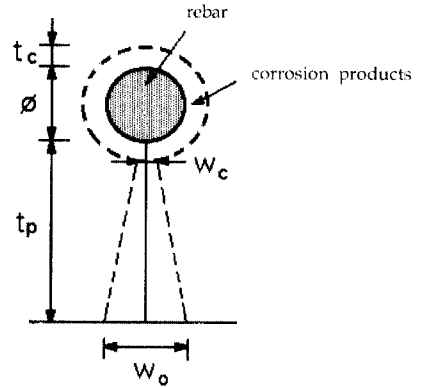


Fig. 10 Crack due to corrosion

부식정도가 키질수록 콘크리트의 인장경화곡선의 기울기가 급해지고 이러한 인장경화곡선의 기울기의 증가는 철근콘크리트에서 콘크리트가 부담하는 인장력을 감소시킴으로서 부식된 철근과 콘크리트사이의 부식에 따른 부착강성의 감소를 반영하게 된다. Fig. 11은 제안된 인장경화계수를 사용하고 반복하중에 따른 재하와 재재하를 고려한 인장경화모델을 보여준다.

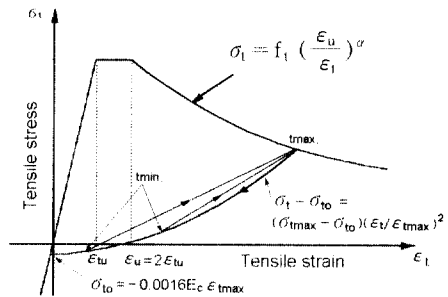


Fig. 11 Tension stiffening model

철근의 부착효과가 영향을 미치는 철근주변의 소위 철근콘크리트영역(RC영역)은 An⁽¹⁴⁾등에 의해 제안된 영역 결정법⁽¹⁴⁾에 따라 다음 식 (3)에 의하여 결정된다.

$$A_{c, \max} = \frac{A_s \sigma_s}{\sigma_t} \quad (3)$$

여기서, $A_{c \max}$: 부착효과의 최대 면적 (cm^2)

A_s : 철근의 면적 (cm^2)

σ_y : 철근의 항복강도 (kg/cm^2)

이 때 하나의 철근을 둘러싸고 있는 콘크리트 영역의 최대높이 h_{\max} 는 철근의 직경을 d_b 라 할 때 다음의 식 (4)와 같다.

$$h_{\max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot d_b \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_t}} \quad (4)$$

철근의 구성모델도 평균응력 및 평균변형률의 관계식으로 표현될 수 있으며 변형률경화효과를 고려하여 2차 선형곡선모델을 사용하였으며⁽¹¹⁾ 제하 및 재하거동의 모델링은 Kato모델⁽¹⁵⁾ 이 적용되었다.

제안된 인장경화모델의 타당성을 검증하기 위해서 철근이 부식된 철근콘크리트단철근 보에 대한 휨실험 결과⁽¹⁹⁾와 본모델을 이용하여 해석한 결과를 비교하였다. 대상시험체의 형상 및 제원은 Fig. 12와 같다. 해석에 사용된 부식생성물의 탄성계수는 200kg/cm^2 , 포아송비는 0.17, 크리이프계수는 2.5이며, 시험체의 콘크리트 압축강도는 715kg/cm^2 , 탄성계수는 $350,700\text{kg/cm}^2$, 포아송비는 0.184이다. 또한, 사용된 철근은 D10으로서 항복강도는 $3,664\text{kg/cm}^2$ 이고 탄성계수는 $200,800\text{kg/cm}^2$ 이다. 대상시험체의 부식시험⁽¹⁹⁾은 전식실험에 의하여 철근을 양극, 동판을 음극으로하여 소정의 정전류 발생기를 이용하여 정전류를 시험체에 소정기간 흐르게 하여 부식정도를 조절하였고, 철근의 부식률은 각 실험이 종료된 후 부식부분의 녹을 제거하여 부식전후의 질량차로서 구하는 방법으로 시험되었다. 철근부식에 의한 콘크리트의 균열은 대부분 보의 저면에 주철근과 나란한 방향으로의 주철근 1개에 대해 1열의 중균열 형태로 나타났으며, 철근의 부식률이 커짐에 따라 균열폭도 증가되었으나 전해액의 용출과 덮개콘크리트의 탈락등에 의하여 균열폭은 측정되지 않은 것으로 기술되어 있었다. 부식에 의한 철근중량감소율 0%, 2.7%, 7.9%에 대한 휨실험 결과를 인용하였다. 시험체에 대한 2차원 해석모델링은 Fig. 13과 같으며

그림에서 철근콘크리트영역(RC zone)은 영역결정법에 의하여 계산하였다.

