

지중파에 의한 지하 구조물의 부재피해평가를 위한 고속해석모델 적용 가능성 연구

성승훈^{*,1)} · 정진웅¹⁾

¹⁾ 국방과학연구소 제4기술연구본부

Feasibility Study on a Damage Assessment of Underground Structures by Ground Shock Using the Fast Running Model

Seung-Hun Sung^{*,1)} · Jin-Wung Chong¹⁾

¹⁾ The 4th Research and Development Institute, Agency for Defense Development, Korea

(Received 1 December 2017 / Revised 24 April 2018 / Accepted 25 May 2018)

ABSTRACT

This study investigated applicability of the fast running model for damage assessment of underground structures by ground shock. For this reason, the fast running model that consists of two main models such as the ground shock generation and propagation model and the underground structural damage assessment model was developed. The ground shock generation and propagation model was programmed using theoretical formula and empirical formula introduced in TM5-855-1(US army manual). The single degree of freedom model of structural components was utilized to predict structural dynamic displacements which are used as index to assess damage level of components. In order to confirm the feasibility of the developed fast running model, underground structural dynamic displacements estimated from the fast running model were compared to displacements obtained from the finite element analysis.

Key Words : Fast Running Model(고속해석모델), Equivalent Single Degree Of Freedom Model(등가 단자유도 모델), Ground Shock(지중파), Structural Damage Assessment(부재피해평가), Blast Loads(폭발하중)

1. 서론

지중파에 의한 지하 구조물의 부재피해평가를 수행하기 위해서는 지중파의 생성 및 전파 특성과 지중파

에 의한 구조부재의 동적 거동 특성을 알아야 한다.

이러한 특성들을 얻기 위해 하이드로코드(Hydrocode) 기반의 유한요소모델(Finite Element Model; FEM)이 널리 활용되고 있다. 하지만 하이드로코드 기반의 방법은 폭발물, 지하 구조물, 지반 등의 모델링 작업이 필요하며 상황별로 해석 모델을 새롭게 구성해야 한다. 또한, 해석을 위해 많은 시간이 소요되는 단점도 지니

* Corresponding author, E-mail: sshgns@add.re.kr
Copyright © The Korea Institute of Military Science and Technology

고 있다. 따라서 일정 수준 이상의 정확도를 유지하며 위에서 언급한 단점들을 보완할 수 있는 해석 기법이 요구된다. 이러한 이유로 고속해석모형을 이용한 해석 기법에 대한 연구가 활발히 진행 중이다. 이러한 고속 해석모형은 일반적으로 유한요소해석을 통해 수시간~수일에 해석할 수 있는 문제를 수초 내로 해석할 수 있다.

지중파의 생성 및 전파 특성에 대한 고속해석모형 개발에 관한 연구는 지반의 불확실성과 실험의 어려움 등으로 인해 활발한 연구가 진행되고 있지는 않다. 그럼에도 불구하고 미군 방호설계 교범(TM5-855-1)에서는 지중파의 생성 및 전파에 관한 이론식 및 실험식을 소개하고 있다. 이는 ConWep(Conventional Weapons Effects) 프로그램의 지중파 생성 및 전파 모듈의 근거로 활용되었다^[1].

지하 구조물의 부재피해평가를 고속으로 수행하기 위해서는 지반과 지하 구조물 간의 상호작용을 간단한 관계식으로 모사해야 하며, 구조부재의 연속체 모델을 단자유도(Single Degree Of Freedom; SDOF) 모델로 단순화 하여 해석을 수행할 필요성이 있다. 우선, 지반과 지하 구조물 간의 상호작용을 고려하기 위해 기존연구를 활용했다^[2,3]. 기존연구에서 제안한 모델은 지반과 지하 구조물간의 상대적인 운동에 의한 영향을 상호작용의 주요인자로 판단한다. 다음으로 연속체 모델을 등가 SDOF 모델로 치환하기 위해 크게 두 가지 가정을 적용한다^[4-10]. 첫째, 구조부재에 폭압이 등분포로 작용한다는 것이다. 둘째, 구조부재의 연속체 모델은 1차 모드에 지배적이며 따라서 연속체 모델은 등가 SDOF 모델로 단순화가 가능하다는 것이다. 이러한 가정은 등가 SDOF 모델의 오차 발생 요소이며, 이를 최소화하여 정확도 높은 등가 SDOF 모델을 개발하고 사용하는 것은 고속해석모형의 신뢰성에 큰 영향을 미친다.

본 연구에서는 지중파에 의한 지하 구조물의 부재피해평가를 위한 고속 해석모형을 개발했다. 개발한 고속해석모형은 지중파의 생성 및 전파 모델과 지반-지하 구조물의 상호작용을 고려한 지하 구조물의 부재피해평가 모델등의 하위 모델로 구성된다. 이 가운데 지하 구조물의 부재피해평가의 성능 검증을 위해 기존 유한요소해석을 이용한 연구 결과^[11]와의 비교 및 검증을 수행했다.

