

# (112) 地中ダクトの地震時動土圧理論のダクト剛性全領域への拡張

埼玉大学 工学部 正会員 渡辺 啓行  
(株)奥村組 正会員 宮田 豊

## 1. はじめに

せん断土槽に砂を満した地盤に模型ダクトを埋設した複合模型の振動台による加振実験とそのFEM数値シミュレーションとにより地中ダクトの横断面に作用する地震時動土圧の発生機構を解明した。<sup>1), 2)</sup> 要約すると、地盤が調和波入力に対して共振状態にある場合を前提に、①せん断土柱についての平面波の理論による地中構造物上下板位置に作用する地盤内の合せん断力を $T_U$ 、 $T_L$ とするとき、地盤から地中構造物に伝えられるせん断力は $T_U$ 、 $\alpha T_L$ となり $\alpha$ は構造物がその剛性に応じて分担し得る荷重分担率である。②構造物の見掛けのせん断剛性率と地盤のせん断剛性率との比を $\beta$ とすると、 $\alpha = \alpha_0 + \alpha_1 \log \beta$ の関係がある。③せん断力 $T_U$ の内構造物が自身の剛性で分担するのは $\alpha T_U$ であり残差は各側壁に分布する動土圧の合計の一部 $P_1 = (1/2)(1 - \alpha) \cdot T_U$ と釣り合う。④この動土圧成分は下端単純支持条件で構造物上端に $\alpha T_U$ の外力を加えたときの任意位置の変位と同一入力に対する自由地盤の同じ位置の地盤変位との差を側壁にわたって積分した値がゼロとなるよう補正した相対変位に比例する。⑤上記①で述べた構造物に作用するせん断力と構造物の慣性力との差は動土圧の残りの部分 $P_2 = (1/2) \cdot [F^* + \alpha \cdot (T_U - T_L)]$ と釣り合い、結局動土圧の合力は、 $P = P_1 + P_2 = (1/2) \cdot [F^* + T_U - \alpha T_L]$ となる。⑥動土圧の予測値は、④と⑤の分布値の和で与えられる。上記結果を一般化するため、 $\alpha$ の理論的根拠と④で述べた相対変位に比例する動土圧の比例定数の一般的根拠を寸法の異なる数値モデルについてのFEM数値実験により誘導した。<sup>3)</sup> 要約すると、⑦上記動土圧発生機構モデルに基づいて周辺地盤のエネルギーの停留条件から $\alpha$ の理論値を誘導し、 $\beta$ が1に近い場合には理論的にも②と同じ結果が得られることを示すと共に相対変位にかけべき比例定数が山原の半無限弾性体に対する正方形剛板分布载荷の地盤反力係数<sup>4)</sup>で表せることを示した。⑧ダクト重心まわりのモーメントの数値実験的検討により地中ダクトに全周に作用する直土圧とせん断土圧の予測式を誘導した。

以上により地中ダクトの地震時動土圧理論をほぼ完成できたが、構造物と地盤とのせん断剛性比 $\beta$ が0.1以下と極端に小さい場合、理論動土圧はFEM数値実験結果より極端に大きくなってしまふことがその後の検討で明らかになった。現在ある実構造物では $\beta$ の値は0.8 ~ 1 であるから上記理論は十分な適用性をもつと言えるが、限界状態設計法により終極強度を基準に設計される場合断面が極端に薄くなり、加えてクラック発生による剛性低下により $\beta$ の値が0.1

以下になり得る。本論文は、このように地中ダクトの剛性が極端に小さい場合に本理論の適用性が何故悪くなるかを解明し、地中ダクトの剛性の全領域にわたって良好な適用性が得られるよう提案の動土圧理論に修正を加えるものである。

## 2. 数値実験

上記文献<sup>2)</sup>で扱った実物の1/35の数値モデルを図-1に示す。振幅 50(gal)の共振正弦波入力に対し $\beta = 0.1 \sim 10$ の間で剛性を8通り変えて行なった線形解析結果から、任意位置に発生する側壁直動土圧

