

直接基礎を緩い砂礫地盤へ適用する場合の検討方法

古山章一¹・瀧内義男²

¹正会員 東日本旅客鉄道㈱ 建設工事業部 構造技術センター (〒151-8578 東京都渋谷区代々木2丁目2番2号)

²正会員 東日本旅客鉄道㈱ 東北工事業務所 (〒980-8580 仙台市青葉区五橋1丁目1番1号)

緩い砂礫地盤に直接基礎を採用する場合には、地震による地盤強度の低下と基礎の沈下が問題となる。今回、秋田新幹線工事において、支持力性状の把握を目的として大型平板載荷試験を実施し、上記の問題を解決し比較的緩い砂礫地盤に直接基礎を採用した。本報告では、まず平板載荷試験によって明らかとなった支持力性状について延べ、つぎに建設時に測定した沈下量との比較から、直接基礎とする場合の載荷試験の評価法と沈下量の算定法について提案する。

Key Words : spread foundation , plate bearing test , bearing capacity , settlement , gravel bed

1. はじめに

基礎において経済設計を目指す場合は、設計手法や許容値の設定等も大切であるが、基礎形式の選定において、直接基礎の適用法について適切な判断を行い、可能であれば杭基礎を直接基礎にすることの方が、著しく経済的となることが多い。

鉄道構造物において直接基礎は、N値で評価すれば砂質土地盤で30以上、粘性土地盤で20以上の「良質な支持層¹⁾」がある場合に採用されるのが一般的である。この理由としては、良質な支持層で支持しないと

- ・変位量が大きい
- ・地震時に支持力が減少しやすい
- ・地盤変位の影響を受けやすい

などの問題が生じやすいからである。

しかし、これらは原則的なことであって、十分な地盤調査とそれに応じた構造計画を行えば、良質でない支持層であっても直接基礎とすることは十分可能であり、これにより経済的な構造物とすることができる。

今回、秋田新幹線計画に伴う盛岡アプローチ部の高架橋建設において、工期、用地、経済性等の制約条件からN値20前後の比較的に緩い砂礫層を支持地盤とする直接基礎を計画した。

筆者らは、この直接基礎形式の高架橋建設にあたって、緩い砂礫地盤の支持力性状を把握する目的で、直径30cmの円形載荷板から、一辺の長さが1.5mの正方形の大型載荷板まで、4種類の載荷板を用いて平板載荷試験を実施した。また、高架橋建設時には構築順序に従い、基礎の掘削終了

時点から軌道敷設完了時点まで、高架橋基礎の沈下を継続的に測定してきた。

本論文では、高架橋建設に先立ち実施した大型載荷板を含む平板載荷試験結果と、実際の構造物設計へ反映させるため、緩い砂礫地盤の支持力、沈下特性等の支持力性状を検討したのでその結果を報告する。あわせて高架橋建設時の沈下測定結果について考察し、これらから直接基礎とする場合の載荷試験の評価法と沈下量の算定法を提案する。

2. 直接基礎とする場合の検討

(1) 盛岡アプローチ部高架橋

盛岡アプローチ部は図-1に示すとおり、現在の盛岡駅の北側において東北新幹線より分岐し、東北本線等の在来線群の上空を横断し、田沢湖線へ取り付く部分である。このアプローチ部は大別すると、東北新幹線から分岐する部分の拡幅部、東北本線等を乗り越える部分の線路橋部、現在の田沢湖線に接続する部分の高架橋部の3つからなる。

このうち高架橋部は、人家の密集地域において田沢湖線の線路敷直上に秋田新幹線を構築しなければならない部分である。施工法としては、列車を運行しながら線路の両側に基礎と柱を構築し、それらを結んで上に桁をかける直上高架方式も考えられたが、工事費が高く、工事用道路の確保も困難で、工期も長くなることから、田沢湖線を1年間運転休止し、その間に高架橋を建設する死線施工方式を採用することにした。ただし、この1年間のうち3ヶ月は軌道工事や電気工事に、また、3ヶ月は各種試験や試験運転に要するので、高架橋等土木構造物の施工期間も運転休

