

土 木 研 究 所 資 料

杭の動的支持力管理手法 に 関 す る 調 査

平成 8 年 3 月

建設省土木研究所
材料施工部施工研究室

Copyright © (1996) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

杭の動的支持力管理手法 に関する調査

施工研究室 室長 塚田幸広
研究員 市村靖光
森 芳 徳

要 旨

本報告は、杭の動的支持力管理手法（動的載荷試験、急速載荷試験）の理論と実施例をまとめたものである。動的載荷試験については、地盤モデルの違いが波形マッチング結果に与える影響を調査した。急速載荷試験については、長尺杭への適用性をシュミレーション解析により検討した。また、静的載荷試験との比較を行い各試験の適用範囲を整理した。

キーワード：杭、支持力、動的載荷試験、急速載荷試験

杭の動的支持力管理手法に関する調査

はじめに

静的載荷試験 (Static Loading Test; S L T) は、杭の支持力を精度良く測定できる方法であるが、反力杭や載荷梁などの大がかりな試験設備が必要で多大な費用と時間を要するため、現場内の全ての杭に対して実施することは難しい。しかしながら、限られた地域内であっても地盤条件は一様でないことも多く、支持力が大きく異なる場合も考えられる。S L Tに対して、欧米などでは加速度計やひずみゲージを杭頭に設置し、ハンマで打撃したときの貫入抵抗を計測する動的載荷試験 (Dynamic Loading Test; D L T) が数多く用いられている。また最近では、比較的長周期の動的載荷により準静的に杭を貫入させる急速載荷試験 (Rapid load test; R L T) の実施例も増加している。これらの試験は、低コスト・短時間で試験を行うことが可能であるため、試験本数の増加を図ることができ、杭基礎全体の信頼性向上に寄与すると考えられる。但し、これらの方法ではS L Tに比較して非常に高速で杭を地盤に貫入させるため、試験結果には速度や加速度に依存する抵抗が含まれる。それゆえ、その適用に際しては動的影響を適切に評価することが必要となる。また、試験結果の利用目的 (設計支持力確認、打ち止め管理) や、現場条件 (施工法、工期など) によって最適な試験法を選定することが重要であり、各試験法の特徴を整理し、適用範囲を明確にする必要がある。以上から、本調査ではD L T、R L Tの試験結果から動的成分を除去したものとS L Tで得られる静的支持力との関係を整理し、各々の適用範囲を明らかにした。

施工研究室 室 長 塚田幸広
研究員 市村靖光
森 芳徳

目 次

I 本 編

1. 調査の目的	1
2. 用語の定義	2
3. 载荷試験の概要	4
4. 静的载荷試験	5
4. 1 基本計画	5
4. 2 試験装置	5
4. 3 試験方法	7
5. 動的载荷試験	8
5. 1 測定システム	8
5. 2 試験方法	10
5. 3 解析方法	12
6. 急速载荷試験	15
6. 1 試験装置と载荷方法	15
6. 2 解析方法	17
7. 各試験の適用性	19
参考文献	21

II 解説編

1. 杭の支持力の考え方	22
1. 1 静的載荷試験における支持力決定法	22
1. 2 杭の施工法と支持力の関係	24
1. 3 杭の動的支持力公式	26
2. 波動理論	28
2. 1 一次元波動理論	28
2. 2 一次元波動方程式の解法	28
2. 2. 1 特性曲線による解法	28
2. 2. 2 差分式による解法	30
3. 動的支持力測定法	32
3. 1 C a s e 法	32
3. 2 2点ゲージ法	34
3. 3 波形マッチング解析	35
3. 3. 1 地盤モデル	35
3. 3. 2 パラメータの選定	40
3. 4 杭頭計測法の適用範囲	44
3. 5 極限抵抗の測定	46
4. 地盤のセットアップ	48
4. 1 再打撃計測	48
4. 2 圧密理論による予測	50
5. 急速載荷試験	54
5. 1 解析方法	54
5. 2 除荷点法の適用範囲	57
6. 各試験の比較	68
7. 今後の課題	71
参考文献	72

Ⅲ 事例編

1. 新通り I C 橋下部工事現場	75
1. 1 試験方法	75
1. 2 試験結果	76
1. 2. 1 動的載荷試験	76
1. 2. 2 急速載荷試験	80
2. 沼南現場	82
2. 1 試験方法	82
2. 2 試験結果	83
2. 2. 1 動的載荷試験	83
2. 2. 2 急速載荷試験	90
2. 2. 3 荷重—沈下曲線の比較	91
参考文献	93

I 本 編

1. 調査の目的

杭の打ち込み時の動的性状から支持力を求めようとする試みは、19世紀初頭から行われた。当時は、杭を剛体と仮定し杭中の波動伝播を考慮しない、いわゆるHiley式に代表される動的支持力公式に関する研究が主であった。その後、1960年のSmithによる波動方程式の数値計算方法の開発により、波動理論の杭への応用に関して多くの研究がなされてきた。杭の動的載荷試験方法としては、Gobleらが1968年から行ったCASEプロジェクトが最初で、杭頭で測定されたひずみ・加速度波形から支持力を推定するCASE法や、波動方程式の数値解法を利用したCAPWAPプログラムは世界的に広く普及している。また、最近では1980年から4年毎に「波動理論の杭への応用に関する国際会議」が開かれており、基礎的研究からケーススタディまで様々な論文が発表されている。

一方、国内では1970年代の後半から、東海大学の宇都らが波動理論を用いた杭の打止め管理方法の開発を推進していたが、それ以外の研究はほとんど皆無であった。その後、国際土質基礎工学会に設けられたTechnical Committee on "Pile Driving"をサポートするために、1986年に土質工学会Pile Driving国内委員会が設けられ（その下には波動理論小委員会）、国内外の主要な文献抄録の作成や国内シンポジウムを開催している。動的載荷試験の実用化に関しては、土木研究所と（財）土木研究センターによる「杭の信頼性診断技術の開発に関する共同研究」、その後の鋼管杭協会による研究、金沢大学の松本らの研究が挙げられる。前者は測定装置DPASを、後者は2点ゲージ法を開発している。最近では前述の国際会議に投稿された論文も数多い。また、東京湾横断道路やその他の多くの現場で動的載荷試験が行われるようになっており、ペン書き法に替わる安全で高精度の打ち止め管理方法として十分に実用的であることが認められている。しかしながら、静的載荷試験の代替方法として広く普及するまでには至っておらず、適用範囲を再考した上で試験方法を確立していく必要がある。さらに、新しい試験方法として急速載荷試験の一つであるスタナミック試験（Statnamic load test）も国内に導入されている。

本調査は、動的載荷試験、スタナミック試験の適用性を把握することを目的としたもので、現場試験により得られたデータの解析手法、及び静的載荷試験結果との比較を示している。

2. 用語の定義

本報告で用いる用語の定義は、以下の通りとする。

静的載荷試験 (Static load test;SLT)

杭の鉛直支持力及び沈下量に関する情報を得ること、あるいは定められた設計鉛直支持力の妥当性を確認することを目的に実施される試験で、静的に杭頭に載荷する試験をいう。

動的載荷試験 (Dynamic load test;DLT)

