

大断面併設トンネルを有する水中盛土の 模型振動実験と数値解析

竹内幹雄*・坂上 明**・水谷善行***・
渡辺啓行****

本研究では、まず、パラメトリックな数値解析により、一様な自由地盤中の併設トンネルの基本応答特性を把握した。次に、東京湾横断道路浮島取付斜路部横断面を対象とした模型振動実験とその数値シミュレーションにより、両側を鋼製ジャケットで拘束された人工地盤中の併設トンネルの地震時基本応答特性と破壊時の挙動を明らかにし、鋼製ジャケットの存在が併設トンネルに与える影響について考察を加えた。

Keywords: model vibration tests, under water embankment, parallel tunnels, equivalent linear analysis

1. はじめに

近年、埋立地・人工島等のアクセスとして大口径シールド工法によるトンネルの建設が計画されることが多く、その先駆けとして、東京湾横断道路などでは人工島斜路部・一般部ともシールド工法を採用し、より合理的な建設事業を進めようとしている。この中で、いままで経験したことのないいくつかのことに遭遇する。その1つは人工島斜路部盛土地盤中をシールドトンネルが通過することである。

斜路部とは、陸上から漸次海底に向かって進むシールドトンネルの安定性を保持するために設けられた盛土区間である。その構造は、混合処理盛土からなる盛土地盤の両側面を鋼製のジャケット等の護岸で拘束し、その前面をロック材でおさえられた形式になっている。在来海底地盤は軟弱な沖積粘性土層が厚く堆積しているため、盛土直下は深層混合処理工法、その周辺はサンド・コンパクション・パイル工法等で地盤改良がなされる。このように、斜路部は、性質の異なる複数の要素からなる複合構成体であり、耐震安定性上、未知な点が多い。

本研究は、このような斜路部の地震時の基本応答特性と破壊時の挙動を解明するために行った。特に、ジャケットで地盤を拘束することにより、併設トンネルの挙動がどのような影響を受けるかに着目した。

斜路部の地震時挙動に参考となる既往の研究として、建設省等の実験的研究^{1),2)}や、解析的研究³⁾、栗原ら⁴⁾、当麻ら⁵⁾、土木学会原子力委員会⁶⁾等の研究が挙げられる。1), 2)の研究は人工盛土に関するものであり、鋼

管矢板セルが人工盛土の振動・変形特性に与える影響に着目しているため、人工島にトンネル空間が設置された場合までは考慮されていない。3)~6)の研究は水平地盤中の単設構造物を対象にしているため、併設構造物、あるいは側方を拘束された地盤中の構造物までは扱われていない。今後、都市部では地下空間利用の拡大に伴い、水平方向が連続地中壁等で拘束された有限な地盤中にトンネルが建設されることも予想される。

そこで、本研究では、まず、一様な自由地盤中にトンネルが併設された場合の地盤とトンネルの基本応答特性を把握するためにパラメトリックな数値解析を行った。次に、水平方向が拘束された有限な地盤中に併設トンネルが構築された場合の地盤とトンネルの挙動を把握するために、模型振動実験とその数値シミュレーションを行った。実験は、東京湾横断道路・浮島取付斜路部横断面を対象とした模型を作成し接水構造物の地震時挙動を表現できる大型3連水槽⁷⁾を用いて行った。解析は、微小振幅レベルと盛土地盤の破壊を伴う大振幅レベルについて、模型材料を適切に評価しながら行った。その結果、斜路部の基本的な応答特性、破壊時の挙動や、ジャケットによって地盤を拘束することによる影響が明らかになった。特に側方地盤を拘束することにより、外側トンネルと中央トンネルでは、断面力応答が異なり、通常の耐震設計を外側トンネルに対して行う場合、危険側の設計になる可能性があることが示唆された。なお、この種の土構造物の地震応答への上下動の影響は小さいことが多くの動的解析の経験から知られているのでここでは水平動のみによる検討を行った。

2. 数値実験による併設トンネルの 共振時応答の基本特性の検討

(1) 検討対象

検討対象は、層厚 50 m・幅 200 m の一様な地盤中に、

* 正会員 工修 (株) 奥村組技術開発部
(〒107 港区元赤坂 1-3-10)

** 正会員 (株) 奥村組技術開発部

*** 正会員 現在東京湾横断道路 (株) 出向中 元 (株) 奥村組

**** 正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科

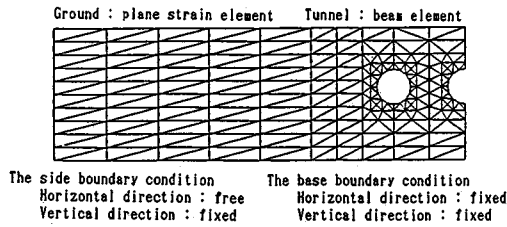


Fig.1 Model of Finite Element Method.

Table 1 Material properties.