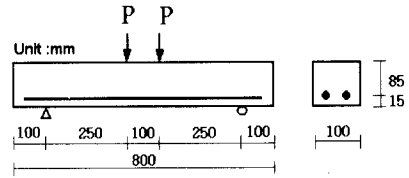


Fig. 12 RC beam for experiment

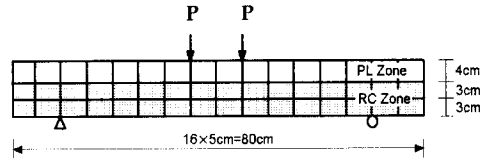


Fig. 13 Finite element discretization for tension stiffening model

시험결과와의 비교를 위하여 해석시 7.9%의 부식률을 극한 부식상태로 가정하였으며, 이 때의 극한부식상태의 균열폭 w_u 와 부식생성물의 두께 t_u 는 각각 0.035mm와 0.213mm로 계산된다. 이 극한상태를 기준으로 부식중량감소율의 변화에 대한 인장경화계수 α 의 값은 제안식 (2)에 의하여 계산되며 Fig. 14는 부식중량감소율에 대하여 구한 인장경화계수의 변화를 나타낸다.

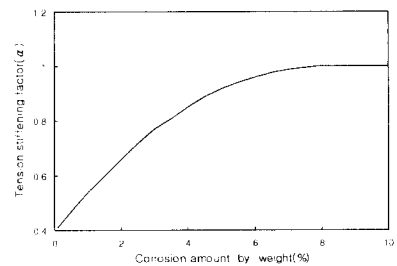


Fig. 14 Tension stiffening coefficient according to corrosion amount

Fig. 15는 철근이 부식되지 않은 경우와 부식중량 감소율이 2.7%와 7.9%인 경우에 대한 해석결과와 시험결과를 비교한 것으로 본 모델에 의한 해석은 부식률의 증가에 따른 극한하중의

감소를 잘 반영함을 알 수 있으며, 제안된 인장경화모델은 철근부식에 의한 내력성능저하를 효과적으로 평가하고 있음을 알 수 있다.

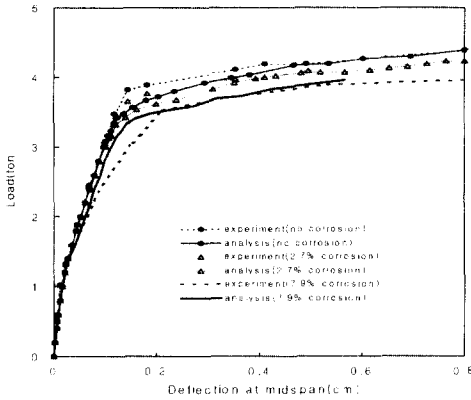
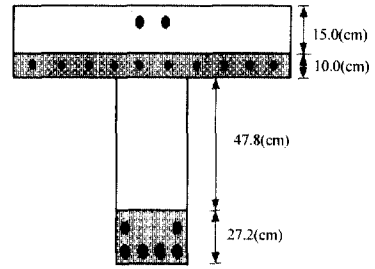


Fig. 15 Analysis results compared with experimental results

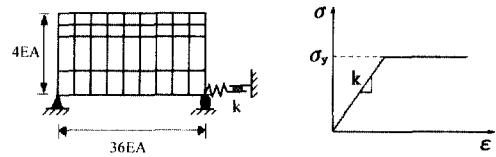
4.2 교량의 지점모델링 및 유한요소해석

먼저 단일거더교량과 복수거더교량 각각에 대하여 2차원 해석을 수행하였다. 철근콘크리트 부재에 있어서 철근주위의 철근과 콘크리트와의 부착의 영향이 미치는 영역에서의 콘크리트 거동과 철근에서 멀리 떨어져 부착효과가 없는 콘크리트의 거동의 차이를 고려하기 위하여 철근주위의 콘크리트는 경화거동을 나타내는 RC영역과 그 이외의 구간은 연화거동을 하는 무근영역으로 구분하였다. 해석거더의 복부와 플랜지의 RC영역 및 2차원 유한요소모델은 Fig. 16(a)와 같다. 그림에서 빗금친 영역은 RC영역이며 플랜지의 상부 압축철근은 갯수가 적고 수정된 RC영역의 높이가 작으므로 RC영역모델링에서 무시하였다.