2. 지중파의 생성 및 전파 모델

지중파의 생성 및 전파 모델은 미군 방호설계 교범인 TM-5-855-1의 이론식 및 실험식을 활용해 개발했다^[1]. 부재피해평가 모델에서는 부재단위로 피해평가를 수행하며 부재의 연속체 모델을 등가 SDOF 모델로 치환하여 해석을 수행한다. 이때, 등가 SDOF 모델의 동적 거동은 연속체 모델의 부재 중심에서의 거동과 동일하다고 가정하고 있다. 따라서 지중파 생성 및 전파 모델에서는 부재 중심에서의 폭압이력을 산출하여 출력하며 부재피해평가 모델에서는 이를 입력으로 한다.

Fig. 1은 기폭시의 탄체, 지하 구조물 그리고 주변 환경과의 관계를 나타낸다. 또한, 개발된 모델로부터 지중파의 생성 및 전파를 수행하는 절차는 아래의 Fig. 2와 같다.

우선, 탄체정보와 부재피해평가를 수행하고자 하는 부재 중심의 좌표를 입력변수로 받아 탄체와 부재 중심 간의 거리(R)를 계산한다. 본 연구에서 개발된 지중파의 생성 및 전파 모델은 TM-855-1의 기준에 따라 지반을 6가지 형태로 분류한다^[1]. 각각에 해당하는 탄성과 전파속도, 음향임피던스, 및 감쇠계수를 DB에 내장하고 있다. 따라서 6가지 지반 형태 중 적합한 형태를 선택하면 이에 대응되는 탄성과 전파속도(c), 음향임피던스(ρc), 감쇠계수(n)가 설정된다. 커플링 상수는 탄체의 위치 및 주변 환경 조건에 따라 결정되는 값으로써 탄체 질량중심의 환산깊이(Scaled Depth)에 대한 함수이다^[1]. 다시 말해 이러한 커플링 상수는 공기, 지반, 콘크리트 등의 주변 환경에 따라 서로 다른 값을 지닌다. 즉, 기폭 시 탄체위치에서의 주변 환경을 고려한 커플링 상수를 얻기 위해서는 Burst Slab의 유/무에 따라 서로 다른 계산식을 적용해야 한다. 위의 절차로부터 계산 및 획득된 탄체와 부재 중심 간의 거리(R), 지반 형태에 따른 변수들(탄성과 전파속도, 음향임피던스, 감쇠계수), 커플링 상수 등을 이용해 순차적으로 최대폭압, 도달시간 및 폭발하중의 이력을 계산한다. 그러나 Fig. 3에서와 같이 탄체의 질량중심과 부재 중심의 위치가 직교하지 않는 것이 일반적이다. 즉, 탄체의 질량중심과 부재 중심의 위치 간에 θ 의 입사각이 존재할 때(Fig. 3) 이를 고려한 폭발하중의 이력은 지반의 푸아송비(ν)를 활용하여 식 (1)과 같이 표현된다.

$$\sigma_f(t) = \frac{P_0 \times e^{-t/t_a}}{1-\nu} [\nu \times \sin^2 \phi + (1-\nu) \times \cos^2 \phi] \quad (1)$$

$\sigma_f(t)$: 입사각을 고려한 폭발하중의 이력
 P_0 : 최대폭압
 t_a : 도달시간

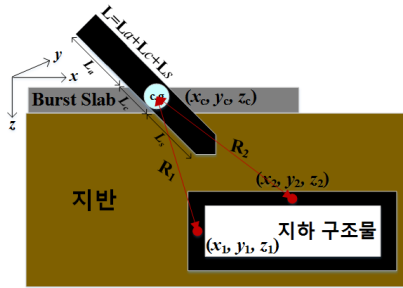


Fig. 1. The relationship among a projectile, a underground structure and an environment