Ground	Unit weight	γ	1.8	gf/cm ³
	Poisson's ratio	ν	0.45	
	Shear modulus	G	413	kgf/cm ²
	Damping constant	h	0.05	
Tunnel	Unit weight	γ	2.5	gf/cm ³
	Sectional area	A	105	cm ²
	Young's Modulus	E	3.44×10^8	kgf/cm ²
	Moment of inertia of a cross section	I	9.65×10^8	cm ⁴ /cm
	Damping constant	h	0.05	
gf/cm ³ (9.80665kN/m ³), kgf/cm ² (98.0665kN/m ²)				

約13mの径を有するトンネルが土被り約15mで併設された場合の横断面とした。Fig.1に3本併設時の対象横断面の要素分割の左半分を、Table 1に解析に用いた物性値を示す。地盤は等方等質な線形弾性体からなる平面歪要素で、トンネルははり要素で離散化した。

(2) 基本パラメーターと入力条件

基本パラメーターはトンネルの剛性・質量・併設数・併設間隔の4つとし、解析ケースはTable 2に示すように自由地盤の解析も含め合計12ケースとした。トンネル剛性 E_0 を1/1000から1000倍まで変えたのは、トンネルと地盤の相対剛性に応じて動的相互作用が変化することが知られており、これをパラメーターサーベイにより明らかにするためである。これらの地震時挙動は、対象地盤の一次モードが支配要因の1つと考えられるため、併設トンネルを含む地盤の一次の共振時応答に着目した正弦波による定常応答解析を行った。

(3) 数値解析例

① Fig.2に加速度応答とトンネル剛性の関係を示す。加速度応答倍率は、地盤-トンネル系の解析結果に対応する地点のトンネルのない自由地盤の解析結果で基準化して表示した。これより、トンネル剛性の増加に従って、トンネル上端の加速度応答倍率の比は地表と同様に減少するのに対し、トンネル下端では逆に増加する。そして、トンネル剛性が E_0 (Table 1のE)の1/10倍付近で両者はクロスし、1.0を示す。これより、トンネル上下端の加速度応答と対応する地点の自由地盤の加速度応答はトンネル剛性を E_0 値の1/10倍程度を仮定した場合にほぼ一致し、この剛性よりも小さい場合と大きい場合とでは大きさが反転することがわかる。

応答加速度は地盤またはトンネルを含む地盤内に伝達

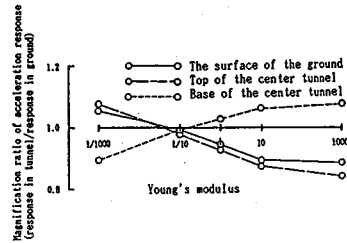


Fig.2 Relation between Young's modulus of tunnel lining and magnification ratio of acceleration response.

Table 2 Analytical case.

Space between tunnels	Weight	Young's modulus	Number of tunnels		
			1	2	3
1.0*D ₀	1.0*W ₀	0.001*E ₀	CASE-1	CASE-2	CASE-3
		0.1*E ₀			CASE-4
		1.0*E ₀			CASE-5
		10.0*E ₀			CASE-6
		1000.0*E ₀			CASE-7
		0.1*W ₀			CASE-8
		10.0*W ₀	1.0*E ₀		CASE-9
0.2*D ₀	1.0*W ₀	1.0*E ₀			CASE10
0.5*D ₀					CASE11
only ground (no tunnel)					CASE12

Note : D₀ = 13.0 m W₀ = 2.5 gf/cm³ E₀ = 3.44 × 10⁸ kgf/cm²
(24.5kN/m³) (3.37 × 10⁷ kN/m²)

される地震力を示すから上記事実は次のことを示す。すなわち、Table 1に示す寸法のトンネルでは E_0 の1/10倍の剛性の場合に地盤と見掛け上同一の剛性となり、トンネル剛性がこの値より大きいと地盤に伝達される地震力がトンネルで多く支持され、これより剛性が小さいと地震力を十分支持できない。その差異がトンネル上下端の応答加速度の逆転現象として現れていると考えられる。

② Fig.3に中央トンネル下端に対する水平方向変位分布を示す。図中には自由地盤の解析結果も併記した。同図より、剛性の増大に従って、トンネルの変位は小さくなり分布形状はsin形から逆S字形に変化する。特にトンネル剛性を E_0 の1/10倍とした場合に、トンネル上下端の変位差は自由地盤の変位差とほぼ一致し、①と同様の傾向がある。しかし、トンネルの剛性が上記剛性より小さい場合と大きい場合とでは、自由地盤に対するトンネルの相対変位は反転している。なお、外側トンネルの分布形状は中央トンネルのそれと一致した。

地盤内に伝達される地震力がトンネルに支持される率はトンネルと地盤の相対剛性の大小によって変わるため、その差分はトンネルに作用する動土圧となる。動土圧はトンネルと自由地盤の相対変位に関係することが知られており^{8),9)}、上記事実は①の事実を含めて、このような動土圧発生機構が円形断面でも成立していることを示すといえる。

③ Fig.4に定常応答時の最大土圧が発生する瞬間の

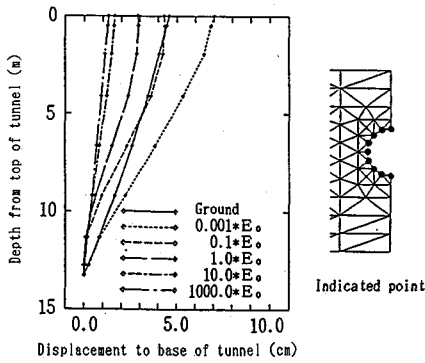


Fig. 3 Relation between tunnel displacement in horizontal direction and Young's modulus of tunnel lining.