한편 노후화된 교량의 지점조건을 규명하기 위해 응답에 대한 상한범위와 하한범위가 얻어지는 두 가지의 이상적인 경계조건 (힌지와 로울러의 단순지지인 경우와 두 지점조건이 모두 힌지인 경우)에 대한 해석을 먼저 실시하였으며 실제교량의 노후화된 지점조건을 모델링하기 위한 방안으로 Fig. 16(b)에서 보여주는 것과 같이 로울러 지점에 수평스프링지점모델을 제안하여 해석을 수행하였다.



(a) Finite element discretization



(b) Elastic-perfectly plastic spring model for support

Fig. 16 2D-Finite element model of the bridge (unit : cm)

로울러 지점에 부착된 스프링은 탄소성 스프링 요소로 구성하였고 부재가 항복한 이후 스프링 요소가 완전소성거동을 하게함으로써 지점조건이 강성이 상실되는 거동을 반영하였다. 스프링요소의 스프링상수는 파괴시험의 초기 선형단계에서 하중-변위 응답의 초기강성을 만족하는 정수값 ($k = 160,000 \text{ kg/cm}$)을 적용하였으며, 교량거더의 주철근이 항복하면 스프링이 완전소성이 되도록 하였다. 본 논문에서 제안된 지점모델링의 스프링 강성은 실제교량의 초기강성 상수 값으로서 공용 중인 교량의 정밀안전진단시 실시되는 통상의 차량 재하시험에 의하여 얻을 수 있는 초기 하중-변위관계로부터 간단히 결정 할 수 있다.

한편 본 연구 대상 교량은 파괴시험이 종료된 후 정밀 조사 결과, 거더 콘크리트내의 인장 주철근의 심각한 부식은 거의 관찰되지 않았으나 본 논문에서 제안된 인장경화모델의 파괴거동에 미치는 영향을 분석하기 위하여 대상 교량이 심각한 철근의 부식이 발생한 경우로 가정한 경우에 대하여 파괴해석을 수행하였다. 이때 발생한 부식의 정도는 본 논문에서 제안된 극한부식상태 ($\alpha = 1$)로 가정하여 해석을 수행하였다. Fig. 17은

단순지점조건으로 가정하고 대상교량의 주철근이 극한부식상태에 있다고 가정한 경우의 비선형 파괴해석 결과와 부식이 전혀 없는 경우의 비선형 파괴해석결과를 비교한 것이다. 극한 내력의 비교로부터 철근부식에 의한 부착강성 저하를 고려한 인장경화모델을 사용한 경우 약 6%정도의 내력저하가 발생함을 알 수 있다.

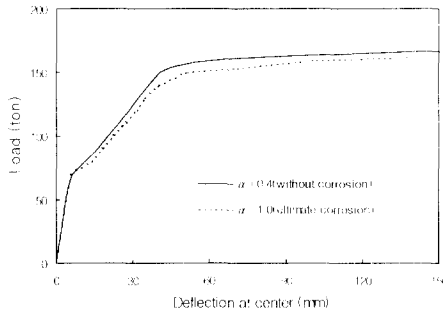
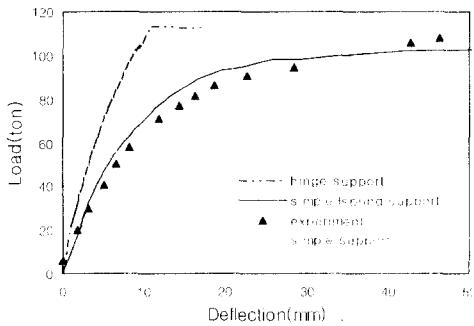
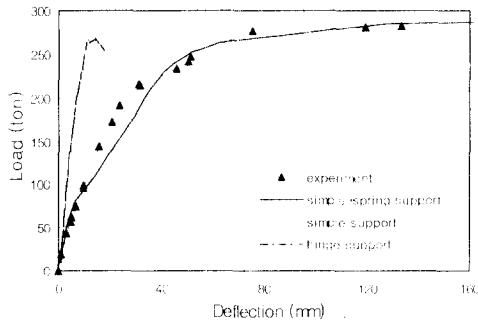


Fig. 17 Failure Analysis with ultimate corrosion



(a) single girder



(b) double girder

Fig. 18 Computed responses at center for different support conditions(2D analysis)

Fig. 18은 대상 두 교량에 대하여 두 가지의 이상적인 경계조건에 대한 해석과 제안된 수평스프링지점모델을 사용한 해석결과이다.

