# FWDによる路盤・路床の支持力評価方法

阿部長門<sup>1</sup>・関根悦夫<sup>2</sup>・上浦正樹<sup>3</sup>・三枝長生<sup>4</sup>・丸山暉彦<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 東亜道路工業㈱ 技術研究所(〒234 神奈川県横浜市南区中村町5-318) <sup>2</sup>正会員 工博 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部(〒185 東京都国分寺市光町2-8-38) <sup>3</sup>正会員 工博 北海学園大学教授 工学部土木工学科(〒064 北海道札幌市中央区南26条西11丁目) <sup>4</sup>正会員 日本貨物鉄道㈱ 関東支社運輸技術部(〒112 東京都文京区後楽園2-3-19) <sup>5</sup>正会員 工博 長岡技術科学大学教授 環境・建設系(〒940-21 新潟県長岡市上富岡町1603-1)

FWD 装置からは、荷重とたわみのピークデータの他に、時間履歴データが得られる. FWD 装置の路盤や路床上におけ る適用性を検討するために、3 種類の地盤条件で平板載荷試験と RI 密度計を用いた地盤材料の物理性状調 査を行った. 地盤上に埋設した土圧計埋設箇所の地盤上で、静的な試験である平板載荷試験と動的な載荷試 験である FWD 試験を実施し、動的載荷と静的載荷の影響の違いを把握し、有限要素法による動的解析で 載荷エネルギーが与える影響を把握する.

上述の結果から,路床の支持力評価から路床の安定処理や置換えが必要か判断し,安定処理厚の設計方法 について検討を行った.

#### Key Words : FWD, HFWD, Bearing Capacity, Plate Bearing Test, CBR Test, subgrade, stabilization, FEM

#### 1. はじめに

道路における盛土や路盤または鉄道における盛土 には、主に砂質土や路盤材が使われている.路盤や 路床の現場の強度管理としては、現場 CBR 試験や 平板載荷試験が使われている.

しかし,現場 CBR 試験や平板載荷試験は1日に 測定できる点数が少なく,大きな反力装置を必要と するなどの問題がある.これらのことを考慮し,鉄 道においては現場 CBR 試験や平板載荷試験を延長 50m ~ 100m に1箇所の割合で試験を行うようにな っている.しかし,締固め程度の適切な管理を行う ためには,比較的精度が高く簡便でかつ迅速な方法 で多数の測定を行ない,縦断方向や横断方向のより 詳細な分布形状を把握する必要がある.

路盤材や路床土の締固め程度を簡便に測定する方 法は、砂置換による現場密度試験に代わって RI 水 分密度計による密度試験が検討されている.衝撃荷 重を用いた地盤の支持力調査方法として、浅井<sup>11</sup>が 測定面に設置した載荷板と直結した導秤をガイドと して重錘を落下させたときの衝撃荷重による載荷板 の振動を三脚上の簡便な振動計により測定し、この 値を基に衝撃支持力係数(I値)を求め,I値とK30値 とはよい相関関係にあると報告している.同様に, 田村ら<sup>3</sup>は先端に加速度計と荷重計を取り付けた重 錘(インピーダンスヘッド)を落下させたときの衝撃 加速度と衝撃力から得られる土と重錘とのインピー ダンスにより土の乾燥密度を精度よく算定できると している.

締固め機械を用いた方法としては、阿部ら<sup>3</sup>が振動ローラーに取り付けた加速度計にて測定時の加速 度から K<sub>30</sub> 値の推定が可能であるとしている.

過去の検討のうち,土や路盤材料の締固め程度や 強度を求める方法の中の K30 値を求める方法は,い ずれも理論的な根拠はあるものの,間接的に K30 値 を求める方法である.

筆者らは、現場 CBR 試験や平板載荷試験に代わ る簡便な地盤支持力調査方法として、落下重錘式た わみ装置の衝撃荷重による荷重とこのとき発生する 変形量の測定が可能な Falling Weight Deflectometer (以降では FWD と略す、図-1)とこれを小型化した Handy タイプの FWD(以下 HFWD と略す、図-2)を 用いて、路床土や路盤の締固め管理に関しての適用 性について検討を行っている.



