

접촉면 요소를 사용한 합성 지하벽의 비선형 해석

Nonlinear Analysis of Composite Basement Wall Using Contact Element

서 수 연*
Seo, Soo Yeon

이 성 호**
Lee, Chenggao

Abstract

The objective of this paper is to suggest a nonlinear analysis process to predict the structural behavior and strength of composite basement wall member combined with H-Pile. Therefore, the structural behavior of composite basement wall is studied and the special nonlinear characteristics of each elements such as H-Pile, concrete wall, and shear connectors are idealized using ATENA program. Finally, the result is compared with previous test result. Research result shows that there is a good co-relation between analysis and test results even if analysis result has little bit higher initial stiffness than test result. It can be concluded that the nonlinear behavior of composite basement wall is suitably predicted by using the contact element model in ATENA program as shear connector element.

요 지

본 연구의 목적은 H-Pile과 벽체가 합성하여 거동하는 합성 지하벽의 내력 및 구조적 거동을 해석적으로 파악하고 구조성능을 평가하여 다양한 형태의 응력조건에 대한 거동예측 방법을 제시하는 것이다. 이를 위하여 유한요소 범용 프로그램인 ATENA를 이용하여 H-Pile, 콘크리트 벽체, 스티드볼트 연결부 등에 대한 모델링방법을 설정하고 기 실험된 합성지하벽 실험체들에 대한 비선형 해석을 실시하였다. H-Pile과 콘크리트 벽체를 연결하는 스티드볼트에 의해 전달되는 전단 및 축응력을 접촉면 요소로 모델링하여 비선형 해석을 실시한 결과, 비록 초기강성은 해석결과가 다소 높게 나타났지만, 실험결과와 해석결과가 좋은 대응을 보이는 것으로 나타났다.

Keywords : Nonlinear analysis, Composite basement wall, Shear connector, ATENA program, Contact element,

핵심 용어 : 비선형 해석, 합성 지하벽, 전단 연결재, ATENA 프로그램, 접촉면 요소

* 정회원, 충주대학교 건축공학과 조교수

** 정회원, 북경공업대학교 건설공학부 부교수

E-mail : syseo@cjnu.ac.kr 043-841-5211

• 본 논문에 대한 토의를 2007년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 2007년 9월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서론

1.1 연구 배경

합성 지하벽이란 Fig. 1에 나타난 바와 같이 일반적으로 지하층의 외부 지하벽 시공시 가설재로만 사용되어 왔던 흙막이용 H-Pile과 일정 두께의 철근 콘크리트벽이 전단 연결재(Shear connector)에 의해 합성된 구조벽을 말한다.⁽¹⁾ 이와 같은 합성지하벽에서 토압이 작용하는 면에는 H-Pile이 있고 반대측에는 R/C 벽체가 있어 스패 중앙부에서는 벽체에 인장응력이 작용하고 H-Pile에는 압축응력이 작용하게 된다. 따라서 벽체의 거동은 일반적인 합성구조와는 달리 스패의 단부에서는 콘크리트 벽체가 압축을 받고 스패의 중앙부에서는 콘크리트 벽체가 인장을 받게 된다.

특히, Fig. 2에 나타난 바와 같이 대부분의 하중이 벽체로 전달되기 때문에 H-Pile과 콘크리트 벽체 사이에 있는 접합면에서는 인장응력이 발생할 가능성도 배제할 수 없다. 따라서 이러한 합성 지하벽의 합리적인 설계를 위해서는 여러 가지 실험과 해석적인 연구를 통하여 규명되어야 할 사항이 많다.

최근 이와 같은 합성 지하벽의 거동규명을 위한 일련의 실험연구가 진행되어 왔으며, 현재 그 실험결과를 토대로 설계 지침이 구축되어 이 공법은 현장에서 활용되고 있는 상황이다. 그러나 실험에서는 합성지하벽의 일부분에서 발생하는 거동만을 예측할 수 있기 때문에 다양한 형태의 응력상황과 전체적인 거동예측을 위해서는 실험연구와 함께 해석적 연구의 필요성이 제기되고 있으나 이에 대한 연구의 진행은 매우 미진한 상황이다.

