

# 다짐 誘發應力을 考慮한 補強土 設計方法에 관한 연구

A Study on the Design Method of the Reinforced Earth Structures Considering  
Compaction Induced Stresses

任 哲 雄\*<sup>1</sup>

Ihm, Chol - Woong

白 榮 植\*<sup>2</sup>

Paik, Young - Shik

---

---

## Abstract

The main purpose of this the study is to develop the reinforced earth structure design method considering induced stresses and deflections resulting from placement and compaction of soil.

In this paper, the new reinforcement Geolog developed by the author is also introduced which is being used as one of the effective earth reinforcing structure against compaction induced stresses.

This study adopted the Seed's bilinear model in the estimation of the compaction induced stresses and compute the peak lateral stresses during compaction by doubled Boussinessq's elastic solution of mirror image theory, thereafter, calculate the residual compaction induced lateral stresses from the above peak lateral stress by the residual fraction.

It is considered to be reasonable that the compaction induced stresses be added to the lateral earth pressures estimated from conventional gravity analysis considering the actual stresses during service life of the structures.

"GEOLOG", a composite of steel bar and attached concrete stopper is found to be effective against tension and pull - out failure.

In this paper, the design method considering the compaction induced stresses and the effect of Geolog reinforcement is suggested for the reinforced earth structures where backfill settlement on displacements are not allowed as in the cases of the bridge abutments or double faced reinforcement earth structures.

## 요 지

본 연구에서는 다짐 誘發應力 (compaction induced stress) 을 考慮한 補強土 設計方法을 考案

---

\*1 정회원, 上地 TEXSOL 代表

\*2 정회원, 경희대학교 공과대학 토목공학과 교수

하였다. 現行 補強土 設計法은 다짐에 의해 誘發되는 橫方向土壓을 定量的으로 考慮하지 않고 있으므로, 本 研究은 먼저 다짐 誘發應力 算定方法을 檢討하고 다음에 이를 補強土 設計에 適用함으로써 새로운 設計方法을 提案하였다.

다짐 誘發應力을 考慮하면 壁體의 위쪽 部分에 土壓이 산정되므로 이 部分에는 引張強度와 引拔抵抗이 큰 補強材 使用이 바람직하다. 이를 위하여 새로이 개발한 補強材 GEOLOG를 紹介하였다.

새로운 方法으로 補強土 擁壁을 設計하고 이를 從來의 方法과 比較 分析하여 補強土 工法에 관한 몇가지 結論을 提示하였다.

## 1. 서 론

本 研究의 目的은 다짐 誘發應力 算定理論과 補強土 設計方法을 檢討한 後 다짐 誘發應力을 考慮한 새로운 補強土 設計方法을 提案하는 것이다.

다짐 誘發應力을 考慮하면 補強土 壁體 위쪽 部分의 土壓이 크게 算定된다. 이러한 現象은 上載 集中荷重의 境遇에도 마찬가지이다. 따라서 橫方向 土壓이 慣用의 方法에 의한 計算式보다 큰 區間에는 특히 引張強度와 引拔抵抗이 큰 補強材가 所要된다.

이러한 要求條件을 滿足시킬 수 있도록 本 研究에서는 새로운 補強材 'Geolog'를 紹介하였다. Geolog는 鋼棒에 콘크리트 실린더를 適當한 間隔으로 附着시킨 것으로 鋼棒의 引張 및 引拔 抵抗과 콘크리트 실린더의 周面摩擦抵抗과 前面의 受動土壓에 의한 引拔抵抗을 期待하여 考案된 複合抵抗機能의 補強材이다.

다짐 誘發應力을 考慮한 設計方法과 從來의 方法으로 補強土 擁壁을 設計하고 그 結果를 比較 分析하였다. 또한 Geolog를 補強材로 使用한 境遇도 함께 比較하였다.

## 2. 現在의 補強土 設計方法

現在의 補強土 設計法은 타이백 設計法, 複合重力式 設計法, 彈性 및 塑性論에 바탕을 둔 有限要素解析法 및 에너지법 등이 있다. 鉛直

壁體 補強土 構造物에는 타이백 設計法이나 複合重力式 設計法이 주로 使用되고 있으며, 構造物基礎補強, 斜面安定等の 특수한 境遇에는 有限要素解析法の 電算 프로그램이 使用되고 있다. 타이백 設計法은 古典의 土壓論에 바탕을 두고 있으며 複合重力式 設計法은 古典土壓論的 要素를 經驗的 要素로 修正한 形態이며 有限要素解析法은 複雜한 形態의 應力關係를 解析하기 위해 微小單位들 간의 變形—應力의 關係를 彈性論的 立場에서 다루는 것이다.

타이백 設計法은 計算方法이 간단하고 安全側이 되는 실용상의 利點때문에 계속 使用될 것이며 이를 經驗 要素로 修正한 複合重力式 設計法은 계속 發展의 여지가 있다. 國內의 實情은 타이백 設計法이 使用되는 境遇가 많으나 設計法의 選擇이 問題되는 境遇는 적다.

두 設計法 모두 內的安定에 있어서 破壞領域에서 發生한 土壓을 抵抗領域에 理設된 補強材와 흙의 摩擦力에 의해 抵抗하여 補強材가 土層으로부터 인발되지 않도록 하며, 이때 보강재에 부하된 인장력을 보강재의 인장강도로 견디도록 構成된 力學的 모형은 同一하다. 단지 전면판에 작용하는 土壓과 破壞領域을 두 設計法이 다르게 산정하기 때문에 同一한 조건인 경우에도 安定性에 대한 평가에 차이가 생긴다.

타이백 設計法이 補強土 상부에서 抵抗領域을 작게 잡기 때문에 인발저항이 작게나와 複合重力式보다 비경제적 設計가 되기 쉬우나 반면에 安定性이 매우 強調되는 構造物에는 오

히려 장점이 있으며 計算法이 간편한 것도 하나의 이점이 된다. 複合重力式 設計法은 作用應力과 실제 형성되는 破壞面에 의거하여 設計되므로 더욱 合理的이며 經濟的 設計가 되나 計算法이 번거로운 면이 있다.

