
招待論文

Invited Paper

招待論文

軟弱地盤上低盛土の列車走行時の挙動に関する研究

BEHAVIORS OF LOW EMBANKMENTS ON SOFT GROUNDS DURING TRAIN PASSAGE

垂水尚志*・須長 誠**

By Hisashi TARUMI and Makoto SUNAGA

1. はじめに

軟弱地盤上の低盛土（鉄道の分野では、通常盛土高さが3m以下の盛土を意味することが多い）を列車が走行すると、高盛土に比して軟弱地盤に及ぼす列車荷重の影響が通常大きくなり、軟弱地盤の変形による列車走行の安全性の低下現象が見受けられることがある。

一般に、軟弱地盤上に盛土を構築する場合、時間の経過に伴い地盤が圧密され、地盤のせん断強度が増加することが知られているが、低盛土では盛土荷重が小さいため開業後の圧密による強度増加を十分に期待することはできず、場合によっては列車による繰返し荷重の影響を受けて地盤の強度が低下することもあるのではないかと推察される。開業後相当の年月が経過しているにもかかわらず、一般の線区に比して多大の保守量を要したり、通常の保守では追従できない線区では徐行を余儀なくされることもある。また、列車速度を向上する場合に列車走行時の安定性が問題になることがある。

しかるに、従来、この分野の関心は路盤部に集中し、研究の対象も路盤部の挙動解明や路盤強化工法の提案等のように盛土上部に限られており、前述のような軟弱地盤上の低盛土の強化に関する研究成果は著しく少ない。

そこで、列車荷重が盛土下の軟弱地盤に及ぼす影響を解明し、また、営業線の改良という点で一般の地盤改良とは異なる種々の制約に対処できる強化工法を検討し

た。

ここでは、当該の問題に関する研究の概況を述べるとともに、列車走行時の代表的現象および営業線における路盤変位の低減対策の基本について述べる。

2. 関連の研究の概況

(1) 列車走行時の盛土および地盤の挙動に関する研究

a) 鉄道分野における関連の研究

まず最初に昭和初期から昭和30年までの間の主な特徴を述べる。

列車本数や走行速度の点で最近の事情とは異なるが、すでに昭和初期に列車走行時の軟弱地盤上路盤の動的挙動の研究が行われており¹⁾、水平動については左右動が前後動より大きく、前後動は機関車が測定点にきわめて近接した時点で発生しているが、左右動はかなり手前（30m程度）で発生し、周期は0.2~0.25sのものが大部分で、これに0.1s前後の振動が混入しているという測定結果が報告されている。

その後もこの種の測定や研究が行われたが比較的詳細な資料が現われるのは昭和28年である²⁾。軟弱地盤を含む2kmの区間の土質調査、路盤強度測定、振動試験を実施し、路盤振動の試験では起振機（最大起振力3.33kN）を用いて路盤を強制振動させ路盤の動的挙動の検討を行っており、軟弱路盤の変位の共振点は一般に20Hz以下であると報告している。

この昭和30年までの期間は、列車走行時の路盤の動的挙動の測定を行うとともに、低盛土を支持する軟弱地盤の挙動への関心が生まれた時期とみなすことができる。

* 正会員 工博 (財) 鉄道総合技術研究所 企画部副長
(〒185 国分寺市光町2-8-38)

** 正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 地盤・防災研究室主任研究員 (同上)

Keywords: low embankment, soft ground, railway, field measurement, improvement method

次に昭和30年から昭和40年の間の研究の動向について述べる。

まず、不良路盤の大規模な実態調査が実施された³⁾。調査対象箇所として、沈下に着目する箇所、振動に着目する箇所、噴泥に着目する箇所、良好な路盤の箇所が選定され、起振機（起振力9.8 kN）による加振や列車走行時の測定を行い、路盤変位の大きい箇所は共振周波数が小さいこと、一般に切取りは盛土よりも共振周波数が大きく、同じ共振周波数ならば切取りの方が変位振幅が小さいことを示した。

また、同時に今後取り組むべき方向を示しており、従来の調査、研究に関する反省点として、①盛土が低い場合には盛土だけでなく自然地盤も振動系の中に考慮すべきこと、②起振機により加振する場合は、発生力の大きさや接地面積が特に重要であること、③振動が路盤に及ぼす影響を保守量の面から把握することが必要であること、④路盤の振動特性と地盤条件の関係を検討すること、⑤低盛土下の軟弱粘性土地盤の沈下量の算定にあたっては動的荷重の影響を考慮することなどが指摘されている。ただし、残念ながらこの提言は昭和50年以降まで取り上げられることはほとんどなかった。

一方、線増工事に伴い軟弱地盤上の低盛土の安定性を検討するために現地調査が盛んに行われた。文献4)では、のり尻から1 m離れた外方では、ほとんど盛土による強度増加がみられなかったこと、高さ1.1~1.3 mの低盛土部分で、腐植土を主体とする厚さ1.5~2.2 mの軟弱層では、その厚さの10~20%に相当する盛土底面の沈下が生じていること、二次圧密量算定法⁵⁾による沈下量は、実際の沈下量に比較的近いことが述べられている。

文献6)では、速度向上の要請に対し、今後の諸対策の基礎資料を得るための調査の結果が報告されている。すなわち、オーガーによる盛土底面のめりこみ量の確認の結果では、高さ0.5 mの盛土底面が約2 m、高さ1.0 mの盛土底面が3.5 mそれぞれ軟弱地盤中にめりこんでいることが認められている。

路盤面に作用する列車荷重の大きさを知ること、路盤の設計だけでなく、この下方の盛土や地盤に及ぼす列車荷重の影響を検討する際の基本であり、以前から現地測定が行われてきた。その成果を整理し、かつ、ばねマス系モデルにより路盤圧力の検討を行ったのが文献7)である。測定土圧は道床下面から10 cm程度の深さにおけるもので、盛土材料によって同一列車に対しても測定結果が異なっており、かつ、左右レールによっても異なっているケースが多い。すなわち、路盤圧力は軌道や車両の種々の条件によって左右されるとともに、支持地盤の変形の程度の影響を受けると思われる。

文献8)は、徐行解除の可否を判断する資料を得ること、線増線による振動の大きさを推定することを目的に行われた振動測定結果の報告であり、動的変位および加速度を軌間中心の道床面（枕木下面）、軌間中心の路盤（枕木下面より約40 cm下方）において測定し、また、軌間中心から3.3 mの施工基面上の変位を測定し、次の結果を得ている。列車速度は36~52 km/hで、①路盤変位は列車速度にほぼ比例すること、②鉛直変位の最大値は0.23 mmで、左右動のそれは0.25 mmであり、③加速度は鉛直方向、左右方向とも0.5~1.1 m/s²であった。

文献9),10)は、コーン貫入抵抗 q_c が98 kPa~5.9 MPaの厚さ4~6 mの軟弱な腐植土上の低盛土（高さ0.1~0.3 m）部における調査結果を報告している。