Fig. 18에서와 같이 해석결과는 시험결과에 대하여 상한값(단순지점) 및 하한값(힌지지점)의 응답을 보이며 특히 지점조건 변화가 균열발생 후의 거동에 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 한편 제안된 지점모델링방법에 의한 해석결과가 시험결과와 잘 일치함을 알 수 있다. 해석 결과 주철근의 부식에 따른 인장경화모델보다 지점조건 모델링이 극한 내력에 미치는 영향이 훨씬 크고 대상교량은 주철근에 부식생성물이나 철근표면에서의 부식에 의한 균열이 거의 없음을 확인하였으므로 본 대상교량에 대한 파괴해석에서는 부식에 의한 영향을 무시할수 있음을 알았다.

Fig. 19는 제안된 모델링기법에 의하여 해석된 복수거더의 균열도인데 Fig. 8의 시험결과 얻어진 휨 균열양상과 잘 일치함을 알 수 있으며 모델링기법이 전체거동뿐만 아니라 국부거동도 비교적 타당하게 예측함을 알 수 있다.

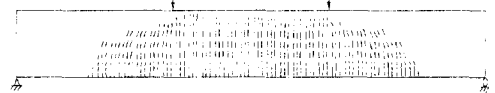


Fig. 19 Crack pattern of the double girder by 2D analysis

한편 제안된 지점모델링기법의 타당성을 증명하기 위하여 동일한 조건하에서 복수거더교량에 대하여 3차원 비선형 파괴해석을 수행하였으며 Fig. 20은 해석모델을 나타낸다. 복수거더교량의 3차원 플랜지는 다중셀모델에 의하여 X와 Y방향으로 8개의 셀으로 모델링하였고, 복부는 유한개의 파이브에 의하여 철근과 콘크리트를 구성하는 파이브모델^(16, 14, 15)에 철근의 부착효과를 고려한 RC영역 결정방법을 적용하고 제안된 탄소상스프링에 의한 지점조건 모델링방법을 적용하였다.

Fig. 21은 단조하중에 대한 3차원 파괴해석결과로서 철근콘크리트 교량의 이상화된 지점조건에 의한 비선형해석결과는 단지 실제교량거동의 상한 혹은 하한값을 제공함을 역시 확인할 수 있다.

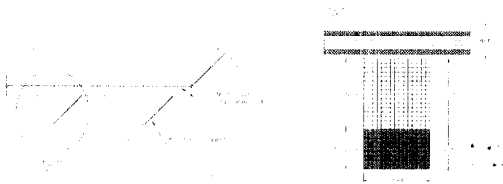
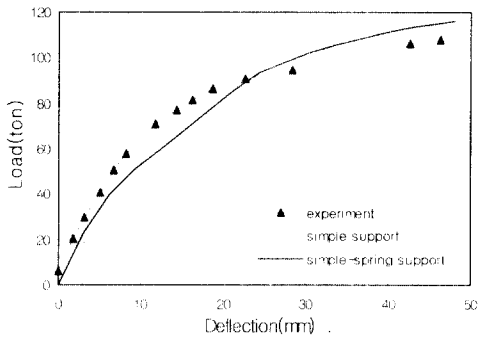
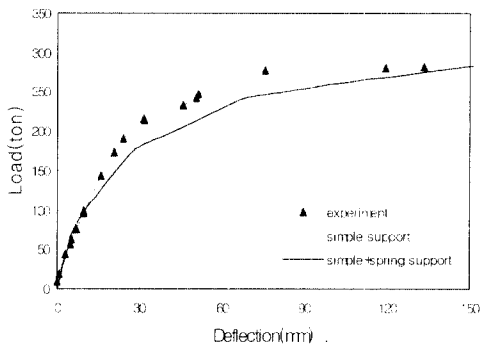