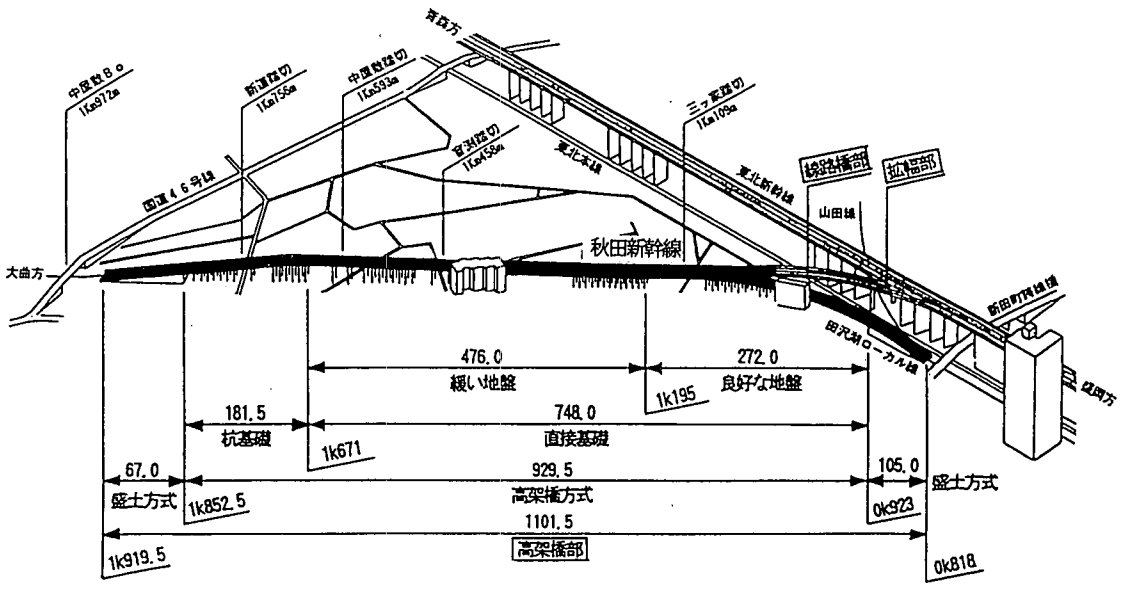


図-1 盛岡アプローチ部概念図

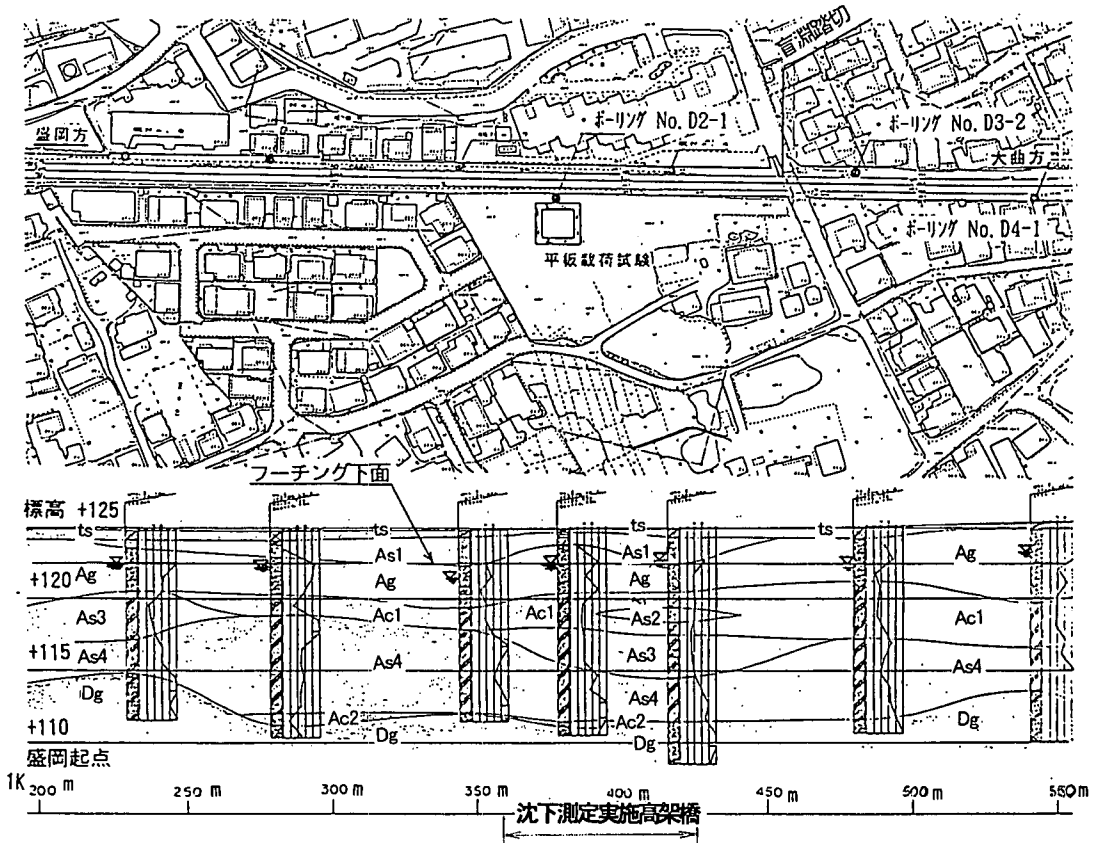


図-2 当該区間の平面図と地質断層図

止後の6ヶ月に限られた。そこで、急速施工法の工夫と、今回、問題となった直接基礎の支持地盤条件が良好でないことへの対策が必要となった。

(2) 地形・地質

盛岡は西側の奥羽脊梁山脈と東側の北上山地にはさまれた位置にあり、盆地地形を形成している。盛岡の市街地には西側より雫石川、諸葛川、北側より北上川、東側より中津川の4河川が流れ、盛岡駅の南約1km付近でこれらの河川が合流している。そのため地形的には、これらの河川によって形成された沖積低地となっている。

図-2に当該区間の平面図と地質縦断図を示す。当該地区の地盤は第四紀更新世の沖積堆積物、段丘堆積物、火山岩屑(岩塊、礫、砂、粘土等)によって構成されている。地質縦断図から層相の変化が激しいことがわかるが、これは当該地域が雫石川等大小河川の氾濫により形成された、微地形的に変化の激しい箇所となっているからである。

次に地質層序を示す。地表から3~10mまではN値20前後の沖積砂礫層(Ag)、その下にN値15~20の礫混じり砂質粘土(Ac1)が2~3mの層厚で堆積し、さらにその下にN値30前後の礫混じり粘土質砂(As)が4~8mの層厚で存在し、N値50以上の洪積砂礫層(Dg)が基礎層となっている。

今回、直接基礎の支持地盤と考えたのは、地表面下2.5m(標高122.5m)付近のN値20前後の緩い砂礫層である。この緩い砂礫層に直接基礎の採用を計画したのは、図-1に示す高架橋部、高架橋方式、直接基礎748mのうち、大曲方476mの「緩い地盤」である。

(3) 設計標準による検討

鉄道の基礎構造物関係の設計基準である「建造物設計標準解説(基礎構造物)(以下基礎標準という)」¹⁾では、直接基礎は所要の支持力が得られる地盤に支持させるものと規定している。この所要の支持力が得られる「良質な支持層」の目安として、砂質土の場合はN値30以上を推奨している。強度の小さい土層を支持層とする直接基礎の設計においては、地震による地盤強度の低下および基礎の沈下などについて十分な検討を行うことを義務づけている。今回、支持地盤と考えた砂礫層の地盤強度が、基礎標準の推奨値を満足しないことから、本高架橋の建設に当たり、地震による地盤強度の低下に関しては、液状化の検討を行うこととした。検討の結果、液状化抵抗率 F_L は1.5以上あり、液状化を起こす可能性が低いことがわかった。また、資料、文献調査²⁾でも、過去の地震の際に液状化を起こしたことがないことがわかった。加えて液状化抵抗率 F_L が1.5以上あることから、耐震設計上、土質諸数値(地盤反力係数、土の内部摩擦角)を低減させないで用いて良いこととなる。基礎の沈下に関しては、支持力性状の把握を目的として、大型載荷板を含む平板載荷試験を行い、鉛直支持力の確認

と沈下量の検討を行うことにした。

(4) 設計・施工実績調査

緩い砂質地盤に直接基礎形式の高架橋を建設した近年の事例としては、釧網線網走高架橋³⁾や日豊本線宮崎高架橋がある。

そこで、今回高架橋の計画・設計・施工の参考とするため、網走高架橋については資料調査を、宮崎高架橋については資料調査と現地調査を実施した。その結果の概要を表-1に示すが、いずれの高架橋も供用に支障するような変状は、特に認められていないことがわかった。