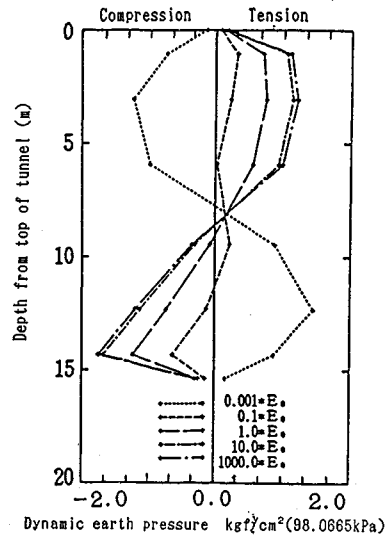
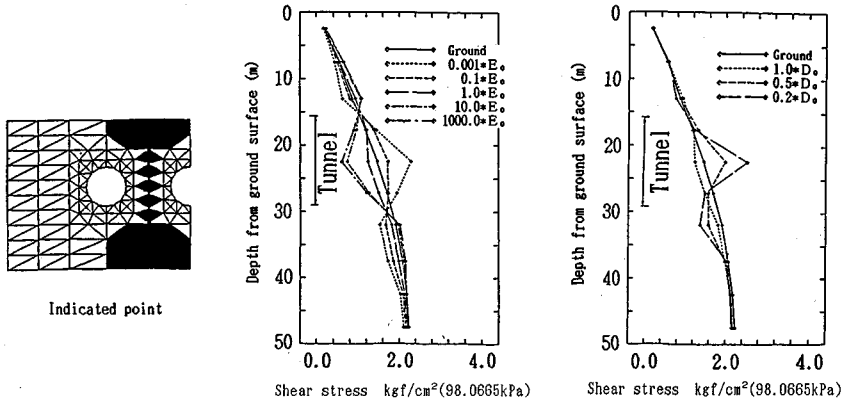


Fig. 4 Relation between dynamic earth pressure and Young's modulus of tunnel lining.



(a) The effect of Young's modulus of tunnel lining (b) The effect of space between tunnels

Fig. 5 Distribution of maximum shear stress in ground surrounding tunnel.

中央トンネルに作用する動土圧分布を示す。動土圧はトンネルに接する要素の σ_x のトンネル法線方向成分によって評価した。同図より、トンネルに作用する動土圧の符号と大きさは上記②に示した相対変位に連動して変化することが確認できる。

④ Fig. 5 に併設トンネル間地盤のせん断応力応答の最大値分布を示す。図中には自由地盤の結果も併記した。

同図 (a) より、せん断応力応答はトンネル剛性の増大に伴って減少することから、トンネル周辺地盤のせん断変形はトンネル剛性の増加に伴って抑止されるといえる。これは上記②の結果とも整合している。自然地盤の応答との比較から、上記③と連動してせん断応力の大きさもまた反転することがわかる。

同図 (b) より、併設間隔を $1.0D$ から $0.2D$ に狭め

ると、せん断応力はトンネル設置位置付近で急激に増大する。限定された空間にトンネルを併設する場合、併設間隔に対して詳細な検討の必要性が示唆される。

⑤ 地盤の応答が最大となる時刻におけるトンネルの断面力分布を Fig. 6 に示す。同図より、トンネル剛性の増大によりトンネルの断面力は増加傾向を示し、周辺地盤のせん断応力の負担が少なくなる分、トンネルに応力が集中する傾向にある。断面力の分布形状は、中央トンネルと外側トンネルで一致し、トンネルの設置位置の違いによらず変化しない。特に、曲げモーメントは水平軸から 45 度傾いた方向を長軸とする瓢箪形の分布形状を示している。

以上より、側方地盤拘束のない一様地盤中に併設されたトンネルの地震時挙動に関して以下の知見が得られ

Table 4 Characteristic of model.

	Ground	Prototype	Scale	Perfect model	Test model	
Unit weight tf/m ³ (9.80665 kN/m ³)	Diluvius sand deposit	1.4	1	1.4	1.70	
	Deep mixing method	2.0		2.0	1.47	
	Pre mixed sand	2.0		2.0	2.10	
	Sand compaction pile	1.8		1.8	1.93	
	Rock	2.0		2.0	1.95	
Shear modulus tf/m ² (9.80665 kN/m ²)	Diluvius sand deposit	1000	1/50 ^{1/2}	140	8.5	
	Deep mixing method	10000		1400	2000	
	Pre mixed sand	10000		1400	3000	
	Sand compaction pile	5000		700	709	
	Rock	5000~6000		700~800	1200	
Unit weight tf/m ³ (9.80665 kN/m ³)	Structure	Prototype	Scale	Perfect model	Test model	
	Tunnel	0.9	1	0.9	0.74	
Jacket	7.9	7.9		2.68		
Flexural rigidity tf/m ² /m (9.80665 kN/m ² /m)	Tunnel	3.8×10 ⁶	1/50 ^{1/2}	4.1×10 ¹¹	1.1×10 ¹¹	
	Jacket	Tunnel side		4.7×10 ⁸	0.53×10 ⁹	1.0×10 ⁹
		S.C.P. side		7.8×10 ⁴	0.88×10 ¹¹	1.7×10 ¹¹

則を決定するにあたって、一般に次に示す3つの方法が用いられている。すなわち、Buckinghamのπ定理を用いる方法¹⁰⁾、力の比を用いる方法¹¹⁾、支配方程式を用いる方法である。破壊まで再現できる相似側は皆無と考えられるが、とりあえず、ここでは支配方程式を用いる方法によった¹²⁾。なお、構造物の相似則は地盤と構造物の関係が弾性床の上のほうの方程式に支配されるとして決定した。相似則を決定するにあたって設定した前提条件は以下のとおりである。①実物と模型は同一の重力場である、②実物と模型の加速度は同一である、③実物と模型の単位体積重量は同一である。そして、ひずみの縮尺比は、土の応力ひずみ関係が双曲線モデルで表示することができるとして決定した。