두 설계법의 중요사항을 요약하면 다음과 같다.

두 設計法 모두 補強土 擁壁 上端部에 殘留하는 다짐 誘發應力을 考慮하지 않고 있으나

타이백 設計法의 경우에는 파괴직전의 한계 평형 狀態를 基準하고 있으므로 이때에도 다짐유발 殘留應力이 影響을 미치고 있을것인가는 의문의 여지가 있다.

그러나 작용응력을 基準으로 실제 破壞面을 考慮하여 設計하는 複合重力式 設計法에는 다짐유발 殘留應力이 發生할 境遇에 이를 考慮하는 것이 타당한 것으로 判斷하였다.

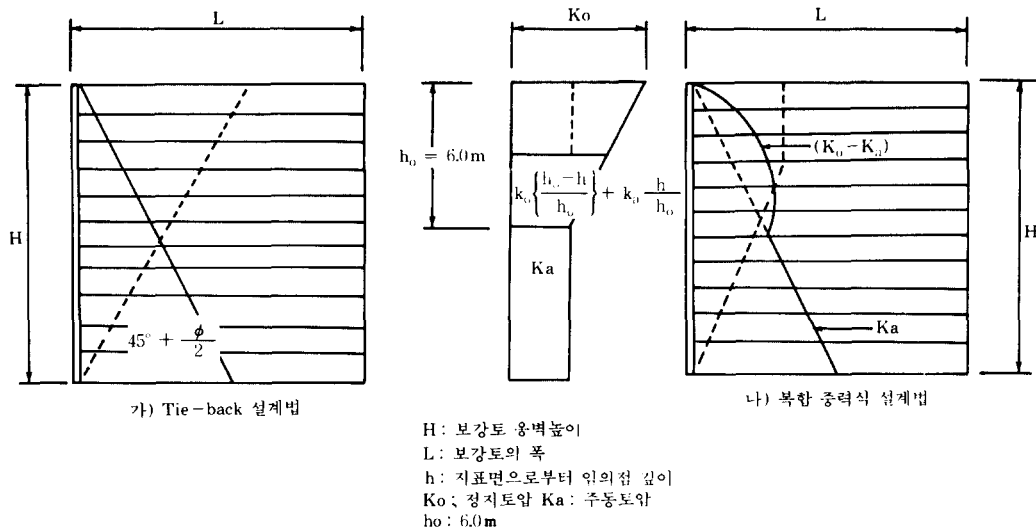


그림 2.1 현재 이용되는 설계법의 토압분포와 파괴모형

표 2.1 현재 설계법의 중요사항 비교

구 분	타이백 설계법	복합중력식 설계법
토 압 분 포	주 동 토 압	정지 - 주동의 복합토압 및 주동토압
토 압 계 수	$K_a$ (Rankine, Coulomb)	상부 $\left\{ \left( \frac{h_o - h}{h_o} \right) K_o + K_a \frac{h}{h_o} \right\}$ , 하부 ( $K_a$ )
파 괴 영 역	$\beta = 45^\circ + \phi/2$ 직선경계면	$0.3H$ , $\beta = 45^\circ + \phi/2$ , 2단선형 경계면
마 찰 계 수	전구간 $\mu = \tan\phi$ , 0.4	상부 $h_o = 6m$ , $\mu = 1.5 \left( 1 - \frac{h}{h_o} \right) + \frac{h}{h_o} \tan\phi$ 하부 $h_o = 6m$ , $\mu = \tan\phi$ 또는 0.4
저 항 길 이	$L_{ri} = L - (H - h_i) \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$	상부 $L_{ri} = L - 0.3H$ , 하부 $L_{ri} = L - (H - h_i) \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$

### 3. 다짐 誘發應力을 考慮한 補強土 設計法

#### 3.1 다짐 誘發應力의 力學的 Model

다짐 誘發 殘留應力은 다짐 裝備에 의하여 擁壁 背面에 加해진 水平應力이 다짐 荷重이 除去된 후에도 殘留하는 應力을 말한다. 이에 대한 應력경로 모형은 여러사람에 의해 研究된 바 Schmidt<sup>(12)</sup>(1966), Mayne<sup>(7)</sup> & Kulhway<sup>(15)</sup>(1982) 및 Seed<sup>(13)</sup>(1983) 등이 研究 발표하였다. 이중 Seed의 2단선형모형이 다짐 誘發 殘留應力을 計算하는데 간편하면서 실제 거동과 잘 일치하는 것으로 보고되어 本 研究에서는 이를 使用하여 補強土擁壁 背面에 作用하는 다짐 誘發 殘留應力을 計算하도록 하였다.

#### 3.2 다짐 誘發 應力 2단선형 모형

Seed<sup>(13)</sup>(1983)는 다짐 誘發應力의 비선형 모형(Schmidt, 1966)의 제하경로를 두개의 직선 2단 선형 모형으로 수정하여 취급이 편리하도록 제안하였다.