杭の打撃時に杭頭のひずみや加速度を計測し、地盤の貫入抵抗を求める試験。杭頭計測法とも呼ばれる。

急速載荷試験 (Rapid load test:RLT)

立ち上がりの緩やかな100ms程度の載荷時間を与え、杭に対して静的に近い載荷を行う試験を言う。現在、国内で用いられているものにスタナミック試験がある。

スタナミック試験 (Statnamic load test;STN)

杭頭に設置された反力体を推進剤の燃焼によるガス圧で上方に打ち上げ、その反力により準静的に載荷を行う試験。

静的支持力

静的載荷試験により求められる地盤支持力。

貫入抵抗

杭の貫入時の地盤抵抗。

静的（貫入）抵抗

杭の貫入時の地盤抵抗のうち静的な成分。すなわち、杭の変位に依存する抵抗。

動的（貫入）抵抗

杭の貫入時の地盤抵抗のうち動的な成分。すなわち、速度あるいは加速度に依存する抵抗。

セットアップ

杭の打設後、時間の経過に伴い地盤の支持力が回復する現象をいう。

初期打撃

動的載荷試験において、杭の打ち込みを初期打撃と呼ぶ。

再打撃

動的載荷試験において、セットアップの大きさを推定するため、杭の初期打撃から一定の時間が経過した後、再び打撃を行うこと。

波形マッチング

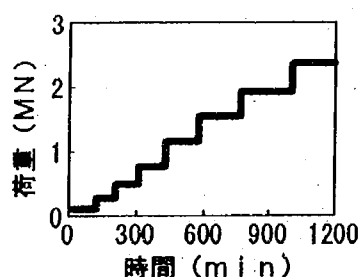
地盤支持力の分布や動的抵抗を除去した静的抵抗を求めるための詳細解析で、杭と地盤をモデル化し、計算波形と測定波形が一致するように地盤パラメータを同定する手法。

3. 載荷試験の概要

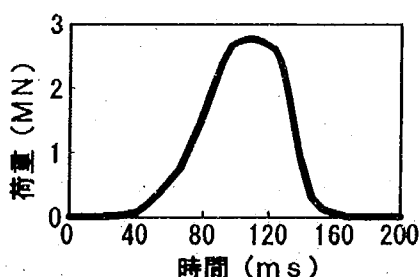
表-3. 1 は、各載荷試験の代表的な仕様を示している。また、図-3. 1 に載荷時間を、図-3. 2 に載荷特性を示している。

表-3. 1 各試験の代表的な仕様¹⁾

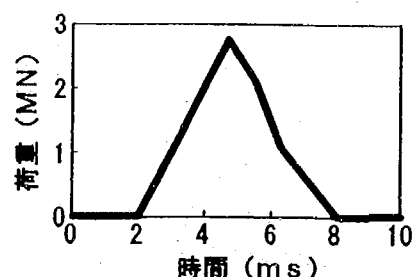
	静的載荷試験	スタナミック試験	動的載荷試験
ハンマ重量 (ton)	—	2 ~ 5	2 ~ 10
最大ひずみ (μst)	1,000	1,000	500 ~ 1,000
最大速度 (m/s)	$10^{-3} mm/s$	0.5	2 ~ 4
最大荷重 (tf)	200 ~ 1,000	200 ~ 1,000	200 ~ 1,000
載荷時間 (ms)	10^7	50 ~ 200	5 ~ 20
加速度 (m/s^2)	10^{-13}	5 ~ 10	5,000
変位 (mm)	20 以上	50	10 ~ 30



(a) 静的載荷試験



(a) スタナミック試験



(c) 動的載荷試験

図-3. 1 載荷時間

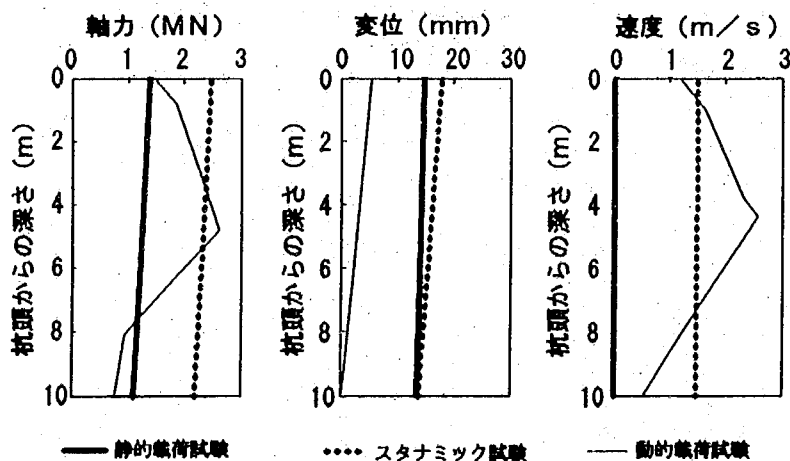


図-3. 2 載荷特性²⁾

4. 静的載荷試験

静的載荷試験は、杭の鉛直支持力および沈下量に関する情報を得ること、あるいは定められた設計鉛直支持力の妥当性を確認することを目的に行われる。標準的な試験方法は、地盤工学会の「杭の鉛直載荷試験方法（案）」に示されている。

4. 1 基本計画

(1) 計画最大荷重

計画最大荷重は、設計荷重に安全率を乗じた値以上、または推定した極限支持力などの値以上を試験の目的に応じて設定する。

(2) 試験杭

試験杭は原則として本杭のうちの代表的な杭と同一仕様とし、本杭とは別に計画する。そして、計画最大荷重に対して十分安全になるよう設計し、杭頭は荷重の偏心等を考慮して補強する必要がある。

(3) 養生期間

試験杭の施工によって乱された地盤の強度回復、コンクリート等の硬化を考慮して、十分な養生期間を設ける。地盤別の養生期間の目安は、表－4. 1 に示す通りである。

表－4. 1 養生期間の目安

地 盤	養生期間
砂質土	5 日以上
粘性土	1 4 日以上

4. 2 試験装置

(1) 装置の構成

試験装置は、加力装置、反力装置および計測装置から構成される。試験装置の一例を写真－4. 1、図－4. 1 に示す。



写真－4. 1 静的載荷試験装置の一例
(提供：地盤試験所)

(4) 計測装置

計測装置は、荷重計、変位計、ひずみ計等の計測機器と基準点および基準梁によって構成される。荷重は、ジャッキと載荷梁の間に設置したロードセルあるいはジャッキのシリンダーに取り付けた油圧計を用いて計測する。変位計測には、精度1/100mm以上、ストローク50mm以上の電気的な変位変換器を用いるのが一般的である。軸力分布を測定するためのひずみ計（または鉄筋計）は、地層の変わり目、あるいは杭の断面性状の変わり目の位置を狙って設置する。各断面に2あるいは4点設置するのが一般的である。