適用した相似則から求まる理想模型と実験に用いた供試体の諸元をTable 4に示す。供試体は理想模型に比べてやや剛なものになっている。

(2) 実験方法

実験に使用した振動台は平面寸法4.0m×4.0m、最大積載重量60tfである。水槽は接水構造物の地震時挙動を表現することが可能な3連水槽を使用した。3連水槽は振動台基礎の幾何学的な形状を考慮して作成され、従来の水槽に比べてFig.8に示すような特徴を有する。すなわち、従来水槽は水槽全体を振動台上に設置される構造になっているため、水槽と構造物と一緒に振動し水槽妻壁の水に及ぼす影響が無視できなくなる。これに対して今回使用した水槽は、フレキシブルなゴムジョイントで連結された3連水槽のうち中央水槽のみを振動台にのせる構造になっている。このため、構造物のみの加振が可能となり、妻壁による水の反射波の影響を低減できるようにし実際の現象に近づくように工夫されている。

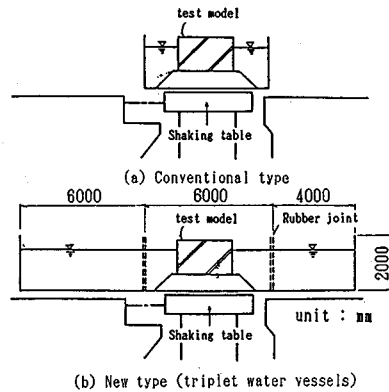


Fig.8 Comparison of mechanism between in the conventional type water vessel and in the new type.

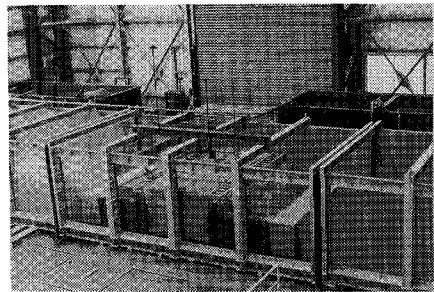


Photo 1 The sight of test.

Photo 1に実験状況を示す。

実験は、模型の基本的な振動特性を把握するための共振実験、設計用地震波来襲時における斜路部の安定性確認実験、破壊様式を把握するための破壊実験を、入力条件を変えることによって実施した。ここでは、共振実験結果と破壊実験結果について概説する。共振実験は1~50 Hzの範囲の正弦波を入力することによって行った。入力加速度は30 galに固定し振動数は0.5 Hzずつ漸増させた。破壊実験は模型の共振振動数を入力振動数とし、加速度レベルを200 gal, 400 gal, 600 galと増加させることによって行った。

(3) 実験結果

a) 一般的な挙動

Fig.9に、盛土中央部、ジャケット部、サンド・コンパクション・パイル層と沖積粘土層境界部の3地点における加速度共振曲線・位相曲線を示す。

同図より、①盛土中央部とジャケット部の同一深度における共振曲線および位相曲線は35 Hzまでの振動数領域ではほぼ一致する、②盛土中央部とジャケット部の位相曲線と共振曲線とからジャケットを含む盛土部の共振振動数は20 Hzであり共振時加速度応答倍率は約2.5倍である、③サンド・コンパクション・パイル層と粘性土層境界部の位相曲線と共振曲線とからこの部位の共振振動

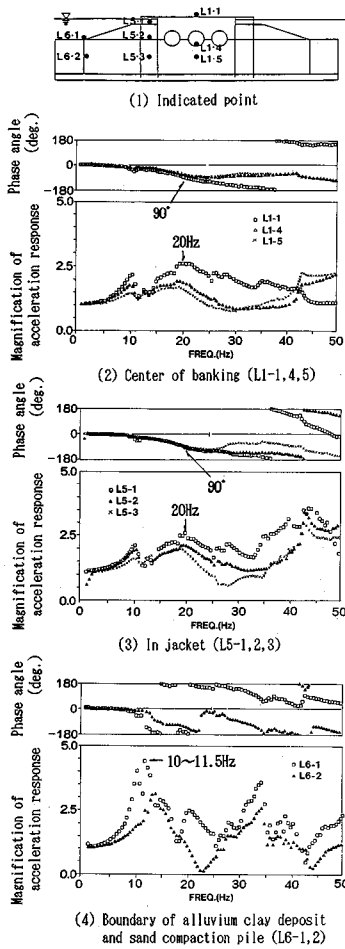


Fig.9 Acceleration response curve and phase curve.

数は10~11.5 Hz, 共振時加速度応答倍率は約4.5倍であり, 盛土中央部やジャケット部とは異なっている。

Fig.10に, 盛土地盤が共振状態にあるときのトンネルの曲げひずみ分布を示す。曲げひずみはトンネル内外面の周方向ひずみ応答に基づいて算定した。同図より, 中央トンネルでは水平軸から約45°傾いた軸を長軸とする楕円形の分布を示しているのに対し, ジャケットに近い外側トンネルでは, 45°よりも水平に近い軸を長軸とした楕円形の分布を示している。半周期後には, 中央トンネルの曲げひずみは逆方向に45°傾いた軸を, 外側トンネルでは鉛直軸に近い軸を長軸とした楕円形の分布を示していた。このように, トンネルの設置位置の違いにより曲げひずみ分布が異なるのは, Fig.6に示した結果との比較から, 鋼製ジャケットによる影響であると推定できる。

以上のように, 斜路部の一般的な挙動として, ①ジャケットは盛土と一体に挙動し独自の振動は現われにくい, ②ジャケットを含む盛土地盤はロック材の尻部と

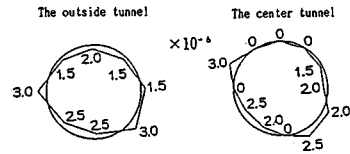


Fig.10 Distribution of bending strain in tunnel.