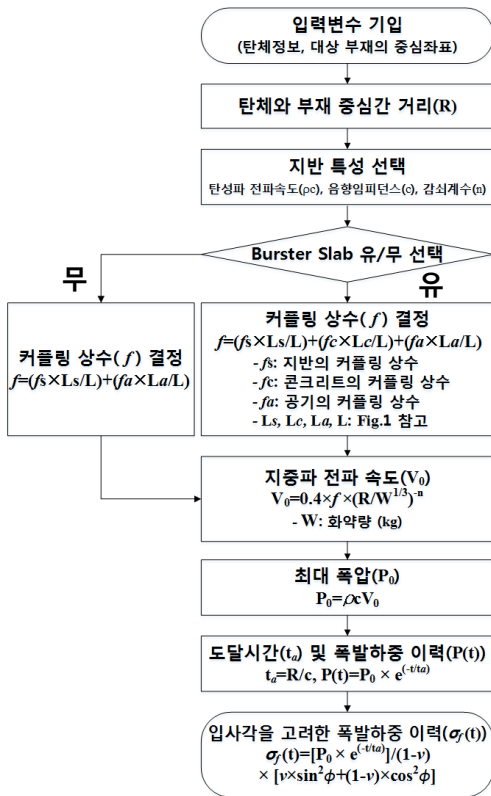


Fig. 2. The procedure to generate a ground shock

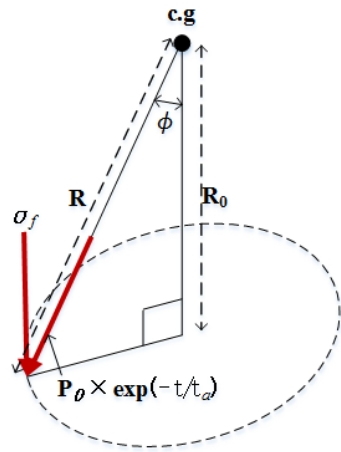


Fig. 3. The geometric relationship between center of gravity of a projectile and a structural component

3. 지하 구조물의 부재피해평가 모델

지하 구조물의 부재피해평가 모델은 크게 두 개의 서브모델로 구성돼 있다. 첫 번째는 지반-구조물의 상호작용을 고려하여 지하 구조물의 등가 SDOF 모델의 폭압이력 및 감쇠를 재구성하는 모듈이다. 두 번째는 지하 구조물의 등가 SDOF 모델의 운동방정식의 변수를 생성하고 이에 대한 해석을 수행하여 동적 변위를 산정한 후, 이로부터 정량적인 피해율을 얻는 모듈이다¹²⁾.

본 연구에서는 일방향 RC(Reinforced Concrete) 슬래브로 이루어진 지하 구조물에 대한 부재피해평가 모델을 개발했다. 각각의 서브모델에 대한 상세한 내용은 아래와 같다.

3.1 지반-지하 구조물의 상호작용 모듈

지상 구조물과는 달리 지하 구조물에 폭압이 가해질 때에는 지중파 외에 지반-지하 구조물 상호작용으로 인한 추가적인 압력이 발생한다. 기존 연구에서는 지반과 지하 구조물 간의 상대속도로 인해 발생하는 압력($\sigma_i(t)$)을 추가적인 압력의 주요 인자로 판단했다¹²⁾. 이러한 압력은 식 (2)와 같이 나타낼 수 있으며 이를 고려한 총 외부압력은 식 (3)과 같다. 즉, 상호작용을 고려한 지하 구조물 부재의 등가 SDOF 운동방정식은 식 (4), 식 (5)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_i(t) = \rho c(V - \dot{u}) \quad (2)$$

ρc : 지반의 음향 임피던스

V : 폭압 전파속도

\dot{u} : 지하 구조물 속도

$$F_e(t) = \sigma_f(t) + \sigma_i(t) = \sigma_f + \rho c(V - \dot{u}) = 2\sigma_f(t) - \rho c\dot{u} \quad (3)$$

$F_e(t)$: 지하 구조물 부재의 등가 SDOF 모델에 작용하는 총 외력

$$m_e \ddot{u} + r_e(u) = F_e(t) = 2\sigma_f(t) - \rho c\dot{u} \quad (4)$$

$$m_e \ddot{u} + \rho c\dot{u} + r_e(u) = 2\sigma_f(t) \quad (5)$$

m_e : 지하 구조물 부재의 등가 SDOF 모델의 질량

$r_e(u)$: 지하 구조물 부재의 등가 SDOF 모델의 저항 함수

식 (5)에서 부재의 등가 SDOF 모델의 질량과 저항 함수를 구성하는 방법은 3-2장에서 언급하겠다. 지중 파의 시간이력($\sigma_f(t)$)은 공학적 관례상 식 (6)과 같이 삼각파로 표현할 수 있다^[3].

$$\sigma_f(t) = \frac{P_0}{1-\nu} [\nu \times \sin^2 \varnothing + (1-\nu) \times \cos^2 \varnothing] \times \left(1 - \frac{t}{T_d}\right) \quad (6)$$

여기서

$$T_d = \frac{\int_0^\infty \frac{P_0}{1-\nu} [\nu \times \sin^2 \varnothing + (1-\nu) \times \cos^2 \varnothing] \times e^{-t/t_a} dt}{\frac{1}{2} \times \frac{P_0}{1-\nu} \times [\nu \times \sin^2 \varnothing + (1-\nu) \times \cos^2 \varnothing]} = 2t_a$$

3.2 부재피해평가 모델

등가 SDOF 모델의 운동방정식은 하중-질량계수 (K_{LM}), 구조부재 연속체 모델의 질량(M_c), 저항함수 ($R_c(u(t))$), 감쇠(C_c), 및 하중이력($F_c(t)$)을 이용해

식 (7)과 같이 표현할 수 있다^[13].

하중-질량계수란 하중계수에 대한 질량계수의 비를 의미한다. 하중계수는 유효하중이력 하에서 등가 SDOF 모델의 일 에너지와 구조부재 연속체 모델에 작용하는 일 에너지가 동일하다는 에너지 등가관계로부터 유도된다. 또한, 질량계수는 등가 SDOF 모델의 유효 질량에 의한 운동 에너지와 구조부재 연속체 모델의 총 질량에 의한 운동 에너지가 동일하다는 관계로부터 유도된다^[13].