4. 3 試験方法

(1) 載荷方法

載荷方法は多サイクル方式とし、表－4. 2による。

表－4. 2 載荷方法

荷重段階数	8段階以上	
サイクル数	4サイクル以上 増荷重時： $\frac{\text{計画最大荷重}}{\text{荷重段階数}}$ tf/min程度 減荷重時：増荷重時の2倍程度	
各荷重段階における荷重保持時間	処女荷重階	30分以上の一定時間
	履歴内の荷重階	2分以上の一定時間
	0荷重階	30分以上の一定時間

(2) 計測項目

計測項目は、次のうちから試験目的に応じて選択する。

- ①時 間
- ②荷 重
- ③杭頭の沈下量
- ④杭先端および中間部の沈下量
- ⑤杭体の軸方向ひずみ
- ⑥杭頭の水平変位量
- ⑦反力装置の変位量

5. 動的載荷試験

動的載荷試験の目的は、杭の打撃中に測定される貫入抵抗により打ち止め管理を行うこと、あるいは再打撃により地盤のセットアップ後の貫入抵抗を計測し、設計支持力の確認を行うことである。

5. 1 測定システム

杭打ち時に杭頭で測定した応力や加速度の動的測定データから直接に支持力を求める方法は、GobleらによるCASE法⁴⁾として広く知られている。これと同様の方法としてTNOWAVE⁵⁾やNCASE法⁶⁾などが開発されている。また、DPA⁷⁾は加速度計の出力を2回積分することによりリバウンド及び貫入量を算定し、道示式から動的支持力を求めるものである。この他に、杭頭の2箇所で測定したひずみ波形から杭の支持力、貫入量などを求める2点ゲージ法⁸⁾も提案されている。これらの方法の概要をまとめたものを表-5. 1に、代表的なシステム構成を図-5. 1に示している。

表-5. 1 杭頭計測法の概要

測定装置	測定項目	初期解析	詳細解析	開発国
PDA	加速度、ひずみ	CASE法	CAPWAP	米 国
FPDS	加速度、ひずみ	TNOWAVE	TNOWAVE	オランダ
DPAS	加速度、ひずみ	NCASE法	DWAVE	日 本
DPA	加速度	道示式	—	日 本
2点ゲージ	ひずみ2点	2点ゲージ法	KWAVE	日 本

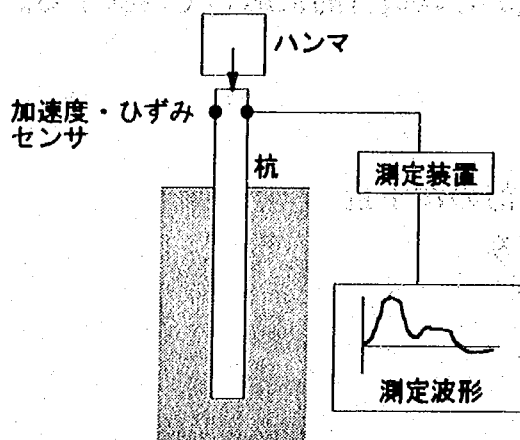


図-5. 1 システム構成

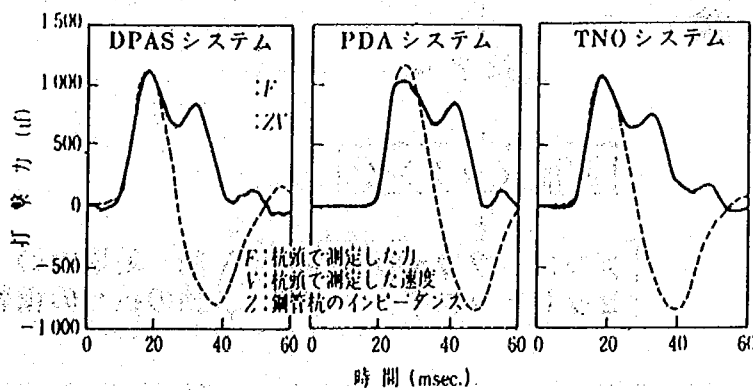


写真－５．１ 試験状況



写真－５．２ 加速度・ひずみ
センサの一例

平成４年度には、東京湾横断道路において表－５．１の各手法により貫入抵抗を測定した事例がある⁹⁾。図－５．２は、同一の打撃時における波動の測定結果を示しており、これらを比較すると三者とも良く一致しており、測定システムによる差はほとんど見られなかった。これから、各システムの機能は同一レベルにあると判断される。



図－５．２ 各測定システムの波形の比較

(1) 試験フロー

```

graph TD
    Start([開始]) --> Sensor[センサ取り付け]
    Sensor --> Pile[杭の建て込み]
    Pile --> Drive[杭打ち]
    Drive --> Measure1[計測]
    Measure1 --> Case1[CASE法]
    Case1 --> Stop1[打ち止め]
    Measure1 --> Stop1
    Stop1 -- "(養生期間)" -.-> Set[ハンマのセット]
    Set --> Measure2[計測]
    Measure2 --> Case2[CASE法]
    Case2 --> End([終了])
    Measure2 --> End
    End --> Match[波形マッチング]
    Match --> Rate[ダンピングファクター  
セットアップ率]
    Rate --> Info[同一現場内の  
他の杭への情報]

```

図-5.3 試験フロー

(2) センサの取り付け

センサは2個で一对であり、必ず杭の同じ高さの対角位置に取り付ける。また、杭頭から2D (D:杭径) 程度離すのが望ましい。センサを取り付ける場合、ボルト穴が杭の表面に対して垂直にあけられていないと捻りひずみを与え、出力信号にオフセットが生じることがあるので注意を要する。

(3) 計測方法

初期打撃の場合、計測は打ち止め予定深度の10m以上手前から、打ち止めまでの打撃を最低50cmピッチで行うことが望ましい。計測中は、データの波形を観察し、波形の安定性、測定ゲイン、データ長、ハンマの偏打等をチェックする。また、CASE法等により貫入抵抗、杭体の発生応力等をモニタリングし、打ち止めの判断基準とする。

再打撃の場合には、打ち止め時と同じハンマエネルギーにより10～20打撃の計測を行う。貫入量が小さく、確認される支持力が不足する恐れのある場合には、杭体の発生応力に注意してハンマエネルギーを大きくする。ハンマエネルギーを大きくできない場合は、杭が貫入するまで打撃を継続する。打撃の継続により杭の貫入量が増えない場合は中止する。

各測定システムの計測仕様は、表-5. 2に示す通りである。

表-5. 2 各システムの計測仕様

	PDA	FPDS	DPAS
サンプリング周波数 (kHz)	10以下	12.5以下	10
データ数	2,000	2,250	8,000以下
ローパスフィルター (kHz)	1.5	1.6	1.6
ひずみ容量 (μ)	3,000	2,000	3,000
加速度容量 (G)	5,000以下	5,000以下	5,000以下

