

N-15 火山灰道路の振動特性について

熊本大学工学部 正員 梶原光久

九州中部は九重阿蘇山系の火山灰地帯で道路公団施工中の別府阿蘇道路はその殆んどが標高約800Mのこの台地を通過しているが、土質概況は地表より2~3Mが黒ボク、それ以下が粘土化作用の進んだ赤ボクで深部では礫を含んでいる。含水比(LL)は黒ボクで150~250%、(120~150%赤ボクで100~200%、(70~120%) 間隙比は夫々400~600%, 300~450%飽和度は何れも90%以上であるから湿地ブルの使用も不可能な場合があり、本道路の路盤施工一年後の盛土部(N0.370)で含水比は黒ボク170%, 赤ボク120%である。さて、最近の道路工事は急速施工が多く供用開始後の不同沈下に基づく舗装の亀裂等各所に見られるが、火山灰地帯では特に土工機械による路床の転圧が利かない場合が多く、高含水比ではこねがえしによるトラフィカビリティーの激減等が難工事となるが泥濘状態に近くてもその層厚が薄ければ路盤構成後の転圧による路床の圧密圧縮により一応安定する。しかし、前例でも300%位の間隙比であるから盛土部においては車両通過に伴う路体の振動が激しく共振々動数も低いものと考えられるので第一期工事区間(阿蘇一の宮~瀬の本)の8地点において実施した定常振動による動的地盤係数測定、振動伝ば、ソイルセメント基層効果等について報告する。

1. 試験機械

起振機は写真に示す通りの水平力が現れない偏心重錘型で、振動計は電磁方式速度型検出器および振動計で構成され、これらの性能は表-1に示す。また、円形底盤は300φ, 424φ, 520φ, 600φの4種類であるが、N0.541以外のヶ所では424φ底盤および1445kg振動体重量のものを使用した。

2. 試験内容およびヶ所

振動数-振巾関係より減衰係数を概算する(偏心重錘が大まきむれば横揺れを生じ易い)ことと、動的応力算定のための大まき偏心重錘での振動数-振巾関係試験および振動伝ば試験に大別される。

1) 試験ヶ所の概況

N0.280 ; 片切片盛のぼろ中央部。路盤直下。黒ボク路床土2M以上。 $f_{rm} \approx 900 \text{ rpm}$ (共振点) $\alpha_k = 0.60^{mm}$

N0.326 ; 盛土部(赤ボク約2.5M)。原地盤は2M以上の黒ボク。 $f_{rm} \approx 1150 \text{ rpm}$ $\alpha_k = 0.25^{mm}$

N0.370 ; 盛土部(赤ボク3.5M以上)。原地盤は1Mの黒ボク。 $f_{rm} > 1500 \text{ rpm}$

N0.476 ; 盛土部(礫混)ロム約8M)。 $f_{rm} > 1500 \text{ rpm}$

振動伝ば測定

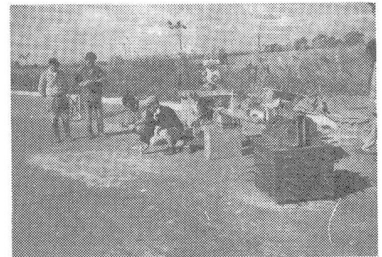


表-1 機器の性能

機 器	項 目	性 能
起振機	アンパシエータ	最大108kgcm(長さ8mm)
	回転数	最高1800×0.8=1500rpm
	変速機	ベリエル業級3HP用
	エンジン	×4代3HP(専用)45HP(最大)
	本体重量	118kg
振動計	重量鉄板	最大1257kg
	伝 達	フレキシブル11P用
振動計、 国際規格 振動計 VM-3300 VP-1250	共振周波数	14±1%
	最大振巾	2000μ
	振巾範囲	0~20μ, 0~200μ, 0~2000μ
回転計	瞬時型	3秒切機 100~400, 300~1200 1000~4000rpm

NO.505 ; 切土部(砂混10-4) $f_m > 1500 \text{ pm}$ NO.516+13^M ; 盛土部(砂混10-4^M) $f_m = 1180 \text{ pm}$ $a_t = 0.21 \text{ mm}$
 NO.516+196^M ; 盛土部(砂混10-4^M) $f_m = 1140 \text{ pm}$ $a_t = 0.35 \text{ mm}$ NO.517+76^M ; 盛土部(砂混10-4^M) $f_m = 950 \text{ pm}$ $a_t = 0.35 \text{ mm}$
 NO.521 ; 原地盤(黒ボク2^M以下) $f_m = 850 \text{ pm}$ $a_t = 0.89 \text{ mm}$ NO.620付近 ; 原地盤(黒ボク2^M以下) $f_m = 820 \text{ pm}$ $a_t = 0.68 \text{ mm}$
 ○印については表-2に示すようにソイルセメント基盤においても振動試験を実施した。