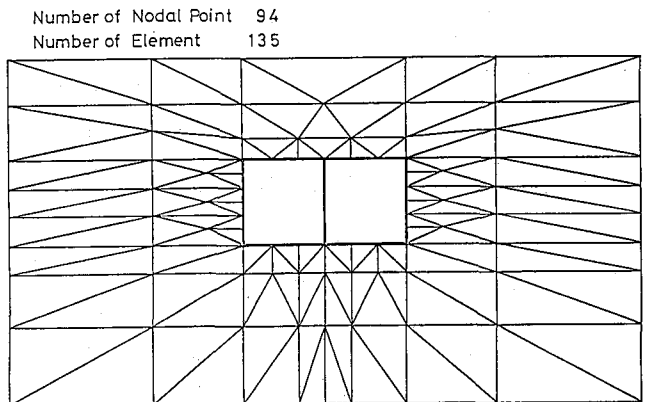


図-1 地中ダクト～地盤系のFEM数値モデル

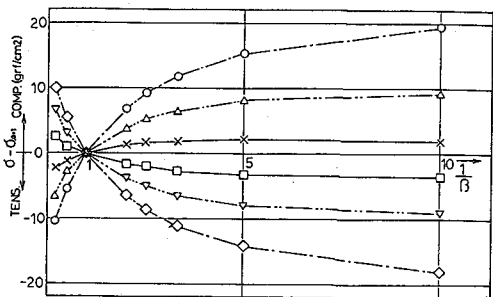
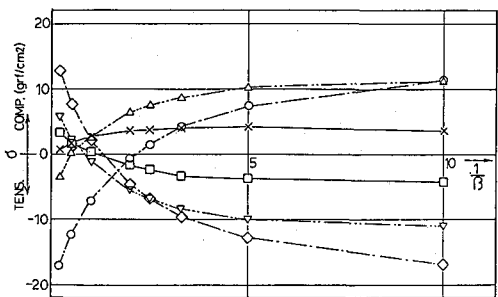
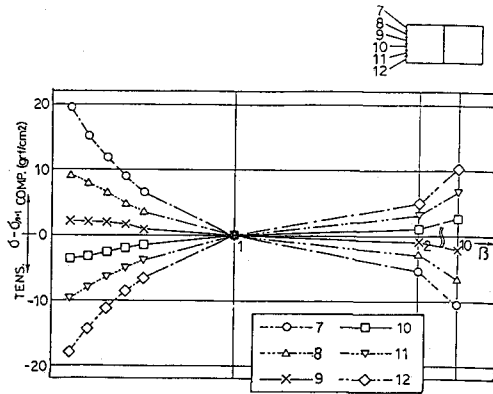
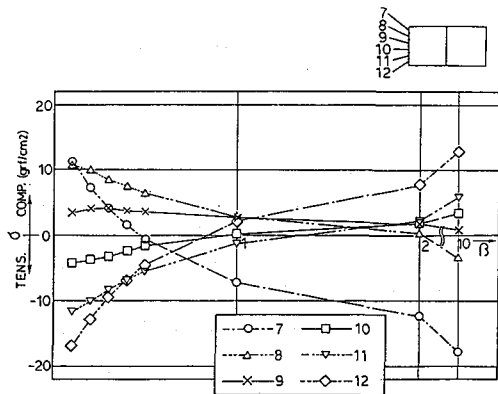


図-2 側壁直動土圧～β, 1/β関係

図-3 β=1を標準とした側壁直動土圧差～β, 1/β関係

がβあるいは1/βによって変化する状況を図-2に示す。この数値モデルの寸法は地盤全高H=66(cm)、模型ダクト高さb=16.6(cm)、ダクト底高H<sub>L</sub>=30.4(cm)であるが、詳細は文献2)に譲りここでは省略する。図-2によると、側壁直動土圧のβに対する変化は明瞭に認められるが側壁位置によるバラツキが激しく変化の傾向は特定できない。他方、文献2)によるとβ=1すなわち、ダクトの見掛けのせん断剛性率が地盤のせん断剛性率に等しい場合にも直動土圧は側壁に沿って固有の分布特性を示すことがわかっており、上記バラツキはこの分布特性に起因している可能性がある。そこで任意位置zにおいてβ=1のときの動土圧の値を標準にした動土圧差 $\delta\sigma = [\sigma - \sigma(\beta=1)]$ を求めて縦軸にとり、βまたは1/βを横軸 $\sigma_{\beta=0,\infty} = (\sigma_{\beta=0} + \sigma_{\beta=\infty})/2$ にとってプロットすると図-3を得る。

### 3. 考察

図-3から明らかな通り、動土圧差はダクト中央高さを中心に上下で対称に分布し、β→0およびβ→∞の各極限で一定値に漸近して行く傾向が明瞭に認められる。これらの動土圧差の極限值を外挿により求め、絶対値の平均を

$$\sigma_{\beta=0,\infty}(z) = (|\delta\sigma(z)_{\beta=0}| + |\delta\sigma(z)_{\beta=\infty}|) / 2 \quad \dots (1)$$