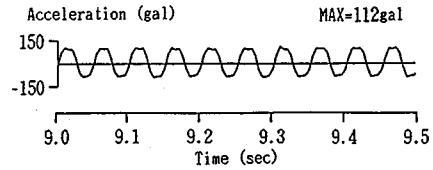


Fig.11 Horizontal acceleration response due to sinusoidal ground motion (input motion : sine wave 200 gal, 20 Hz).

振動特性が異なる, ③トンネルの曲げひずみ分布は盛土地盤を囲む鋼製ジャケットの拘束の影響により設置位置の違いによって異なる。特に, 外側トンネルの曲げひずみ分布は, 常時荷重作用下の曲げひずみ分布に類似した形状を示す。地震時の曲げひずみは静的な曲げひずみ分布と動的な曲げひずみ分布との重ね合わせで近似できると考えると, 外側トンネルは中央トンネルに比べて重ね合わせたひずみは大きくなる。

b) 破壊時の挙動

共振点正弦波を用い, 入力加速度振幅を200 gal, 400 gal, 600 galと増加させることによって破壊実験を行った。その結果, 入力加速度を200 galとした場合, トンネル周辺地盤で, 正常な正弦波と比べて山の部分が潰れた形状を示し, 加速度が一定となるような応答波形を観測した。Fig.11に外側トンネル下端付近の加速度応答波形を例示する。このとき, 地表面の加速度応答倍率は約0.98倍を示した。入力加速度を400 galに増加させると地盤材料の非線形性のため地表面の加速度応答倍率は約0.5倍と低下し, 加振終了後に目視によってトンネル下端と改良地盤との境界にクラックを確認した。さらに入力加速度を増加させると類似の傾向が拡大されていくものの, 600 gal入力時においても盛土全体の安定性を失うような破壊は発生しなかった。

以上より, 斜路部は, 入力レベルの増加に伴いトンネル下端の応力集中によりこの付近の地盤のひずみ応答が増大しトンネル周辺地盤の非線形性が大きくなる。その結果トンネルと地盤間にすべり・剝離が発生し, 周辺地盤の一部が破壊する。しかし, このような状況下でも本模型振動実験では盛土全体としての安定性が失われるような現象は生じなかった。

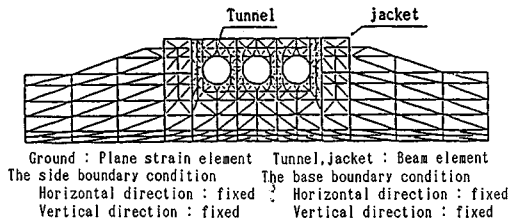


Fig.12 Finit Element Idealization of the cross section for numerical analysis.

4. 模型振動実験の数値シミュレーション

(1) 解析方法

Fig.12に解析モデルを示す。ジャケットおよびトンネルははり要素で地盤部は三角形定ひずみ要素で離散化した。動的解析は、運動方程式を直接数値積分して求める時刻歴応答解析法による。数値積分はウィルソンθ法を用いθ=1.4を設定し、時間刻みはΔt=0.002sとした。質量マトリックスは要素内で加速度が一様に分布すると仮定することにより導かれる Lumped mass matrix と要素内の加速度分布が変位の分布と同じ形状で分布すると仮定することによって導かれる Consistent mass matrix の平均値を用いた。減衰マトリックスは系の低次の固有振動数付近の振動数領域で振動数にできるだけ依存しないようにするため、各要素ごとに次式で定義した。

$$[C] = 1.4 \omega_1 [M] + 0.6 h / \omega_1 [K] \dots \dots \dots (1)$$

ここに、[M]、[K] はそれぞれ要素質量マトリックス、要素剛性マトリックス、ω₁ は1次の固有円振動数であり、h は減衰定数である。

地盤材料の非線形性は等価線形化法による。すなわち、時刻歴応答解析により定常応答解が求まるたびに、各要素の最大せん断ひずみを双曲線表示式に代入して要素剛性マトリックスおよび減衰定数を更新し、更新された要素剛性マトリックスを用いた固有値解析結果から求まる固有一次円振動数を式(1)に代入することによって要素減衰マトリックスを更新する。この操作を逐次繰り返しながら定常応答解を求めた。

(2) 解析に用いた物性値

解析に用いた地盤およびトンネルの物性値を Table 5 に示す。

山砂および粘土を用いた低強度セメント処理土の動的変形特性は中空ねじりせん断試験によって把握した。拘束圧は、模型が低拘束圧下にあることを考慮してσ_{ac}'=0.2 kgf/cm²、σ_{rc}'=0.1 kgf/cm²で実施した。動的物性値のせん断ひずみ依存性は試験結果に双曲線モデルをあてはめ、初期せん断弾性係数G₀は深さ方向に対して一

Table 5 Material properties for analysis.

(a) Ground material properties			
Ground material	Reference strain	Initial shear modulus (kgf/cm ²)	h _{max}
Clay	3.0×10 ⁻³	5.3(σ _v ') ^{0.5}	0.23
Pit sand	2.5×10 ⁻⁴	700 $\frac{(2.17e)^2}{1+e} (\sigma_v')^{0.5}$	0.39
Clay, cement	1.2×10 ⁻³	200	0.22
Pit sand, cement	4.5×10 ⁻⁴	300	0.14
Rock	5.0×10 ⁻⁴	564 $\frac{(2.17e)^2}{1+e} (\sigma_v')^{0.434}$	0.23

(b) Structural material				
Structural material	Young's modulus (kgf/cm ²)	Unit weight (gt/cm ³)	Moment of inertia of area (cm ⁴ /cm)	Sectional area (cm ² /cm)
Tunnel	3.2×10 ⁴	3.86	0.340	1.80
Jacket	Tunnel side	2.68	0.156	0.444
	S.C.P. side		0.026	0.074

kgf/cm² (98.0665kN/m²) gt/cm³ (9.80665kN/m³)