図-1 FWD の概略図



図-2 HFWDの概略図

現在までの検討結果より、締固め程度を表す締固 め密度比や空気間隙率やK30値とFWDやHFWDか ら推定した弾性係数や推定した K 値との関係が強 いことが明らかとなった ()))の. さらに、繰返し三軸 試験から求めた変形係数と FWD から推定した弾性 係数は FWD で計測したときのひずみレベルを考慮 した場合にほぼ一致することが明らかとなった. 本論文では、地盤の締固め程度と載荷試験による沈 下量や載荷試験前後の強度増加との関係について調 べた. さらに、土槽に埋設した沈下板と土圧計のデ ータを用いて、平板載荷試験(静的載荷試験)と FWD 試験(動的載荷試験)の載荷方式の違いによる 応力の影響範囲の違いを調べた.軟弱路床上の測定 結果から, FWD と HFWD を用いた路床改良厚さの 算定方法や安定処理層の強度発現などについて検討 を行った.

|   | 礫 分    | (%)                  | 71.5     |  |
|---|--------|----------------------|----------|--|
|   | 砂分     | (%)                  | 20.0     |  |
| 粒   | 細粒分    | (%)                  | 8.5      |  |
| 度   | 60%粒   | 径 (mm)               | 9. 4     |  |
| 特   | 30%粒   | 径 (mm)               | 2. 6     |  |
| 性   | 10%粒   | 径 (nm)               | 0.11     |  |
|   | 均等     | 係数                   | 85.5     |  |
|   | 曲率     | 係数                   | 6.54     |  |
|   | 立子の密度  | (g/cm <sup>3</sup> ) | 2.710    |  |
| 最2  | 、乾燥密度  | (g/cm <sup>3</sup> ) | 2.312    |  |
| 最)  | 窗含水比   | (%)                  | 5.4      |  |
|   | 土質分    | 類                    | G-F      |  |
| 盛土のタイン  | プ敷均し厚さ | 層厚                   | 締固め条件    |  |
| Aタイプ  | 200mm  | 150mm 無              | 版2回+有振7回 |  |
| Bタイプ  | 250mm  | 200mm 無              | 版2回+有振4回 |  |
| Cタイプ  | 300mm  | 260mm 無              | 版2回+有振2回 |  |
| <u> </u>  |        |                      |          |  |
| ↓ <u>2.7 m</u><br>3.9 m<br>加速度計△ —— □土圧計 201 m<br>2.5 m |        |                      |          |  |
| L   |        | <u> </u>             |          |  |

201

表-1 転圧材料の物理特性および転圧条件



#### (1) 試験概要

(財)鉄道総合技術研究所の3つの土槽に締固め 密度比の異なる地盤を作成し,RAスラブ軌道を 構築した.作成したモデル構造の概略を図-3に示 す.土槽に粒度調整砕石(M-30)を用いて,締固め 密度比D値がそれぞれ95,90,85%になるように締 固め程度を調整し,地盤を構築した.粒度調整砕石 の物理性状と目標締固め度および転圧条件を表-1 に示す.土槽内の地盤の転圧には,振動ローラ(自 重650kg)を用いた.地盤転圧終了後の上面で, FWDとHFWDによる載荷試験,RI水分密度計に よる密度試験,平板載荷試験などの試験を実施し

●は測量を含む、〇はHFWD, FWD, RI

図-3 土槽に作成したモデル構造



図-4 K30 値に対する kv,FWD,HFWD から 推定した K 値の比較

た. 測定終了後に粗粒度アスファルト混合物 15cm を施工し,厚さ 19cm の RA スラブ軌道を敷設した. 繰返し載荷試験は,9.8 ~ 88.3kN(1~9tf)のサイ ン波(11Hz)を 150 万回載荷した.載荷試験後に RA スラブ軌道を撤去し,粗粒度アスファルト混合物の コアサンプリングや FWD および HFWD よる測定 を行った.

#### (2) 支持力試験の結果

載荷試験前後に FWD と HFWD で測定を行い, たわみと荷重を用いて地盤の支持力係数 K 値を推 定した. HFWD の載荷板は 9cm と小さいために, 平板載荷試験や FWD 試験の載荷板直径 30cm に対 する直径比率を用いて線形補正を行った<sup>9</sup>.