3. 平板載荷試験

(1) 試験位置

試験位置は当該高架橋区間を代表すること、載荷試験に必要な敷地面積を確保できること、営業している田沢湖線に影響しないことを考慮し図-2に示す箇所を選定した。

試験を実施するにあたり、試験位置において地質確認のためのボーリング等を実施した。その地質柱状図を図-3に示すが、当初、直接基礎の支持層と想定していた沖積砂礫層のN値は21~38とばらつきはあるものの、平均で32と大きいこと、その層厚が3.5mと薄いこと、また、この砂礫層の下に平均N値17の礫混じり砂質粘土が層厚2.5mで存在していることが判明した。

載荷面の深さは、想定上のラーメン高架橋のフーチング下面に合わせて、地表面下2.5mの砂礫層上面とし、そこまで勾配をつけて掘削し、水平なテストピットを造成した。

(2) 載荷板の大きさ

載荷板の大きさは、試験結果に及ぼす粘着力の影響を極力除去するためと、実際の高架橋基礎からの荷重が伝達されるであろう深さの地盤の支持力特性を把握するため、最も大きなものは一辺の長さ1.5mの正方形とした。以下1mの正方形、50cmの正方形、直径30cmの円形の4種類とした。図-4にテストピット内の各載荷板配置を示す。

(3) 試験方法

試験は土質工学会基準「地盤の平板載荷試験方法・同解説」⁴⁾に準拠し、多サイクルで実施した。試験内容を表-2に示す。試験で直径 ϕ 30cmの載荷板を用いたもの3つのうち、1つは土盛りを考慮したものとした。

計画最大荷重は、以下に示すような方法で極限鉛直支持力を算出し、これに余裕をもたせたものとし、載荷装置等は、この荷重に十分耐えられるものとした。

- ① N値20の砂礫地盤であるが、湿潤状態にあることから、粘着力(c)1.0t/m²を考慮する
- ② 内部摩擦角(ϕ)は基礎標準¹⁾の算定式に従ってN値か

表-1 緩い砂質地盤における直接基礎の設計・施工実績調査結果

項目	網走高架橋 (資料調査)	宮崎高架橋 (資料調査, 現地調査)
1. 地盤条件	<ul style="list-style-type: none"> ・支持層はN値 15~20 程度の砂, 層厚は5~15m ・地下水はG.L.-1.5m 	<ul style="list-style-type: none"> ・支持層はN値 10 程度の砂層, 層厚は40~50m ・地下水はG.L.-4.5m
2. 高架橋の構造	<ul style="list-style-type: none"> ・延長 600m, 単線 バラスト軌道 ・ゲルバ-式-π-形高架橋 (8m\times3 径間) ・基礎は地中梁付きの連続-π-形 (線路方向: 2.5m, 直角方向: 6.0m) 	<ul style="list-style-type: none"> ①起点方: 延長 1,862m, 単線, π形 軌道 ・ゲルバ-式-π-形高架橋 (8m\times5 径間) ・基礎は地中梁のない連続-π-形 (線路方向: 2.3~3.7m, 直角方向: 4.9~5.5m) ②終点方駅部: 延長 681m, π形 軌道 ・ゲルバ-式-π-形高架橋 (8m\times3 径間) ・基礎形式は, いかた基礎
3. 設計の考え方	<ul style="list-style-type: none"> ・杭基礎での計画を直接基礎に変更 ・支持地盤がN値 15 以下の場合は地盤改良を実施 ・旧基礎標準および道路橋示方書により液状化に対する安全性を確認 	<ul style="list-style-type: none"> ・支持地盤をN値 10 の砂質土として基礎の安定と基礎く体断面の検討を実施 ・支持地盤がN値 10 未満の場合は地盤改良を実施 ・高架橋の設計では 1.3~1.5 の安全係数を考慮
4. 設計時の調査	<ul style="list-style-type: none"> ・ボーリング, 標準貫入試験, せん断試験等 ・最大ϕ3mの載荷板を用いた平板載荷試験を行い支持力を確認 	<ul style="list-style-type: none"> ・ボーリング, 標準貫入試験, 孔内水平載荷試験他 ・ϕ0.3mの平板載荷試験を実施
5. 施工時の調査	<ul style="list-style-type: none"> ・施工段階毎に高架橋の沈下を測定 ・地下水水位の長期的な観測 	<ul style="list-style-type: none"> ・各高架橋毎にスクリュー式サウンディングあるいはバウチによる試掘を行い, 地層, 地下水水位, 支持地盤を確認
6. 施工時の留意点	<ul style="list-style-type: none"> ・ウエルドにより地下水水位を低下し, ボーリング等による支持地盤の緩みに対処 ・基礎底面より 30cm 以浅は, 床付け面を乱さないように人力で掘削 ・掘削床面は, 振動ローによる締固めを実施 ・土留H鋼杭の引抜きは埋戻し完了後, ウエルドを稼働させて引抜き, その跡孔は砂を入れ水締め ・支持地盤が所定の強度 (N値 15) に満たない場合は, 締固め杭 (ワゲックス杭) を施工 	<ul style="list-style-type: none"> ・各基礎位置で想定した支持地盤が存在するかどうか, 確認のサウンディングを実施 ・支持地盤が所定の強度 (N値 10) に満たない場合は, 以下の地盤改良を実施 ①深層攪拌混合処理 (テトラム) : ϕ1m L=3.0~5.2m, 添加材はセメント ②浅層攪拌混合処理 (スクリュー) : h=0.6m, 添加材はセメント
7. 沈下計測結果	<ul style="list-style-type: none"> ・基礎コンクリート打設時からの沈下量は, PC 桁 (L=30m) 架設時に橋脚の基礎 (3.5m\times6.0m) が 3mm 弾性沈下, 3 日後 2mm 沈下, 6 ヵ月後 4mm 沈下 (ゲルバ高架橋部分の基礎の沈下はこれ以下) ・供用開始後の沈下量は 0mm 	<ul style="list-style-type: none"> ・施工中から軌道敷設 (H4.10) までの期間の沈下量は最大数十 mm. なお, 水路があった特殊な箇所では数倍の沈下が発生 ・供用開始後 (H5.3.26~H5.4.26) の沈下量は最大で数 mm ・高架橋の沈下に対しては, 軌道の可変バットで対応
8. 高架橋の目視確認結果	—	<ul style="list-style-type: none"> ・沈下量が最大であった箇所および地盤改良箇所の高架橋の目視調査の結果では, どの高架橋にもクラックは確認されなかった