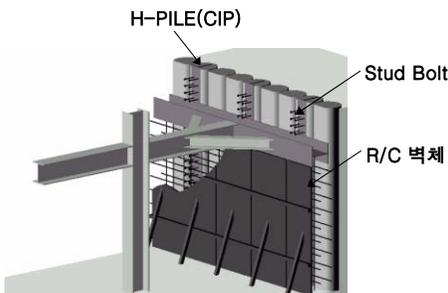
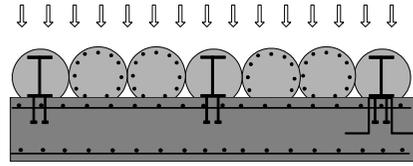
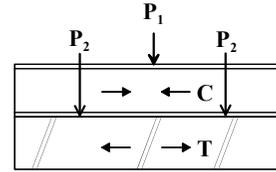


Fig. 1 합성지하벽 개념도



(a) 합성 지하벽의 토압 작용 개념



(b) 부재의 저항 기구

Fig. 2 합성지하벽의 저항 기구

1.2 연구의 목적

본 연구의 목적은 H-Pile과 벽체가 합성하여 거동하는 합성 지하벽의 내력 및 구조적 거동을 해석적으로 파악하고 구조성능을 평가하여 다양한 형태의 응력 조건에 대한 거동예측 방법을 제시하는 것이다. 이를 위하여 Cervenka에 의해 개발된 유한요소 범용 프로그램인 ATENA⁽²⁾를 이용하여 실험체들에 대한 비선형 해석을 실시하고자 한다.

1.3 기존 연구

철근콘크리트 부재와 철골부재의 합성은 스티드 볼트와 같은 전단 연결재를 통하여 합성되며 이 경우, 전체적인 거동은 전단 합성율에 영향을 받는다. 이에 따라 많은 해석적 연구가 연결부의 국부적인 거동규명을 위하여 수행되어 왔다. 그러나 통상 접촉면의 국부적인 거동특성만을 밝히고자 하는 경우에는 콘크리트 내에 매립된 전단연결재의 접촉면을 정확하게 모델링하지만, 합성부재의 전체적인 거동을 예측할 경우에는 접촉요소를 활용하여, 거시적인 해석을 하게 된다.

거시적인 해석연구로서, 최근 Lammens⁽³⁾는 합성 교량의 해석에서 콘크리트와 철골부재를 연결하는 전단연결재를 3개의 도웰(Dowel) 스프링으로 모델링하여 부재 전체의 거동특성을 예측하였다. 이와 같은 해

석에서 가장 중요한 것은 접합부 계면의 물리적 특성을 적절하게 반영하는 것이다. 본 연구에서도 이와 같은 접촉요소를 활용하여 합성지하벽의 거동을 예측하고자 한다.

2. 재료의 성능 및 유한요소

2.1 콘크리트재료모델

본 연구에서 사용하는 ATENA 프로그램은 2축응력 상태의 콘크리트 거동과 균열된 콘크리트의 성질 및 파괴역학적인 특성 등이 고려된 범용 해석 프로그램으로서 사용된 콘크리트의 재료모델(SBeta Material)은 다음의 거동을 포함하고 있다.

- 1) 압축상황에서의 연화현상을 포함한 비선형 거동
- 2) 파괴에너지 기준에 근거한 콘크리트의 인장파괴
- 3) 2축응력 파괴기준
- 4) 인장-연화 효과
- 5) 고정된 균열모델에서 균열 후 전단강성 유지
- 6) 고정된 균열성장 방향의 균열모델과 회전하는 균열 방향의 균열모델

(1) 콘크리트의 등가 1축 응력-변형도 관계

콘크리트의 비선형 거동은 2축 응력상황에서 유도된 유효응력과 이에 대응하는 등가1축 변형도를 이용하여 정의 할 수 있으며, 대부분의 경우 유효응력은 주응력이 되므로 콘크리트의 비선형 거동은 콘크리트의 주응력에 좌우된다.

Fig. 3은 해석에 적용된 등가 1축 응력-변형도 곡선을 보여주고 있는데, 그림에 나타나 있는 각 구간은 콘크리트의 응력상황 및 손상 정도에 따라 콘크리트의 거동을 균열 전·후의 인장 구간, 최대 압축응력 전·후의 압축구간으로 나눈 것이다.

i) 인장구간

인장구간에 있어서의 응력변형 관계는 Fig. 4에 나타난 바와 같이 균열 발생전, 균열진행, 그리고 균열 발생후의 3개 영역으로 구분된다. 각 영역별 응력-변형도 관계는 다음 식과 같다.