道路の平板載荷試験の K30 値に対する kv や FWD 等から推定したものの比較を図-4に示す.この結 果より、HFWD から推定した K 値は K30 値に対し て約2倍であり, FWD から推定した K 値が K30 値 に対して約2.5倍であり、繰返し平板載荷試験の接 線勾配から求めた kv は K30 値に対して約3倍であ った. HFWD から推定した K 値は, 直径 9cm の結 果を直径比率で補正したものであるが、両者の関係 は y=x の関係にほぼ近い.しかし、HFWD から推 定した K 値の方が FWD から推定した K 値よりも 小さい、これは、載荷板の直径の違いによる荷重影 響範囲や測定時のひずみレベルの差が影響している と考えられる. HFWD はたわみセンサー数が2個 のため、粒調砕石の弾性係数の推定は Boussinesq の 式<sup>5</sup>から求め,FWD に関してはたわみデータ9個 のうち,6個のデータを用いて多層弾性計算により 求めた.



図-5 HFWD と FWD から推定した Esg の比較



図-6 荷重の影響範囲(z/r で無次元化)

RA スラブ軌道敷設前の粒調砕石路盤上の測定結 果から推定した弾性係数の比較を図-5 に示す.両 者の計算結果はほぼ一致しており,路盤材が弾性変 形の範囲内では多層弾性解析を用いても差し支えな い.図-4 と図-5 の結果より,FWD と HFWD から 求めた K 値の違いは,両装置の載荷エネルギーの 違いによる荷重の影響範囲の違いが影響していると 考えられる.

#### (3) 荷重の影響範囲

前項までの結果より、HFWDとFWDのたわみを 用いて推定した粒調砕石の弾性係数はほぼ一致して いるものの、K値では差が生じている.そこで、 FWDとHFWDでは載荷板の直径が30cmと9cmと 異なるため、載荷板の大きさつまり荷重の影響範囲 の違いがK値に与える影響について調べた.

r/z で無次元化した場合の地盤内に生じる等土圧 分布(アイソバール)を図-6 に示す.この図中の等 圧線は,接地圧に対する%で表した.載荷板からの 接地圧は,実験結果より粒調砕石の締固め度 90% で表面たわみ 1.25mm 程度の時に生じる 6.4kgf/cm<sup>2</sup>

| 表-2 FWD 測定時の荷重とたわみと土圧   |       |        |        |        |        |
|-------------------------|-------|--------|--------|--------|--------|
| Aタイプ   Bタイプ   Cタイプ      |       |        |        |        |        |
|                         | 荷重    | (kN)   | 57.1   | 46.1   | 29.8   |
| F                       | 接地圧   | (kPa)  | 807    | 652    | 422    |
| W                       | たわみ   | . (mm) | 1. 260 | 1. 267 | 1. 329 |
| D                       | 土圧    | 10cm   | 670    | 540    | 350    |
|                         | (kPa) | 100cm  | 27.4   | 22.1   | 14. 3  |
| 平                       | 荷重    | (kN)   | 29.5   | 19.7   | 10. 7  |
| 板                       | 接地圧   | (kPa)  | 417    | 279    | 151    |
| 載                       | たわみ   | . (mm) | 1. 250 | 1. 250 | 1. 250 |
| 荷                       | 土圧    | 10cm   | 350    | 240    | 123    |
|                         | (kPa) | 100cm  | 16.2   | 12.1   | 7. 1   |
| 動的/静的の比率 1.94 2.34 2.79 |       |        |        |        |        |
|                         |       |        |        |        |        |



図-7 FWDの荷重とたわみの時間履歴(B タイプ)

である.これより,接地圧に対して約3%の応力を 荷重影響範囲として考えると,載荷板の半径rの約 7倍の深さまで,横方向は半径rの3倍程度までと なる.また接地圧に対して1%の応力を荷重影響範 囲とすると,載荷板の半径rの12倍の深さまで, 横方向は半径rの5倍程度までとなる.関根ら"は 火山灰質粘性土(関東ローム)上に粒調砕石の層厚を 変えてFWDとHFWDの比較検討を行っている.

この中で,載荷板の小さい HFWD では 60cm 厚 の粒調砕石の弾性係数の評価はできるものの,火山 灰質粘性土の弾性係数の評価はできないとしている.

両者の結果は類似しており、これより、路床 1m を相対的に評価するには、載荷板の直径を 20cm 以 上としなければならないことが明らかとなった.