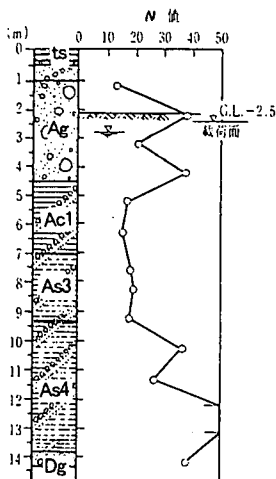


図-3 地質柱状図 (1Km377m)

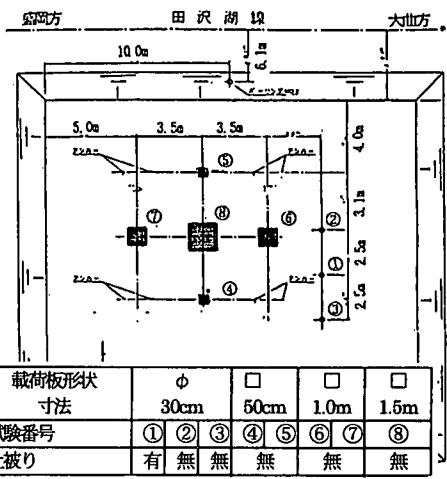


図-4 各載荷板設置

ら算出した値 36° に, 試験時の繰返し載荷による締固め効果を 2° と仮定して加え 38° とする

地下水水位は地表面下 2.5m 前後であり, 載荷試験期間中これを載荷面より若干下方とするため, 釜場を設け排水した。

表-2 試験内容

载荷板形状 寸法	φ			□		□		□1.5
	30cm			50cm		1.0m		m
試験番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
土被り	有	無	無	無	無	無	無	無
計画最大荷重	10tf			42tf		100tf		260tf
载荷板変位測点数	4			4		4		4
地表面変位測点数	8			8		8		16

表-3 最大荷重と計算値

単位: tf, (): tf/m²

载荷板形状 寸法	φ			□		□		□
	30cm			50cm		1.0m		1.5m
試験番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
土被り	有*	無	無	無	無	無	無	無
载荷試験値	10.0** (141)	8.0 (113)	9.0 (127)	42.0 (168)	42.0** (168)	100** (100)	100** (100)	260** (116)
計算値 基礎標準	5.94 (83.6)	4.48 (63.1)		16.5 (66.0)		73.2 (73.2)		181.0 (80.4)

注) *: 土被り0.3mの場合, **: 明確な極限に至らなかったもの(S-logt曲線でも判定),
(): 単位面積当たりの極限鉛直支持力(tf/m²)

計算式 土被り有: $Q=A\{I_c \alpha_b c N_c + I_\gamma \beta_b B \gamma_{el} N_\gamma + I_q \bar{\sigma} D_r (N_q - 1)\}$

土被り無: $Q=A\{I_c \alpha_b c N_c + I_\gamma \beta_b B \gamma_{el} N_\gamma\}$

ここにA: 载荷板面積, $I_c, I_\gamma, I_q = 1, c = 1.0 \text{ tf/m}^2, \alpha_b = 1.2, \beta_b = 0.3, N_c = 49, N_\gamma = 60, N_q = 39$

荷重強度と沈下量

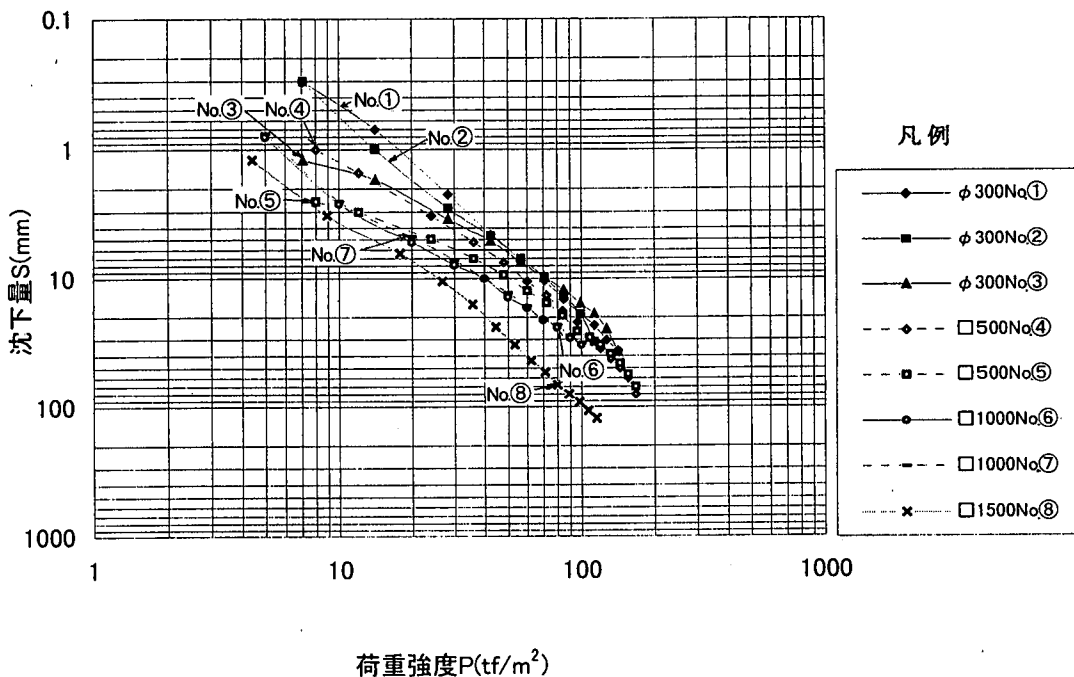


図-5 各载荷試験のlog P-log S曲線

4. 平板載荷試験結果と考察

(1) 極限鉛直支持力

a) 試験値と支持力算定式による計算値の比較

表-3に試験時の最大荷重と支持力算定式による計算値を示す。また、試験結果のうち各載荷試験の $\log P - \log S$ 曲線を図-5に示す。

試験計画では基礎標準から求める極限鉛直支持力に対し、計画最大荷重を十分大きくして、極限状態に至るようにしたつもりであるが、結果は極限鉛直支持力が予想以上に大きく、試験番号②、③、④以外は極限には至らなかった。