盛土構築後70年間で道床砂利が路盤中に1.2~2.5 m貫入しており、路盤の両肩には延長1.5 kmにわたって亀裂が生じており、線増工事に際しては、列車荷重が軟弱地盤に及ぼす影響を低減するために対策工法が必要であると判断している。検討の結果、圧縮砂利杭工法が採用され、在来の線路の路盤変位が、前後、左右でそれぞれ1.76 mm、1.39 mmであったのが、対策をした新設線路では、それぞれ0.15 mm、0.20 mmと著しく小さくなったことが述べられている。

このように、この期間は、それ以前に比し線増工事が増加し、低盛土であるが地盤が軟弱なため在来の盛土の安定性に影響を及ぼすということで、積極的に在来の低盛土下の軟弱地盤の調査や列車走行時の動的挙動の測定が行われた。

昭和40年から昭和50年までの動向を次に述べる。

長崎本線の線増工事に際して、軟弱地盤上に低盛土を施工するための軟弱地盤対策の試験施工が実施され、同時に軟弱地盤上の低盛土の動的特性の検討が行われた¹¹⁾。地盤は深さ3 mまでが一軸圧縮強度 q_u が9.8~39.2 kPaのシルトを主体とする層で、3~5 mは q_u が19.6 kPa程度のシルトと砂の互層で以下12 mまでは q_u が29.4~78.4 kPaのシルト層である。高さ1 mの既存低盛土の軌間中心の路盤表面における動的変位を測定した結果によれば、路盤の鉛直変位は新設盛土の構築前は0.5~1.5 mmであったのが、盛土構築後は0.4~0.9 mmに低減しており、近接して低盛土を構築した場合の効果が現われている。起振機を新設低盛土の路盤面に設置して加振した結果では、起振力の増加に伴い路盤の変位は増加している。

一方、海外に目を転ずると、アメリカにおいて、現地調査の結果を整理し、噴泥の発生しやすい盛土材料の分類を行った結果が報告されているのが注目される程度である¹²⁾。

この期間は、それ以前の研究をさらに発展させ、前述の長崎本線における対策工法の効果の検討の例にみられるように各種工法の比較を始めた時期である。

最後に昭和50年から昭和61年までの研究の動向について述べる。

軌道の保守量の低減、在来線における列車速度の向上という見地から、積極的に営業線の改良に取り組むようになった。

すなわち、昭和50年代初期に実施された既存の対策工法の営業線改良への適用試験の失敗から、営業線改良の特殊性に十分対処できる工法を検討すべきであるとの認識が深まるとともに、営業線の改良基準の目安を得るために現地測定が盛んに行われた。著者らの研究もこの時期に開始された。

文献13)は、路盤状態(不良, 良, 普通)によって、道床, 路盤, 地盤等の動的特性に相違が生ずるか否かを調べることを目的として行った現地測定結果であり、路盤状態による相違が顕著でないとの結論となっている。なお、同文献に報告されている土圧の測定結果によれば、不良路盤において測定土圧の最大値が発生しており、同時に、ばらつきも他の2区間に比して著しく大きい。

一方、アメリカにおいて、地盤条件をも含めた線路の挙動を解明するための数値解析を中心とした研究^{14)~16)}が行われているが、軟弱地盤に着目したものではない。

以上のようにこの分野の研究は、現地測定を主体とするもので、かつ、路盤表面付近を対象として、路盤圧力、路盤加速度等を測定し解析するというもので、特に路盤噴泥については、かなりの程度までその解明がなされてきている^{3), 17), 18)}。

著者らによる関連の研究成果については、文献19)~25)においてまとめられている。文献19), 20)では、飽和粘性土の動的特性を検討するために、現地測定の結果に基づく室内試験を行い、営業線の低盛土下の軟弱粘性土地盤の挙動の推測を行っている。文献24)では、速度向上に際して実施された現地測定の結果から、速度と路盤変位の依存性を明らかにするとともに、地盤の支持力と路盤変位の相関性はかなり高いことを明らかにした。文献25)では、速度向上の可否を決定する際の考え方を示し、列車走行時の路盤変位と軌道狂いの進行速度が保守量に及ぼす影響について検討した。

b) 道路分野における関連の研究

軟弱地盤上の低盛土道路の開業後の異常沈下現象を解明するための研究が、山内, 安原, 久楽らによって行われてきた。

山内, 安原らは、繰返し荷重を受ける軟弱な飽和粘性土の特性を長年にわたり追求し、現実の低盛土道路の沈下現象を解析している。

有機質土の圧密特性を繰返し荷重を受ける前と受けた後で比較し、繰返し圧密による全沈下量は静的圧密のそれより一般的に小さく二次圧密量が卓越すること、繰返し荷重を受けた供試体の方が圧縮指数が大きくなり、圧密降伏荷重は静的載荷の供試体よりも小さいこと等の結果を得ている²⁶⁾。また、飽和沖積粘土の圧密特性を究明し、有機質土と同様に繰返し荷重を受けると二次圧密が卓越すること、塑性的ひずみと全ひずみの比は繰返し回数増加に伴い一定値に収束すること等の結果を得ている²⁷⁾。さらに、繰返しに伴い発生する間隙水圧について室内実験を行い²⁸⁾、引続きこれら一連の研究のまとめとして、文献29)において、最終沈下量の推定方法、沈下の経時変化の推定方法を紹介し、ケーススタディを行い、あるケースでは、実測沈下量の約1/3が交通荷重に起因する沈下であると判定している。また、プレローディング工法が繰返し荷重を受ける地盤の沈下を抑制する工法として有効であることを示している。さらに、沈下予測のうちで最も重要な要因の1つは、交通荷重による地盤内応力分布であり、動的荷重が静的荷重と同様にBoussinesqに代表されるような理論によって地盤内に伝播するかどうかを究明することの重要性を指摘している。

一方、久楽らは³⁰⁾、実際の低盛土道路に生ずる沈下の実態の把握、交通荷重の評価と交通荷重による沈下の予測および低盛土道路に適した軟弱地盤対策工の提案を目的として研究を行い実用的な成果を得ている。

(2) 鉄道低盛土下の地盤強化に関する研究

軟弱地盤上に低盛土を構築する場合の問題点は、通常の盛土を軟弱地盤上に構築する場合と基本的には同じである。しかしながら、盛土を営業に供した後は、列車走行の安定性や軌道の保守に関する問題が、低盛土においてしばしば発生し、種々の対策が講じられてきた。ここでは、営業線の鉄道低盛土下の地盤強化を中心に過去の施工事例および研究を眺めてみる。

営業線の低盛土下の軟弱地盤を改良した例は昭和50年以前には少ないが、営業開始後の低盛土の動的安定性の向上を考慮して対策工を施工し、あるいは線増工事に際して対策工の効果と比較したケースはある。