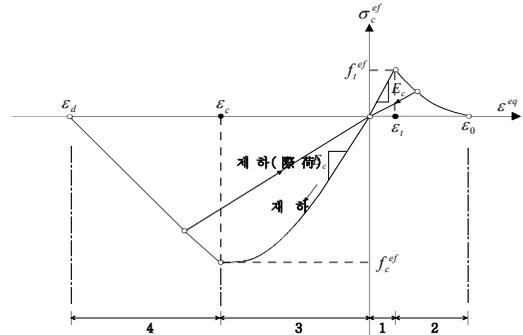


Fig. 3 Uniaxial stress-strain

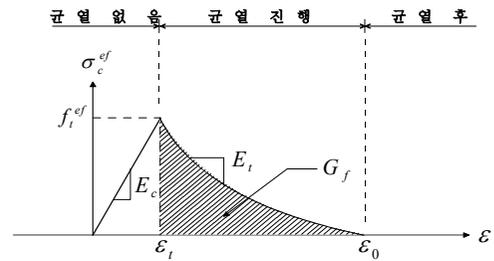


Fig. 4 콘크리트의 인장응력-변형관계

균열발생 전:

$$\sigma_c^{ef} = E_c \varepsilon^{eq}, \quad 0 < \sigma_c^{ef} < f_t^{ef} \quad (1)$$

균열진행시:

$$\sigma_c^{ef} = E_c \varepsilon^{eq} + f_t^{ef} \left(1 - \frac{E_t}{E_c}\right), \quad \varepsilon_t < \varepsilon^{eq} < \varepsilon_0 \quad (2)$$

여기서, E_c : 콘크리트의 탄성 계수, f_t^{ef} : 2축 응력 상황에서의 유효 인장 강도, E_t : 연화계수 (본 연구에서는 $0.25E_c$), ε_t : 콘크리트가 인장강도에 도달할 때의 변형도, ε_0 : 응력이 "0"이 된 상태에서의 변형도임.

ii) 압축 구간

Fig. 3에서 압축력을 받는 콘크리트의 응력-변형도 관계는 CEB-FIP 규준에서 규정한 포물선 형태의 함수를 사용한다.

$$\sigma_c^{ef} = f_c^{ef} (2x - x^2), \quad x = \varepsilon^{eq} \frac{E_c}{2f_c^{ef}}, \quad f_c^{ef} < \sigma_c^{ef} < 0 \quad (3)$$

여기서, f_c^{ef} : 2축 응력상황에서의 콘크리트 압축강도를 나타냄.

최대 압축응력 이후 콘크리트의 응력-변형도 관계는, 식(3)과 같이 등가 1축 변형도가 최대 압축응력시의 변형도 ϵ_c 를 넘어서면서부터 응력이 완전히 소멸되는 소성 변형도 ϵ_d 에 이르기까지 선형으로 감소하는 것으로 가정하며, 식(4)와 같이 여기에 압축 연화구간의 연화계수 $E_d=0.125E_c$ 를 적용한다.

$$\sigma_c^{ef} = E_d(\epsilon^{ea} - \epsilon_d), \quad \epsilon_d < \epsilon^{ea} < \epsilon_c \quad (4)$$

(2) 콘크리트의 2축 응력 파괴기준

i) 압축파괴

Kupfer의 연구에 따른 2축 응력 파괴 기준은 Fig. 5와 같으며, 압축-압축상태의 유효 압축응력은 다음과 같다.

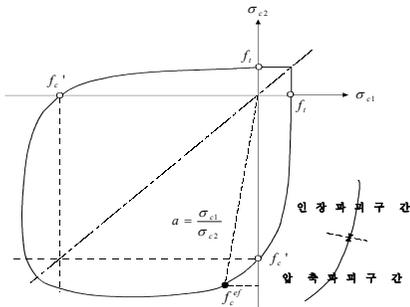


Fig. 5 콘크리트 2축 응력 파괴기준

$$f_c^{ef} = \frac{1+3.65a}{(1+a)^2} f_c', \quad a = \frac{\sigma_{d1}}{\sigma_{d2}} \quad (5)$$

여기서, σ_{d1}, σ_{d2} : 콘크리트의 각 방향 주응력,
 f_c' : 콘크리트의 1축 압축강도를 나타냄.