とおく。動土圧差 $\delta\sigma(z)$ を(1)式で規準化しβに対して図示すると図-4を

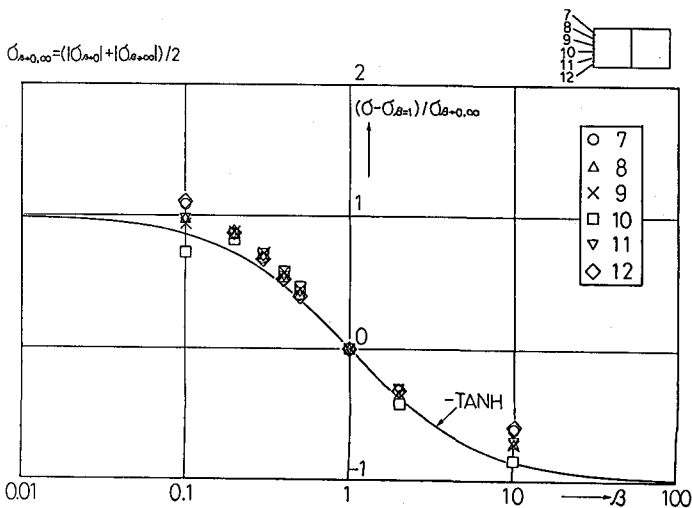


図-4 規準化した側壁動土圧差のβによる変化

得る。ただし、図-4において横軸には  $\log \beta$  をとっている。図-4から明らかな通り、規準化された動土圧差の  $\beta$  に対する変化はダクト側壁の位置によらず次式で表す同一の曲線に従っていると見なせる。

$$\{\sigma(z) - \sigma_{\beta=1}(z)\} / \sigma_{\beta \rightarrow 0, \infty}(z) = -\tanh(B \cdot \log \beta) \quad \dots \dots (2)$$

文献2)~3)によると、ダクト側壁の任意位置  $z$  に作用する直動土圧  $\sigma_z$  は次式で与えられる。

$$\sigma_z = k_z \cdot \Delta u(z)^* + \Delta \sigma, \quad \Delta u(z)^* = u_3(z)^* - u_1(z) \quad \dots \dots (3)$$

ここに  $u_1(z)$  はダクトのない自由地盤の変位である。  $u_3(z)^*$  は前述④で述べたゼロ点補正したダクト変位であり、次式で与えられている。

$$u_3(z)^* = \frac{2U_0}{\pi h} \left[ \frac{\alpha \cdot \pi b}{\beta \cdot 2H} \cdot \cos \frac{\pi H U}{2H} \cdot \left\{ 3 \left( \frac{z}{b} \right)^2 - 2 \left( \frac{z}{b} \right)^3 - \frac{1}{2} \right\} + \left( \frac{2H}{\pi b} \right) \cdot \left\{ \cos \frac{\pi H U}{2H} - \cos \frac{\pi H U}{2H} \right\} \right] \quad \dots \dots (4)$$

(3) 式で与えられる側壁直動土圧  $\sigma_z$  のうち  $\Delta \sigma$  は  $k_z \cdot \Delta u(z)^*$  に比べて極めて小さい値であると同時に、 $\beta$  の値が極端に小さくない限り  $\beta$  により大きく変動する値ではない。したがって、上記数値実験に対応して  $\beta=1$  を標準とした直動土圧差の理論値の誘導で  $\Delta \sigma$  に対応する動土圧差を近似的にゼロとしても一般性を失わないし、 $\beta=1$  の時  $\alpha \approx 1$  と近似できるので(3)式と(4)式とから動土圧差の理論値は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \delta \sigma(z) &= k_z \{ \Delta u(z)^* - \Delta u(z)_{\beta=1}^* \} = k_z \{ u_3(z)^* - u_3(z)_{\beta=1}^* \} \\ &= \left( \frac{\alpha}{\beta} - 1 \right) \cdot k_z \cdot \frac{2U_0}{\pi h} \left( \frac{\pi b}{2H} \right) \cos \frac{\pi H U}{2H} \left\{ 3 \left( \frac{z}{b} \right)^2 - 2 \left( \frac{z}{b} \right)^3 - \frac{1}{2} \right\} \quad \dots \dots (5) \end{aligned}$$