비선형 제하경로로부터 수정된 2단 선형모형은  $K_2$ 와  $K_{1,B}$ 의 기울기를 가진 두개의 직선으로 구성된다.

$$K_2 = K_0 \frac{(OCR - OCR^2)}{(OCR - 1)}, \quad (OCR \approx 5) \quad (3-1)$$

$$K_{1,B} = K_{1,\phi,B} + \frac{2C_B}{\phi^3} \sqrt{K_{a,\phi,B}} \quad (3-2)$$

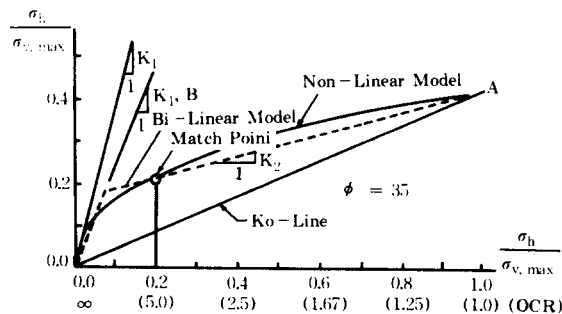


그림 3.1 비선형 제하경로와 2단선형 제하경로

$$K_{1,\phi,B} = \frac{2}{3} K_{1,\phi} = \left( \frac{2}{3} \right) \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3-3)$$

$$C_B = (0.8)C$$

$K_1$  : 비선형 한계 토압계수(수동상태에 가까움) (3-4)

$K_{1,B}$  : 2단 선형 한계토압계수(수동상태에 가까움)

$K_{1,\phi,B}$  :  $K_{1,B}$ 의 마찰요소

$K_{1,\phi}$  :  $K_1$ 의 마찰요소

$C_B$  : 2단 선형의 점착력 절편

$C$  : 점착력 절편

OCR : 과압밀비

$\alpha$  : 제하경로상수

$K_2$  : 제하토압계수

$K_0$  : 정지토압계수

그림 3-1에서 비선형 제하경로와 2단 선형 제하경로의 합치점은  $OCR = 5$ 가 되는 곳이다. 제하경로의 기울기 즉 제하경로 토압계수 및 침투다짐 應力으로부터 잔류토압의 크기를 산정하는 2단 선형 應력경로는 다음(그림 3-2)와 같다.

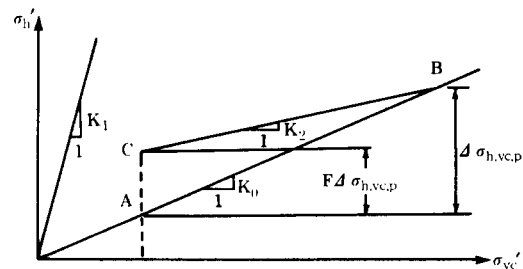


그림 3.2  $K_2$ -Bi-linear Model

$$\Delta\sigma'_{h,r} = F\Delta\sigma'_{h,vc,p} \quad (3-5)$$

$$F = 1 - (K_2/K_0) \quad (3-6)$$

$$F = 1 - \frac{(OCR - OCR^2)}{(OCR - 1)} \quad (3-7)$$

재제하 토압 계수란 하중이 처너 제하된 후 다시 재하를 할 경우 이미 이전의 제하에 의한 다짐 應力이 存在하는 狀態에서 다시 다짐 荷重을 가할때 垂直荷重과 水平荷重의 비이며,

이때의 기울기인  $K_3$ 는 처너제하 계수  $K_0$ 와는 보통 차이를 보이고 있으나 처너제하 계수  $K_2$ 와는 비슷한 경우가 많다. 다짐응력이 존재하고 있을 경우의 다짐하중 증가 應力經路의 기울기라 할 수 있는  $K_3$ 는 다음의 그림 3-3과 같이 나타낼수 있다.

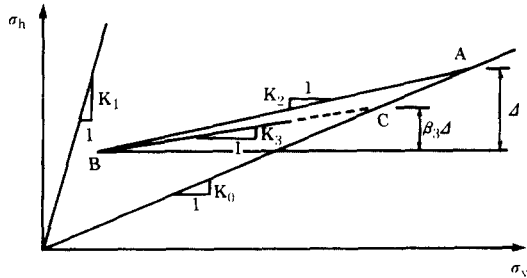


그림 3.3  $K_3$ -2 단선형 모형

$$K_3 = \frac{\beta_3 K_2}{1 - \frac{K_2}{K_0} (1 - \beta_3)} \quad (3-8)$$

$$K_3 \doteq K_2 (\beta_3 = 1.0) \quad (3-9)$$

$K_3$ : 재재하도압계수

$\beta_3$ : 처너제하량에 대한 재재하 응력 증가분의 비율

다짐 誘發應力이 殘留하고 있는 狀態에서 다시 다짐荷重을 加하는 경우는 그림 3-3의 2단 선형 모형의  $K_3$ -재재하의 應力經路와 같으므로 이러한 狀態에서 水平應力의 크기는 다음과 같다.

$$\beta_3 \Delta = \Delta \sigma'_v \left( \frac{K_3}{K_0} \right) \quad (3-10)$$

$\Delta$ : 처너침두 횡방향 應力 增加分

### 3.3 침두다짐 誘發 應力의 計算

다짐기가 擁壁背面에서 멀리 떨어졌을 때는 水平應力에 影響을 미치지 않지만 擁壁 背面으로 접근해가면 背面에 미치는 水平應力은 制限경로를 통하여 다짐기가 最大한 접근하였을 때 가장 큰 水平應力에 도달하며, 다짐기를 제거하면 制限경로를 통하여 水平應力은 減少하지만 完全히 제거되지 않고 殘留應力이 남게 된다.

本 研究에서는 물러의 하중을 取扱이 多少

용이한 集中 線荷重으로 換하여 計算한다.

다짐應力은 集中荷重이 球根狀(pressure bulb)의 地中應力으로 擴散分布하는 것으로 볼수 있다. 따라서 構方向 침두 다짐 誘發應力은 Boussinesq의 탄성해석을 使用하여 직접 구한다. 이때 地중에 鉛直壁이 존재할경우의 거울 效果를 考慮하여 반무한 탄성체에 대한 計算 結果值를 두배로 하여야 한다(Seed<sup>(13)</sup> 1983).

### 3.4 다짐 誘發應力을 考慮한 土壓의 計算

擁壁背面에 뒷채움 土砂의 自重에 의한 構方向 土壓과 다짐 荷重에 의한 다짐 誘發殘留 應力이 發生하였을때의 土壓計算 節次를 檢討 하였다.