文献9), 10)には、線増区間で圧縮砂利杭を打設することになった経緯と施工結果が報告されている。

なお、文献31)では、砂利杭工法は鉛直変位の軽減には確実に効果があるが、これは主として砂利杭打設による地盤表層の質量増加によるものであることが述べられている。

文献11)は、線増工事に際して実施した木杭工法、砂置換工法、生石灰杭工法、敷網工法の比較試験の結果を報告している。

起振機による動的試験の結果、盛土本体の鉛直変位の低減効果は生石灰杭工法が最も大きく、木杭工法がこれに続き、敷網工法は無処理の場合とほぼ同一であり、砂置換工法については対策工を施工したにもかかわらず鉛直変位が増加する傾向がみられている。なお、いずれの工法も側方地盤の動的鉛直変位は工法の施工前よりも施工後の方が大きくなる傾向にあることを示している。

盛土部ではないが、営業線の軟弱地盤改良例が文献32)に報告されている。当該箇所は切取り部で、3 m程度の深さまで q_u が16.7~31.4 kPaの腐植土層であり、新幹線の開業当初より保守労力が他に比して多かった区間で(延長40 m)、列車通過時に生ずる振動の影響で枕木付近の碎石の飛散と道床の横振れ現象が続いていた。この区間に、直径15 cm、長さ3.2 mの生石灰杭を間隔40 cm程度の三角形配置で833本打設した。その結果、杭間の腐植土の含水比は、打設後5日で打設前の120~130%から60~70%に低減し、 q_c は、打設前に上方から下方に0.39~1.37 MPaであったのが、打設後14日で3倍程度に増加した。また、枕木端の最大鉛直変位が11 mmから4 mmに低減し、道床尻の左右動が2.7 mmから0.3 mmに減少し、いずれも当区間に隣接する健全区間の変位程度になり、生石灰杭工法の効果は満足できるものであった。昭和58年12月現在、打設後16年の経過時においても、当区間は他の区間と同様の保守量であり、対策の効果が持続しているものと判断できる。

昭和50年以降は、営業線の保守量の低減、列車速度の向上の要請に対し、営業線の地盤強化の関心が高まり、現地における試験施工と施工後の効果確認試験が行われた。

文献33)では、地表近くの厚さ2 mのピート層を含む厚さ約10 mの軟弱地盤上の低盛土(高さ1 m以下)の強化対策として、シートパイルプランキング工法、噴射注入工法、生石灰杭工法を適用した結果を報告している。

シートパイルプランキング工法は、シートパイルを施工基面上に並べ、その上に不透水性路盤シートを敷くことによって列車荷重の支持面積を拡大し、載荷圧力の低減と噴泥の防止を図ろうとするものであるが、施工により道床部の動的特性は改善されずに反対に悪化した。これについては、路盤土の繰返し衝撃による強度低下と排水条件の悪化が主原因であると述べている。

噴射注入工法は、施工基面の両外側から軌道下に向けて水平に対し30度の斜め打ちを行い、直径0.5 m、長さ7 mの斜め杭を間隔1.5 mで形成するものである。当初、19.6 MPaの高圧でセメントミルクを噴射したところレールが8 mm隆起したため減圧し、7.84 MPa程度の圧力で施工し、形成された杭より上方の未改良路盤

部にはセメントグラウトを行ったがグラウトが噴出することもあった。

対策工施工後の動的変位や土圧の測定の結果から改良部の剛性が増したことが示唆されたが効果は小さい。

一方、生石灰杭工法は、噴射注入工法と同様に斜めに施工するが、線路の隆起量が大きくなることが予測されたので、模型盛土を営業線に近接して構築し、これに対し本工法を施工した。施工後の盛土の隆起量は5 cmにも達した。

以上のようにこの試験施工の結果は必ずしも良好なものではないが、それ以前の軟弱地盤上の低盛土対策と異なり、営業線の改良という制約を十分考慮した対策工の営業線への適用に関する研究であり、通常の軟弱地盤対策工を単純に営業線に適用することの難しさを明らかにし、“営業線”ということ十分に意識した取組みが必要であることを示した。

すなわち、この試験施工以後、営業線の地盤強化に関する検討が積極的に行われるようになった。工法の施工性に着目して検討を行い、打設杭工法、注入工法、攪拌混合工法等³⁴⁾が営業線に適用可能な工法の代表として取り上げられ、改良範囲の検討や施工機械の改良、さらに、新工法の開発が盛んに行われるようになった。

文献35)は、数値解析により、営業線の軟弱地盤上の低盛土の変位低減に際し、比較的適用可能な工法の効果の概略を示している。文献36)、37)では、鉄道の廃線敷における現地試験の結果を報告している。すなわち、杭の静的および動的載荷試験を行っており、フーチングを低盛土とみなして実施した起振機を用いた動的試験の結果、摩擦群杭によってフーチングの動的安定性は著しく向上することが示され、営業線に適用可能な工法の1つと考えられる打設杭工法はその施工性と効果の点で有効な工法であることが述べられている。

3. 営業線における測定結果と考察

軟弱地盤上の低盛土の挙動を論ずる場合に比較的有効な指標と考えられる路盤変位の現地測定結果について述べるとともに、盛土下の軟弱地盤中の土圧、過剰間隙水圧の測定結果について述べる。

(1) 路盤変位

昭和59年~61年にかけて、軟弱地盤上の低盛土区間において、徐行等の解除を目的とした列車速度向上試験を行った。試験箇所は、海成粘土層等の軟弱地盤であり、線路建設当初より地盤沈下もしくは路盤の異常動揺等の変状が生じていた場所である。このため、列車の徐行等の措置が取られていた。速度向上試験においては、列車および路盤の振動測定を中心に行った。

路盤振動測定は、原則として図—1に示すように路盤

の肩付近に加速度計を設置して行った。加速度の値を増幅器に内蔵されている積分回路を通すことにより変位を求めた。また、列車荷重の大きさを測定するためレールの腹部に交差型のひずみゲージを張りつけ、輪荷重を測定した。

以下に代表的な路盤の振動測定結果に述べる。

a) 路盤変位測定例 1²²⁾

測定区間は、火山灰と流入土砂、水辺植物のピート化したものが混合した軟弱地盤に位置する低盛土（平均盛土高さ 50 cm）区間である。地盤調査結果によれば、 N 値が 2 程度であり、その深さは約 20 m である。低盛土のため路盤の沈下はそれほど大きくはないが、低盛土であるため列車の荷重が軟弱な地盤に容易に伝播する。このため列車通過時の路盤の振動が非常に大きい区間である。

図-2 は、得られた代表的な路盤振動波形と輪重測定値である。この 1 列車通過時の振動波形の最大値に着目して、各速度ごとの最大値をプロットしたものを図-3 に示す。なお、同図における A~D 地点の条件を以下に示す。

A 地点：軟弱地盤であり、将来の軌道の重軌条化と

ロングレール化に備え、軌道延長 100 m 分の 60 k レールによるロングレール化を試験的に行った箇所である。

B 地点：軟弱地盤であり、現状のまま（50 N レール、継目軌道）の軌道構造である。

C 地点：軟弱地盤であり、軌道構造は現状のまま（50 N レール、継目軌道）であるが、試験的に軟弱地盤改良を行った箇所である。

D 地点：軟弱地盤区間の比較対象区間として設けられた良好地盤の箇所（ $q_c=15$ MPa 以上）であり、軌道構造は現状のまま（50 N レール、継目軌道）である。