5. 3 解析方法⁶⁾

(1) 簡便法

杭頭で測定された加速度及びひずみ波形を用いて、杭頭での波動を進行波（下降成分）と後退波（上昇成分）に分離することができる。

$$F_h \downarrow (t) = \{F(t) + ZV(t)\} / 2 \quad (5.1)$$

$$F_h \uparrow (t) = \{F(t) - ZV(t)\} / 2 \quad (5.2)$$

ここで、 $F_h \downarrow$ ：進行波（添え字 h は杭頭を意味する）

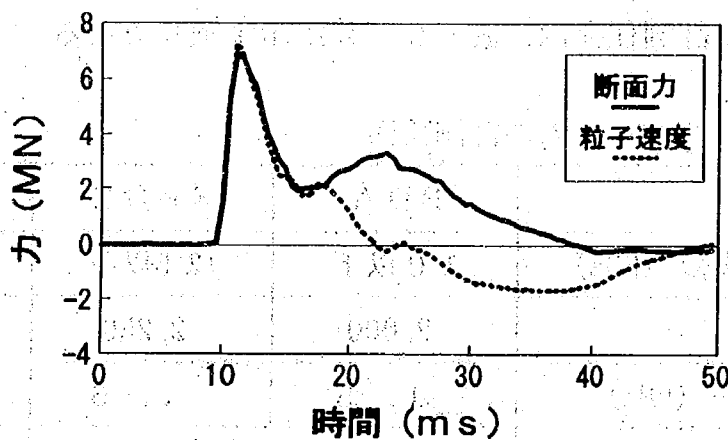
$F_h \uparrow$ ：後退波

F：断面力（ $= A \cdot E \cdot \varepsilon$ 、A：杭の断面積、E：杭の弾性係数、 ε ：測定ひずみ）

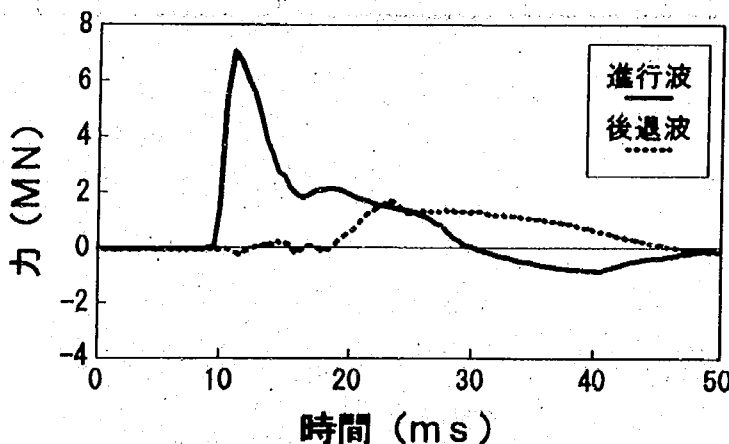
V：粒子速度（測定した加速度を積分）

Z：杭のインピーダンス（ $= A \cdot E / c$ 、c：波動の伝播速度）

図－5. 4に測定波形、図－5. 5に進行波及び後退波の一例を示す。



図－5. 4 測定波形



図－5. 5 進行波、後退波

また、杭に作用する波動の位置関係は図-5.6のように示される。したがって、地盤の貫入抵抗は、杭頭での進行波と後退波を波動が杭を1往復する時間差をもって足し合わせることで求められる。

$$R(t) = F_h \downarrow (t - L/c) + F_h \uparrow (t + L/c) \quad (5.3)$$

ここで、 R ：地盤の貫入抵抗

L ：杭長

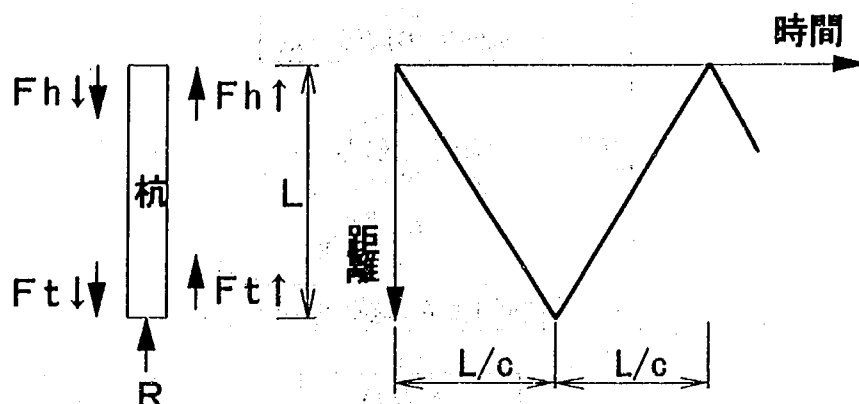


図-5.6 杭中の波動の位置関係

(2) 波形マッチング解析

杭頭計測法による測定データから動的抵抗を除去し静的抵抗を求め、周面及び先端抵抗の分布を推定するために、波形マッチング解析が用いられる。地盤モデルは、図-5.7に示すSmith型のバイリニアモデルを使用することが多い。波形マッチングは、これらの土質パラメータを仮定して杭の動的挙動を波動理論により計算し、実測波形とよく一致するまでパラメータを修正しながら計算を繰り返すものである（図-5.8参照）。

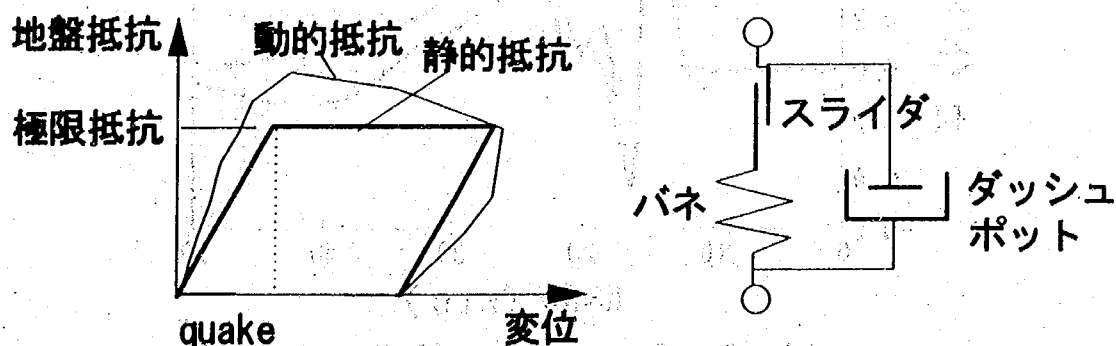
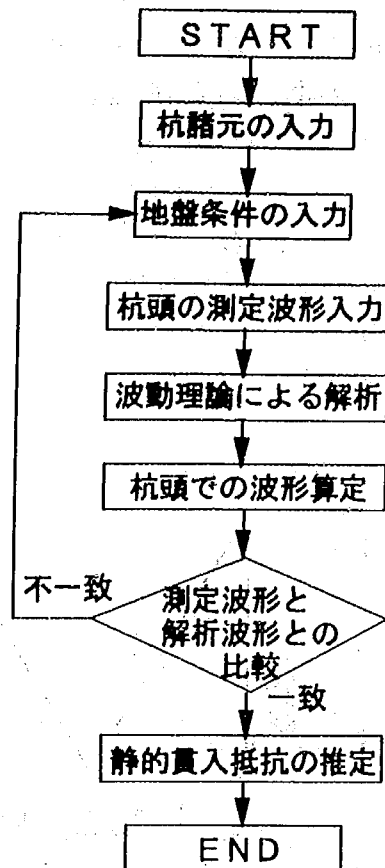
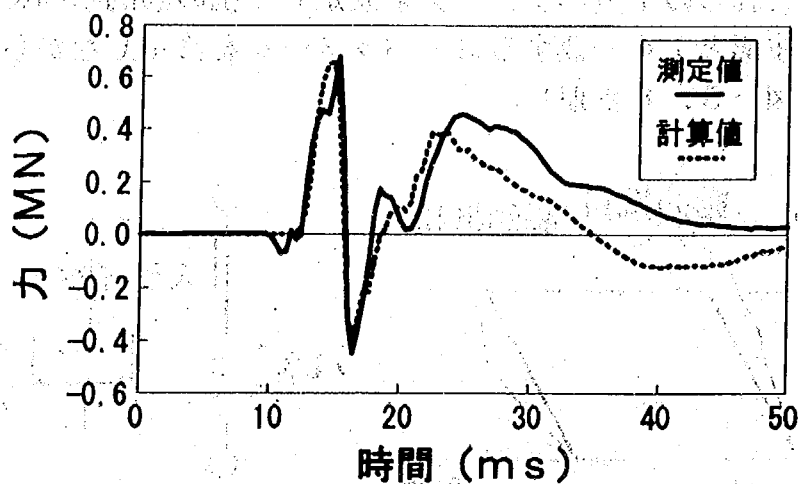