2) 振動伝ば試験

NO.326 ; 片勾配6%の中心より1.3^M点での3^M盛土路盤上における横断方向の伝ば状態は殆んど左右対称であり、振源付近の減衰は大きいが振動の伝ば距離は、かなり長い。

NO.517付近 ; NO.518 ~ NO.516区間は殆んど直線的に盛土が深くなっているが、ソイルセメント基盤における中心線方向の減衰は盛土(砂混10-4)が深い程大きい。NO.517+76^Mは測定ヶ所中最小動的K値を示している。また、このヶ所だけ縦横断方向の減衰が異なるので構造上好ましくない。NO.620付近 ; ソイルセメント基盤施工後8日目の伝ば試験では版としての様相を示さず、亀裂も見られたが、振源より遠距離で振巾に異状が認められ路床舗装の弱点調査に利用できることが明らかになった。

3) 動的応力および動的地盤係数

定常振動における動的応力の近似式は $\sigma_m' = \frac{m_a \omega^2}{A} + \frac{M a_m \omega^2}{A} \equiv \sigma_1 + \sigma_2$ と表われるが、バネ常数を一定と仮定した場合の動的応力 $\sigma_m = \frac{M a_m \omega^2}{A}$ に殆んど等しいことが明らかにされているので、本試験では近似式ないしは σ_1, σ_2 の位相差を考慮(誤差は小さいが σ_2/σ_1 が大きい)ばMに仮想振動質量を考慮する必要があるとして得られたのが表-2である。ソイルセメントの弾性係数EはBurmisterの理論⁽³⁾から静的な値として計算したものである。

表-2 各測点の動的K値、弾性係数E等(底面積1414^{cm²}の円形盤、振巾100 μ)

K/E 路盤面 基盤面 ソイルセメント				K/E 路盤面 基盤面 ソイルセメント				K/E 路盤面 基盤面 ソイルセメント				K/E 路盤面 基盤面 ソイルセメント				
測点	K ₂ E ₂	K ₁ E ₁	E	測点	K ₂ E ₂	K ₁ E ₁	E	測点	K ₂ E ₂	K ₁ E ₁	E	測点	K ₂ E ₂	K ₁ E ₁	E	
280 H=48 ^{cm}	18	470		326(6) 48 ^{cm}	18	570		370 48 ^{cm}	52	1650		516+196 ^M (38 ^{cm})	17	540	1950	
326(1) 48 ^{cm}	21	670		326(5) 48 ^{cm}	17	540		476 48 ^{cm}	55	1750		517+76 ^M (38 ^{cm})	10	320	1470	
326(2) 48 ^{cm}	22	700		326(6) 48 ^{cm}	17	540		505 38 ^{cm}	40	1270		521 (48 ^{cm})	15	480	1250	
326(3) 48 ^{cm}	22	700		326(7) 48 ^{cm}	17	540		516+13 ^M 38 ^{cm}	25	800	42	1350	4300	12	380	1900
												620+5.9 ^M (48 ^{cm})	14	440	1900	

注：H=路盤厚 (H)は路床土が黒ボク土の場合はカットもしくは原地盤
(H)は路床土が1M前後の赤ボク土の場合は2Mの地盤+1.3

注 ; H=路盤厚

(H)は路床土が黒ボクで右がカットもしくは原地盤

(H)は路床土が1^M前後の赤ボクであるものと推定される。

*印はソイルセメント基盤(セメント5%)施工後8~9日目の試験

それ以外はソイルセメント基盤施工後3日目の試験

3 結論

(1)試験の範囲では動的地盤係数は底面積に反比例し振動体重量に比例する。⁽⁴⁾ (2)ソイルセメントの弾性係数は、53日目のコアの載荷、無破壊試験によれば $(2 \sim 4) \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ を示し圧縮強度も50^{kg/cm²}位であり、試験方法の差異もあるが振動試験時の振割作業から考えて相当の強度の成長と考えてよい。(3)ソイルセメントの転圧は路盤のK値によって効果が異なる。(4)黒ボク路床では50^{cm}路盤厚でK値換算値で4~5^{kg/cm²}位しか期待できず、盛土の路体の振動は避けられない。本試験は道路公団福岡支社、日本舗道KKの絶大なる御援助と御協力の下に実施されたものでここに感謝の意を表する。文献 ⁽¹⁾ 道路公団福岡支社、九州横断道路土質調査報告書NO1 ⁽²⁾ 横原 ; 九大工学集報31巻2, 31巻3~4 ⁽³⁾ 内田 ; 道路舗装設計法 ⁽⁴⁾ 横原 ; 動的地盤係数とその応用に関する研究