擁壁背面 土壓은 흙 포설시 土壓狀態와 다짐 荷重 作用時 土壓狀態를 나누어 생각한다. 먼저 흙 포설시 橫方向應力 增加는 既 포설된 층에서 다짐 應力이 殘留하고 있을 경우에는 作用시킨 橫方向應力이 2단선형 모형의  $K_3$ -재재하 經路를 따른다는 원리를 적용시켜 計算하여야 한다.

#### 3.4.1 흙의 포설로 인한 橫方向 應力計算

다짐 誘發 應力이 既存層에 없을 경우 흙 포설에 의한 橫方向 應力은 다음과 같이 求한다.

$$\sigma'_{h,new} = \sigma'_{h,o,old} + \Delta \sigma'_{h,o} \quad (3-11)$$

$$\Delta \sigma'_{h,o} = K_0 \Delta \sigma'_v \quad (3-12)$$

다짐 誘發應力이 既存層에 殘留하고 있을 경우 흙의 포설에 의한 橫方向은 다음과 같이 求한다.

$$\sigma'_{h,new} = \sigma'_{h,o,old} + \sigma'_{h,c,old} + \Delta \sigma'_{h,o} \frac{K_3}{K_0} \quad (3-13)$$

$\sigma'_{h,new}$  = 新橫方向應力

$\sigma'_{h,o,old}$  = 舊橫方向 上載土壓

$\Delta \sigma'_{h,o}$  = 上載土壓 增加分

$\sigma'_{h,c,old}$  = 舊 다짐 應力

$\Delta \sigma'_v$  = 鉛直土壓 增加分

### 3.4.2. 다짐 應力으로 인한 橫方向 應力の 計算

다짐 應力에 의한 橫方向 첨두 應力을 計算하고 이 應力에 대해 殘留 應力 比率을 適用시켜 다짐 誘發 殘留 應力量을 決定한다.

$$\Delta \sigma'_{h,r} = F \cdot \sigma'_{h,vc,p} \quad (3-14)$$

$\Delta \sigma'_{h,r}$  = 다짐유발응력 잔류량 증가분

F = 다짐유발응력 잔류비율

$\Delta \sigma'_{h,vc,p}$  = 처너 첨두 다짐 횡방향 응력 증가분

이 다짐 誘發 殘留 應力을 상재하중으로 인한 橫方向을 상재하중으로 인한 橫方向 土壓에 合算하면 다짐 誘發 應力을 고려한 擁壁 背面的 橫方向 土壓을 求할수 있다.

$$\sigma'_{h,r} = \Delta \sigma'_{h,o} + \Delta \sigma'_{h,r} \quad (3-15)$$

$$\sigma'_{h,r} = K_1 \sigma'_v \quad (3-16)$$

$\sigma'_{h,o}$  = 상재 荷重으로 인한 橫方向 土壓

$\sigma'_{h,r}$  = 다짐 誘發 應力을 考慮한 擁壁 背面的 橫方向 土壓

식 (3-15)로 부터 다짐 誘發 應力을 考慮한 土壓이 受動狀態에 이르지 않아야 함을 알 수 있다.

### 3.5 擁壁背面的 多짐 誘發 應力 土壓 計算 절차

擁壁背面에 作用하는 多짐 誘發 應力을 考慮한 土壓의 計算 節次를 要約하면 다음과 같다.

1) 2단 선형의 재하 모형 계수  $\alpha$ 를  $\alpha$ 와  $\mu, \phi$ 의 관계로 부터 구한다.

2) 각종 필요한 2단 선형 정수들을 구한다.

$$K_1, \phi, B, K_2, K_3, F$$

3) 첨두 횡방향 다짐응력의 연직분포도를 작성한다.

4) 다짐유발 잔류응력을 계산한다.

$$\Delta \sigma'_{h,r} = F \cdot \Delta \sigma'_{h,vc,p} \quad (3-17)$$

5) 다짐유발응력을 고려한 옹벽배면 횡방향 응력을 계산한다.

$$\sigma'_{h,r} = \sigma'_{h,o} + \Delta \sigma'_{h,r} \quad (3-18)$$

6) 지표부근의 다짐유발응력이 수동 상태에 접근 하는지의 여부 검토

$$\sigma'_{h,r} = K_{1,B} \sigma'_r \quad (3-19)$$

7) 최대잔류응력 하부에서는 재재하 계수  $K_3$ 를 적용하여 잔류응력을 조정한다.

### 3.6 補強土 背面에 作用하는 多짐 誘發 應力

전항에서 설명한 바와 같이 다짐 誘發 殘留 應力을 상재하중으로 인한 수평 荷重에 가산하여 다짐 誘發 應力을 考慮한 擁壁 背面的 水平 應力을 求하였다.

補強土의 背面에 作用하는 土壓中 實作用 應力을 基準하여 實際破壞面을 設定한 複合 重力式 土壓이 다짐 誘發 應力을 考慮하는데 適合하다. 다짐 誘發 應力은  $K_0$  應力 경로를 거쳐 첨두 應力에 도달한후 재하되어 垂直 應力이 제거된후에도 수평응력이 잔류, 發生하게 되므로 實際作用하는 상재 荷重에 의한 土壓과 연결되어야 한다. 複合 重力式 옹벽에서는 토압이 상부 정지토압( $K_0$ ) 으로부터 6m 下部까지 主動 土壓 狀態 ( $K_a$ )로 變化하는 土壓을 使用하고 있다. 이는 補強土의 표면이 補強材로서 뒷채움 흙속에 고정되어 있는 것으로 볼 수 있으며 다짐 誘發 應力을 作用시키면 고정된 벽체에 처너재하시  $K_0$ 선 應力 經路를 따르고 可撓性 벽체에서는 벽체의 변위가 다짐수평 응력에 影響을 미치는 應力 經路를 따르는 것으로 보고 되었다(Seed 1983). 따라서 補強土 擁壁의 표면에 작용하는 상재하중의 水平 應力 分布를 實際의 舉動에 接近시킨 複合 重力式 土壓 分布에 다짐 誘發 殘留 應力을 가산하는 것이 合理的이다.