上式において  $\beta \rightarrow 0$  の極限值は得られないが、 $\beta \rightarrow \infty$  の極限值は求められる。本論文の目的が  $\beta \rightarrow 0$  近傍の理論修正にあり、上記数値実験結果を踏まえると(1)式に対応した動土圧差の理論極限值を(5)式で  $\beta \rightarrow \infty$  とした極限值で与えることは不合理ではない。このように、動土圧差の理論極限值を次式で定義する。

$$\sigma_{\beta \rightarrow 0, \infty}(z) = |\delta \sigma(z)_{\beta \rightarrow \infty}| = k_z \cdot \frac{2U_0}{\pi h} \left( \frac{\pi b}{2H} \right) \cos \frac{\pi H U}{2H} \left\{ 3 \left( \frac{z}{b} \right)^2 - 2 \left( \frac{z}{b} \right)^3 - \frac{1}{2} \right\} \quad \dots \dots (6)$$

したがって、(2)式の規準化された動土圧差に対応する理論値は次式で与えることができる。

$$\delta \sigma(z) / \sigma_{\beta \rightarrow 0, \infty}(z) = \{\sigma(z) - \sigma_{\beta=1}(z)\} / \sigma_{\beta \rightarrow 0, \infty}(z) = \alpha / \beta - 1 \quad \dots \dots (7)$$

$\beta$  が1に極めて近いとき、 $1/\beta \approx (1 - \log \beta / \log e)$  であり、 $\beta=1$  のとき  $\alpha \approx 1$  すなわち  $\alpha_0 \approx 1$  だから

$$\alpha / \beta - 1 \approx (\alpha_1 - \alpha_0 / \log e) \log \beta \quad \dots \dots (8)$$

が成立し、また(2)式右辺についても

$$-\tanh(B \cdot \log \beta) \approx -B \cdot \log \beta \quad (9)$$

が成立する。 $\beta$  が1に近い時(2)式と(7)式とは等しくなければならず、これらの近似式である(8)~(9)式の比較から理論値  $\alpha_0$  と  $\alpha_1$  を用いて  $B$  を

$$B = (\alpha_0 / \log e - \alpha_1) \quad \dots (10)$$

と決定できる。結局、文献1)~3)における動土圧理論では、(2)式で与えられるべき  $\beta=1$  を標準とした側壁直動土圧差の規準化した値を  $\beta$  が1に近い時

$$-\tanh \left\{ \left( \frac{\alpha_0}{\log e} - \alpha_1 \right) \log \beta \right\} \approx \frac{\alpha}{\beta} - 1 \quad \dots (11)$$