計算値と載荷試験結果を一致させるためには、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を修正する必要がある。計算値については、基礎標準¹⁾に記載されている粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の両方を評価する、一般地盤の場合における極限鉛直支持力算定式 [式(1)] を用いて算出することにした。

$$Q_t = At(\alpha_t c N_c + \beta_t B_t \gamma_{el} N_\gamma) \quad (1)$$

ここに Q_t : 載荷板の極限鉛直支持力 (tf)

At : 載荷板の面積(m²)

α_t, β_t : 載荷板の形状係数

c : 粘着力 (tf/m²)

N_c, N_γ : 支持力係数

B_t : 載荷板の幅または直径 (m)

γ_{el} : 載荷板底面の土の有効単位体積重量 (tf/m³)

粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ の修正にあたっては、明確な極限に至った試験番号②、③と、これと載荷板寸法は同じであるが土破りを有していることにより、極限には至らなかった試験番号①との比較、同一条件であるが結果に差がでた試験番号④、⑤の比較により推定してすることにした。

ここで、極限鉛直支持力の大きさに影響を及ぼす粘着力 c については、全平板載荷試験終了後に地盤を掘削し、その自立高さ等から概略の値を求めた。具体的には、約70°の勾配で地表から2.5m掘削し、さらにそこから0.5mの深さを水中掘削したが、掘削面は崩壊しなかった。この掘削による自立高さや法勾配から粘着力 c を逆算すると、1.5tf/m²以上あることが推定できる。

粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を修正して、極限鉛直支持力を計算し直したものを表-4に示す。試験番号①、②、③からは粘着力 $c=1.5\text{tf/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=39^\circ$ と仮定し、試験番号④、⑤からは粘着力 $c=2.0\text{tf/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=39^\circ$ と仮定すると、計算値と試験結果がよく一致することがわかった。試験番号④、⑤で粘着力を 0.5tf/m^2 大きくした方がよく一致するのは、載荷板を設置した砂礫層より下方の粘性土層の影響を受けているためと考えられる。

平板載荷試験により支持力性状を把握できる深さは、一般に載荷板直径の1.5~2.0倍程度までといわれている。この支持力性状を把握できる深さと載荷板寸法の関係を今回の試験から求めてみる。試験番号④、⑤の正方形の載荷板寸

表-4 粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ の修正

単位: tf (): tf/m²

載荷板形状寸法	ϕ 30cm			\square 50cm	
	①	②	③	④	⑤
試験番号					
土破り	有*	無	無	無	無
載荷試験値	** 10.0 (141)	8.0 (113)	9.0 (127)	42.0 (168)	** 42.0 (168)
極限鉛直支持力の計算値 (c, ϕ の修正後)	11.1 (157)	9.20 (130)		41.4 (166)	
修正	粘着力 c (tf/m ²)	1.5			2.0
	内部摩擦角 ($^\circ$)	39			39

注) *: 土盛り0.3mの場合

** : 明確な極限に至らなかったもの (S-logt 曲線でも判定)

(): 単位面積当たりの極限鉛直支持力 (tf/m²)

法が50cmであり、この載荷板で載荷板下2mの粘性土層の影響を把握できたことから、層厚2mを載荷板寸法の50cmで除すと、この値は4となる。

b) 載荷板の大きさによる違い

各載荷板寸法の異なる試験結果を載荷板面積の違いによる荷重強度 (tf/m²) と沈下量 S と載荷板一辺の長さ B との比 S/B の関係でまとめてみた。この結果を図-6に示すが、これによると載荷板の面積に関係なく、一本の荷重強度-沈下量関係の線が得られる。この荷重強度-沈下量 (S/B) 関係を用いることにより、構造物の対象地盤における荷重強度がわかれば、それに応じた沈下量を推定することが可能である。そこで、図-6に示す関係式から、実際の高架橋フーチングの大きさ (3.0m×7.2m) における死荷重 (増加荷重) による基礎の弾性沈下量を計算すると18mmとなる。ここで、土破りの影響を考慮することにしたが、この土破り効果については、直径30cmの円形載荷板による土破り30cmの試験データがあり、これを利用することにした。これをみると、土破りがある場合 (土破り/換算幅=1.0) は土破りが無い場合の沈下量の0.49倍という値となっている。実構造物では土破りが2.5m、フーチング底面の換算幅 B_c が4.65mで、その比は $2.5/4.65=0.537$ である。この比率により、直径30cmの載荷板による関係式を内挿すると0.73倍となり、この値を上記18mmに乗じると13mmとなる。

(2) 鉛直地盤反力係数

表-5に試験結果、表-6に処女載荷時、繰返し載荷時、荷重強度 20tf/m^2 (常時状態で地盤反力度 17tf/m^2 に一番近い値) 付近での試験結果と基礎標準¹⁾の算定式から計算した値とを示す。なお、表-6の粘性土と想定した場合の計算値については、載荷板を設置した砂礫層の下部に位置する N 値17の粘性土の値も併記している。

試験結果においては、表-6に示すように載荷板の大きさによる鉛直地盤反力係数の低下に着目した。ここでは直径

表-5 試験結果

単位: kg/cm³

載荷板寸法	φ 30cm			□50cm		□1m	□ 1.5m	
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
試験番号								
土被り	有*	無	無	無	無	無	無	無
処女荷重によるk _v	8.1	8.7	8.9	7.0	6.6	4.2	4.5	2.4
繰返し荷重によるk _v	第1	12.9	20.7	22.1	9.8	9.0	6.0	6.1
	第2	14.0	18.4	18.1	9.9	9.1	6.2	6.4
	第3	13.6		16.9	7.8	8.9	6.1	6.2
	平均	13.5	19.6	19.0	9.2	9.0	6.1	6.2
		19.3		9.1		6.2		

注) *: 土被りを30cmとした場合

表-6 試験結果と計算値

単位: kg/cm³

載荷板	平板載荷試験結果			基礎標準による計算値		
	処女載荷	繰返載荷	20tf/m ²	砂質土	互層	粘性土
φ 30cm* B _v =26.6	8.8 (1.00)	19.3 (1.00)	19.6 (1.00)	31.0 (1.00)	34.2 (1.00)	36.1[19.1] (1.00)
□50cm** B _v =50.0	6.8 (0.77)	9.1 (0.47)	10.9 (0.56)	22.6 (0.73)	21.3 (0.62)	19.2[10.2] (0.53)
□1m** B _v =100.0	4.35 (0.49)	6.2 (0.32)	5.1 (0.26)	16.0 (0.52)	12.6 (0.37)	9.6[5.1] (0.27)
□1.5m B _v =150.0	2.4 (0.27)	3.2 (0.17)	3.5 (0.18)	13.1 (0.42)	9.3 (0.27)	6.4[3.4] (0.18)