Fig. 20 3D-Finite element discretization of the bridge



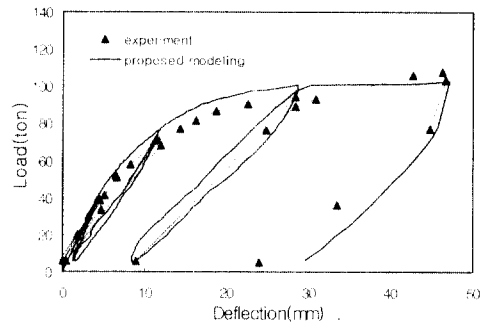
(a) single girder



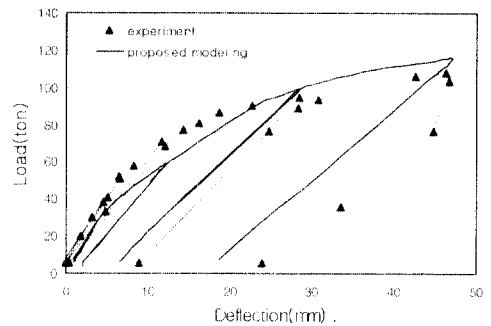
(b) double girder

Fig. 21 Computed responses at center for different support conditions (3D analysis)

Fig. 22와 Fig. 23은 반복하중을 받는 시험교량에 대한 제안된 지점조건으로 모델링된 해석결과이다. 실측결과와 비교해 볼 때 제안된 지점조건 모델링기법에 의한 2차원 및 3차원 비선형 유한요소해석이 노후된 철근콘크리트 T형교의 파괴해석에 매우 효과적임을 알 수 있다.

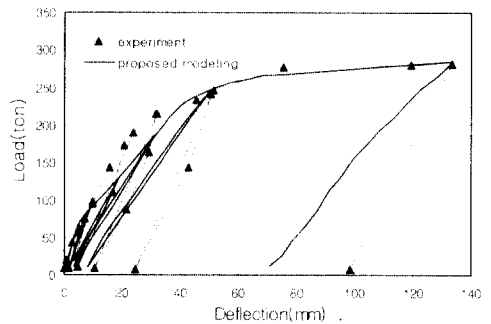


(a) 2D analysis

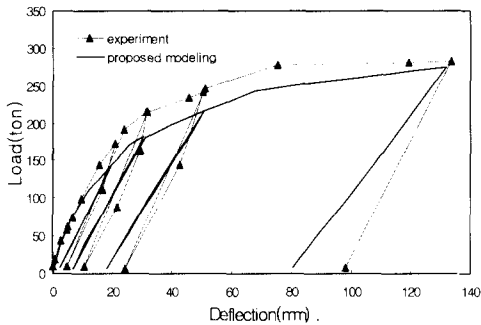


(b) 3D analysis

Fig. 22 Response of the single girder bridge subjected to cyclic loading



(a) 2D analysis



(b) 3D analysis

Fig. 23 Response of the double girder bridge subjected to cyclic loading

5. 결론

노후된 철근콘크리트 T형교의 반복하중에 대한 거동을 분석하기 위한 교량의 파괴해석 모델링기법을 제안하였으며 해석결과를 실험결과와 비교하였다. 본 연구를 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

1) 노후화된 교량의 주철근 주변의 부식생성물과 균열로 인한 콘크리트의 열화를 고려한 인장경화모델을 제안하였다.

2) 지점조건이 실제교량의 응답에 중요한 영향을 미치는 것을 규명하였으며 실제교량에 대한 지점조건의 구속영향을 탄성-완전소성 스프링으로 반영하는 지점조건의 모델링기법을 제안하였고 파괴해석을 통하여 효용성을 증명하였다.

3) 제안된 모델링기법을 2차원 평면모델이나 다층셀모델 및 파이버모델을 병용한 3차원 모델에 적용하여 노후화된 교량의 반복하중하의 파괴거동을 해석하였으며 파괴실험결과와 비교하여 모델링기법의 타당성을 검증하였다.

참고문헌

1. Takeshi Oshiro, Sumio Hammada., "Structural Performance and Bending Test of Deteriorated Reinforced Concrete Bridges", SP-88-3. ACI, 1988, pp.39-58.
2. Beal, D. B., "Strength of Concrete T-Beam Bridge", SP-88-7. ACI, 1988, pp.143-163.