図-3 によれば、良好地盤である D 地点では変位量の絶対値も小さく、速度の依存性もみられないが、A~C 地点の軟弱地盤区間では変位の速度依存性がみられる。この傾向は A 地点よりも C 地点の方が顕著であり、すなわち変位の絶対値が大きくなるほど顕著となる。この傾向については、後の考察において詳述する。

b) 路盤変位測定例 2²³⁾

測定区間は、河川沿いに発達した平野のほぼ中央に位置する広域地盤沈下地域として知られる海成粘土よりなる軟弱地盤地帯であり、地盤調査結果によれば、 $q_c=200$ kPa 程度の地盤が深さ 20 m まで続いている。また、盛土の材料が地盤と同じ粘土のため盛土強度が小さく、かつ低盛土（平均盛土高さ 50 cm 以下）であるため測定例 1 と同様に列車通過時の路盤の振動が大きい。

図-4 に鉛直変位の測定例を示す。同図は図-2 のような 1 列車通過時の振動測定波形において、振幅（全振幅）をすべて読み取り、読み取り値の最大、最小、平均をプロットしたものである。

これによれば、測定例 1 と同じく鉛直および水平変位

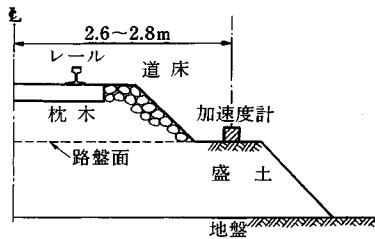


図-1 加速度計の設置位置

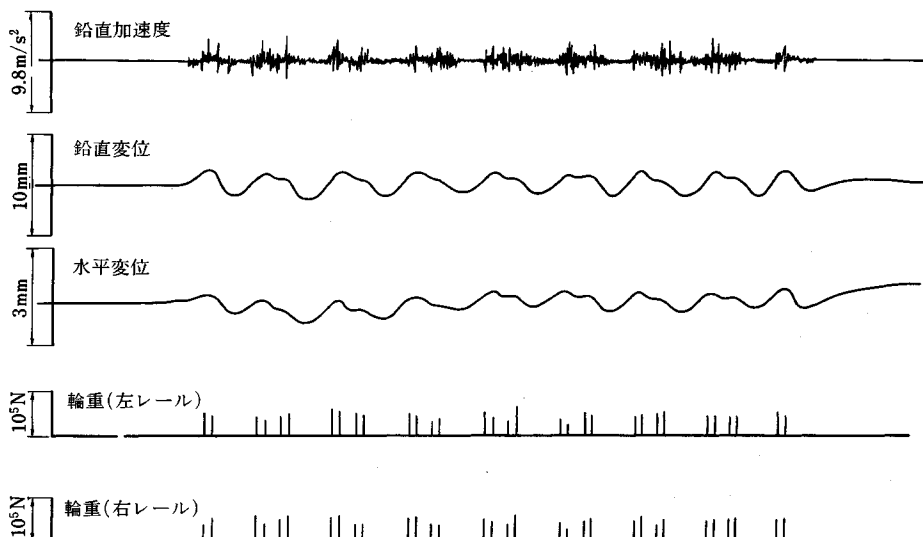


図-2 測定波形の例

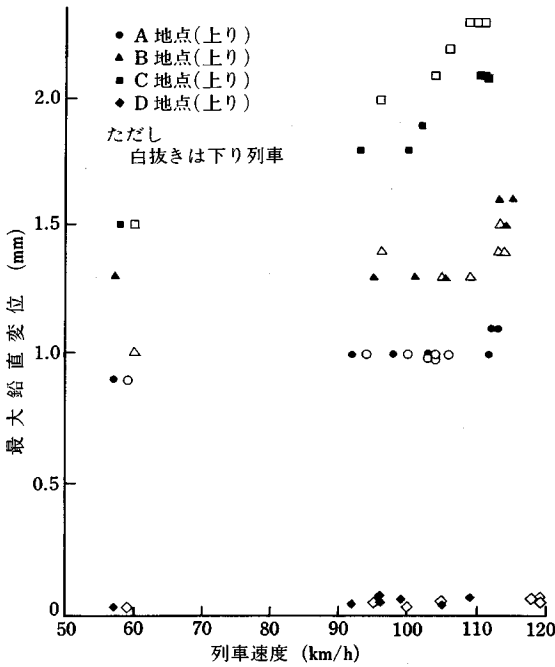


図-3 列車速度と最大変位の関係 (測定例 1)

の速度依存性が認められた。ただし、水平変位は線路横断方向の変位である。

また、鉛直変位の振動測定波形を A/D 変換し、フーリエスペクトル分析を行って一次の卓越周波数を求め、列車速度ごとにプロットすれば図-5 のようになる。同図によれば、明らかに卓越周波数の速度依存性が認められる。

c) 考 察

① 変位の速度依存性²⁴⁾

列車通過時の路盤の変位は、列車速度との依存性が認められることは先に述べた。しかし、一方では変位の速度依存性は顕著でないという例もある。たとえば、図-6 に示すように変位の速度依存性は認めにくい振動測定結果もある³⁸⁾。また図-3 においても地盤が良好な場合には速度依存性は明確ではないが、振動値の絶対値が大きくなるにつれ速度依存性の傾向が強くなっていくようである。

そこで、列車速度と鉛直変位の関係において回帰式を求め、その回帰式の傾きを ΔD とする。すなわち、 ΔD は速度に対する変位の増加率を意味する。これまでに行われた路盤振動測定結果から測定箇所ごとに ΔD を求め、たとえば速度 100 km/h における変位との関係をプロットすれば、図-7 のようになる。同図によれば路盤の鉛直変位が大きくなるほど ΔD が大きくなる。すなわち路盤の鉛直変位が大きい箇所では変位について列車速度の影響が大きく、たとえば、鉛直変位が 2 mm の場

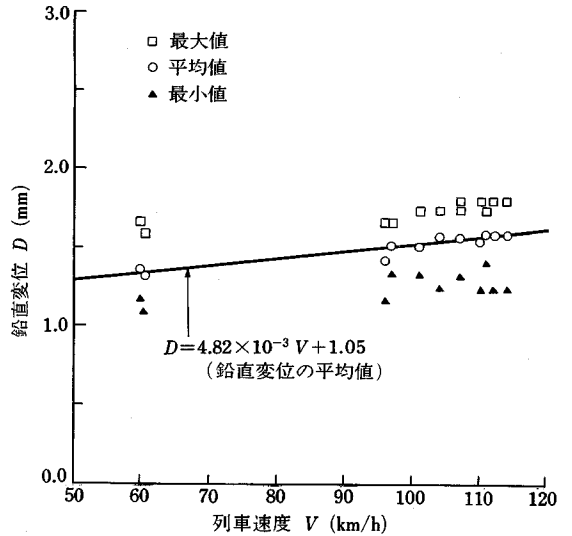


図-4 列車速度と変位の関係 (測定例 2)