図-5.7 地盤モデル



図－5．8 解析フロー

但し、波形マッチングにおいては、降伏強度、quake、ダンピングの3つのパラメータの組み合わせ次第で実際とは異なる値であっても波形が一致する可能性がある。このため、結果の解釈には工学的な判断が不可欠となる。図－5．9は、後退波のマッチング結果の一例である。



図－5．9 マッチング結果の例

6. 急速载荷試験

急速载荷試験の目的は、杭の鉛直支持力および沈下量に関する情報を得ること、あるいは定められた設計鉛直支持力の妥当性を確認することである。

急速载荷試験の概念は、動的载荷試験よりも長周期の载荷荷重を用いることにより、波動の影響を除去しようとするものである。現在は、その代表的なものとしてスタナミック試験が実用化されており、以下の記述はスタナミック試験に関するものである。

6. 1 試験装置と载荷方法^{10) 11)}

図-6. 1は、スタナミック試験の試験装置と载荷過程を示したものである。スタナミック試験では、杭頭に設置したピストン内部でのガス燃焼圧によって反力体を上方に打ち上げ、その反力を载荷重として杭頭に作用させる。現在、30MNまでの载荷が可能となっている。

試験中は、杭頭荷重をピストンに内蔵されたロードセルにより測定する。同時に、杭頭変位を杭から15~20m程度離れた位置に設置したレーザ変位計で測定する。反力体に発生する加速度は10~20Gであるため、载荷に必要な反力体の重量は、計画最大荷重の5~10%である。

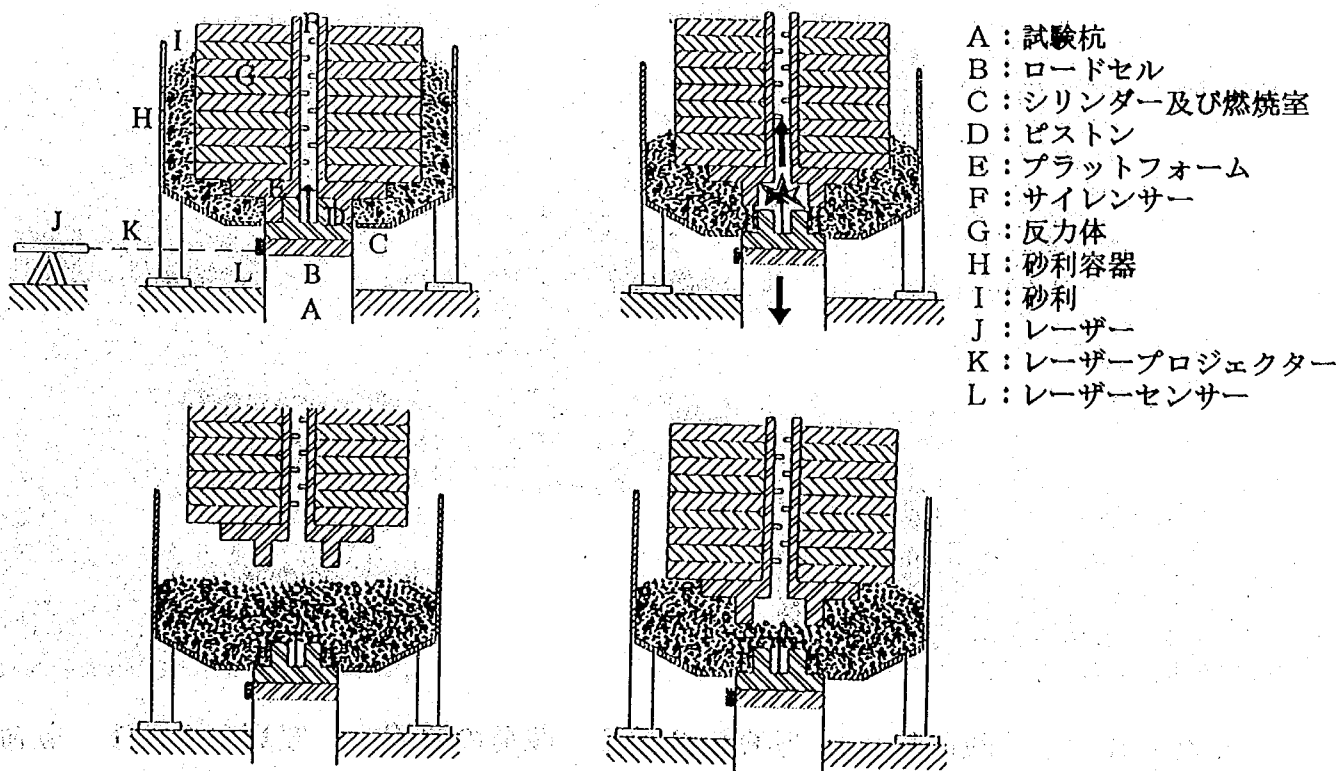


図-6. 1 スタナミック試験の原理

図-6. 1 (a)及び写真-6. 1は、反力体の打ち上げ直前である。この時点では装置の自重によって杭は完全に静的に載荷されている。図-6. 1 (b)及び写真-6. 2において、ガス燃焼室のガスが着火され反力体が加速される。この時点から載荷が開始され、杭が地盤に押し込まれる。反力体が打ち上げられると、プラットフォームと杭頭の間に隙間ができ、重力の作用によってこの隙間に砂利が落ち込む(図-6. 1 (c))。反力体は、この砂利クッションの上に落下し、この際の打撃力は杭頭ではなく地面に伝達される(図-6. 1 (d))。

また、砂利をクッションとして用いる方法では、繰り返し載荷時に砂利の装填に時間がかかることから、油圧ジャッキを利用して落下してくる反力体をキャッチするシステムも開発されている。