다짐 誘發 橫方向 應力은 지표에 霽이 되며 이로부터 증가하여 첨두 다짐유발 橫방향 應力  $\Delta \sigma'_{h,vc,p}$  에 이르러 최대가 되며 이로부터 다시 감소하여 霽이되거나 霽에 수렴하게 된다.

이때 지표로부터 다짐 誘發 應力이 감소하여 霽이되거나 霽에 접근하는 깊이를 다짐 應力 殘留 깊이( $Z_{hr}$ )로 하여 이 깊이의 變化에 따른 다짐 誘發 殘留 應力을 考慮한 補強土 표면의 背面 橫方向 應力은 다음과 같다.

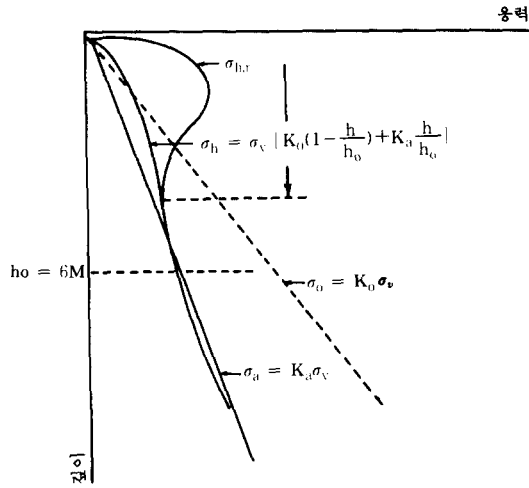


그림 3.4 다짐유발응력을 고려한 보강토 skin에 작용하는 토압

1.  $Z_{hr} \geq h_o$  일때 補強土의 設計土壓은 區間別로 다음과 같이 計算한다.

1)  $0 < h \leq Z_{hr}$ 의 區間에서는 複合重力式土壓에 다짐誘發應力을 加算한다.

$$\sigma'_h = \sigma'_v \left[ K_o \left( 1 - \frac{h}{h_o} \right) + K_a \frac{h}{h_o} \right] + \Delta \sigma'_{h,vc,p} - \Delta \sigma'_{h,vc,p} \frac{K_2}{K_o} \quad (3-20)$$

$$\sigma'_h = \sigma'_v \left[ K \left( 1 - \frac{h}{h_o} \right) + K_a \frac{h}{h_o} \right] + \Delta \sigma'_{h,vc,p} \left( 1 - \frac{K_2}{K_o} \right) \quad (3-21)$$

$$\sigma'_h = \sigma'_v K + \Delta \sigma'_{h,vc,p} F \quad (\text{식 } 3-22)$$

$$\text{여기서 } K = K_o \left( 1 - \frac{h}{h_o} \right) + K_a \left( 1 - \frac{h}{h_o} \right) + K_a \frac{h}{h_o} \quad (3-23)$$

$$F = 1 - \frac{K_2}{K_o} \quad (3-24)$$

2)  $Z_{hr} < h \leq h_o$ 의 區間에서는 複合重力式土壓만 使用한다.

$$\sigma'_h = \sigma'_v K_o \left( 1 - \frac{h}{h_o} \right) + K_a \frac{h}{h_o} \quad (3-25)$$

3)  $Z_{hr} > h_o$  일때 補強土의 設計土壓은 區間別 다음과 같다.

$$\sigma'_h = \sigma'_h K_a$$

4)  $Z_{hr} > h_o$ 의 區間에서는 主動土壓만 使用한다.

(1)  $0 \leq h \leq h_o$ 의 區間에서는 複合重力式土壓에 다짐誘發應力을 加算한다.

$$\sigma'_h = \sigma'_v \left[ K_o \left( 1 - \frac{h}{h_o} \right) + K_a \frac{h}{h_o} \right] + \Delta \sigma'_{h,vc,p} \left( 1 - \frac{K_2}{K_o} \right) \quad (3-27)$$

(2)  $h_o < h < Z_{hr}$ 의 區間에서는 主動土壓에 다짐誘發應力을 加算한다.

$$\sigma'_h = \sigma'_v K_a + \Delta \sigma'_{h,vc,p} \left( 1 - \frac{K_2}{K_o} \right) \quad (3-28)$$

(3)  $Z_{hr} < h$ 의 區間에서는 主動土壓만 使用한다.

$$\sigma'_h = \sigma'_v \cdot K_a \quad (3-29)$$

Schlösser<sup>(11)</sup>(1980)는 實驗結果로 부터  $h_o$ 를 6m를 提案하고 있다.

破壞領域은 다짐效果가 클수록 줄어들 것으로 推定되나 本 다짐應力設計法에서는 0.3H를 最大幅으로 한다. (Schlösser, 1980)

補強材의 安定에 대하여는 複合重力式에서 提案한 變化摩擦係數를 同一하게 適用한다.

### 3.7 新補強材 Geolog의 開發 및 適用

#### 3.7.1 Geolog의 紹介

Geolog는 本 研究者가 1983년 大韓民國 特許廳으로부터 實用新案 No 29047號로 新開發品으로 斜面補強에 使用하는 目的으로 特許를 받은 것이다. Geolog는 圓형 강봉에 콘크리트 실린더를 數個 附着한 그림 3.5와 같은 形狀으로

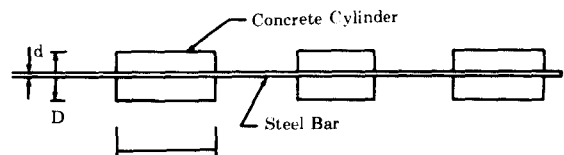


그림 3.5 Geolog

로서 강봉의 인발 및 인장에 대한 저항력과 콘크리트 실린더 측면의 마찰저항과全面的受動土壓으로 인발저항을發揮하도록考案된複合抵抗機能을 가진補強材이다.