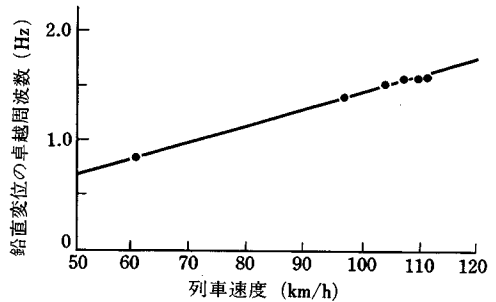


図-5 列車速度と卓越周波数の関係 (測定例 2)

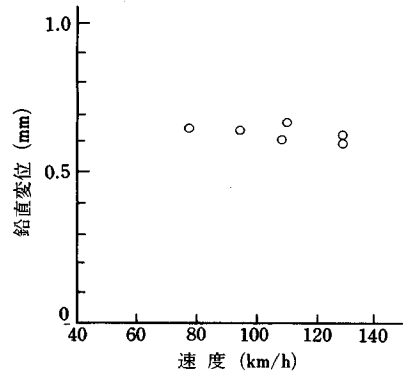


図-6 列車速度と変位の関係³⁸⁾

合それに対応する ΔD は 10^{-2} mm/(km/h) 程度になり、さらに鉛直変位が 3 mm 近くなれば、 ΔD は 10^{-1} mm/(km/h) になる。換言すれば、鉛直変位が大きい箇所は地盤が軟弱であり、軟弱な地盤になるほど変位の速度依存性は顕著になる。

② 変位の卓越周波数²⁵⁾

図-5に示したように変位の卓越周波数には明確な速度依存性がある。そこで図-2で示した振動波形を参考にして車両位置と鉛直変位との関係を図示すれば図-8となる。同図によれば、隣接する車両の2台車(1台車には車輪軸が2つある。)を1つの山とした波形となる。すなわち波形の周期はほぼ1車両長となる。これを数式で示すと以下のようなになる。

$$f = V/3.6L \dots \dots \dots (1)$$

ただし、 f :卓越周波数、 V :列車速度(km/h)、 L :1車両長(m)

③ 地盤の支持力と路盤の変位²⁴⁾

路盤の振動は路盤下の地盤の強度に影響を受けると考えられる。一般に列車荷重の影響範囲は路盤表面から3m程度と考えられるので³⁹⁾、路盤面下2m程度の地盤強度を列車荷重伝播範囲の代表地盤強度とし、測定された路盤変位との関係を表-1および図-9に示す。ただし、先に述べたように変位には速度依存性がみられるので、鉛直変位は列車速度100km/h時のものとした。同図によれば、軌道構造や盛土高さの違いによりややばらつきはみられるものの、地盤強度 q_c の増加に伴い路盤の変位が減少していくのがわかる。すなわち路盤の振動は路盤下の地盤支持力に左右されることを示している。

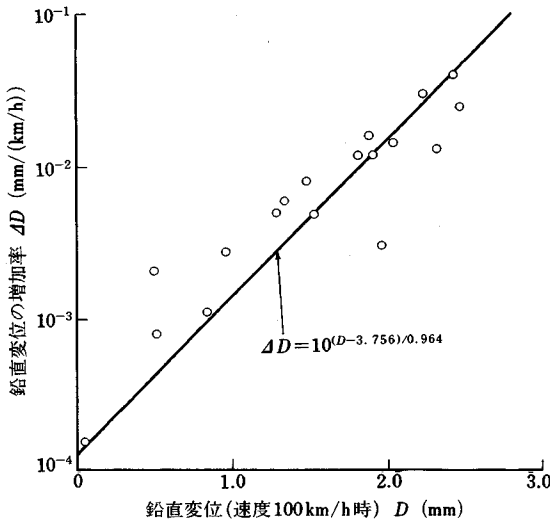


図-7 鉛直変位と鉛直変位の増加率の関係

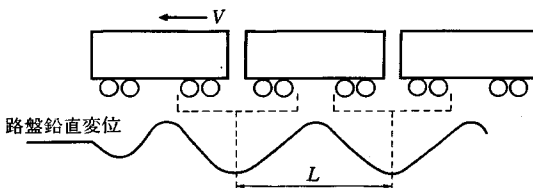


図-8 車両位置と変位波形の関係

一応の目安として、路盤の鉛直変位 D (mm) と路盤表面から約2m下方の q_c (10^2 kPa) の関係を示すと次のとおりである。

$$D = -2.22 \log_{10} q_c + 2.40 \dots \dots \dots (2)$$

(2) 増加土圧および過剰間隙水圧

列車走行に伴う増加土圧の測定結果の一例を図-10に、増加土圧と過剰間隙水圧の関係を図-11に示す。土圧計、間隙水圧計は、ゲージタイプであり、レール間中央部に設置された(盛土上部の計器以外は、斜めボーリングによるボーリング孔底に設置された)。

円形等分布圧力 P の中心の下方の応力(増加土圧) σ_z は次式で表わせる。

$$\sigma_z = P \left\{ 1 - \left(\frac{1}{1 + (a/z)^2} \right)^{3/2} \right\} \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 z は載荷面からの深さ、 a は円形載荷部の半径である。

一方、枕木下面からの荷重分散角を 45° と仮定し、路盤面における等分布増加圧力を P_0 、枕木の長さを2mとすると、任意の深さにおける増加土圧は次式で表わせる。

$$\sigma_z = P_0 \frac{(1+h)^2}{(1+h+z)^2} \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 h は道床の厚さである。

図-10に、 $h = 0.25$ m、 $P = P_0 = 35$ kPa としたときの式(3)、(4)による増加土圧分布を示した。なお、式(3)においては、 $(2+2h)^2$ m² に等しい円形載荷面とした。

以上の測定結果に基づき、列車走行時に路盤面から1、2、3mの深さにおける応力比の概略値を算定する。

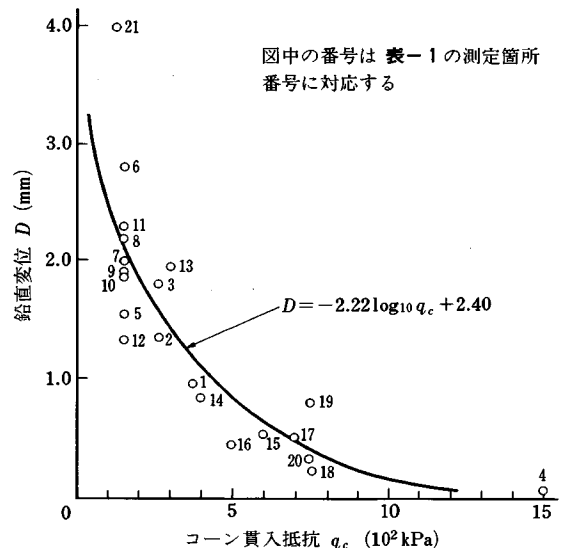
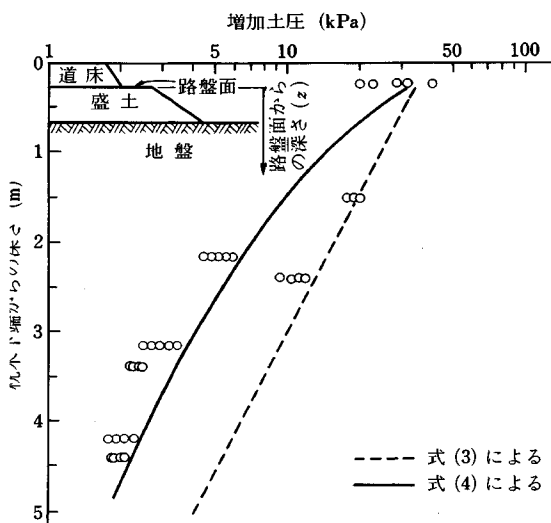