定であると仮定した。実験から求めたh-γ関係を近似するために、山砂を用いたセメント処理土に対して0.05を、粘土を用いた低強度セメント処理土に対しては0.03を、双曲線表示式に加えた。

砂および粘土の動的物性値に関して、石原は既往の要素試験結果のうち、拘束圧が0.5~1.0 kgf/cm²の結果についてまとめている¹³⁾。この結果を双曲線モデルにあてはめた場合、基準ひずみγ_rは、砂に対してγ_r=5.0×10⁻⁴、粘土に対してγ_r=3.0×10⁻³になることを、減衰定数はh_{max}で大略15~30%の範囲内にあることを示している。また、低拘束圧下の砂の要素試験の一例として、石田らは岐阜砂の低拘束圧下の要素試験を実施している¹⁴⁾。この中で、基準ひずみの拘束圧依存性および減衰定数の拘束圧依存性を示し、拘束圧0.05~0.10 kgf/cm²の場合の結果として、基準ひずみが2.5~3.5×10⁻⁴、減衰定数が40%程度になる例を示している。模型砂地盤の平均有効拘束圧は高々0.08 kgf/cm²であることを考慮して、ここでは砂地盤の基準ひずみ、減衰定数をそれぞれγ_r=2.5×10⁻⁴、h_{max}=40%とした。山砂および粘土の初期せん断弾性係数は、模型作成時に測定したせん断波速度から算定した。このようにして算定した砂地盤の初期せん断弾性係数は、結果的にRichartによる丸い砂に対する実験式に一致することを確認した。

ロック材の動的物性値は、捨石マウンドの繰り返しせん断試験に関する既往の研究結果¹⁵⁾を参考に決定した。

水が存在することによる影響は、浮力による有効拘束圧の低下、つまり模型材料の初期せん断弾性係数の低下というかたちで間接的に評価し、動水圧は無視した。

はり要素が介在する数理モデルに対して自重解析を行う場合、はり要素周辺の応力状態は剛性の不均一性等の理由で乱れる。ここでははり要素と三角形定ひずみ要素の境界にGoodmanによるジョイント要素を導入し、初期応力を求めた。山砂、粘土、ロック材の初期せん断弾

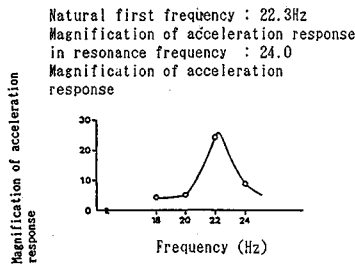


Fig.13 Acceleration resonance curve.

Table 6 Comparison of experimental value with analytical one.

	Experimental value	Analytical value	
		Linear analysis	Equivalent linear analysis
Natural first frequency	20 Hz	22.3 Hz	19 Hz
Magnification of acceleration response in resonance frequency	2.5	24	5.1

Note : Indicated point ; Top of center banking

性係数はこのようにして求めた平均有効応力に基づいて要素ごとに定義した。

(3) 解析結果および考察

a) 基本振動特性の数値シミュレーション

解析に使用した物性値の検証を行うために、共振実験の数値シミュレーションを行った。

Table 5 で表示される双曲線モデルに対して $\gamma=10^{-6}$ におけるせん断弾性係数と減衰定数を用いて線形解析を行った。その結果、数値モデルの振動特性は Fig.13 に示すとおりであり、固有振動数は約 22 Hz、モデル中央上端の共振時加速度応答倍率は約 24 倍であった。この結果は、Fig.9 に示した実験モデルの固有振動数 20 Hz に比べて大きく、実験モデルの共振時加速度応答倍率 2.5 倍に比べて大きい。模型の拘束圧はきわめて小さく、低拘束圧下の要素試験結果によると拘束圧が小さいほど小さなひずみレベルから非線形性が現われることが知られていることから、入力レベルが小さい段階から地盤に非線形性が現われると推測された。そこで、地盤の非線形性を等価線形化法で評価した解析を行った結果、Table 6 に示すように、固有振動数は約 19 Hz、モデル中央上端の共振時加速度応答倍率は約 5 倍という結果を得た。

このように、模型材料の非線形性を考慮することにより、解析結果は特に固有振動数に対して良く一致しており地盤材料の剛性評価は適切であるといえる。共振時加速度応答倍率も地盤材料の非線形性を考慮することにより実験結果に近づくことを確認したが、5 倍までしか低下しなかった。これは、模型地盤が水中にあることにより何らかの形でエネルギーが消費されやすくなっているためであると思われる。粒状体から構成される模型地盤

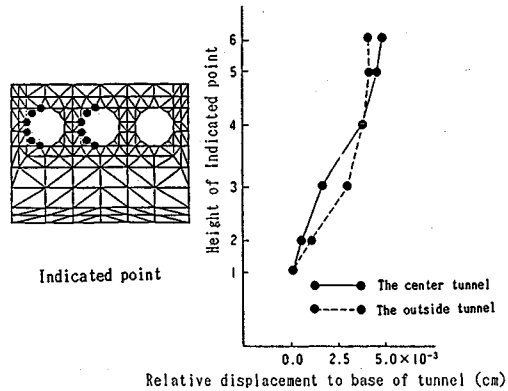


Fig.14 Distribution of maximum displacement in tunnels due to sinusoidal ground motion (Input motion : sine wave 400 gal, 20 Hz).