注) *: 土被り無しの2試験の平均値, **: 2試験の平均値

値はN値32で計算したもので, []はN値17で計算した値

()内の数字はφ 30cmを1.00とした場合の比率

計算式

(砂質土) $k_v = 0.2 \alpha E_0 B_v^{-1/2}$

(砂質土・粘性土の互層) $k_v = 0.5 \alpha E_0 B_v^{-3/4}$

(粘性土) $k_v = 1.2 \alpha E_0 B_v^{-1}$

ここに $\alpha=1$, $B_v=\sqrt{A}$ (cm), $E_0=25N(kgf/cm^2)$

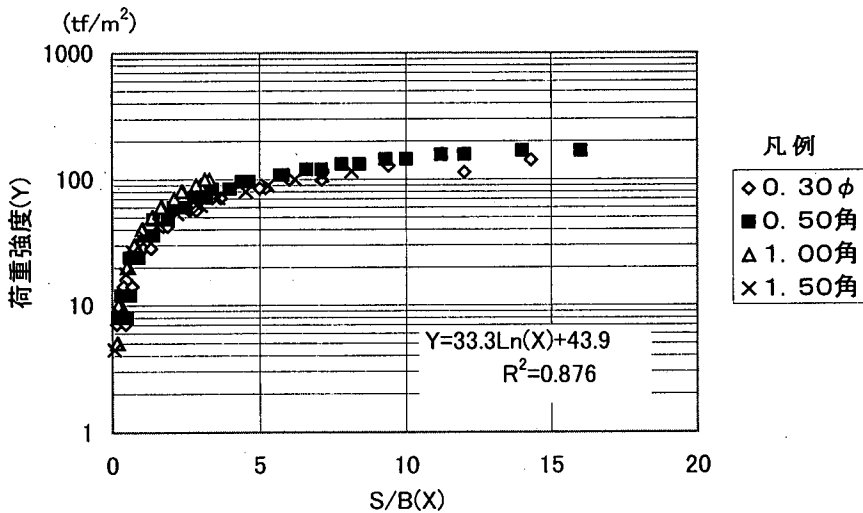


図-6 荷重強度と沈下量 (S/B) 注) 試験番号①を除く

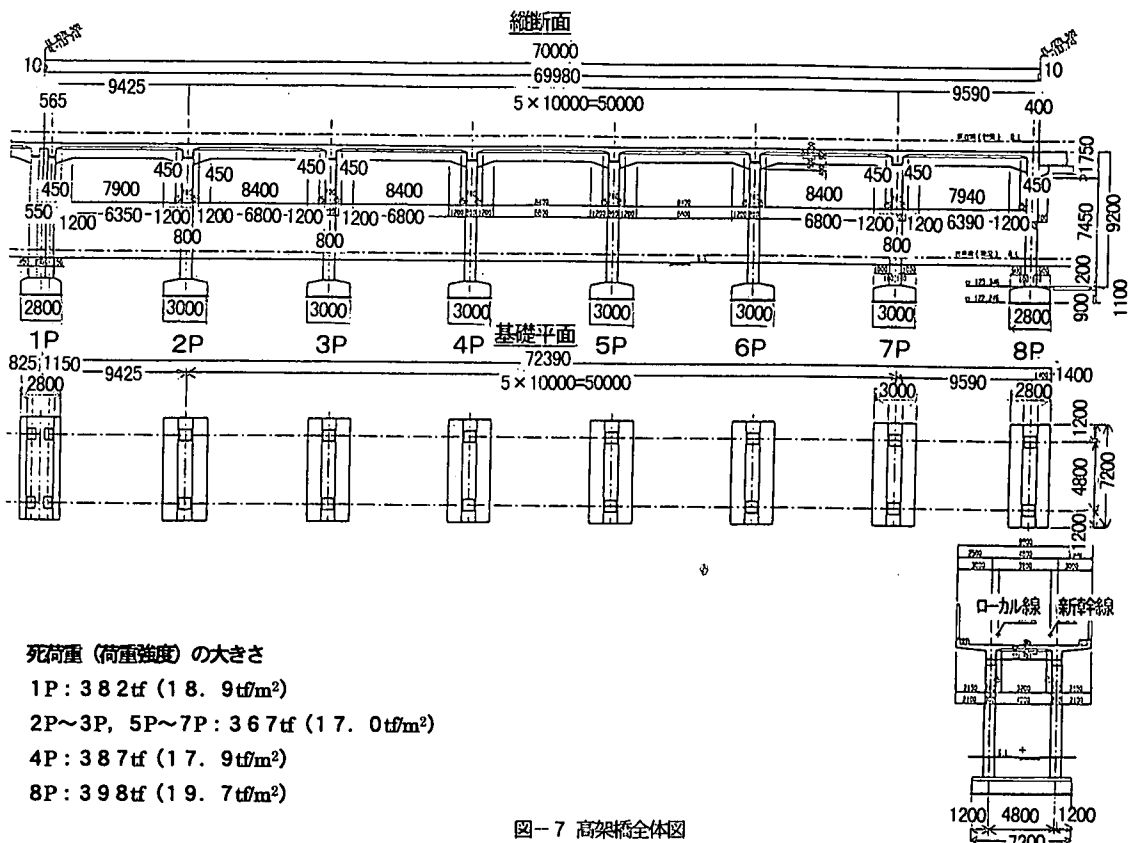


図-7 高架橋全体図

死荷重 (荷重強度) の大きさ

- 1P : 382tf (18.9tf/m²)
- 2P~3P, 5P~7P : 367tf (17.0tf/m²)
- 4P : 387tf (17.9tf/m²)
- 8P : 398tf (19.7tf/m²)

30cmの円形載荷板の値を1.0とした、各載荷板の値の低下比率を指標とした。これを見ると、絶対値は必ずしもあっているとはいえないが、低下比率をみると処女載荷時には、載荷板寸法の小さいものは基礎標準の砂質土の式で算出した値に近く、載荷板寸法が大きくなると互層の式により算出した値に近くなること、一方、繰返し載荷時および荷重強度20tf/m²のものについては、粘性土の式により算出した値に近いことがわかった。これは、載荷面積の大きなもの、繰返し載荷時は、載荷板直下である砂礫層より下部の粘性土層の影響を受けるためと考えられる。載荷板を設置した砂礫層の2m下に存在する、N値17の粘性土で計算した値が、試験から算出される値に非常に近いことからいえる。以上、載荷板の大きさによる鉛直地盤反力係数の低下は、基礎標準から算出した比とあうことがわかった。