図-9 コーン貫入抵抗と路盤の鉛直変位の関係

表一 路盤変位と地盤条件

測定箇所番号	100km/h時の変位(mm)	地盤強度 a_c (10^2 kPa)	盛土高(m)	軌道条件	線路条件
1	0.95	3.7	1.5	60kレール,長尺,PC枕木	単線
2	1.29	2.6	0.3	50Nレール,定尺,PC枕木	単線
3	1.79	2.6	0.2	50Nレール,定尺,PC枕木	単線
4	0.04	15.0	2.0	50Nレール,定尺,PC枕木	単線
5	1.53	1.5	0.6	50Nレール,定尺,PC枕木	単線
6	2.82	1.5	0.6	50Nレール,定尺,PC枕木	単線
7	2.02	1.5	0.6	60kレール,長尺,PC枕木	単線
8	2.21	1.5	0.4	50Nレール,定尺,PC枕木	単線
9	1.90	1.5	0.4	60kレール,長尺,PC枕木 道床厚増(250→350mm)	単線
10	1.88	1.5	0.4	60kレール,長尺,PC枕木 道床厚増 道床止	単線
11	2.30	1.5	0.5	50Nレール,定尺,PC枕木 道床厚増	単線
12	1.33	1.5	1.0	50Nレール,定尺,PC枕木	単線
13	1.95	3.0	0.5	50Nレール,定尺,PC枕木	複線
14	0.84	4.0	0	50Nレール,定尺,PC枕木	複線
15	0.52	6.0	0	50Nレール,定尺,PC枕木	複線
16	0.48	5.0	0.8	50Nレール,定尺,PC枕木	複線
17	0.53	7.0	0.8	50Nレール,定尺,PC枕木	複線
18	0.27	7.5	1.4	50Nレール,長尺,PC枕木	複線
19	0.83	7.5	1.8	50Nレール,長尺,PC枕木	複線
20	0.35	7.5	1.6	50Nレール,長尺,PC枕木	複線
21	4.00	1.5	0.5	50Nレール,定尺,PC枕木	複線

注) ・50Nレールとはレール1m当たり50kgの重さのレールをいい、60kレールとはレール1m当たり60kgの重さのレールをいう。
 ・定尺とは1レール長が25mのレールをいう。
 ・長尺とは1レール長が25mより長いレールをいう。
 ・道床厚とは枕木底面と路盤面間の道床の厚さをいう。



図一十 増加土圧の測定例

$$\text{有効拘束圧 } \sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} = \frac{(1+2K_0)\sigma'_1}{3} \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$ は有効主応力で、 $\sigma'_2 = \sigma'_3$ 、 K_0 は土圧係数である。

$$\text{応力比 } R = \frac{\sigma_z}{2\sigma'} \dots\dots\dots(6)$$

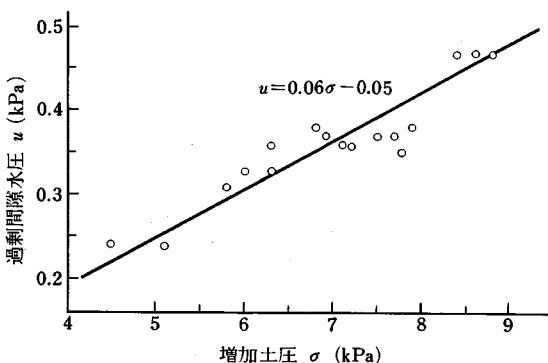
道床の厚さを25cm、道床の単位体積重量を20kN/m³、道床より下の層の平均単位体積重量を16kN/m³とし、路盤面から深さ1mの位置に水位があるものとする。

測定値より路盤圧力を35kPaとし、式(4)、(5)を用いて深さ1, 2, 3mの増加圧力、有効拘束圧を算定し、式(6)により応力比を計算すると、深さ1, 2, 3mの位置では、それぞれほぼ0.25, 0.10, 0.05となる。なお、測定結果より列車走行時に生ずる過剰間隙水圧は小さいのでここではこれを無視し、また、 $(1+2K_0)/3 \approx 1$ と仮定した。

4. 路盤変位の低減対策に関する考察³⁵⁾

軟弱地盤上の低盛土区間において列車走行時の路盤変位を低減する場合、盛土自体の剛性を高め軟弱地盤に作用する列車荷重の影響を低減する方法、軟弱地盤のある範囲を強化する方法、および盛土下の軟弱地盤の横方向変位を低減する方法等が考えられる。営業線の改良を行う場合には、軌道に及ぼす影響、施工空間等に関する制約が多く、通常の改良工法を直接適用することが不可能なことが多いが、これまでに試験段階の工法も含めるとかなりの数の適用可能な工法が考察されてきている。

なお、列車走行時の軌道の安定性向上には、列車荷重を受ける振動系の質量の増加も寄与するものと推察されるが、ここでは、施工上の制約条件の多い営業線へ適用



図一十一 増加土圧と過剰間隙水圧

可能な工法について、その効果の概略を把握するために行った有限要素法による静的な数値計算（平面ひずみ状態）結果の概略について述べる。解析断面を図-12に示し、解析モデルの諸元を図-13に示す。

いずれのケースにおいても、盛土高さを1m、軟弱地盤の厚さを10mとしている。なお、軟弱地盤の変形係数として、列車走行時の地盤中のひずみが通常比較的小さいことを考慮し、 $10^{-4} \sim 10^{-3}$ レベルの値に相当する係

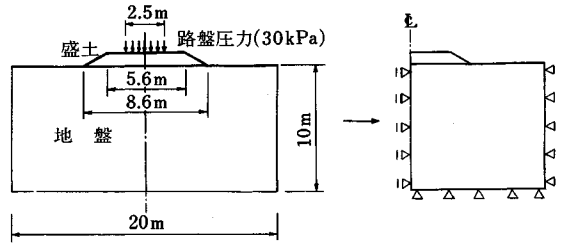


図-12 解析断面

ケース	モデルの概要	諸数値 (h :長さあるいは深さ, E :変形係数) ν :ポアソン比
1		E_1 (MPa) : 2, 10, 20, 50, 100, 500 ν_1 : 0.3 E_2 (MPa) : 2 ν_2 : 0.49
2		h_1 (m) : 1, 2, 4, 6, 10 E_1 (MPa) : 10 ν_1, ν' : 0.3 E' (MPa) : 10 E_2 (MPa) : 2 ν_2 : 0.49
3		h_3 (m) : 5, 10 E_1 (MPa) : 10 ν_1 : 0.3 E_2 (MPa) : 2 ν_2 : 0.49 壁体の断面二次モーメント 鋼矢板 $1.7 \times 10^4 \text{ cm}^4$ 連壁 $1.8 \times 10^6 \text{ cm}^4$