인장-압축 상황에서의 유효압축응력 f_c^{ef} 는, $\sigma_{d1}=0$ 과 $\sigma_{d2}=f_c'$ 인 점에서부터 점진적으로 강도가 감소하는 것으로 가정한다.

$$f_c^{ef} = f_c' \gamma_{\alpha}, \quad \gamma_{\alpha} = (1+5.3278 \frac{\sigma_{d1}}{f_c'}) \quad (6)$$

여기서, γ_{α} : 압축강도 감소계수 임.

ii) 인장파괴

인장-인장 상태의 인장강도는 콘크리트의 1축 인장강도 f_t 와 같으며, 인장-압축 상태에서의 인장강도는 다음의 관계로부터 감소된다.

$$f_t^{ef} = f_t \gamma_{\alpha} \quad (7)$$

$$\gamma_{\alpha} = 1 - 0.8 \frac{\sigma_{d1}}{f_c} \quad (8)$$

여기서, γ_{α} : 인장강도 감소계수 임.

(3) 콘크리트균열 모델

콘크리트균열의 모델링에는 분산 균열모델이 사용되었으며 균열이 발생된 콘크리트의 응력성분은 Fig. 6과 같다.

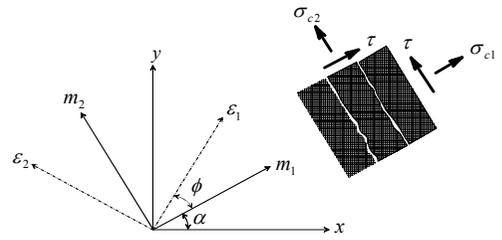


Fig. 6 콘크리트 균열 모델

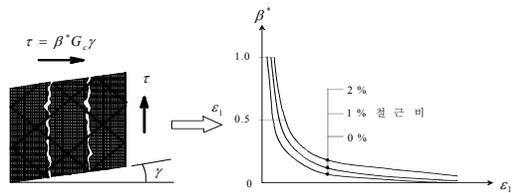


Fig. 7 전단 감소계수

(4) 균열이 발생된 콘크리트의 재료 모델

i) 균열이 발생된 콘크리트의 전단 탄성계수

콘크리트의 경우, 균열이 발생한 이후에는 균열면을 가로질러 전달되는 전단력은 균열면의 거칠기, 보강철 근방, 균열폭, 콘크리트 강도, 장부작용 등에 의해 영향을 받게 되므로 전단강성을 산정하기가 쉽지 않다. 콘크리트의 전단탄성계수는 균열의 발생 및 파급에 의한

여 변형도의 증가와 함께 감소하므로, 이런 현상을 나타내기 위하여 전단탄성계수 G_c 에 감소계수 β^* 를 적용한 값을 사용한다. 해석에 적용된 재료 모델의 균열 후 전단탄성계수의 감소는 다음의 식에 의해 구해진다

$$G = \beta^* G_c, \quad \beta^* = \frac{-\ln\left(\frac{\epsilon_u}{C_1}\right)}{C_2} \quad (9)$$

$$C_1 = 7 + 333(\rho - 0.005) \quad (10)$$

$$C_2 = 10 - 167(\rho - 0.005), \quad 0 \leq \rho < 0.02 \quad (11)$$

여기서, β^* : 전단 감소계수(참조 Fig. 7), G_c : 감소된 전단탄성계수, G_c : 전단 탄성계수, ϵ_u : 균열면의 직각 방향 변형도, C_1, C_2 : 보강철근에 따른 계수, ρ : 요소의 보강철근비 임.

ii) 균열이 발생된 콘크리트의 압축강도

균열에 평행한 방향에서의 균열이후 압축강도 감소는 Vecchio와 Collins의 실험 및 이들이 제안한 압축장 이론에서 얻어진 것과 유사한 방법으로 적용되는데, 이 연구에서 사용된 균열 후의 유효 압축강도 변화는 Fig. 8과 같으며, 식(12)와 같이 Gauss함수의 형태로 되어있다

$$f_c^{ef} = \gamma f_c', \quad \gamma_c = C^* + (1 - C^*)e^{-(128\epsilon_u)^2} \quad (12)$$

여기서, ϵ_u : 균열의 직각 방향 변형도, C^* : 균열된 콘크리트의 최대압축강도 감소치로서 본 연구에서는 0.8을 사용한다.