これらの結果を基に、実際の高架橋フーチングの大きさ(3.0m×7.2m)に適用し、死荷重(増加荷重)による各基礎の弾性沈下量を計算した。計算においては、載荷面積が大きいことから下層の粘性土の影響を反映している試験結果を用い、また実構造物では土被りがあることから、土被り効果を考慮することにした。この土被り効果については載荷面積の大小により線型的な性質を示すかどうかは明らかではないが、本載荷試験において直径30cmの円形載荷板による土被り30cmの試験データがあることから、これ

を利用することにした。これを見ると、土被りがある場合(土被り/換算幅=1.0)は土被りがない場合における鉛直地盤反力係数の1.31倍の値となっている。実構造物では土被りが2.5m、フーチング底面の換算幅B₀が4.65mで、その比は2.50/4.65=0.537となる。この比率により、直径30cmの載荷板による関係式を内挿すると1.16倍となり、これらを考慮して計算すると、沈下量は9.5mmと推定される。

(1)b)で推定した弾性沈下量13mmと、上記で推定した沈下量9.5mmという値に関しては、この程度の量であれば各基礎間の不同沈下に対しても対応できると判断し、直接基礎の採用に踏み切った。

5. 建設時の沈下挙動

(1) 地盤調査

大型平板載荷試験を実施した箇所における高架橋を対象に、フーチング構築のための掘削時において、支持地盤の土の粒度試験と直径30cmの円形載荷板による平板載荷試験(単調載荷)、および工事期間中を通じた地下水位の測定を実施した。

対象とした高架橋全体図を図-7に示す。土の粒度試験は2P、4P、6P、8Pにおいて、平板載荷試験は各基礎底面において実施した。粒度試験の結果、相対的ではあるが、起点方は中礫分以下の割合が高く、終点方は粗礫分

表-7 平板載荷試験の K_{30} 値

基礎番号	1P	2P	3P	4P	5P	6P	7P	8P
K_{30} 値	7.68	8.32	7.52	7.84	5.44	8.80	5.84	7.68

単位: kgf/cm^3

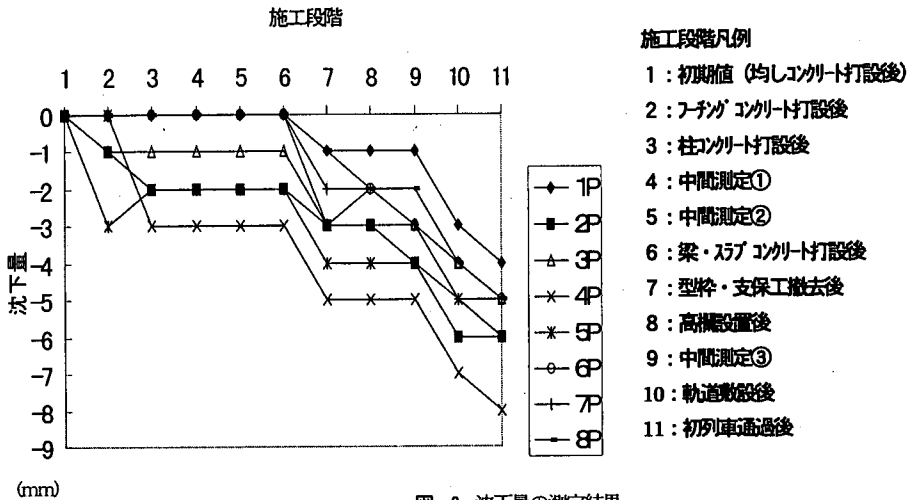


図-8 沈下量の測定結果

の割合が高い傾向となっている。平板載荷試験の K_{30} 値は表-7に示すとおり $5.44 \sim 8.80 \text{kgf/cm}^3$ という値であり、平均値は 7.39kgf/cm^3 、変動係数は0.15であった。この平均値 7.39kgf/cm^3 という値は、4(2)の表-6の中の $\phi 30 \text{cm}$ の処女載荷の値より少し小さい値である。調査70mの区間でも変動係数が0.15と、かなりばらついていることがわかる。

地下水は平成8年7月25日～平成9年3月22日までの期間において、地表面下2.3m～3.3mと1mの変動がみられた。

(2) 沈下測定

基礎の沈下量を測定するため、均しコンクリート打設後、この上面に沈下板を1フーチングに1基ずつ設置し、沈下板のロッドを地表からマイクロレベルにより測量した。測定回数は高架橋の構築順序に従い計11回とした。

沈下量の測定結果を図-8に示す。これから、梁・スラブコンクリート打設前までの沈下挙動は、2P～5Pまでの沈下を示すグループと1P、6P～8Pの沈下を示さないグループの2つに区分することができる。ラーメン構造の完成(梁・スラブコンクリート打設後)以降は、型枠・支保工撤去後に沈下が進み、軌道敷設、初列車通過後にも沈下が増加し合計で4～8mmとなった。沈下挙動は荷重が載荷されても変化を示さないものや、遅れて沈下挙動を示すもの等、隣接した基礎でもその沈下性状はかなりばらついていることがわかる。軌道敷設後は、ばらつきも収束し4～8mmという値におちついた。図-7に示した各基礎に作用する死荷重、および表-7に示した各基礎の K_{30}

値と実測沈下量との間には、明確な関係はみられなかった。最大沈下量8mmという値は、平板載荷試験結果等から推定した値に対して以下のような割合であった。

- ① 載荷板の大きさによる違いで、荷重強度-S/B関係から推定した13mmの約62%である。
- ② 鉛直地盤反力係数で、土被りと載荷地盤より下層の粘性土層の影響を考慮した推定値9.5mmの約84%である。
- ③ 実際の高架橋基礎位置で実施した直径30cmの平板載荷試験を基に、実際のフーチング面積で補正した鉛直地盤反力係数から求めた推定値25.6mmの約31%である。梁・スラブコンクリート打設後のラーメン構造となつてからの沈下量は4～5mmであり、これによる各基礎間の相対不同沈下量は1mm程度である。