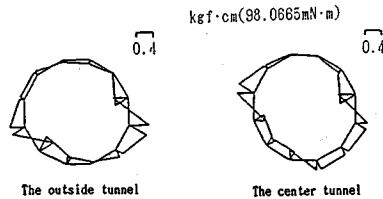


Fig.15 Distribution of bending moment in tunnels due to sinusoidal ground motion (Input motion : sine wave 400 gal, 20 Hz).

中および周辺に水が介在した場合のエネルギー吸収機構を明確に把握することは重要であり、今後の課題であると考えられる。

a) 破壊時の数値シミュレーション

前節で検証された動的物性値を用いて、20 Hz、400 gal 入力時の破壊実験の数値シミュレーションを行った。破壊実験時、サンド・コンパクション・パイル層に過剰間隙水圧が発生した。ここでは、過剰間隙水圧の上昇による材料の劣化現象を有効拘束圧の低下に伴う初期せん断弾性係数の低減で表現した。すなわち、実験により得られたサンド・コンパクション・パイル層の過剰間隙水圧比 0.9 に基づいて、加振時の有効拘束圧が加振前の有効拘束圧の 10% に低下したとし、初期せん断弾性係数を 0.32 倍にして計算を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。また、盛土中央上端部の加速度応答倍率は 0.54 倍を示し、解析結果は実験結果 0.56 倍と良く対応した。

① Fig.14 に中央トンネルと外側トンネルの最大変位分布を示す。同図はトンネル下端の変位を零として示してある。中央トンネルは逆 S 字形の変位分布を示すのに対して、外側トンネルは sin 形の変位分布を示し、トンネル設置位置の違いによって変位分布の形状が異なることがわかる。

② Fig.15 に地表面加速度が最大となるとき中央

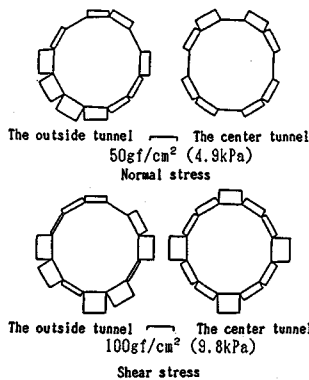


Fig.16 Distribution of maximum dynamic earth pressure in tunnels due to sinusoidal ground motion (Input motion : sine wave 400 gal, 20 Hz).

トンネルと外側トンネルの曲げモーメント分布を示す。

実験結果によると、破壊時のトンネルの曲げひずみの分布形状はFig.10に示した結果と明解な差異はなく、Fig.15と比較すると、その分布形状はかなり良い一致を示している。これは盛土両サイドにジャケットを設けた場合の解析結果であり、トンネル設置位置の違いにより分布形状が異なるのは、Fig.6の単層地盤中の併設トンネルを対象とした結果との比較からジャケットの影響であると確認することができた。

③ 上記①、②のことは、Fig.16に示すトンネルに作用する動土圧の最大値分布とも整合している。動土圧は、はり要素と平面ひずみ要素の境界部に導入したジョイント要素の法線応力、せん断応力で示した。これによると、中央トンネルでは上下左右端部のせん断応力と45度傾いた方向の法線応力が卓越しているのに対し、外側トンネルでは側壁部と上下端部の法線応力が卓越し、上端部のせん断応力が減少している。

④ トンネル周辺地盤のせん断応力応答の最大値分布をFig.17に示す。

同図より、ジャケット近傍地盤のせん断応力応答と併設トンネル間地盤のせん断応力応答は明らかに異なる。すなわち、ジャケット近傍地盤のせん断応力は深くなるに従って増加するのに対して、併設トンネル間地盤のそれはトンネル設置位置付近で急激に増大する。この傾向は、Fig.7に示した併設間隔を狭めた場合のせん断応力分布と類似している。このように、数値シミュレーションによっても、併設間地盤でせん断応力応答が急増する傾向にあることが確認できた。

以上より、等価線形化法による解析により、実験模型の挙動を比較的良好にシミュレートすることができた。すなわち、盛土中央上端部の加速度応答や併設トンネルの挙動が設置位置の違いによって異なることが説明できた。そして、これらの数値シミュレーションを通じて、

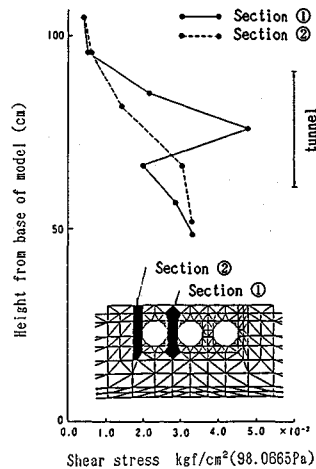


Fig.17 Distribution of maximum shear stress in ground due to sinusoidal ground motion (Input motion : sine wave 400 gal, 20 Hz).

ジャケットによる地盤の拘束効果がトンネルの変位分布、トンネルの断面力、トンネルに作用する動土圧、トンネル周辺地盤のせん断応力応答にどのような影響を与えるのか明らかになった。特に、トンネルに発生する曲げモーメント分布は、中央トンネルでは地盤のせん断変形に支配された形状を示すのに対し、外側トンネルでは常時荷重作用下の分布形状に類似した形状を示す。

5. ま と め

一様地盤中に併設されたトンネルの基本応答特性に関して以下の知見が得られた。

(1) 通常の剛性を有する併設トンネルの挙動はトンネル設置位置の違いによって明確な変化は見られない。特に、曲げモーメント分布はトンネル左右端をピン支持した状態で上下端に水平にせん断力荷重を加えた場合の分布形状を示す。