폭발하중을 받는 구조부재 연속체 모델의 총 질량은 재료의 파괴 및 밀도의 관계로부터 쉽게 계산할 수 있다. 저항함수는 부재의 재료적·형상적 특성에 따라 결정된다. 일방향 RC 슬래브에 대한 저항함수는 부재의 응답특성에 따라 탄성영역, 탄소성영역, TM(Tension Membrane)응답 영역, CM(Compression Membrane)응답 영역, 및 소성영역으로 분류할 수 있다. 마지막으로 감쇠는 임계감쇠와 감쇠비를 이용해 식 (8)과 같이 계산된다. Fig. 4는 구조부재 연속체 모델과 등가 SDOF 모델의 관계를 나타낸다.

$$K_{LM} M_c \ddot{u}(t) + C_c \dot{u}(t) + R_c(u(t)) = F_c(t) \quad (7)$$

K_{LM} : 하중-질량계수

M_c : 연속체 모델의 질량

C_c : 연속체 모델의 감쇠

$R_c(u(t))$: 연속체 모델의 저항함수

$F_c(t)$: 하중이력

$$C_c = \frac{\xi}{100} \times C_{cr}, \quad C_{cr} = \sqrt{K \times M_c \times K_{LM}} \quad (8)$$

C_{cr} : 임계감쇠

K : 부재강성

ξ : 감쇠비(%)

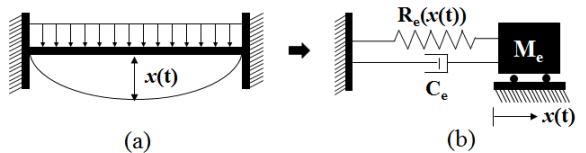


Fig. 4. (a) Continuous model (b) Equivalent SDOF model

3.2.1 일방향 RC 슬래브의 하중-질량계수

일방향 부재에 대한 하중-질량계수는 하중분포 및 경계조건에 따라 얻을 수 있다^[14]. 본 연구에서는 폭발 하중이 등분포로 작용한다고 가정했으며 일방향 RC 슬래브 부재의 경계조건은 양단고정으로 모사했다. 이에 대응되는 하중-질량계수는 Table 1과 같다.

Table 1. Load-Mass factor

응답영역	하중-질량계수
탄성영역	0.77
탄소성영역	0.78
소성영역	0.66

3.2.2 일방향 RC 슬래브의 저항함수

일방향 RC 슬래브의 저항함수는 부재의 응답특성에 따라 Fig. 5와 같이 총 4개의 형태로 표현할 수 있다. 각각의 그래프는 x축과 y축에 표기된 변수 값들을 획득함으로써 도식된다. 이때의 변수 값들은 아래의 3.2.2.1~3.2.2.4의 과정을 통해 계산된다.

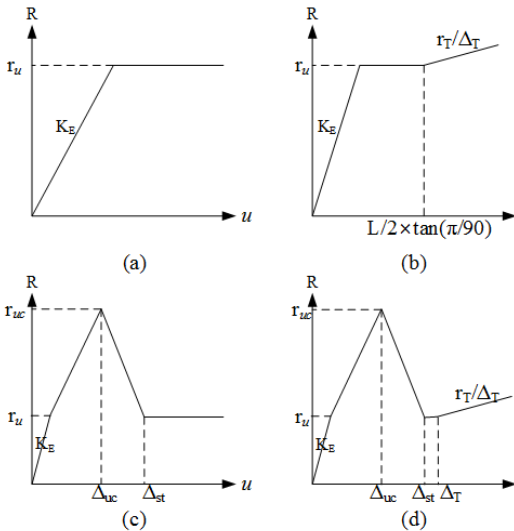


Fig. 5. (a) Flexural only (b) Flexural+TM (c) Flexural+CM (d) Flexural+CM+TM

3.2.2.1 부재강성(K_E)

일방향 양단고정에 대한 탄성영역의 강성(K_E)은 아래의 식 (9)와 같다.

$$K_E = \frac{384 \times E \times I_{avg}}{L^4} \tag{9}$$

여기서 E는 탄성계수, L은 철근방향 부재 길이, I_{avg} 는 콘크리트 총 단면에 대한 단면 2차 관성모멘트(I_g)와 금(crack)이 발생한 콘크리트 단면에 대한 단면 2차 관성모멘트(I_c)의 평균값이다. 일방향 RC 부재의 경우, I_g 와 I_c 는 각각 식 (10)을 통해 계산된다.

$$I_g = \frac{t^3}{12}, I_c = F \times (t - d_c)^3 \tag{10}$$

여기서 t는 콘크리트 단면의 총 두께이다. F는 금이 발생한 단면의 단면 2차 관성모멘트 계수이며 이는 철근비와 탄성비에 대한 함수이다^[14]. 또한, d_c 는 철근 깊이이다.