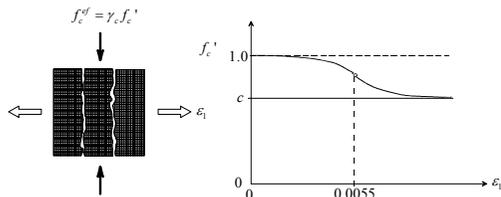


Fig. 8 균열이 발생된 콘크리트의 압축강도

2.2 철근재료모델

철근모델은 ATENA 프로그램에 장착된 콘크리트재

료에 매립하는 전문보강철근 모델인 Reinforcement 재료모델을 사용하였으며 모델의 응력-변형도 관계는 2선형 모델(Bilinear model)이다. 본 보강철근재료는 콘크리트와 완전 부착된 1축 응력상태에 있는 것으로 가정하였다.

2.3 H-Pile 재료모델

H-Pile의 재료모델은 ATENA프로그램에 장착된 3D Bilinear Steel Von Mises요소를 사용하였다. 본 재료요소의 응력-변형도 관계는 철근재료모델과 같이 2 선형관계로 하였다.

2.4 접촉면 요소(Interface Element)

본 연구에서는 ATENA프로그램에 정착된 2D 계면 접촉모델을 사용하여 철골과 콘크리트의 접촉면과 수평전단연결제인 스티드 볼트를 모델링하였다.

2D 계면요소는 Fig. 9(a)에서 보여주는 Modified Coulomb의 파괴이론을 근거로 식(15)와 같이 재료의 파괴한계상태를 정하였다.

$$|\tau| = c - \mu\sigma \quad (13)$$

여기서, μ : 재료의 마찰계수, c : 재료의 접착력

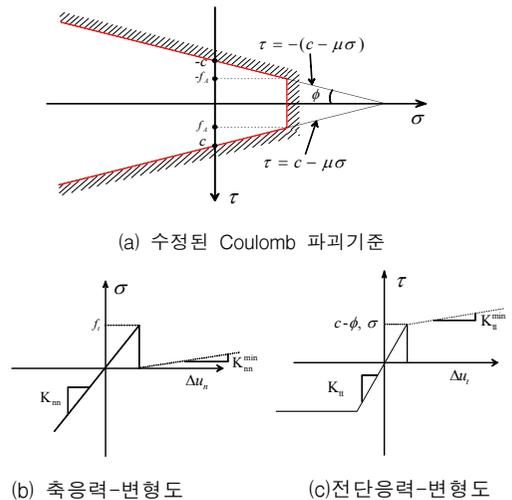


Fig. 9 접촉면 모델

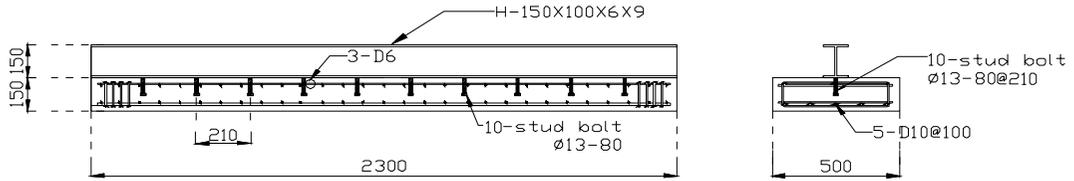


Fig. 10 실험체 형상

접촉면의 전단응력-변위곡선은 Fig. 9(b)와 같고, 압축 및 인장응력-변위곡선은 Fig. 9(c)와 같다.

3. 해석대상 시험체

해석대상 시험체는 합성지하벽의 휨성능을 규명하기 위한 시험체로서 벽체의 강도 또는 강성이 다른 즉, 벽 두께 및 철근량이 서로 다른 시험체이다. 시험체 일람과 형상은 Table 1 및 Fig. 10과 같다.

H-pile과 콘크리트 벽은 13mm 스테드볼트로 연결되어 있으며, 볼트의 길이는 80mm이다, 시험체의 가력은 2점가력으로서 전체 거동은 휨에 의해 지배되도록 하였다. 시험체 제작시 사용된 콘크리트의 28일 압축강도는 36 Mpa로 나타났으며, 강재의 재료 시험결과는 Table 2와 같다.