と近似していたことになる。上式の右辺と左辺を  $\beta$  の全ての値に対してプロ

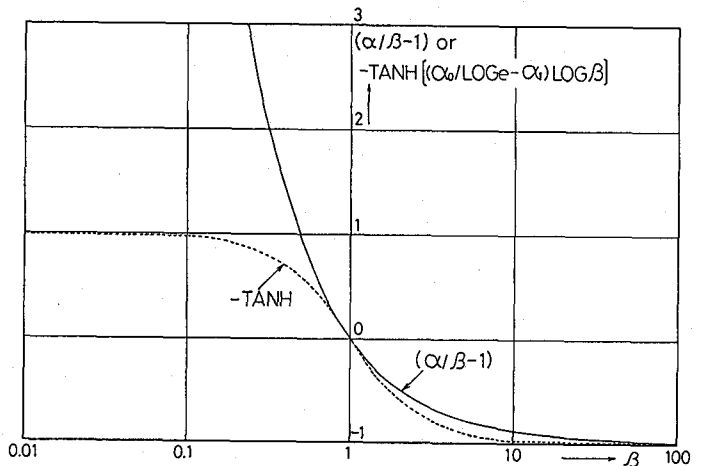


図-5 規準化した動土圧差の修正前後の違い

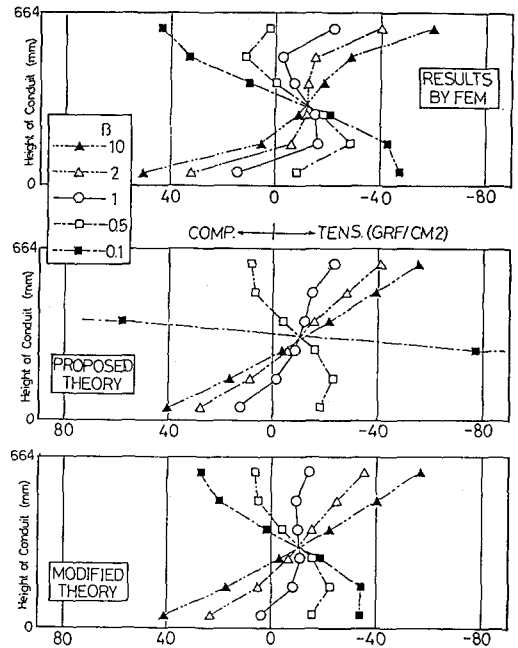
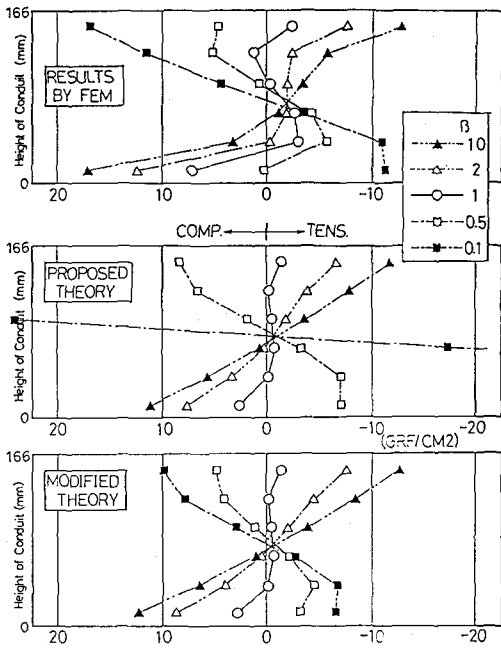


図-6 修正前後の予測動土圧と数値実験値(1/35) 図-7 修正前後の予測動土圧値と数値実験値(4/35)

ットすると図-5を得る。文献1)~3)の動土圧理論では $\beta$ が1より小さくなるにつれて規準化した動土圧差が無制限に増大してしまうことになる。ダクト剛性の全領域へ理論を拡張するためには、(4)式で定義される相対変位を規定するゼロ点補正したダクト変位 $u_s(z)^*$ やダクトの慣性力の予測式に含まれる $\alpha/\beta$ の項を全て次式で置換すれば良い。

$$\alpha/\beta \rightarrow 1 - \tanh[(\alpha_0/\log e - \alpha_1)\log \beta] \dots (12)$$

#### 4. 修正理論の検証と結論

以上により修正した理論に基づきダクト側壁に作用する直動土圧を上記1/35数値モデルと寸法を4倍した数値モデルについて計算し、修正前の値およびこれらのモデルについての数値実験結果と共に図示すると図-6と図-7を得る。さらに、モデルの原形である実物とその1/35相似モデルについての同じような結果を図-8に示す。これらから全体の土圧分布傾向は大して変わらないが、修正前に $\beta=0.1$ に対し異常に大きく計算された値は常識的な値に修正され数値実験結果との一致も良いと言える。以上の修正によりダクト全剛性領域に動土圧理論を拡張し得たものと言える。

#### 引用文献

1)渡辺啓行、末広俊夫：地中ダクト側壁動土圧に関する実験的検討，埼玉大学工学部建設系研究報告，第20巻，1990年，pp.47-64、2)渡辺啓行、末広俊夫：数値実験による地中ダクトの動的水平直土圧の評価，ibid.1)，pp.65-86、3)渡辺啓行：地中ダクトの地震時動土圧の理論，ibid.1)，pp.87-109、1)~3)は土木学会論文集投稿中、4)山原 浩：動的解析における地盤の考え方，土と基礎，19-8(162), Aug. 1971, pp.7-15.

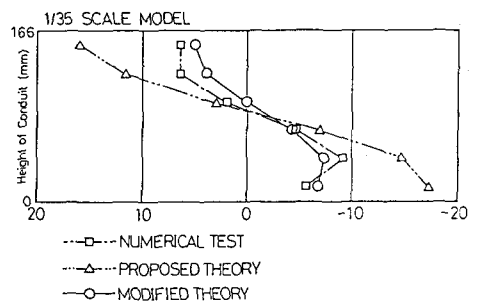
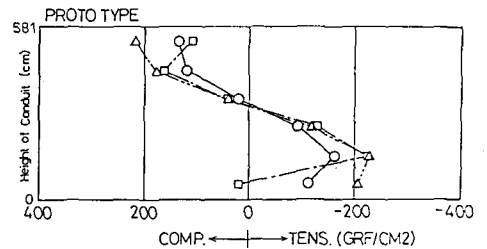


図-8 修正前後の予測動土圧値と数値実験値 (実物と1/35相似モデル)