(2) トンネル剛性の増大に伴ってトンネルおよび周辺地盤のせん断変形は抑止される。このため、トンネル剛性の増減に対応してトンネルと自由地盤との相対変位は増減する。そして、トンネルに作用する動土圧は、この相対変位と相関があり、相対変位の符号に連動して、圧縮と引張が逆転する。

(3) 併設トンネルの間の地盤に発生するせん断応力は上記(2)と連動して反転し、さらに、併設間距離を狭めると、急激に増大する傾向にある。今後トンネルが近接されて施工される場合には併設間距離について詳細な検討を行う必要があることが示唆される。

ジャケットに拘束された地盤中に併設されたトンネルの基本応答特性と破壊時の挙動に着目した斜路部の振動実験によって、以下の知見が得られた。

(4) ジャケットを含む盛土地盤と周辺地盤では振動

特性が異なるが、ジャケットは盛土と一体に挙動し独自の振動は現われにくい。

(5) トンネルの曲げひずみ分布は、盛土地盤を囲むように設置された鋼製ジャケットの影響を受け、設置位置の違いによって異なる。特に外側トンネルの曲げひずみ分布は常時荷重作用下の分布に類似しており、通常の耐震設計を外側トンネルにも適用した場合、危険側の設計になる可能性が示唆される。

(6) 斜路部では、入力レベルの増加に伴いトンネル下端への応力集中によりこの付近の地盤のひずみ応答が増大し、トンネル周辺地盤の非線形挙動が増加する。その結果トンネルと地盤間にすべり・剝離が発生し、周辺地盤の一部が破壊する。しかし、このような状況下でも盛土全体としての安定性が失われるような現象は生じなかった。

模型振動実験の数値シミュレーションによって、以下の知見が得られた。

(7) 模型材料の評価を適切にすることにより、等価線形化法による解析結果は、模型実験の挙動を比較的良好にシミュレートすることができた。すなわち、模型地盤の基本的な振動特性、破壊実験時の盛土中央上端部の加速度応答、トンネルの挙動が設置位置の違いによって異なることが説明できた。

(8) これらの数値シミュレーションを通じて、ジャケットで盛土地盤を拘束することによって、トンネルの変位分布、トンネルに作用する動土圧、トンネル周辺地盤のせん断応力応答がどのような影響を受けるかが明らかとなった。

最後に、本報告にあたり、種々のご指導を頂いた東海大学 久保慶三郎教授および一緒に実験プロジェクトを遂行した(株)奥村組の関係各位に心から感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所：東京湾横断道路人工島模型振動実験、

- 側面セル式人工島の検討(その1)、土木研究所資料、第2037号、1983。
 2) 建設省土木研究所：東京湾横断道路人工島模型振動実験、(その2)粘性土地盤上の側面セル式人工島の検討、土木研究所資料、第2268号、1985。
 3) 建設省土木研究所：応答変位法による地中構造物横断面の耐震設計法および最終耐力に関する研究、土木研究所資料、第1253号、1977。
 4) 栗原千鶴子・桜井彰雄：地中構造物の地震時挙動に関する解析的検討、電力中央研究所報告、No.382030、1982。
 5) 当麻純一・国生剛治・岩楯 広：非岩着地中構造物の耐震設計に関する研究(その1)、模型振動実験による地盤・ダクト系の動的応答の解明、電力中央研究所報告、No.382023、1984。
 6) 土木学会原子力土木委員会：「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」報告書、1985。
 7) 竹内幹雄・国行 薫：振動実験用水槽、特許公報(B2)、公告番号 平1-4871、1989。
 8) 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、土木学会論文集投稿中、1990。
 9) 渡辺啓行・末広俊夫：地中ダクトの側壁動土圧に関する実験的検討、土木学会論文集投稿中、1990。
 10) 香川崇章：土構造物の模型振動実験における相似則、土木学会論文報告集、第275号、p.69~77、1978。
 11) 国生剛治：土の動的変形特性と地盤の非線形震動応答、電力中央研究所総合報告、No.301、1982。
 12) 井合 進：1G場での地盤・構造物系の模型振動実験の相似則について、第19回地震工学研究発表会、pp.341~344、1987。
 13) 石原研而：土質動力学の基礎、鹿島出版会、1976。
 14) 石田 毅・渡辺啓行・伊藤 洋・北原義浩・松本正毅：低拘束圧下の模型実験材料(岐阜砂等)の静的・動的特性、電力中央研究所報告、No.380045、1981。
 15) 田中幸久・西 好一・工藤康二・国生剛治：護岸基礎捨石マウンドの沈下予測(その2)、捨石マウンド材料の繰り返しせん断特性、電力中央研究所報告、No.384031、1985。

(1990.4.2・受付)

MODEL VIBRATION TESTS AND NUMERICAL ANALYSIS ON THE UNDERWATER EMBANKMENT LAYING PARALLEL TUNNELS WITH THE SAME LARGE CROSS SECTION

Mikio TAKEUCHI, Akira SAKAGAMI, Yosiyuki MIZUTANI and Hiroyuki WATANABE

Model vibration tests and these numerical analysis were carried out in order to comprehend the seismic behavior of the parallel tunnels laid under the submarine embankment being revetted by steel jackets in both sides. The model was made in the similitude of the portion of slipway at Ukishima area of Trans-Tokyo Bay Highway. The experiment was conducted with three continuous large scale water vessels only one of which was put on a shaking table while the remains were fixed on the base mat so as to enable us to simulate the behavior of any offshore structure during an earthquake. The numerical simulation for the experiment was carried out on the basis of the equivalent linear analysis taking account of nonlinear soil properties. As the results of above studies some new information pertaining to the seismic behavior of the portion of slipway has been obtained.