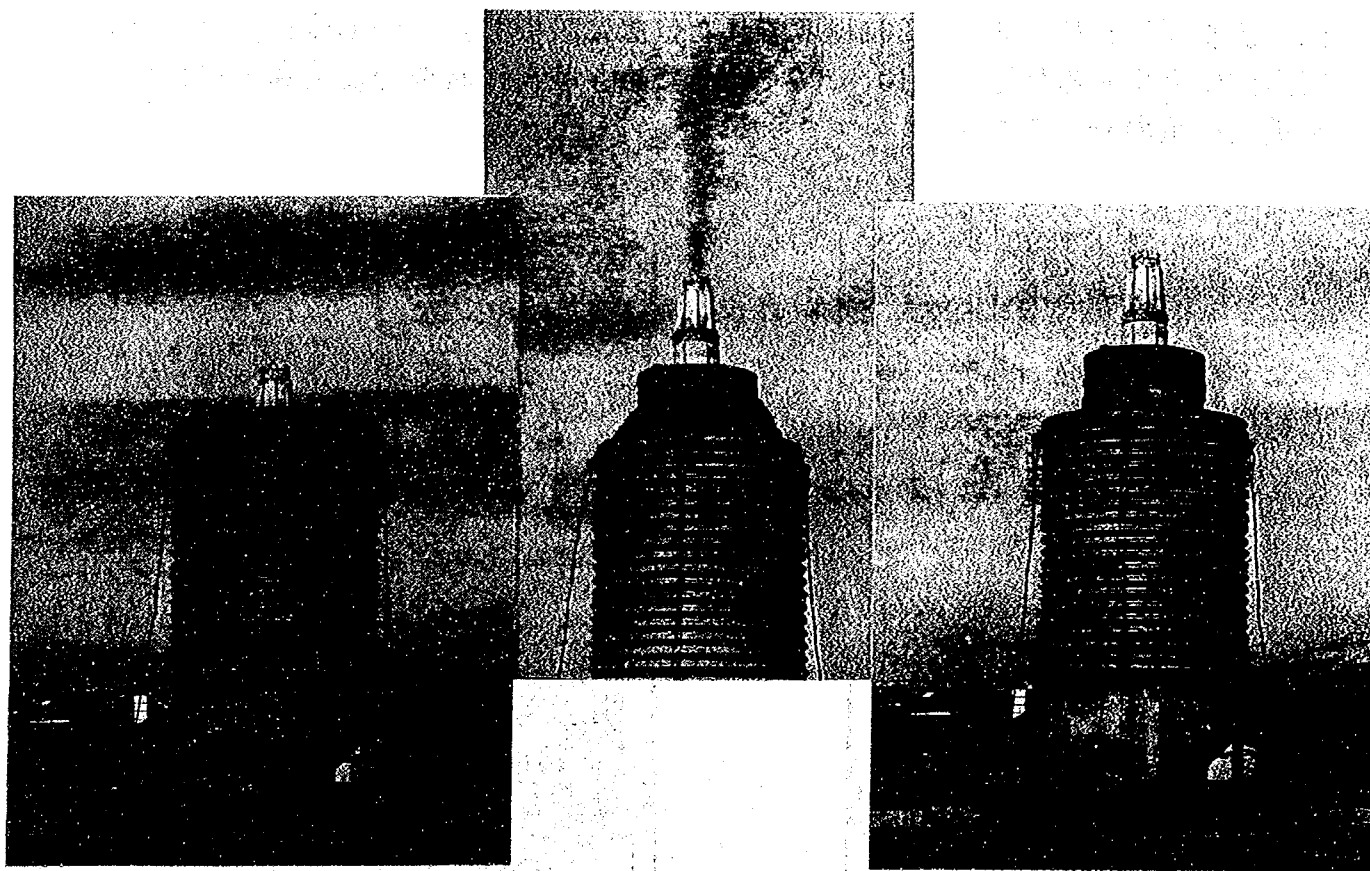


写真-6. 1 載荷前

写真-6. 2 載荷の瞬間

写真-6. 1 載荷後

6. 2 解析方法

図-6. 2にスタナミック試験の測定波形を示す。スタナミック試験では荷重と変位を測定し、速度及び加速度は変位を一階及び二階微分して求めている。

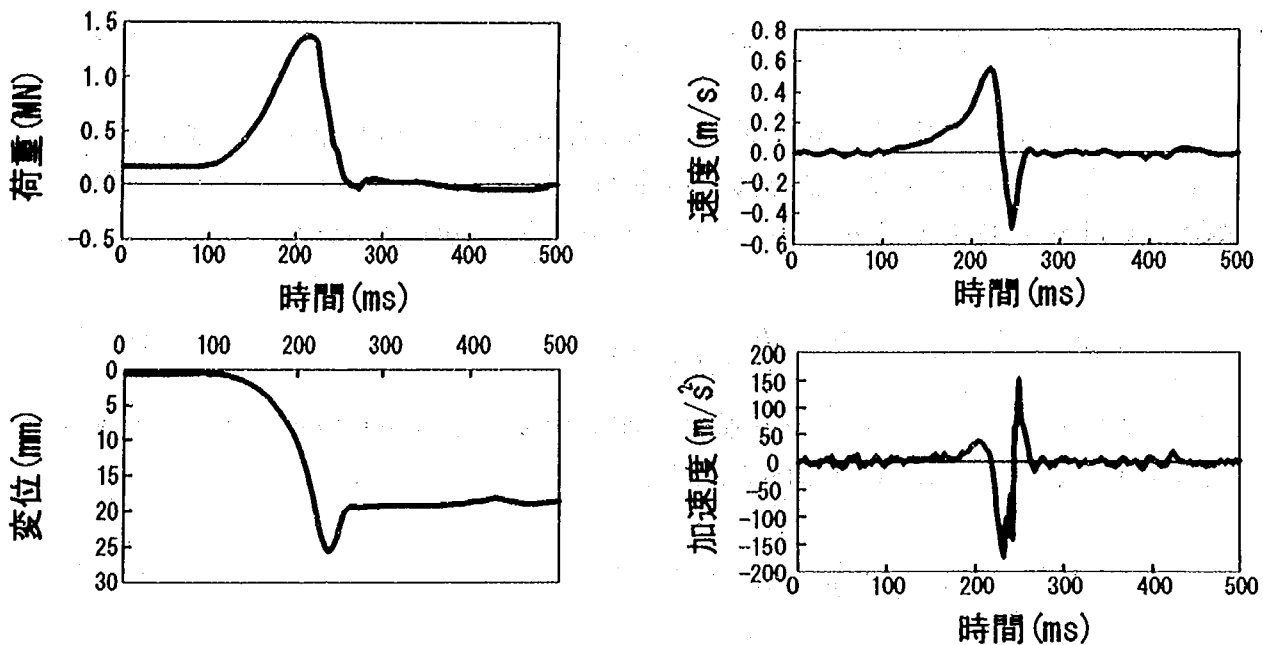


図-6. 2 測定波形

これまで結果の解析方法としては、除荷点法^{1,2)}が提案されている。この方法は杭を剛体とみなし、載荷荷重 (F_{stn}) は地盤抵抗力 (F_{soil}) と杭の慣性力 (F_a) の和で示されると仮定している。