3種類の地盤上(土圧計埋設箇所)で静的載荷試験 である平板載荷試験のひずみレベルがほぼ一致する ように、動的な載荷試験である FWD で時間履歴の 測定を行い、路盤面から 10cm と 100cm 位置の土圧 データと比較検討を行った.この結果を表-2 に示 す.Bタイプにおける FWD の時間履歴の例を図-7 に示す.荷重とたわみの時間履歴データに基づき, 図-8 に示す 190 要素の 2 次元有限要素法で動的な 変形係数と土圧の深さ方向の圧力を推定した.この 垂直応力の分布を図-9 に示す.

この結果から、平板載荷試験や FWD 試験のひず みレベルをほぼ一致させたときの垂直応力(接地圧の



図-8 有限要素解析の要素分割



図-9 3種類の地盤の算定した垂直応力

| 表-3  | 静的載荷と動的載荷の垂直広力の影響範囲 |
|------|---------------------|
| 12.5 |                     |

| 載荷板の   | 3%影響範囲 (cm) |                |  |
|--------|-------------|----------------|--|
| 直径(cm) | 静的          | 動的             |  |
| 9      | 32          | $60 \sim 88$   |  |
| 20     | 70          | $133 \sim 196$ |  |
| 30     | 105         | $200 \sim 294$ |  |

3%)の影響範囲を表-3 に示す.特に,動的載荷の場合には地盤の締固め度や材料によって異なってはいるが,荷重の動的/静的の比率は約1.9~2.8 となっており,1mの深さの土圧による動的/静的の比率は約1.6~2.1 となっている.

衝撃載荷試験である FWD は,静的な平板載荷試 験と比べると荷重の影響範囲が大きく,地盤の支持 力が小さいほど(締固め度が低いほど)係数が小さく



図-10 載荷試験前後の粒調砕石の弾性係数の比較



図-11 載荷試験前後のK30値と沈下量の関係

なる.このことから,地盤上で測定や解析を行う場 合は,荷重の影響範囲や支持力の弱い層の有無を考 慮しする必要がある.

#### (4) 載荷試験前後の比較

土層で構築した地盤上に粗粒度アスファルト混合物を施工し,RAスラブ軌道の敷設を行った.軌道敷設後に,輪荷重9.8 ~ 88.3kN(1 ~ 9tf)で150万回の載荷試験を実施した.この軌道構築前後におけるFWDから求めた粒調砕石の弾性係数の比較を図-10に示す.繰返し載荷試験後の地盤面の沈下量と地盤上のK30値の比較を図-11に示す.また,繰返し載荷試験後にRAスラブを撤去し,粗粒度アスファルト混合物のコアを抜き,繰返し間接引張り試験で粗粒度アスファルト混合物の復元弾性係数(Mr)を求めた<sup>30</sup>.このMrをFWDの載荷時間0.025秒に補正した復元弾性係数(Mr)を算定した.アスファルト混合物の載荷試験前後の復元弾性係数と締固め度の関係を図-12に示す.

150 万回の繰返し載荷試験前後の粒調砕石の弾性 係数は,繰返し載荷試験前に比べ載荷試験後の方が 約2割増加している.また,繰返し載荷試験後の沈 下量は載荷試験前の締固め程度が小さいほど沈下量



図-12 粗粒度アスファルト混合物の Mr'(載荷試験前後)

が大きく,締固め程度に応じた沈下量となっている. 粗粒度アスファルト混合物は,繰返し載荷試験後 には締固め度がどの地盤においても約4%増加し, 載荷時間の補正を行った Mr'も約20%増加してい る.また,3種類の地盤上における粗粒度アスファ ルト混合物は,繰返し載荷試験前の締固め度がばら ついており,地盤の支持力が弱い場合にはアスファ ルト混合物の密度にも大きく影響を及ぼすことが明 らかとなった.以上の結果より,繰返し載荷によっ て路盤や地盤の圧密沈下だけでなく,アスファルト 混合物も密度増加が生じ,残留変形(永久変形)を生 じることが明らかとなった.

#### 3. 現場試験

道路においては、アスファルト舗装要綱で CBR 法を用いて設計 CBR が3以上を確保することを基 準とし、軟弱な路床では路床構築を行うこととして いる.一方、鉄道においては、路盤面で K30 値が 68.7MPa/m(7kgf/cm<sup>3</sup>)としているので、支持力不足 の場合には、路盤表面から 30 ~ 50cm 程度を粒調 砕石や切込み砕石で置換えるか石灰やセメントなど で安定処理することとしている.