### 3.7.2 Geolog의 內的安定檢討의 方法

Geolog의 內的安定檢討는 引張抵抗은 강봉의 許容強度와 강봉의 斷面積에서 許容引張荷重을 求하는 他 設計法과 同一하고 引拔抵抗의 境遇는 他 設計法보다 多少 複合抵抗機能이 많다.

이는 강봉의 摩擦抵抗과 콘크리트 실린더의 側面 摩擦抵抗과 全面的 受動土壓抵抗의 複合으로 이루어지는 引拔抵抗이 發揮되며 그 計算法을 다음과 같이 提案한다.

$$\sum_{i=1}^n F_{di} = F_{Bi} + F_{Fi} + F_{Pi} > 2 \sum_{i=1}^n T_i \quad (3-30)$$

$$F_B = \mu \pi \cdot d \sigma'_v (L_r - N \cdot L) \quad (3-31)$$

$$F_F = \mu \pi D \sigma'_v N \cdot L \quad (3-32)$$

$$F_P = C \frac{\pi D^2}{4} K_p \sigma'_v N \quad (3-33)$$

$F_T$  : 總引拔抵抗

$F_B$  : 강봉의 摩擦抵抗

$F_F$  : 콘크리트 실린더의 側面摩擦抵抗

$F_P$  : 콘크리트 실린더의 全面受動抵抗

$C$  : 受動抵抗 增加係數

$N$  : 실린더의 저항 영역에 위치한 補強材당 個數

$d$  : 강봉의 직경

$D$  : 실린더의 직경

$\sigma'_v$  : 각봉강재 중심까지 상재 수직토압

$L_r$  : 저항 영역내의 보강재 길이

$\mu$  : 마찰계수

$L$  : 각 실린더의 길이

위에서 受動抵抗 增加係數  $C$ 는 地中에 묻힌 受動土壓을 받는 構造物에 대해 面積보다 受動抵抗 領域이 넓어져 低抗力이 增加되는 要素를 考慮한 係數인데 本 研究에서는 安全則으로 1

을 使用할 것을 提議하나 이는 장차의 研究에 依하여 1보다 크게 취할 수 있을 것으로 推定 된다.

一 例로 앵커 補強材의 設計에서는  $C$ 를 4로 취하고 있으며, 地中말뚝의 受動土壓 有效幅을 2-3으로 잡는 것과 類似한 概念이다.(6) (Jones, 1977)

봉과 실린더의 형상은 원형이므로 垂直應力과 水平應力이 다르게 作用되어 垂直과 水平의 주변 摩擦抵抗이 다르게 된다. 즉 側面의 作用應力은  $K_0 \sigma_v$ 가 되지만 이들의 分布를 원으로 正確히 把握하는 것이 設計에 실익을 주는것은 아니므로 상기에서 수동영역의 範圍를 실제보다 작게 잡은 것을 考慮하여 計算의 편의상 垂直荷重으로 전둘레의 摩擦抵抗을 計算하도록 하였다.

## 4. 各 設計方法에 따른 結果 比較

### 4.1 設計條件

各 計算方法들의 計算方法이 結果에 미치는 效果를 點檢하기 위하여 同一한 設計條件을 設定하여 內的安定檢討를 實施하였다. 設計條件은 다음과 같다.

1. 補強材의 形態 :  $H \times L = 10 \times 10(m^2)$
2. 補強材의 間隔 :  $S_v = 1.0m, S_h = 1.0m$
3. 뒷채움 土沙 :  $\gamma = 1.8t/m^3, \phi = 30^\circ$

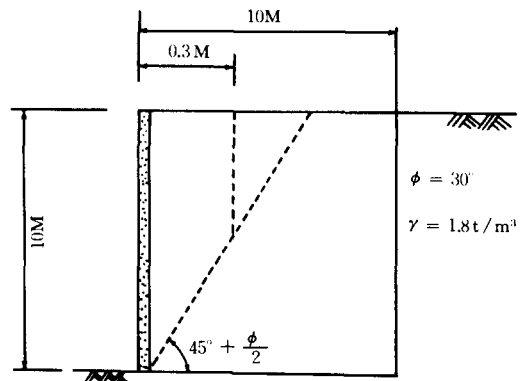


그림 4.1 보강토의 설계조건



4. 다짐荷重거리 : 10 톤 롤러  
 5. 접근허용거리 : 0.5m  
 6. 補強材 : 幅 10cm  
           두께 변수  
           허용인장강도 : 1,300 kg/m<sup>2</sup>  
 7. 마찰계수 : 複合重力式  $\mu_0 = 1.5$   
                    $\mu = \tan \phi$

4.2 設計成果

타이백 設計法, 複合重力式 設計法, 다짐誘發應力 設計法에 依한 內的安定 檢討의 結果가 表 4.1에 收錄되어 있다.