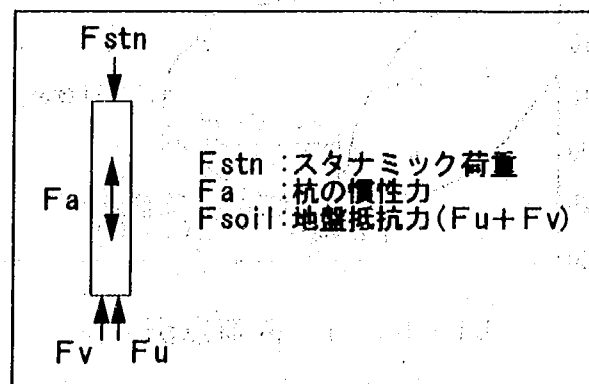


図-6. 3 スタナミック試験での力の釣り合い

$$F_{stn} = F_{soil} + F_a \quad (6.1)$$

また、 F_{soil} は静的抵抗 (F_s) と杭の貫入速度に依存する粘性抵抗 (F_v) の和であると考え、

$$F_{soil} = F_u + F_v \quad (6.2)$$

式(6.1)及び(6.2)から、 F_u は次式で表される。

$$F_u = F_{stn} - F_v - F_a = F_{stn} - C \cdot v - m \cdot a \quad (6.3)$$

ここで、 C ：減衰定数、 v ：速度、 m ：杭の質量、 a ：加速度である。 $F_{soil} - u$ 曲線上で変位が最大となる点を除荷点 (Unloading point method) と呼ぶ。除荷点では $v = 0$ であるから $F_v = 0$ となり、次式が成り立つ。

$$F_u(t) = F_{soil}(t) \quad \text{at} \quad F_{soil}(v=0) \quad (6.4)$$

除荷点での F_u は、スタナミック载荷で得られる最大静的抵抗と考えることができる。減衰定数 C は、次式で算出される。

$$C = [F_{soil(max)} - F_u(max)] / v^* \quad (6.5)$$

ここで、 $F_{soil(max)}$ は F_{soil} の最大値で、 v^* はそのときの杭の速度である。減衰定数 C を得ることにより、式(6.3)を用いて静的抵抗 F_u を計算することができる。

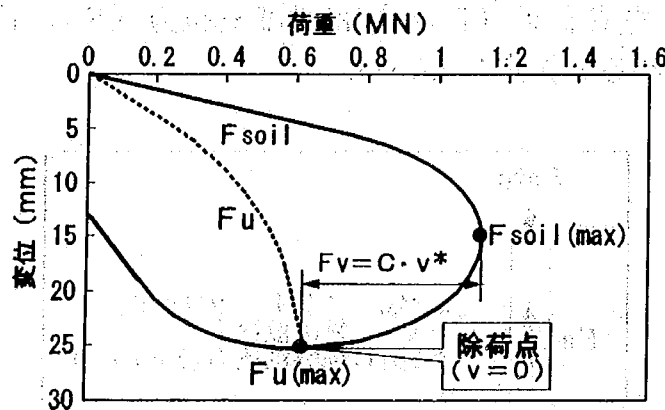


図-6.4 除荷点法

7. 各試験の適用性

(1) 動的及び急速載荷試験の特徴

動的載荷試験の特徴として、以下の項目が挙げられる。

- ①打込み杭を対象とした場合、特別な載荷装置は必要としない。
- ②埋込み杭、場所打ち杭では、杭打ち装置が別途必要となる。
- ③場所打ち杭等では、杭頭の破損に注意する必要がある。
- ④再打撃時には、打撃エネルギーの不足により、十分な貫入抵抗が得られない場合がある。
- ⑤地盤条件が複雑な場合、セットアップを考慮した再打撃までの養生期間の設定が困難である。
- ⑥コストが低い。

また、急速載荷（スタナミック）試験の特徴は、以下の通りである。

- ①反力杭や載荷梁を必要としない。
- ②衝撃荷重でないため、杭頭を破損するおそれがない。
- ③杭には特別な加工を必要としない。
- ④繰り返しや段階載荷には時間がかかる。
- ⑤一瞬ではあるが爆発音による騒音を伴う。
- ⑥試験に要する時間が短く、コストが低い。

(2) 静的載荷試験との比較

動的及びスタナミック試験と静的載荷試験の結果を比較したこれまでの事例（詳細はⅡ．解説編参照）から、

- ①動的載荷試験及びスタナミック試験で得られる荷重－沈下曲線は、静的載荷試験における第1限界荷重もしくは第2限界荷重付近までの荷重－沈下曲線をほぼ正確に再現できる。
- ②動的載荷試験及びスタナミック試験では、概ね20%程度の差で静的載荷試験で得られる静的抵抗を推定することができる。
- ③動的載荷試験結果の波形マッチング解析で得られる周面抵抗の分布は、解析者の違いにより10～15%程度のばらつきが生じる。
- ④スタナミック試験と静的載荷試験で得られる軸力分布は、非常に良く一致する。

したがって、静的載荷試験に要するコストで、低コストで簡便な動的載荷試験や急速載荷試験を数多く実施すれば、試験結果に20%程度の推定誤差を含んでいると予め考慮しておくことにより、現場内全体の支持力のばらつきを把握することができ、安全性の向上につながるものと考えられる。

(3) 各試験の適用性

表-7. 1 は、施工目的と杭の施工法によって各試験の適用性を整理したものである。動的载荷試験は、打込み杭の施工管理に最も適しており、施工中にリアルタイムに貫入抵抗をモニターすることができる。また、再打撃計測を行うことにより、地盤のセットアップ後の支持力を推定することができる。但し、打込み杭以外では、杭打ち装置を別途用意しなければならない、杭頭の破損に十分注意しなければならない等の制約があり、適用は可能であるが最適な方法とは言えない。急速载荷試験は、杭種、施工法にかかわらず実施することができ、試験期間も短いため、適用範囲は広い。但し、繰り返し载荷には時間がかかる、一瞬ではあるが爆発音を伴う等の短所もある。また、長尺杭を対象とした際には、現行の解析手法（除荷点法）では過大に静的抵抗を算定する場合があります、波動解析等の併用が必要となる。静的载荷試験は、最も正確に地盤支持力を求めることができる方法であり、重要構造物の基礎に関しては実施することが望ましい。

表-7. 1 各試験の適用性

試験条件		動的载荷試験	急速载荷試験	静的载荷試験
構造物の重要度	高い	△	△	◎
	低い	○	○	×
試験目的	施工管理	○	○	×
	支持力確認	○	○	◎
杭の施工法	打込み	◎	○	○
	掘込み・掘削打ち	△	○	○
試験本数 (1現場)		打込み杭なら 全数	数本	1本