このため、軟弱な路床においては路床の支持力を 確保し、工事費のトータルコストを考慮しながら、 路床の支持力を確保する設計が必要となってきた.

路床の支持力測定方法としては、CBR 試験、平 板載荷試験、貫入抵抗試験などが用いられている. これらのうち、CBR 試験は一般的に最も普及して いる試験方法であるが、現場試料の採取や室内試験 を行う必要があることから、手間がかかり一日あた りの試験個数に限界がある.

日本貨物鉄道㈱の宇都宮貨物ターミナルと隅田川



図-14 路床改良前後の K30 値と KHFWD の関係

駅における火山灰質粘性土(関東ローム)とシルト質 砂の路床において安定処理前後に行った CBR 値や 一軸圧縮強度や K30 値と FWD などの比較を行うと ともに,改良厚さの設計方法について検討を行う.

#### (1) 現場の路床土の特性

上記2駅で用いた路床材料の粒度特性値と粒度分 布を表-4と図-13に示す.火山灰質粘性土は、均等 係数が10より小さく曲率係数も1未満のため、粒 度範囲が狭く"粒度分布が悪い"に属する.

これに対し、シルト質砂は礫分、砂分、細粒分が、 ほぼ同程度であり、比較的粒度分布がよい.

安定処理前後の路床土の物理特性と一軸圧縮強さ

表-5 路床土の安定処理前後の物性値と一軸圧縮強さ

|   |                          | 熊谷貨物ターミナル |       | 隅田川駅  |       |
|---|--------------------------|-----------|-------|-------|-------|
|   |                          | No.1      | No.2  | No.1  | No.2  |
|   | 土質名                      | 火山灰       | 資粘性土  | シルト質砂 |       |
| 路 | 含水比 (%)                  | 123.7     | 118.3 | 35.2  | 31.1  |
| 床 | 湿潤密度(g/cm <sup>3</sup> ) | 1.311     | 1.323 | 1.791 | 1.620 |
| ± | 乾燥密度(g/cm³)              | 0.586     | 0.606 | 1.325 | 1.236 |
|   | CBR值(%)                  | 2.6       | 2.9   | 3.7   | 3.1   |
|   | 一軸圧縮強度 (kPa)             | 12.3      | 13.5  | 34.5  | 24.9  |
|   | 添加材                      | 石灰系       | 固化材   | セメ    | ント    |
| 安 | 添加率 (%)                  | 23        | 3.2   | 11    | .6    |
| 定 | 添加量 (kg/m³)              | 253.0     |       | 202.7 |       |
| 処 | 一軸強度 (kPa,7日後            | 328       |       | 332.2 |       |
| 理 | 破断ひずみ(%)                 | 4.25      |       | 2.84  |       |
| 後 | 含水比 (%)                  | 73.6      |       | 29    | .5    |
|   | 湿潤密度(g/cm <sup>3</sup> ) | 1.456     |       | 1.886 |       |
|   | -<br>乾燥密度(g∕cm³)         | 0.839     |       | 1.456 |       |



図-15 軟弱路床上の平板載荷試験の測定事例

を表-5 に示す.火山灰質粘性土は、粒度分布が悪 く含水比が高いので、水を吸収して含水比を下げる 石灰系固化材を用いた.またシルト質砂は、粒度分 布がよく含水比が 50%未満のため、セメントを用 いた.

安定処理の配合設計は,一般に道路では CBR 値 が用いられ,鉄道では一軸圧縮強さが用いられてい る.両者の関係は,「土構造物設計施工指針」"で 以下の式が示されている.

$$CBR=qu/a$$
(1)

ここで, CBR:室内 CBR (%)

qu:一軸圧縮強さ (kPa) a:換算係数(15~20,一般には20)

本論文においても,一軸圧縮試験とCBR 試験で 安定処理の配合設計を行い比較した結果,両者の関 係の換算係数は17となった.これより,一軸圧縮 強さ(7日養生)が400kPa(4.08kgf/cm<sup>2</sup>)以上あれば, どの換算係数を使うにしても安定処理のCBR は 20%以上を確保できると推定される.