Table 1 해석 대상 실험체 일람

실험체명	실험체 상세		
	내측 수직근	STUD BOLT	벽두께 (mm)
TR-NB10	5-D10 (@100)	10- ø13-80@210	150
TR-TW200	5-D10 (@100)	10- ø13-80@210	200
TR-NL10	10-D10 (@45)	10- ø13-80@21	150

Table 2 강재의 재료 시험결과

구분 종류	항복강도 (Mpa)	인장강도 (Mpa)	탄성계수 (Mpa)
HD 10	495	689	2.03×10^5
HD 13	493	628	1.97×10^5
SS400	306	396	1.91×10^5
ø13×80 (Stud)	408	513	2.12×10^5

4. 합성지하벽의 휨 거동해석

본 논문에서 제시한 역T형 합성지하벽체의 접합부는 콘크리트벽체와 H-Pile을 연결시키는 스테드볼트 수평전단연결부, 콘크리트벽체와 H-Pile의 접촉면으로 구분할 수 있다. 그 중 스테드볼트 전단연결부재는 접촉면상의 수평전단력과 수직압축 인장력을 전달할 수 있으며, 콘크리트-철골 접촉면은 압축력만 전달할 수 있다. 따라서 전체접촉면을 힘의 흐름으로 분석할 때 수평전단접촉기능과 축방향 접촉 기능으로 분리할 수 있다. 즉 스테드의 수평전단기능을 하나의 접촉요소로 모델링하고, 스테드의 수직압축, 인장기능과 접촉면의 수직압축기능을 또 하나의 접촉요소로 모델링할 수 있다.

4.1 수평전단모델

2D기능을 가진 ATENA프로그램을 사용하여 합성구조의 접촉면을 간단히 모델링하기 위하여 전술한 바와 같이 수평전단모델을 도입하였다. 본 연구에서는 Fig. 9(a)에서 보여주는 것과 같이 수정 Coulomb 재료 파괴 이론을 근거로 식(15)와 같이 재료의 파괴 한계상태를 지정하였다. 여기서 스테드볼트를 이용하여 전달되는 압축력은 철골-콘크리트접촉면을 이용하여 전달되는 압축력에 비하여 무시할 수 있으므로 스테드볼트의 압축응력 $\sigma = 0$ 가 되어, 재료의 접착력 (Cohesion) $c = \tau$ 가 된다. τ 는 스테드볼트의 수평전단강도로서 Oehlers and Johnson⁽⁴⁾에 의해 제시된 식(14)를 이용하여 계산할 수 있다.

$$(D_{max})_{beam} = [4.3 - \frac{1}{\sqrt{n}}] A_{st} f_u^{0.65} f_c^{0.35} [\frac{E_c}{E_s}]^{0.40} \quad (14)$$

$$\tau = \frac{(D_{max})_{beam}}{A_{sh}} \quad (15)$$

여기서, $(D_{max})_{beam}$: 수평전단력, A_{sh} : 스테드볼트의 면적, f_u : 스테드볼트의 강도, E_s : 스테드볼트의 탄성계수, n : 스테드갯수 임.

스테드재료의 수평전단강성 K_{tt} 는 Oehlers and Johnson이 제시한 식(16)을 사용하여 계산한다.

$$K_{tt} = K_{st} = \frac{D_{max}}{d_{sh}(0.16 - 0.0017f_c)} \quad (16)$$

여기서, d_{sh} : 스테드의 직경

본 모델에서 재료의 압축-인장강성 K_{mm} 을 0에 가까운 10^{-6} 을 취하고, 인장력 f_t 역시 0에 가까운 10^{-6} 을 사용하여 스테드를 순수 수평전단기능만을 가지고 있는 전단모델로 이상화하였다.

4.2 수직 압축-인장 모델

수직 압축-인장 모델은 스테드의 인장기능과 철골-콘크리트 접촉면의 압축기능을 합성하여 구성한 해석 모델이다. 본 모델은 ATENA 프로그램에 있는 2D Interface 요소를 사용하여 형성하였다. 이 요소에서 재료의 마찰계수 $\mu=0$ 을 취하고 접착력(Cohesion)도 0에 가까운 $c=10^{-6}$ 을 취하여 재료의 수평전단능력이 없는 것으로 가정하였다. 재료의 압축-인장강성인 K_{mm} 은 콘크리트의 강성으로하고 인장강도 f_t 는 콘크리트 인장강도 환산 값으로 하였다.