3. 건설부 국립건설시험연구소, 폐교량 파괴시험, 국립건설시험연구소보고서 No. 471, 1987.
4. Azizinami, A., Boothby, T. E., Shekar, Y., and Barnhill, G., "Old Concrete Slab Bridges. I: Experimental Investigation", J. of Structural Engineering, Vol. 120, No. 11, 1994, pp.3284-3303.
5. Beal, D. B., "Test-to-failure of Jack-Arch Bridge", Transportation Research Record, 1072, 1985, pp.40-49.
6. Bhkht, B. and Jager, L. G., "Bridge Testing : a Surprise Every Time", J. of Structural Engineering, Vol. 116, No. 5, 1990, pp.1370-1383.
7. Miller, R. A., Aktan, A. E., and Shahrooz, B. M., "Destructive Testing of Decommissioned Concrete Slab Rridge", J. of Structural Engineering, Vol. 120, No. 7, 1994, pp.2176-2198.
8. Shahrooz, B. M., Ho, I. K., Aktan, A. E., de Bost, R., van der Veen., Iding, R. H., and Miller, R. A., "Nonliner Finite Element Analysis of Deteriorated RC Slab Bridge", J. of Structural Engineering, Vol. 120, No. 2, 1994, pp.422-439.
9. Huria, V., Lee, K. H., Aktan, A. E., "Nonlinear Finite Element Analysis of RC Slab Bridge", J. of Structural Engineering, Vol. 119, No. 1, 1993, pp.88-107.
10. Ho, I. and Shahrooz, B. M., "Finite Element Modeling of a Deteriorated R.C. Slab Bridge: Lessons Learned and Recommendation", Structural Engineering and Mechanics, Vol. 6, No. 3, 1998, pp.259-274.
11. Okamura, H. and Maekawa, K., "Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete", Gihodo-Shuppan Co., Tokyo, Japan, 1991.
12. 건설교통부, 시설안전기술공단, 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침, 1996.
13. ACI Committee 318, "ACI318-95, Building Code Requirements for Reinforced Concrete", ACI, Redford Station, Detroit, Michigan, 1995.
14. An, X., Maekawa K. and Okamura H., "Numerical Simulation of Size Effect in Shear Strength of RC Beams", J. of Materials, Concrete Structures and Pavements, Vol 35, No. 564, 1997, pp. 297-316.

15. Kato, B., "Mechanical Properties of Steel under Load Cycles idealizing Seismic Action", CEB Bulletin D'Information, 131, 1979, pp.7-27.
16. 송하원, 김일철, 변근주, "파이버모델에 의한 철근 콘크리트 구조물의 비선형 파괴해석", 전산구조공학회 봄 학술발표회논문집, 1998, pp.127-134.
17. Aktan, A. E., Miller, R., Shahrooz, B., Zwick, M., Heckenmueller, Ho, I., and Toksoy, T., "Nondestructive and Testing of a Reinforced Concrete Slab Bridge and Associated Analytical Studies" UC-CII 92/02, 1992, pp.1-11.
18. 堤 知明, 安田 登, 松島 學, 大賀宏行, "腐食生成物によるひび割れ幅のモデル化に関する研究", 日本土木學會論文集, No. 585, V38, 1998. 2, pp.69-77.
19. 李翰承, "腐食劣化した鐵筋コクリート構造部材の耐力性能評価及び補強に関する研究", 博士論文, 建築學專攻, 東京大學大學院工學系研究科, 1997.

요 약

본 논문은 공용년수가 오래되어 노후화된 철근콘크리트 교량의 파괴까지의 거동을 예측하기 위한 비선형 파괴해석 모델링기법의 개발에 관한 연구이다. 본 논문에서는 비선형 파괴해석을 위해 철근부식으로 인하여 철근주변 콘크리트의 열화를 고려한 인장경화모델을 제안하였으며 교량의 노후화된 지점조건을 고려할 수 있는 지점모델링기법을 제안하였다. 제안된 모델을 사용하여 반복하중을 받는 노후화된 철근콘크리트 T형 교량이 파괴될 때까지의 2차원 및 3차원 파괴해석을 수행하였으며 파괴실험으로부터 분석된 교량의 파괴거동과 비교하였다. 해석결과와 실험결과와의 비교로부터 본 논문의 모델링기법이 노후화된 교량의 파괴해석에 유용하게 사용될 수 있으며 노후화된 지점조건인 모델링이 교량의 강도평가에 매우 큰 영향을 주는 것을 규명하였다.

(접수일자 : 1998.9.1)