3.2.2.2 극한저항력(r_u)

일방향 RC 슬래브 부재의 극한저항력(r_u)은 식 (11)과 같다. 이때의 모멘트 내하력(M_u)은 식 (12)로부터 계산된다.

$$r_u = \frac{8 \times (M_{up} + M_{un})}{L^2} \tag{11}$$

M_{up} : (+) 모멘트 내하력

M_{un} : (-) 모멘트 내하력

$$M_u = \left[\frac{A_s \times f_{ds}}{b_L} \right] \times \left[(t - d_c) - \left(\frac{A_s \times f_{ds}}{0.85 \times b_L \times f_{dc} \times 2} \right) \right] \tag{12}$$

A_s : 철근 단면적

f_{ds} : 철근의 동적 항복강도

b_L : 철근간격

t : 슬래브 두께

d_c : 철근 깊이

f_{dc} : 콘크리트의 동적 압축강도

3.2.2.3 TM응답의 기울기(r_T/Δ_T)

TM응답은 경계조건이 평면운동을 방해할 때 상대적으로 큰 횡변위에서 나타난다. 구조부재가 이상적인

강체 경계조건일 경우, TM응답은 변형이 발생하는 시점부터 나타나지만 구조부재가 이상적인 강체 경계조건으로 시공되는 것은 사실상 불가능하다. 따라서 등가 SDOF 모델을 이용한 해석 수행 시, TM응답은 탄성 항복지점 이후에 발생한다고 가정한다. 또한, 이때의 TM응답의 기울기는 일정하다고 가정하며 일방향 RC 슬래브 부재의 TM응답의 기울기는 아래의 식 (13)과 같다^[13].

$$r_T / \Delta_T = \frac{8 \times T}{L^2} \quad (13)$$

여기서

$$T = \frac{A_s \times f_u}{b_L}$$

f_u : 철근의 극한강도

3.2.2.4 CM응답 관련 변수들(r_{uc} , Δ_{uc} , Δ_{st})

CM응답은 강체 지지조건 하에서 양단 경계면이 회전을 허용하지 않을 때 발생한다. 즉, 횡하중이 작용할 때, 경계면에서는 회전발생을 방해하는 압축 베어링 응력이 발생하고 평면의 중앙 부근에는 이와 유사한 압축 응력이 발생한다. 이러한 응력들에 의해 저항 모멘트가 발생함으로써 CM응답이 나타난다. 이러한 CM응답을 고려하기 위해서는 CM 저항력의 최대값(r_{uc}), r_{uc} 가 발생했을 시점의 최대 동적변위(Δ_{uc}), 그리고 CM 저항력이 사라지는 시점의 최대 동적변위(Δ_{st})에 대한 정보가 필요하다^[15].

$$r_{uc} = \frac{8}{L^2} \times \left[\begin{aligned} & \left\{ \frac{t}{2} \times \left(1 - \frac{\beta_1}{2} \right) + \frac{\Delta_{uc}}{4} \times (\beta_1 - 3) \right. \\ & \left. + \frac{0.5 \times L^2}{4 \times \Delta_{uc}} \times (\beta_1 - 1) \times \epsilon_x \right. \\ & \left. + \frac{\Delta_{uc}^2}{8 \times t} \times \left(2 - \frac{\beta_1}{2} \right) + \frac{0.5 \times L^2}{4 \times t} \times \left(1 - \frac{\beta_1}{2} \right) \times \epsilon_x \right. \\ & \left. - \frac{0.25 \times \beta_1 \times L^4}{16 \times t \times \Delta_{uc}^2} \times \epsilon_x^2 \right. \\ & \left. \times (0.85 \times f_{dc} \times \beta_1 \times t) + N \times \Delta_{uc} \right] \quad (14) \end{aligned}$$

여기서

$$\epsilon_x = \frac{\left[\frac{1}{t \times E_c} + \frac{2}{L \times 0.2 \times E_c} \right]}{1 + \left[\frac{0.2125 \times f_{dc} \times \beta_1 \times 0.5 \times L^2 \times \left\{ \frac{1}{t \times E_c} + \frac{2}{L \times 0.2 \times E_c} \right\}}{\Delta_{uc}} \right]} \times \left[\left\{ \frac{t}{2} - \frac{\Delta_{uc}}{4} - \frac{T_s - T_m - C_s + C_m}{1.7 \times f_{dc} \times \beta_1} \right\} \times 0.85 \times f_{dc} \times \beta_1 + C_m - T_m \right]$$

$$\Delta_{uc} = 0.033 \times L \leq 0.5 \times h$$

$$\Delta_{st} = 0.08 \times L \leq 0.8 \times h$$

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85, f_c \leq 30(\text{Mpa}) \\ 0.85 - 0.008 \times (f_c - 30) \text{ (단, } \beta_1 \geq 0.65), f_c > 30(\text{Mpa}) \end{cases}$$

$$C_m = \begin{cases} \frac{A_{sp} \times f_{dc}}{b_L}, d_c < \frac{t}{2} \\ 0, d_c \geq \frac{t}{2} \end{cases}, C_s = \begin{cases} \frac{A_{sn} \times f_{dc}}{b_L}, d_c < \frac{t}{2} \\ 0, d_c \geq \frac{t}{2} \end{cases}$$

$$T_m = \frac{A_{sp} \times f_{dc}}{b_L}, T_s = \frac{A_{sn} \times f_{dc}}{b_L}$$