4.3 합성지하벽의 휨 거동 해석

Fig. 11에 나타난 바와 같이 2점 가력된 시험체의 대칭성을 고려하여 모델링하였으며, 스테드볼트가 있는 위치에 접촉요소 모델을 설치하여 H-pile과 콘크리트의 합성효과를 고려하였다.

Fig. 12는 해석결과와 실험결과와 하중-변위곡선을 나타낸 그림이다. Fig. 12(a)는 H-Pile과 콘크리트 벽을 완전 합성으로 가정하여 해석한 경우로서 해석결과가 실험결과에 비하여 매우 높은 강성 및 강도를 보임을 알 수 있다.

전체적으로 접촉면 요소를 사용하더라도, 비록 초기 강성은 해석결과가 다소 높게 나타났지만, 실험결과와 해석결과가 좋은 대응을 보이고 있음을 알 수 있다. 특히 변형경화 이후의 이력특성이 적절히 예측됨을 알 수 있다. 반면에 전단변형 등과 같은 요인에 의한 콘크리트의 급격한 최종 파괴가 반영되지 못함으로써, 최대하중시의 변위가 다소 과대평가되는 경향을 보였다.

Table 4에 초기강성, 항복점, 최대하중점을 중심으로 실험결과와 해석결과를 비교하여 나타내었으며, TR-NB10 실험체에 대한 각 하중단계별 응력분포를 Fig. 13에 나타내었다.

Table 4에서 초기강성은 실험결과가 해석결과 57~84%에 미치는 것으로 나타나, 해석결과가 과대평가함을 알 수 있다. 또한 연성비의 경우에도 해석결과가 실험결과 2배 이상이 되는 것으로 나타났다. 반면에 항복하중과 최대하중은 실험결과와 해석결과 오차가 크지 않는 것으로 나타났음을 알 수 있다.

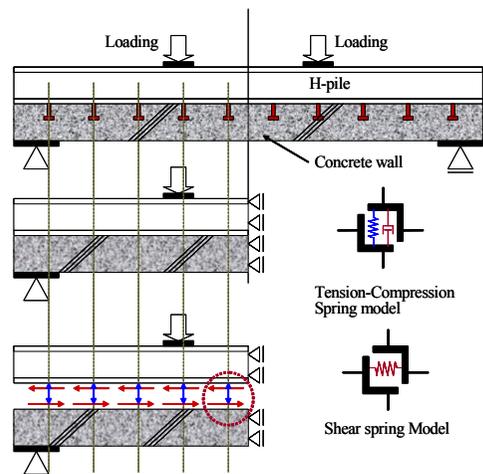
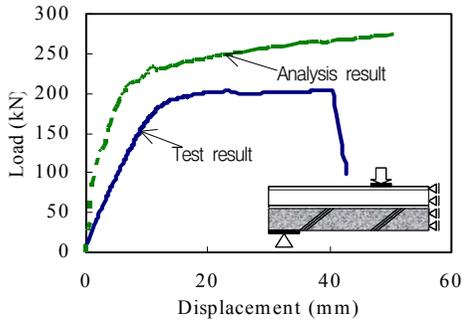
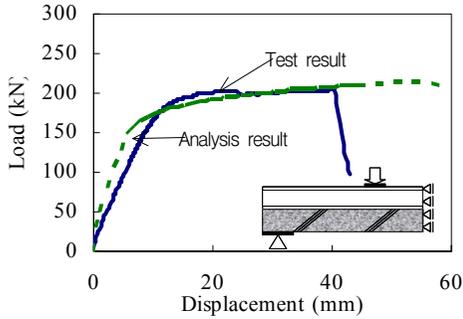


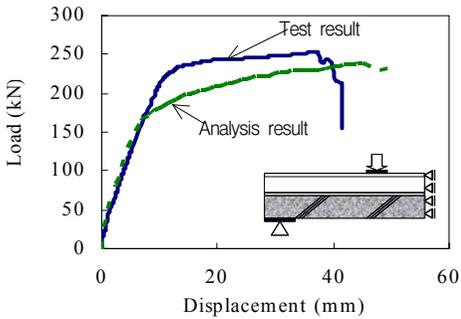
Fig. 11 시험체의 모델링



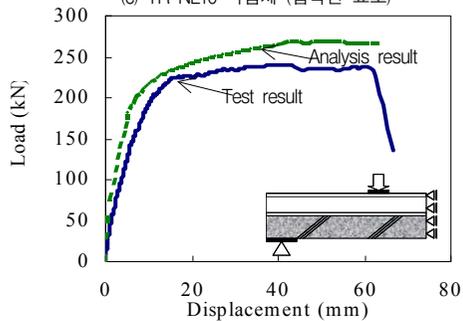
(a) TR-NB10 시험체 (완전합성)