計算結果에 依하면 引張力에 對해서는 既存의 두가지 設計法보다 다짐誘發應力 設計法이 補強土 上部의 補強材 斷面을 크게 設計하는

표4.1 각 설계법에 의한 토압분포

보강재 위치(m)	수 평 토 압		
	타이백 설계법	복합중력식 설계법	다짐유발응력고려 설계법
0.5	0.3	0.43	1.43
1.5	0.9	1.24	2.17
2.5	1.5	1.94	2.62
3.5	2.1	2.52	2.98
4.5	2.7	3.08	3.32
5.5	3.27	3.34	3.38
6.5	3.9	3.9	3.9
7.5	4.5	4.5	4.5
8.5	5.1	5.1	5.1
9.5	5.6	5.6	5.6

표4.2 Geolog의 引拔抵抗計算

보강토 위치(m)	총수평 토압 T/m <sup>2</sup>	저항 길이(m)	실린더 수	마찰 계수	수평 토압 T/m <sup>2</sup>	수직 토압 T/m <sup>2</sup>	Bar		실린더		인발 저항(F <sub>ti</sub> )				安全率(F <sub>s</sub> )
							직경(mm)	π D(m)	표면적(m <sup>2</sup> )	단면적(m <sup>2</sup> )	F <sub>B</sub> ①	F <sub>p</sub> ②	F <sub>f</sub> ③	F <sub>ti</sub>	
0.5	1.43	6.7	11	1.4	2.7	0.9	D-16	0.05	0.143	0.018	0.21	0.75	1.98	2.94	1.47
1.5	2.2	-	6	1.4	8.1	2.7	-	-	-	-	0.93	1.23	3.24	5.40	2.70
2.5	2.6	-	-	1.3	13.5	4.5	D-19	0.06	-	-	1.72	1.89	5.02	8.63	4.32
3.5	3.0	-	-	1.2	18.9	6.3	-	-	-	-	2.22	2.45	6.49	11.16	5.58
4.5	3.3	-	-	1.1	24.3	8.1	-	-	-	-	2.85	3.15	8.34	14.34	7.17
5.5	3.4	7.3	-	0.6	29.7	9.9	-	-	-	-	3.59	3.53	9.34	16.46	8.23
6.5	3.9	7.8	-	-	35.1	11.7	D-22	0.07	-	-	2.95	2.28	6.02	11.25	5.62
7.5	4.5	8.4	-	-	40.5	13.5	-	-	-	-	3.74	2.62	6.95	13.31	6.65
8.5	5.1	9.0	-	-	45.9	15.3	D-25	0.08	-	-	5.28	2.97	7.88	16.13	8.06
9.5	5.6	9.5	-	-	51.3	17.1	-	-	-	-	6.32	3.32	8.80	18.44	9.22

수평토압(t/m<sup>2</sup>)

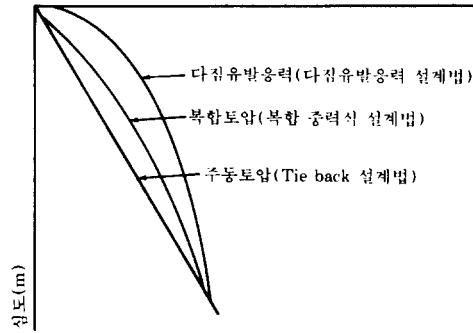


그림 4.2 각 설계법에 의한 토압분포

方向으로 나타났으며, 引拔破壞에 對해서는 抵抗領域을 가장 작게 잡는 타이백 設計法이 가장 安全側으로 設計되어 補強材 길이를 가장 길게하며 다짐誘發應力 設計法은 中間 程度이다. 따라서 작용응력을 고안하여야 할 構造物에는 複合重力式 設計法이 타당하나 이때 다짐誘發應力을 考慮할 必要性에 對해서는 반드시 檢討하여야 한다.

引張破壞의 우려가 적고 構造物의 수명이 길어 主動狀態 破壞가 終局的으로 豫想되는 構造物에 對해서는 保守的 設計法인 타이백 設計法도 계속 使用될 수 있다. 그러나 橋梁의 교대나, 양면 補強土 처럼 變位나 沈下가 許容되지 않는 重要 構造物의 設計에는 다짐誘發應力을 考慮한 設計法이 반드시 適用되어야 한다.

4.3 Geolog의 引拔抵抗計算

앞에서 設計한 條件에 對한 Geolog를 使用

할 境遇의 引拔抵抗에 對해 計算을 遂行한 結果 補強材의 長이를 10M로 동일하게 하였을 境遇 補強材당 콘크리트 실린더의 갯수는 上部에서 11개, 下部에서 6개가 必要한 것으로 나타났다. 實際 現場에서는 上部에는 Geolog, 下部에는 평철판 스트립을 使用하면 作業이 能率的으로 이루어질 수 있을 것이다.

Geolog의 引拔抵抗計算過程은 表 4.2와 같다.

## 5. 結 論

다짐誘發應力을 考慮한 補強土設計法에 關한 本 研究의 成果를 要約하면 다음과 같다.

1. 補強土 設計에 있어서 다짐誘發應力을 考慮한 補強土 設計方法을 다음과 같이 提案하였다.

가. 다짐誘發應力은 構造物의 使用 期間中 實際作用하고 있는 應力狀態를 基準으로 하고 있는 複合重力式 設計法의 變化土壓과, 역시 實際 存在하는 應力을 토대로 하는 概念이므로 복합 중력식 설계법에 다짐유발 응력 모델을 적용하는 것이 合理的이다.

나. 다짐誘發應力은 다짐 作業過程에서 最高에 到達한 尖頭다짐 誘發應力을 基準으로 하여, 이에 對한 殘留應力으로 求한다.

다. 尖頭 다짐誘發應力은 壁體에 다짐裝備가 0.5m까지 接近하였을 때를 基準으로 하였으며, Bousinessq의 彈性解法으로 求한 應力의 2배로 하되 上部 地表로부터 陽이 되는 地點까지만 취한다.

라. 다짐應力殘留깊이 ( $Z_{hr}$ )의 概念을 새로이 提案하였는데, 이는 地表로부터 다짐 誘發應力이 잔존하는 地點까지를 말하며, 複合重力式의 變化土壓과 다짐誘發應力을 結合시키는 過程에서 區間別로 土壓分布를 求하는데 使用되었다.

마. 地表로부터 區間別 다짐誘發을 考慮한 土壓分布는 다음과 같다.

A)  $Z_{hr} \leq 6m$ 의 경우

地中 임의點의 長이를  $h$ 라 할때,

○  $0 \leq h \leq Z_{hr}$ 의 區間에서는 靜止土壓과 主動土壓의 變化土壓에 다짐誘發應力을 加算한다.