ϵ_x : 부재 스트레인

t_{ruc} : r_{uc} 에서 경계부의 축방향 변위

E_c : 콘크리트 탄성계수

L : 부재의 길이

C_m, C_s : 부재의 중앙, 경계면 철근의 압축력

T_m, T_s : 부재의 중앙, 경계면 철근의 인장력

A_{sp}, A_{sn} : (+)방향, (-)방향 철근 단면적

$$N \times \Delta_{uc} = - \frac{(T_s - T_m - C_s + C_m)^2}{3.4 \times f_{dc} \times \beta_1} - (C_s + C_m) \times \left(\frac{t}{2} - d_c - \frac{\Delta_{uc}}{2} \right) - (T_s + T_m) \times \left(d_c - \frac{t}{2} + \frac{\Delta_{uc}}{2} \right)$$

N : CM 하중에 의한 축력

3.2.3 일방향 RC 슬래브의 감쇠

부재감쇠는 Table 1, 식 (9)에서 계산된 하중-질량계수와 부재강성을 식 (8)에 대입하여 구한다. 감쇠비는 재료적 특성에 따라 가정되며 일반적으로 RC의 경우 1%의 감쇠비를 추천한다^[13].

4. 수치적 검증

4.1 수치해석 대상 모델

지중파에 의한 지하 구조물의 부재피해평가를 위한 고속해석모델의 성능검증을 위해 기존의 연구결과^[11]와 비교·검증했다. 기존 연구에서는 지중파에 의한 일방향 RC 슬래브 거동을 확인하기 위해 FEM을 이용하여 해석을 수행했으며 이를 탄성 및 소성영역의 응답만을 활용한 등가 SDOF 모델과 비교했다. 그러나 UFC(United Facility Criteria)는 2008년, UFC 3-340-02^[14]를 통해 등가 SDOF 모델의 운동방정식의 구성을 위한 개정사항을 제시했다. 따라서 이를 반영한 등가 SDOF 모델을 새롭게 구성해야 한다.

본 연구에서는 UFC 3-340-02^[14]에서 제시한 일방향 RC 슬래브의 네 가지 저항함수 모델을 모두 개발했고 각각에 대한 응답특성을 확인하였다. 이를 기존의 FEM 결과^[11]와 비교·검증했으며 이에 활용한 제원은 아래의 Table 2와 같다.

Table 2. Input Parameters^[11]

입력정보		입력값
위치정보	탄체 질량중심 좌표(m)	(0, 0, 0)
	지하 구조물 좌표(m)	(0, 0, 6.4)
질량정보	질량(kg)	460
형상정보	RC 슬래브 길이(mm)	12,800
	RC 슬래브 두께(mm)	1,346
콘크리트 정보	밀도(kg/m ³)	2,400
	압축강도(MPa)	42.2
철근정보	항복강도(MPa)	496.8
	극한강도(MPa)	620
	탄성계수(MPa)	200,000
	단면적(mm ²) (+)방향, (-)방향 동일	5,372
	간격(mm)	1,000
	깊이(mm)	76.2
	지반종류	건조 모래
지반정보	푸아송비	0.3
	Burst 슬래브 정보	-
경계조건		양단고정

4.2 수치해석 결과

4.2.1 고속해석모델 결과

지중파 생성 및 전파 모델로부터 생성된 지중파의 시간이력곡선은 Fig. 6과 같다. Fig. 6-(a)는 Table 2의 하중정보, 지반정보, 및 Burst 슬래브 정보를 활용하여 얻은 지중파의 지수함수이다. Fig. 6-(b)는 식 (6)을 활용해 지수함수 형태의 지중파를 삼각형파로 표현한 그래프이다.

또한, 앞서 설명했듯 부재피해평가 모델의 등가 SDOF 모델을 구성하기 위해서는 하중-질량계수, 질량, 감쇠, 및 저항함수가 필요하다. Fig. 7은 Table 2의 입력변수를 이용해 구성된 일방향 RC 슬래브의 네 가지 저항함수이다.