図-13 解析モデルの諸元

数を採用している。

ケース1は、盛土の上部である路盤、盛土本体の強化を行う場合に相当するものであり、盛土の剛性が路盤変位や盛土下の地盤に及ぼす影響を検討するために、盛土の変形係数を盛土の1~250倍まで変化させている。

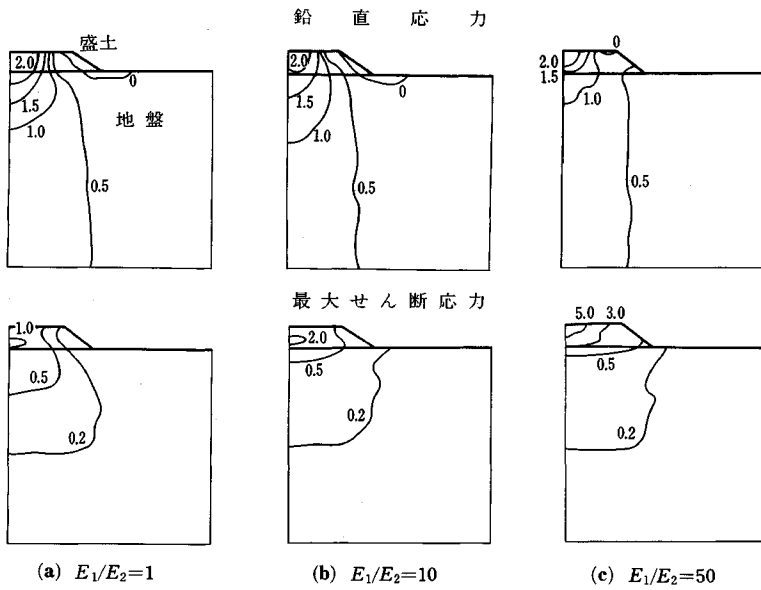
ケース2は、盛土の下の地盤を注入工法、攪拌混合工法等で改良する場合に相当するものであり、改良部の変形係数を地盤の5倍としている。

ケース3は、盛土ののり尻付近に鉛直に壁体を打設する場合に相当するものであり、ここでは両壁体の頭部は、3m間隔でタイロッドにより締結してある。

a) 盛土の剛性の影響

図-14に盛土の変形係数を変化させた場合の鉛直応力および最大せん断応力を示す。盛土の変形係数の増加に伴い地盤中に生ずる応力は総じて低下するが、盛土ののり尻近くのせん断応力は、変形係数が著しく大きくなると増加する傾向がある。

図-15は、鉛直変位と盛土の剛性の関係を示したもので、盛土の天端および下端の沈下は、盛土の剛性の増加により著しく低下する。深さ5mの位置では剛性の変化による影響はわずかであり、地盤の変形は比較的表面に近い部分でその大半を占めることを示している。



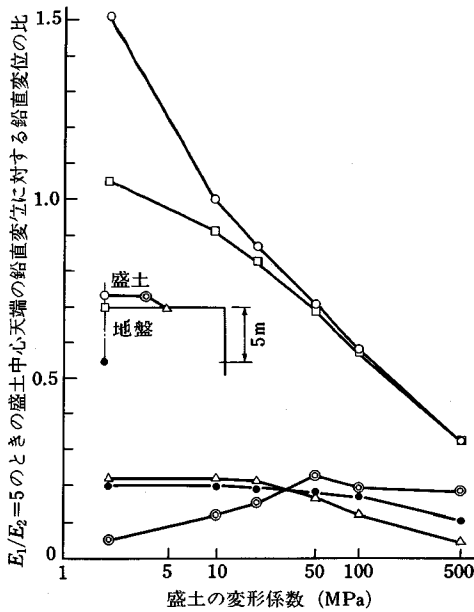
(a) $E_1/E_2=1$

(b) $E_1/E_2=10$

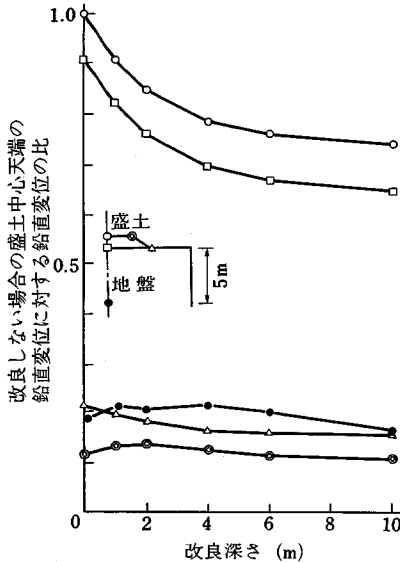
(c) $E_1/E_2=50$

E_1 : 盛土の変形係数
 E_2 : 地盤の変形係数(2MPa) (単位:10kPa)

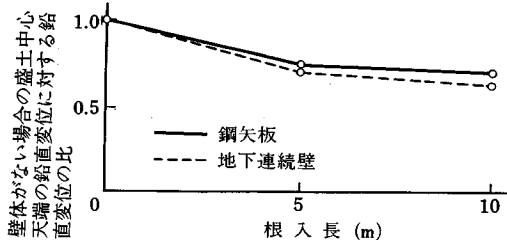
図-14 盛土の変形係数が応力分布に及ぼす影響



図一五 鉛直変位と盛土の変形係数



図一六 鉛直変位と改良深さ



図一七 鉛直変位と根入長

b) 地盤を改良する場合の改良深さの影響

図一16に改良深さと鉛直変位の関係を示す。改良深さの増加に伴い変位は低減し、改良深さ4 mまでの変位低減率が著しい。

c) 壁体による締切りの影響

図一17に壁体の根入長と盛土中心天端の鉛直変位の関係を示す。これによれば、鋼矢板の場合、根入長が5 mの場合には壁がない場合の0.75、根入長が10 mの場合もほぼ同様の低減の程度である。また、鋼矢板の代わりにその100倍程度の断面二次モーメントを有する地下連続壁を用いた場合には、沈下の低減効果はわずかに増加する。このように鉛直変位の低減効果が小さいが、本来、この種の壁体の特性から大変位発生時にその側方拘束効果を発揮するものである。

5. おわりに

以上、軟弱地盤上低盛土の列車走行時の挙動に関して、従来の研究成果の概要および著者らによる比較的最近の成果の一部を述べたが、検討不足の点も多く、今後さらに現地測定、室内試験等を行い、合理的な在来軌道の実現に貢献し得る成果を蓄積していきたいと考えている。