$Z_{hr} < h < 6m$ 의 區間에서는 靜止土壓과 主動土壓의 變化土壓으로 된다.

$6m < h$ 의 區間에서는 主動土壓으로 된다.

B)  $Z_{hr} > 6m$ 의 境遇

○  $0 \leq h \leq 6m$ 의 區間에서는 靜止土壓과 主動土壓의 變化土壓에 다짐誘發應力을 加算한다.

$Z_{hr} < h$ 의 區間에서는 主動土壓을 使用한다.

2. 새로운 補強材 Geolog를 考案하여 다짐誘發應力을 考慮하는 區間에 使用하도록 提案하였다. Geolog는 本 研究者가 1983년 大韓民國 特許廳으로부터 實用新案特許를 받은 斜面補強 補強材로서 강봉에 콘크리트 실린더를 數個 附着한 것이다. Geolog는 Bar의 摩擦抵抗과 콘크리트 실린더의 側面摩擦과 全面的 受動土壓으로 引拔抵抗을 하도록 考案된 것인데, 다짐誘發應力 區間에 使用하면 補強材의 全體長이를 短縮할 수 있는 長點이 있다.

3. 다짐誘發應力을 考慮한 設計法으로 計算한 結果와 既存 設計法으로 計算한 結果를 比較하였는데 補強土體 上部의 土壓은 다짐誘發應力 設計法으로 計算하였을 때가 가장 크다. 抵抗領域은 複合重力式 設計法의 境遇와 同一하게 하였다. 따라서 補強土 上部에서 引張抵抗을 위한 所要斷面은 다짐誘發應力 設計法의 境遇가 가장 크며 이때의 引發抵抗 所要長이는 타이백 設計法과 複合重力式 設計法의 사이가 된다.

4. 뒷채움의 沈下나 構造物의 變位를 許容하지 않는 橋梁 교대나 양면 補強土와 같은 重要 構造物에는 다짐誘發應力을 考慮한 設計法을 使用하는 것이 合理的이며 다짐 誘發應力이 作用하는 區間에 本 研究者가 考案한 Geolog를 使用하면 經濟적이고 安全한 設計가 된다.

5. 本 研究에 後續하여 장차 發展시킬수 있는 問題點은 두가지가 있다. 하나는 다짐誘發

應力이 커지면 破壞領域이 줄어들 것으로 유추되는데 장차 現場 實驗이나 室內 試驗을 통하여 이 部分에 對한 研究를 발전시킬 必要가 있다. 또 하나는 Geolog의 실린더의 受動土壓 有效幅의 增加係數를 本 研究에서는 安全側으로 1로 보았으나 이에 對한 事項도 좀더 研究를 進行하면 1보다 크게 잡아 經濟的 設計를 할 수 있을 것이다. 이때 원형 봉 및 실린더 주변에 작용하는 摩擲力의 分布 모형을 실제에 맞도록 만들어 適用하면 더욱 精密한 設計法이 될 것이다.

### 참 고 문 헌

1. American Association of State Highway and Transportation Officials, (1986). AASHTO Guide for Design of Pavements Structures.
2. Al-Hussaini, M., and Perry, E. B. "Field Experiment of Reinforcement Earth Wall." Symposium on Earth Reinforcement, ASCE, Pittsburgh, Pennsylvania, April 27, 1982, pp. 127 - 157.
3. Bacot et al. "Study of the Soil Reinforcement Friction Coefficient." Symposium of Earth Reinforcement, ASCE, Pittsburgh, Pennsylvania, April 27, 1978, pp. 157 - 185.
4. Boyce, S. C. and Kulhawy, F. H. (1983), "Laboratory Determination of Horizontal Stresses in Cohesionless Soil." Cornell University, Geotechnical Engineering Report No. 83 - 1.
5. Kulhawy, F. H., Duncan, J. M. and Seed, H. B. (1969), "Finite Element Analysis of Stresses and Movement in Embankment during Construction." Report No. TE 69 - 4 Office of Research Services, University of California, Berkely.
6. Jones, J. F. P.(1977). "Reinforced Earth." Proceedings I. C. E., Part I, 62 Aug., pp. 511 - 516.
7. Mayne, P. W. and Kulhawy, F. H. (1982). "Ko - OCR Relationship in Soil." JGED, ASCE, Vol. 108, No. GT6, pp.851 - 872.
8. Mckittrick, D. P. "Reinforced Earth: Application of Theory and Research to practice." Symposium on Soil Reinforcing and Stabilization Techniques, Sydney, Australia, Oct. 16, 1978.
9. Mitchell, J. K. and Villet, W. C. B.(1986). "National Cooperative Highway Research Program Project 24 - 2, of Earth Slope and Embankments." Vol. I, II, III, IV and Appendix, Department.
10. Petrik, P.M., Baslik, R. and Leitner, F. "The Behavior of Reinforced Embankment." Proceedings, Second International Conference of Geotextiles, Las Vegas, Nevada, Aug. 1982, Vol. III, pp.631 - 634.
11. Schlosser, F. and Juran, I. "Theoretical Analysis of Failure in Reinforced Earth Structure." Symposium on Earth Reinforcement, ASCE, Pittsburgh, Pennsylvania, April 27, 1980, pp. 528 - 555.
12. Schmidt, B. (1966). "Earth Pressures at Restrelated to Stresses History." Canadian Geotech. Jour., Vol. III, No. 4, pp. 239 - 242.
13. Seed, R. D. "Soil Structure Interaction Effects of Compaction - Induced Stresses and Deflections." Doctor of philosophy in Engineering in the Graduate Div. of the University of California, Berkely. 1983.
14. Seed, R. D. and Mitchell, J.K.(1986). "Finite Element Analysis of Compacted Soil Walls." Second International Conference on Numerical Models in Geomechanics, Ghent, Belgium, March, pp. 553 - 562. (접수일자 1991. 5. 9)