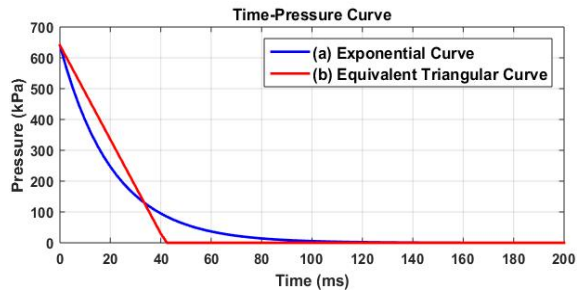


Fig. 6. (a) Exponential function curve of the ground shock (b) Equivalent triangular function curve of the ground shock

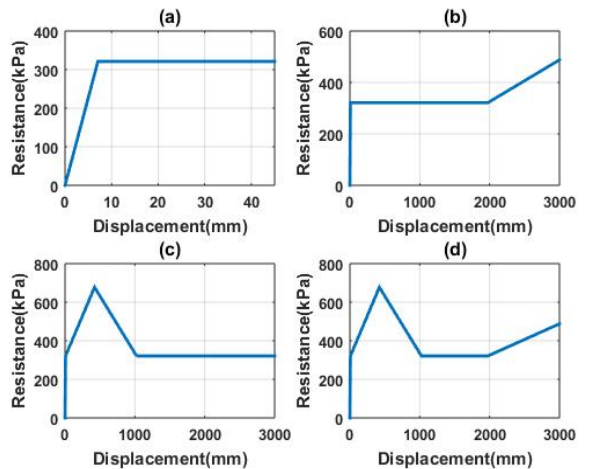


Fig. 7. Resistance function of the one-way RC slab component: (a) Flexural only (b) Flexural+TM (c) Flexural+CM (d) Flexural+CM+TM

4.2.2 비교·검증

저항함수 특성에 따라 획득된 동적 변위에 대한 시간이력곡선은 Fig. 8과 같다. PDC-TR 06-08^[12]에서는 부재너비와 부재의 최대동적변위를 이용해 회전각을 산정하고, 이를 이용해 부재단위의 피해평가를 수행한다. 따라서 최대동적변위를 부재단위 피해평가 수행을 위한 물리량으로 활용한다. 즉, PDC-TR 06-08^[12] 기준에 따른 피해는 모든 경우에서 Moderate Damage로 평가됐다. FEM 결과를 기준으로 각각의 경우를 비교했을 때 최대 동적변위의 오차는 아래의 Table 3과 같다. 유한요소해석은 기존연구결과^[11]를 활용했다. 기존 문헌^[11]에서는 유한요소해석을 위해 FLEX^[16]라는 자체 개발한 유한요소 해석도구를 활용했다. FLEX는 철근의 외연적(explicit) 모델링을 허용하며, 콘크리트 모델링을 위해 CAP 모델^[7]을 활용한다. 이는 축대칭이며 두께 방향으로 다섯 개의 그리드 요소를 갖고, 가로세로비(aspect ratio)가 2:1이다.

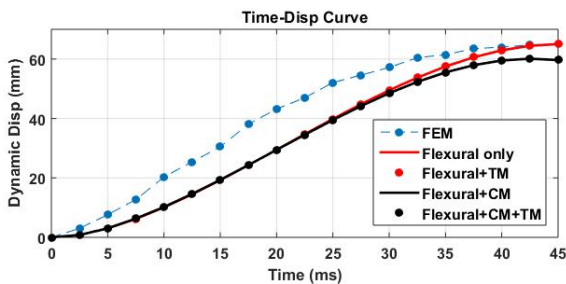


Fig. 8. Time-Dynamic Displacement Curve

Table 3. Results

저항함수 특성	최대동적변위오차(%) (FEM기준)
Case #1: 굽힘	0.4
Case #2: 굽힘+TM	0.4
Case #3: 굽힘+CM	7.9
Case #4: 굽힘+CM+TM	7.9

Fig. 8의 결과에서 Case #1과 Case #2의 동적 변위가 동일하게 나타났으며 Case #3과 Case #4의 동적 변위가 동일하게 나타났다. 이러한 결과가 발생한 이유는 지중파에 의한 지하 구조물의 동적인 거동이 TM응답의 발생 이전까지 나타났기 때문이다. 즉, Case #1과 Case #2는 굽힘응답만 발생한 것이다. Case #3과 Case

#4의 경우, Case #1과 Case #2에 비해 상대적으로 작은 크기의 최대 동적변위가 발생했다. 이러한 현상은 CM응답의 영향으로 인해 Case #3과 Case #4의 동적 변위가 상대적으로 작게 발생했기 때문이다.

FEM 결과를 기준으로 할 때 모든 경우에 대해 최대동적변위의 오차가 10 % 이내로 확인됐고, 최소 0.4 %의 오차가 발생했다. 즉, 굽힘응답만을 고려할 경우, FEM의 결과와 가장 유사한 값을 얻을 수 있었다. 하지만 굽힘응답만을 고려할 때 가장 정확한 해를 얻는다고 단정 지을 수 없다. 향후, 다양한 사례연구를 통해 보다 정확한 검증을 수행할 필요가 있다.

결론적으로 본 연구에서 개발된 고속해석모델의 결과가 FEM 결과와 유사한 경향을 보임을 확인했으며 개발된 모델이 지중파에 의한 지하 구조물의 부재피해평가 도구로써 적용 가능하다고 사료된다.