|        |           | 宇都宮貨物ターミナル駅 |       | 隅田川駅  |       |
|--------|-----------|-------------|-------|-------|-------|
|        |           | 安定処理前       | 安定処理後 | 安定処理前 | 安定処理後 |
|        |           |             | 60cm  |       | 50cm  |
| 地点CBR  | (%)       | 2.6         | 10.3  | 2.8   | 7.3   |
| qu     | (kPa)     | 38.2        | 333.3 | 35.3  | 328.4 |
| K30值   | (MPa/m)   | 46.9        | 182.6 | 49.5  | 177.2 |
| Khfwd  | (MPa∕m)   | 56.1        | 266.2 | 89.0  | 331.5 |
| 推定K30值 | ≦(MPa∕m)  | 31.2        | 147.9 | 38.0  | 207.4 |
| HFWDの推 | 隹定CBR (%) | 1.5         | 22.1  | 2.7   | 21.5  |

表-6 安定処理前後のK値と一軸圧縮強さの測定値と推定値の比較

ただし, 安定処理層の設計 CBR は 20 %





#### (2) K値とCBR値の関係

現場 CBR 値と K<sub>30</sub> 値との関係は, middlebrooks らの換算曲線がよく知られているが, 我が国においては植下ら<sup>10</sup>により次式がまとめられている.

K30 値 = 5.66 × CBR + 22.4(2)ここで、K30 値:地盤の支持力係数(MPa/m)

CBR:現場 CBR 値 (%) CBR が3未満の軟弱地盤における平板載荷試験 の事例を図-14に示す.一般に,平板載荷試験の沈 下量 0.125cm の時に K30 値を算定しているが,本図 のように荷重強さと沈下量の関係はほぼ直線関係で あり,本図の沈下量の範囲はひずみレベルで1%以 内であり,この範囲内で FWD や HFWD などの測 定を行っても塑性変形の影響が含まれないことがわ かる.

安定処理前後の火山灰質粘性土(関東ローム)とシ ルト質砂の路床における直径補正後の KHFWD と平 板載荷試験から求まる K30 値との関係を図-15 に示 す.これより、両者の換算係数は火山灰質粘性土で 1.2 となり、シルト質砂は 1.8 となった.

路床改良前後の現場 CBR と K30 値との関係を植 下の関係式と米国ポルトランドセメント協会(PCA) の関係式<sup>11)</sup>を図-16 に示す.

本論文の結果では,路床の強度が小さい場合には 植下の関係に近く,強度が高い場合には PCA の関 係に近い.これは,植下の関係は路床面での測定結 果のみであるが,PCA の方法では路盤面での測定 結果も含まれているためと推測される.以下に,図 中の回帰曲線の回帰式を式(3)に示す.この回帰係 数の相関係数 R<sup>2</sup> は 0.966 である.

$$K_{30} \bar{u} = 14.16 \times CBR^{0.938}$$
(3)

ここで、K<sub>30</sub>値:地盤の支持力係数 (MPa/m)
 CBR:現場 CBR 値 (%)

参考文献 4)5)6)では, 粒度調整砕石の換算係数 が 2.5 であることから, 砕石の有無や乾燥密度など が大きな鍵を握っていると考えられる.

#### (3) HFWDによる弾性解析

HFWDを用いてたわみ量を測定し、これを多層 弾性計算により計算されたたわみと比較することに より、2層の弾性係数を推定することが可能である. ここでは、路床2層と仮定し、HFWDから簡便に 各層のCBR値や安定処理の一軸圧縮強度の推定が 可能か検討を行った.

Timoshenkoの弾性理論で導かれた式(4)により, 路床の弾性係数 E を推定する. この結果と2 層系 の結果を比較し,載荷板の直径に対する支持力の推 定可能な深さを検討した.

$$E = a \pi P(1 - v^{2})/2d$$
 (4)

| ここに, | d:剛性円形載荷板の表 | <b>長面沈下量(n</b>   | <b>a</b> ) |
|------|-------------|------------------|------------|
|      | P: 載荷応力     | (MPa)            |            |
|      | ν : ポアソン比   |                  |            |
|      | a :円形載荷板の半径 | (m) <sup>°</sup> |            |
|      | F · 敗床の硝性係数 | (MPa)            |            |





ここで,路床改良後の平均 CBR を求めると約 7~10%になる.そこで,一軸圧縮試験や平板載 荷試験などと HFWD から求めたものの比較を表-6 に示す.