(b) TR-NB10 시험체 (접촉면 요소)

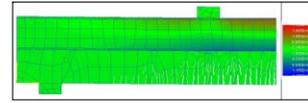


(c) TR-NL10 시험체 (접촉면 요소)

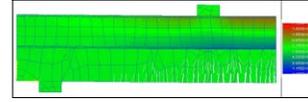


(d) TR-TW200 시험체 (접촉면 요소)

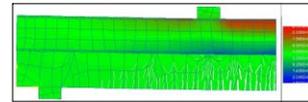
Fig. 12 하중-변위 곡선의 비교



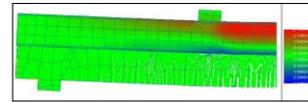
(a) Load P=5tf



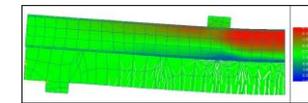
(b) Load P=10.6tf



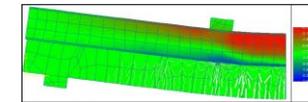
(c) Load P=16.2tf



(d) Load P=19.3tf



(e) Load P=20.5tf



(f) Load P=21.85tf

Fig. 13 TR-NB10 시험체의 파괴 모드

Table 4 해석결과와 실험결과의 비교

실험체명		초기강성	하중(kN)		변위(mm)		연성비 (δ_u/δ_y)
		(kN/mm)	항복	최대	항복	최대	
TR-NB10	실험	15.5	185	208	11.9	40.39	3.39
	해석	23.0	159	214	6.9	53.41	7.7
	실험/해석	0.67	1.16	0.97	1.7	0.76	0.44
TR-NL10	실험	19.8	229	258	11.6	36.7	3.16
	해석	23.6	163	238	6.9	45.06	6.5
	실험/해석	0.84	1.40	1.08	1.68	0.81	0.49
TR-TW200	실험	17.5	210	245	12	42.33	3.53
	해석	30.4	191	268	6.3	48.33	7.67
	실험/해석	0.57	1.09	0.91	1.9	0.87	0.46

4. 결 론

ATENA프로그램의 접촉요소를 이용한 합성지하벽 해석결과와 실험결과의 비교에서, 초기강성은 실험결과가 해석결과의 57~84%에 미치는 것으로 나타났으며 연성비의 경우에도 해석결과가 실험결과의 2배 이상이 되는 것으로 나타났다. 이와 같은 결과는 실제 실험시에 발생하는 부재의 전단 변형량이 적절히 반영되지 않음에 따른 것으로 사료되며, 이에 대한 고려가 요망된다. 반면에 항복하중과 최대하중은 실험결과와 해석결과의 오차가 크지 않는 것으로 나타났음을 알 수 있어 접촉면 요소를 사용할 경우, 거시적인 측면에서 합성지하벽의 거동특성을 예측할 수 있을 것으로 사료된다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부 건설핵심연구개발사업의 연구비지원(06건설핵심 C24)에 의해 수행되었습니다.

참고문헌

1. 권영준, 이성호, 서수연, 이리형, "역 T형 합성지하벽의 휨성능에 관한 실험적 연구", 대한건축학회 논문집, 제17권 12호, 2001. 12, pp.61-68.
2. Cervenka Consulting, "User's Manual for ATENA 2D".
3. M. V. Fammens, "Composite Bridge with Compression Joint Connection Concrete End Slab to Steel Girder Finite Element Method", Connection between Steel and Concrete, RILEM Publications, France, 2001, pp.1086-1094.
4. Oehlers, D. J. and Johnson, R. P., "The strength of Stud Connections in Composite Beams", The Structural Engineer, 1987.
5. Oehlers, D. J. and Bradford, M. A., "Composite Steel and Concrete Structural Members", Pergamon, 1995.

급행 (접수일자 : 2007년 2월 12일)