5. 결론

본 연구에서는 지중파에 의한 지하 구조물의 부재 피해평가를 수행하기 위한 고속해석모델을 개발했다.

개발된 모델은 크게 두 개의 서브모델(지중파의 생성 및 전파 모델, 지하 구조물의 부재피해평가 모델)로 구성돼 있다. 지중파의 생성 및 전파 모델은 TM5-855-1의 이론식 및 실험식을 활용해 개발했으며 지하 구조물의 부재피해평가 모델은 등가 SDOF 모델에 관련한 이론을 활용했다. 이러한 등가 SDOF 모델을 구성하기 위한 운동방정식은 크게 세 가지 단계로 구성된다. 우선, 하중-질량계수의 설정이 필요하다. 다음으로 응답특성에 적합한 저항함수를 구성해야 하며, 마지막으로 부재감쇠를 계산해야 한다.

개발된 지중파에 의한 지하 구조물의 부재피해평가를 위한 고속해석모델의 성능검증을 위해 기존의 연구와 비교·검증을 수행했다. 즉, 일방향 RC 슬래브 부재의 네 가지 저항함수로부터 획득된 동적변위들과 FEM을 이용해 획득된 부재 중앙지점의 동적변위를 비교했다. 각각의 그래프를 비교·분석한 결과, FEM을 기준으로 모든 경우에 대해 최대동적변위의 오차가 10 % 이내로 확인됐고, 최소 0.4 %의 오차가 발생했다. 즉, 개발된 고속해석모델이 지중파에 의한 지하 구조물의 부재피해평가 도구로써의 역할을 수행할 수 있음을 나타낸다. 물론, 다양한 경우에서의 추가적인 검증은 지속적으로 수행해야 할 과제이다.

References

- [1] TM 5-855-1, "Fundamentals of Protective Design for Conventional Weapons," Headquarters, Department of the Army, USA, 1986.
- [2] S. Wong and P. Weidlinger, "Design of Underground Protective Structures," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 109, No. 8, pp. 1972-1979, 1983.
- [3] G. Ma, H. Zhou, Y. Lu and K. Chong, "In-Structure Shock of Underground Structures: A Theoretical Approach," *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 3836-3844, 2010.
- [4] C. M. Morison, "Dynamic Response of Walls and Slabs by Single-Degree-of-Freedom Analysis-A Critical Review and Revision," *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 32, pp. 1214-1247, 2006.
- [5] K. Fischear and I. Haring, "SDOF Response Model Parameters from Dynamic Blast Loading Experiments," *Engineering Structures*, Vol. 31, pp. 1677-1686, 2009.
- [6] W. Riedel, K. Fischer, C. Kranzer, J. Erskine, R. Cleave, D. Hadden and M. Romani, "Modeling and Validation of a Wall-Window Retrofit System under Blast Loading," *Engineering Structures*, Vol. 37, pp. 235-245, 2012.
- [7] G. Carta and F. Stochino, "Theoretical Models to Predict the Flexural Failure of Reinforced Concrete Beams under Blast Loads," *Engineering Structures*, Vol. 49, pp. 306-315, 2013.
- [8] J. Xu, C. Wu and Z. X. Li, "Analysis of direct Shear Failure Mode for RC Slabs under External Explosive Loading," *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 69, pp. 136-148, 2014.
- [9] A. Stolz, K. Fischer, C. Roller and S. Hauser, "Dynamic Bearing Capacity of dUctile Concrete Plates under Blast Loading," *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 69, pp. 25-38, 2014.
- [10] V. R. Feldgun, D. Z. Yankelevsky and Y. S. Karinski, "A Nonlinear SDOF Model for Blast Response Simulation of Elastic Thin Rectangular Plates," *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 88, pp. 172-188, 2016.
- [11] P. Weidlinger and E. Hinman, "Analysis of Underground Protective Structures," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 7, pp. 1658-1673, 1988.
- [12] PDC TR-06-08, "Single Degree of Freedom Structural Response Limits for Anti-Terrorism Design," US Army Corps of Engineers, USA, 2008.
- [13] PDC TR-06-01, "Methodology Manual for the Single-Degree-of-Freedom Blast Effects Design Spreadsheets(SBEDS)," US Army Corps of Engineers, USA, 2008.
- [14] UFC 3-340-02, "Structures to Resist the Effects of Accidental Explosion," Unified Facilities Criteria, USA, 2008.
- [15] R. Park and W. L. Gamble, "Reinforced Concrete Slabs 2nd Edition," John Wiley & Sons, Inc. Canada, 2000.
- [16] D. K. Vaughan, "FLEX user's Guide, Revised Edition," Weidlinger Associate, Palo Alto, Calif, 1985.
- [17] F. L. DiMaggior and I. S. Sandler, "Material Model for Granular Soils," *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 97, No. EM3, pp. 935-950, 1988.