表-6 中の HFWD の測定は,載荷板の直径 9cm を 用いており,深さ 60cm 程度までの評価と考えられ る. HFWD からの評価は路床上部の安定処理のみ と考えられ,下層の軟弱な路床の影響は含まれてい ないと想定される.

#### (4) KHFWDからK30値への換算係数

そこで、現在までに検討を行った火山灰質粘性土 (関東ローム)、シルト質砂の地盤と切込み砕石、 粒調砕石で構築した盛土上にて実施した FWD や HFWD から推定した K値と平板載荷試験から求め た K30値の関係から、K30値に変換するための換算 係数について検討を行った。

図-14 と表-6 に示した路床改良前後の FWD や HFWD から推定した K 値と平板載荷試験から求め た K<sub>30</sub> 値の関係には, K<sub>30</sub> 値が弱い場合には FWD や HFWD から推定した K 値が 1:1 の関係に近く K<sub>30</sub> 値が強い場合には FWD や HFWD から推定した, K 値が 1:2 の関係に近い.

FWD や HFWD から K30 値を正確に推定するには, 地盤の強度に関連した何らかの換算係数が必要であ る.そこで,路床土や砕石上で測定した FWD や HFWD より推定した KHFWD と K30 値との比を表す 換算係数と KHFWD の関係を図-17 に示す.

この結果,両者の関係は相関が高く一義的な関係 にある.これより,路床や砕石上で測定した FWD や HFWD の測定結果より,換算係数 N を用いて K30 値に相当する値を求めることが可能となった. 以下に,HFWD から K30 値を推定する式を示す.



図-18 安定処理土と路床弾性係数と一軸圧縮強さ

| K30值=    | N 	imes KHFWD                     | (5)       |
|----------|-----------------------------------|-----------|
| Khfwd -  | (6)                               |           |
| N = 0    | $0.260 	imes 	ext{Khfwd}^{0.373}$ | (7)       |
| ここに,K30値 | : 地盤支持力係数                         | (MPa/m)   |
| Khfwd    | :動的地盤支持力                          | 係数(MPa/m) |
| р        | : 接地圧                             | (MPa)     |
| d        | :たわみ(変形量)                         | (m)       |
| Ν        | : KHFWD 値に基づ                      | く換算係数     |

od:乾燥密度 (g/cm<sup>3</sup>)

上記の検討結果に基づき,シルト質砂において安 定処理の経過時間に対する路床弾性係数と一軸圧縮 強さの関係を図-18に示す.これより,路床安定処 理後のたわみと弾性係数の増加と安定処理土の一軸 圧縮強さの増加が一致している.また,シルト質砂 の例では、7日後の強度で500kPaを越えており十 分な強度発現が見られる.また,路床の弾性係数で も28日後で混合1日後の弾性係数の10倍に達する 強度増加があった.本試験結果における路床弾性係 数と一軸圧縮強さの関係は,以下の式で表せる.

| ]    | (8)       |            |
|------|-----------|------------|
| ここに, | E:路床の弾性係数 | (MPa)      |
|      | au・一軸圧縮強さ | $(MP_{2})$ |

改良前の路床弾性係数 E に対して,安定処理層 の CBR=20%(E=200MPa)の層厚 h1が30~60cm のときの改良後の路床弾性係数 E を検討した.こ の結果を図-19に示す.この図から,未改良の路床 面で FWD 測定を行って路床の弾性係数 E を求め, 改良後の路床の目標弾性係数 E または E=100CBR の関係から求めた目標 CBR を満足するための必要 改良厚さの算定が可能となる.

以上の結果より,路床や路盤上において弾性挙動 を示す範囲で HFWD や FWD で測定を行うことに より,安定処理の評価や設計にも適用できることが 明らかとなった.

-142-



安定処理厚さ設計曲線

## 4. まとめ

本論文の内容をまとめると以下のようになる.