(3) 土圧測定

基礎底面に作用する荷重強度を測定するため、基礎底面(均しコンクリート下の基礎砕石上面)に土圧計を1フーチングに1基ずつ柱直下位置に設置した。測定回数は沈下測定と同様とした。測定結果を図-9に示す。この結果では、載荷荷重を良くとらえているグループと載荷荷重以下の値しか示さないグループにわかれた。載荷荷重を良くとらえているグループでは、特に梁・スラブコンクリート打設と軌道敷設の時点で大きな変化を示している。これらの最終的な値は、設計時点で考えていた死荷重による地盤反力度 17tf/m^2 に近い $18 \sim 20 \text{tf/m}^2$ を示している。

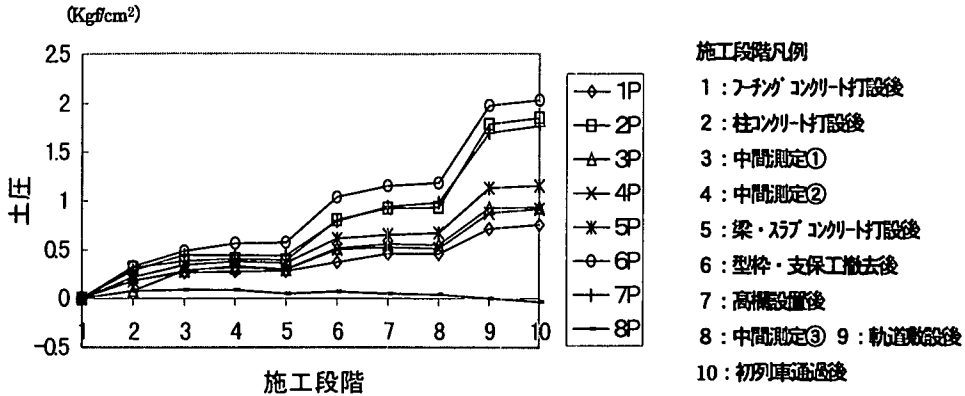


図-9 土圧測定結果

6. まとめ

今回実施した平板載荷試験および高架橋建設時の沈下の計測結果から、以下のような結論を得た。

- 1) 平板載荷試験では、載荷板面積が大きくなるに従い、その支持力性状（極限鉛直支持力、鉛直地盤反力係数）は、載荷板直下より下方の層の影響を受ける。この傾向は繰返し載荷試験について顕著である。
- 2) 繰返し載荷により、載荷板寸法の小さな試験でも、より深い地盤の性状を把握することができる。この深さは載荷板寸法の4倍程度であった。
- 3) 平板載荷試験における極限鉛直支持力の計算では、湿润状態における粘着力の影響を考慮に加え、繰返し載荷による締固め効果として、内部摩擦角 ϕ を2~3°高目に考慮する必要がある。
- 4) 載荷板面積の違いによる荷重強度とS/B（沈下量/載荷板一辺の長さ）の関係においては、載荷板の面積に関係なく一本の関係式が得られた。
- 5) 土被りと載荷地盤より下層の粘性土層の影響を考慮した鉛直地盤反力係数を用いて推定した沈下量が、高架橋建設時の実測沈下量に最も近いものとなった。沈下量推定の際に、土被り効果を考慮すべきことがわかった。
- 6) 実際の高架橋の沈下挙動は、隣接した基礎でもかなりばらつき、各基礎位置で実施した直径30cmの平板載荷試験の K_{30} 値とは明確な関係はみられなかった。
- 7) 十分な調査とそれに応じた構造計画を行えば、良質でない支持層であっても直接基礎とすることは十分可能である。

施工段階凡例

- 1: フーチングコンクリート打設後
- 2: 柱コンクリート打設後
- 3: 中間測定①
- 4: 中間測定②
- 5: 梁・スラブコンクリート打設後
- 6: 型枠・支保工撤去後
- 7: 高欄設置後
- 8: 中間測定③
- 9: 軌道敷設後
- 10: 初列車通過後

建設工事部 担当部長 海野隆哉氏（現 長岡技術科学大学教授）並びに現地調査にご協力いただいたJ R九州の関係者に深く感謝します。

参考文献

- 1) 土木学会編：国鉄建造物設計標準解説（基礎構造物、抗土圧構造物），1986.3.
- 2) 若松加寿江：日本の地盤液状化履歴図，東海大学出版会，1991.12.
- 3) 梅原俊夫，福島弘文：緩い砂地盤に高架橋ができるまで—国鉄釧網線網走高架橋—，土と基礎，Vol.34，No.9，pp.33~38，1986.9.
- 4) 土質工学会：地盤の平板載荷試験方法・同解説，1983.1.
- 5) 岡田勝也，梅原俊夫，福島弘文：直接基礎の支持力特性—ゆるい砂地盤における平板載荷試験—，日本鉄道施設協会，構造物設計資料（国鉄構造物設計事務所監修），No.80，pp.17~23，1984.12.
- 6) 瀧内義男，古山章一，佐々木弘：田沢湖線新直通運輸計画盛岡アプローチ部における高架橋基礎の設計，日本鉄道施設協会誌，Vol.32，No.5，pp.36~38，1994.
- 7) 瀧内義男，古山章一，佐々木弘，菅原学：緩い砂礫地盤上の大型平板載荷試験，土質工学会第28回土質工学研究発表会発表要覧集，pp.1569~1570，1993.
- 8) 古山章一，瀧内義男：高架橋基礎設計のための大型平板載荷試験，SED（J R 東日本建設工事部附属構造技術PT監修）No.1，pp.63~72，1993.11.
- 9) 海野隆哉：鉄道における最近の建設技術（ミニ新幹線を中心にして），土と基礎，Vol.45，No.11，pp.1~4，1997.11.

（1998.3.2 受付）

謝辞：本高架橋の計画および平板載荷試験の計画・結果の評価についてご指導いただきました前東日本旅客鉄道(株)

A STUDY OF ADOPTION FOR SPREAD FOUNDATIONS ON SLIGHTLY WEAK GRAVEL BED GROUND

Shoichi FURUYAMA and Yoshio TAKIUCHI

In order to adopt spread foundations on slightly weak gravel bed ground, Authors have conducted a series of plate bearing tests using for the purpose of establishing reasonable design method on spread foundations.

This paper describes not only the bearing capacity and the modulus of subgrade reaction but also useful information obtained from comparing plate bearing test results with actual elastic settlement .