なお、ここで言及している事項はすべて昭和62年3月以前のデータに基づくものであること、および当該盛土区間はほぼ20年以上前に施工された箇所であり、現行基準³⁹⁾に準拠して構築された低盛土区間ではないことを付記しておく。

参考文献

- 1) 堀越一三：走行列車のために生ずる路盤振動の測定，土質調査委員会報告（第2集），pp.161~168, 1932.
- 2) 都 淳一・松波哲夫・佐藤 裕：樽見線路盤調査報告（第1報），国鉄部内資料（依頼試験4-67），1953.
- 3) 西亀達夫・室町忠彦，ほか：不良路盤の実態調査，鉄道業務研究資料，Vol.13, No.22, 23, 1956.
- 4) 室町忠彦：北陸本線 小杉—呉羽間軟弱地盤調査報告（その2），鉄道技術研究所速報，No.58-28, 1958.
- 5) Koppejan, A. W. : A Formula combining the Terzaghi Load-Compression Relationship and the Buisman Secular Time Effect, Proc. 2nd ICSMFE, Vol. III, pp.32~37, 1948.
- 6) 室町忠彦：東北本線陸奥市川軟弱地盤調査報告，鉄道技術研究所速報，No.58-235, 1958.
- 7) 都 淳一：鉄道路盤表層に作用する路盤圧力の研究，鉄道技術研究報告，No.266, 1961.
- 8) 都 淳一：陸奥市川駅構内における振動測定結果報告（部内資料），1964.
- 9) 横田光彦・堀松和夫：軟弱地盤における路盤構造，鉄道土木，Vol.5, No.10, pp.6~10, 1963.
- 10) 八木健一：東北本線尻内—陸奥市川間圧縮砂利抗工法について，第33回土木工事施工研究会（国鉄），pp.49~61,

- 1966.
- 11) 都 淳一・渡辺 進, ほか: 軟弱地盤強化 (第2報)——各種地盤処理による低盛土振動特性の変化——, 鉄道技術研究報告, No. 679, 1969.
 - 12) A. R. E. A. Bulletin Manual Recommendations Committee 1——Roadway and Ballast, Vol. 174, pp. 11~12, 1972.
 - 13) 平野誠之・那須 誠, ほか: 羽越線における土路盤上道床軌道および路盤等の振動測定, 鉄道技術研究所速報, No. 79-55, 1979.
 - 14) Tayabji, S. D. and Thompson, M.: Considerations in the Analysis of Conventional Railway Track Support System, Proc. ASCE, Vol. 103, No. TE 2, 1977.
 - 15) Desai, C. S. and Siriwardane, J.: Numerical Models for Track Support Structures, Proc. ASCE, Vol. 108, No. GT 3, pp. 461~480, 1982.
 - 16) Stewart, H. E. and Selig, E. T.: Predicted and Measured Resilient Response of Track, Proc. ASCE, Vol. 108, No. GT 11, pp. 1423~1442, 1982.
 - 17) 伊能忠敏: 鉄道路盤の噴泥現象の解明とその防止対策, 鉄道技術研究報告, No. 1252, 1983.
 - 18) 山田幹雄・小野一良: 鉄道線路における噴泥発生機構の基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第 325 号, pp. 107~118, 1982.
 - 19) 田中政典・垂水尚志・川名英二: 軟弱地盤上の低盛土対策 (第2報)——粘性土の強度低下試験——, 鉄道技術研究所速報, No. A-83-109, 1983.
 - 20) 垂水尚志・田中政典: 列車荷重による軟弱地盤の特性変化, 第 18 回土質工学会年次講演会論文集, 1983.
 - 21) 垂水尚志・村田 修: 鉄道低盛土下の複合地盤の挙動, 土質工学会複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集, pp. 83~90, 1984.
 - 22) 須長 誠・関根悦夫・近間靖志: 軟弱地盤上における速度向上試験 (中央本線), 鉄道技術研究所速報, No. A-87-25, 1987.
 - 23) 須長 誠・関根悦夫: 軟弱地盤における速度向上試験 (長崎本線), 鉄道技術研究所速報, No. A-87-56, 1987.
 - 24) 関根悦夫・須長 誠: 軟弱地盤上低盛土における鉄道路盤の振動特性, 土木学会第 43 回年次学術講演会講演概要集, 1988.
 - 25) 須長 誠・関根悦夫: 軟弱地盤における列車速度向上の研究, 土木学会第 43 回年次学術講演会講演概要集, 1988.
 - 26) 山内豊聡・安原一哉, ほか: 有機質土の繰返し圧密特性について, 第 26 回土木学会年次講演会論文集, Vol. 3, 1971.
 - 27) 山内豊聡・安原一哉: 低盛土道路の軟弱路床土に対する繰返し荷重の影響, 第 9 回土質工学会年次講演会論文集, 1974.
 - 28) 安原一哉・平尾和年: 繰返し荷重を受ける飽和粘土の間隙水圧の挙動, 土木学会第 34 回年次講演会講演概要集, Vol. 3, 1979.
 - 29) 平尾和年・安原一哉: 軟弱地盤上の低盛土道路のケーススタディ, 西日本大学紀要, 第 14 巻, 1984.
 - 30) 久桑勝行・三木博史, ほか: 軟弱地盤上の低盛土道路の沈下とその対策, 土木技術資料, Vol. 22, No. 8, pp. 13~17, 1980.
 - 31) 斎藤迪孝・都 淳一・室町忠彦: 適正盛土構造の研究 (第1報), 鉄道技術研究報告, No. 595, 1967.
 - 32) 加藤泰典: ケミコパイル工法による東海道新幹線の路盤改良施工技术, Vol. 2, No. 2, pp. 79~82, 1969.
 - 33) 鈴木 豊・渡辺 進: 軟弱地盤上低盛土路盤の安定化に関する現場実験, 鉄道技術研究所速報, No. 78-39, 1978.
 - 34) 中村禎一: 活線下における攪拌混合工法による軟弱地盤の改良例, 構造物設計資料, No. 74, pp. 8~12, 1983.
 - 35) 垂水尚志・狭田彰二, ほか: 軟弱地盤上低盛土対策 (第1報)——対策工の効果に関する基礎的検討——, 鉄道技術研究所速報, No. 81-42, 1981.
 - 36) 垂水尚志・田中政典: 軟弱地盤上低盛土対策の経緯と載荷試験による考察, 鉄道技術研究報告, No. 1263, pp. 11~21, 1984.
 - 37) 垂水尚志・岩佐 弘・丸山 泉・互 秀夫: 軟弱地盤中の摩擦杭の載荷試験, 21 回土質工学会年次講演会論文集, 1986.
 - 38) 路盤ワーキンググループ: 軟弱地盤による長期徐行解除試験, 鉄道線路, 第 32 巻, 第 8 号, pp. 4~8, 1984.
 - 39) 日本国有鉄道編: 建造物設計標準解説土構造物, 社団法人日本鉄道施設協会, pp. 275.

(1988.10.11・受付)