- FWD や HFWD から推定した K 値は、載荷板の 直径が異なっても直径比率による補正で同じ値が 得られる。
- 2) FWD と HFWD から推定した路床の弾性係数は, ほぼ一致している.弾性変形の範囲内であれば, 1 層系と多層系の弾性解析のどちらを用いても 差し支えない.
- 3) 平板載荷試験のような静的な荷重の影響範囲は、 深さ方向で載荷板の半径rの7倍、横方向で半径 rの3倍程度までである。
- 4) FWD や HFWD の様な動的な荷重の影響範囲は、
   静的な荷重の約2~3倍である.これより、荷重の影響範囲は、深さ方向で載荷板の半径rの14
   ~21倍、横方向で半径rの6~9倍程度となる.
- 5) 落下重錘式の FWD は、静的な載荷試験に比べ荷 重の影響範囲が大きく、支持力が小さいほど(締 固め程度が小さい)係数が小さくなる.このため、 地盤上で測定や解析を行う場合には、荷重の影響 範囲や支持力の弱い層の有無を考慮する必要があ る.
- 6) 粗粒度アスファルト混合物は、繰返し載荷試験 後の締固め度がどの地盤条件においても約4% 増加し、載荷時間の補正を行った Mr'も約20%

増 加している.

- 7) 現場 CBR と K30 値の関係は,路床の支持力が小 さい箇所では植下の関係に近く,支持力が大きい 箇所では, PCA の関係に近いことがわかった. 新たに,新しい推定方法を提案した.
- 8) FWD や HFWD の支持力測定結果から K30 値に換算する方法として, FWD や HFWD から求めた K 値を用いた換算係数を提案した.
- 9) FWD や HFWD から求めた路床の弾性係数と一軸圧縮強さの関係は,約 250 倍となっている.
- 10) FWD や HFWD は,単に舗装の構造評価を行う だけでなく、路床や路盤の施工管理,評価,安定 処理の設計にも十分適用することができる。

#### 参考文献

- 1) 浅井新一郎: 衝撃による地盤支持力の測定について, 土木学会誌, Vol.42, No.5, pp.17-22, 1957.5.
- 2) 田村徹,境友昭:土の締固め管理のための非破壊試 験法(その8),第24回土質工学研究発表会概要集, pp.1831-1832,1989.6.
- 阿部裕, 鬼木剛一, 北本幸善: 盛土の振動締固め管 理手法に関する考察, 第22回土質工学研究発表会概 要集, pp.1669-1700, 1987.6.
- 関根悦夫,村田修,木幡行広,矢崎澄夫,阿部長門, 雑賀義夫,丸山暉彦:礫材を用いた鉄道盛土の転圧試 験(5),第31回地盤工学研究発表会概要集,pp.2347-2348,1996.6.
- 5) 阿部長門,丸山暉彦,村田修,関根悦夫:FWDによ る鉄道盛土の締固め管理への適用について,土木学会 第51回年次学術講演会概要集,第V部門,pp.40-41, 1996.9.
- 6) 関根悦夫,村田修,阿部長門,丸山暉彦:FWD版に よる鉄道盛土の締固め管理に関する研究,土木学会 舗装工学論文集,第1巻,pp.121-128,1996.12.
- 7) 関根悦夫,村本勝巳,須長誠,阿部長門,中西太: FWD を用いた鉄道路床・路盤の剛性評価,地盤工学 会第32回地盤工学研究発表会講演集,pp.2213-2214, 1996.9.
- 8) 阿部長門, 雑賀義夫, 宇佐見圭一, 丸山暉彦: アス ファルト混合物のレジリエントモジュラス, 土木学 会第 47 回年次学術講演会, 第V部門, pp.118-119, 1992.9.
- 9) 財団法人鉄道総合技術研究所: 土構造物設計施工指 針, pp.196, 1987.9.
- 10) 植下協:講座「舗装の力学」,舗装, Vol.8, No.6, pp.33-38, 1973.
- 11) Portland Cement Association : Thickness Design for Concrete Pavements, 1966.

(1997.9.1 受付)

# Method of evaluating the bearing capacity of the base and subgrade using FWD device

### Nagato ABE, Etsuo SEKINE, Masaki KAMIURA, Yoshimithi SAEGUSA and Teruhiko MARUYAMA

The peak data on load and deflection as well as career data of time are obtained from the FWD device. In order to examine the applicability of FWD device for the base and subgrade, we have conducted the plate loading test and investigated physical properties of the soil material using RI density meter under three different kinds of soil conditions.

We have conducted the static flat plate loading test and the dynamic FWD loading test on the base course surface where the earth pressure and acceleration gauge are buried under the soil, and have realized the differences between effects on dynamic and static loading test as well as the influence of loading energy.