参考文献

- 1) Holeyman A.E. :Tecnology of pile dynamic testing,Proc. 4th Int. Conf. on Appl. of Stress-Wave Theory to Piles, pp.195-215, 1992
- 2) Middendorp P., Bermingham P. and Kuiper B. :Statnamic load testing of foundation piles, Proc. 4th Int. Conf. on Appl. of Stress-Wave Theory to Piles, pp.581-588, 1992
- 3) 土質工学会：杭基礎の調査・設計から施工まで, pp.371-383, 1993
- 4) Rausche F., Moses F. and Goble G.G. :Soil Resistance Predictions from Pile Dynamics, J. Soil and Found. Div., ASCE Proc. Vol.98, NoSM9, pp.917-938, 1972
- 5) Reiding F.J., Middendorp P., Schoenmaker R.P., Middendorp F.M. and Bielefeld M.W. :FPDS-2, A new generation of foundation pile diagnostic equipment, 3rd Int. Conf. on Appl. of Stress-Wave Theory to Piles, pp.123-134, 1988
- 6) 建設省土木研究所、(財) 土木研究センター：杭の信頼性診断技術の開発に関する共同研究報告書, 1991
- 7) 宇都一馬、宮地明彦、二宮康治、岩下文彦、大森弘：加速度計による杭の打込み現象計測例, 杭の打込み性および波動理論の杭への応用に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, 1989
- 8) 西田義親、松本樹典、河上清和、石本一鶴：2点ゲージ法による杭打ち時の応力波解析, 第22回土質工学研究発表会, 1987
- 9) 鋼管杭協会：動的載荷試験による鋼管杭の支持力推定法, 1995
- 10) Bermingham P. and Janes M. :An innovative approach to load testing of high capacity piles, Proc. of Int. Conf. Piling and Deep Foundation, pp.409-413, 1989
- 11) 目下部治、松本樹典：急速載荷試験（スタナミック試験）方法とその実施例, 土と基礎, Vol.43, No.5, pp.19-21, 1995
- 12) 西村真二、松本樹典：スタナミック試験における波動現象の影響, 第30回土質工学研究発表会, 1995
- 13) 藤田圭一：波動理論の杭への応用に関する現状（その1）, 杭の打込み性および波動理論の杭への応用に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, 1989
- 14) 松本樹典：波動理論の杭への応用における理論的背景, 杭の打込み性および波動理論の杭への応用に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, 1989

III 解説編

1. 杭の支持力の考え方

1. 1 静的載荷試験における支持力決定法

極限荷重状態とは、摩擦抵抗ならびに先端抵抗とも塑性状態に達しているものである。この極限状態では、杭に連続的な沈下が生じ、微小荷重増分に対して沈下量が無限に増大し、P-S曲線の終端部がS軸に平行となる。しかし、一般的には、装置の能力や工事の進捗条件などの制約から、P-S曲線がS軸に平行になるまで荷重を実施した例は少ない。このようなことから、現行の基準では、ある沈下量に達した時点の荷重を極限荷重と定義している場合が多く、既に各種の方法が提案されており、大きく表-1. 1のように分類できる^{1) 2) 3)}。

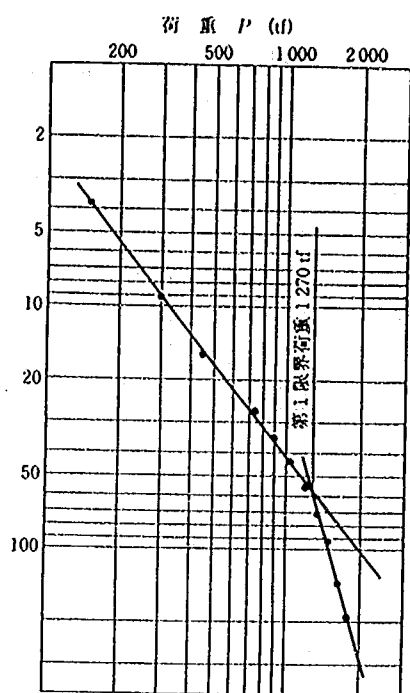
表-1. 1 極限荷重の判定方法

判定方法	提案されている方法
P-S曲線の急変する点による判定	DIN1054法 最上・福田の方法など
P-S曲線の座標の変換による判定	Van der Veenの方法 log P-log S法など
P-S曲線の沈下量の増分と荷重の増分との比による判定	ノルウェー基準法 Jorger法など
杭頭沈下量による判定	杭径の10%沈下荷重など
杭頭残留沈下量及びこれに関する数値による判定	杭径の2.5%残留沈下荷重など
荷重-時間-沈下量の間の関係による判定	S-log t法など
その他の方法による判定	Davisson法 Weible曲線による方法など

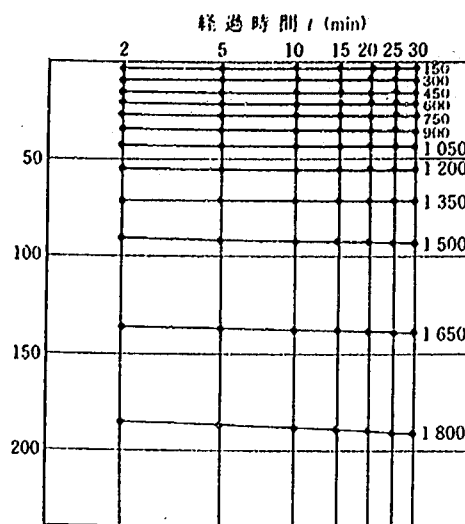
土質工学会の「杭の鉛直載荷試験方法（案）」では、第1限界荷重、第2限界荷重を以下の方法で判定することとしている。

第1限界荷重は、log P-log S曲線（図-1. 1）に現れる明瞭な折れ点の荷重をいい、S-log t法（図-1. 2）、 $\Delta S / \Delta \log t$ -P法（図-1. 3）、残留沈下量の急増点などを総合して判定する。

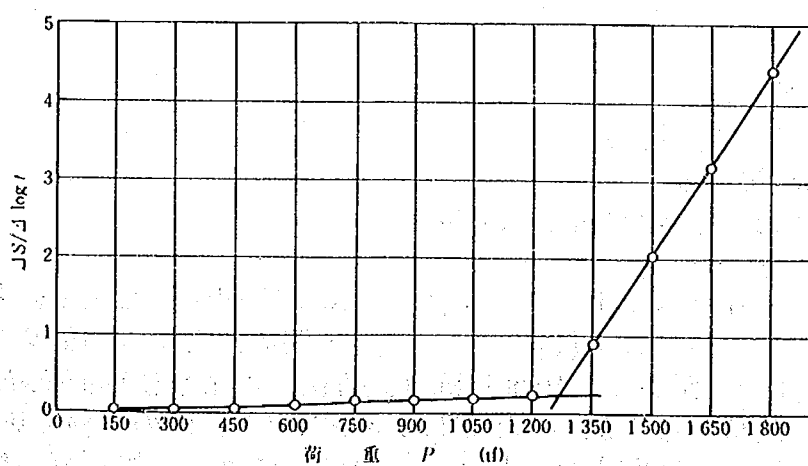
第2限界荷重は、杭先端直径の10%相当の杭先端沈下量が生じたときの荷重と杭頭の荷重-沈下量曲線が沈下量軸にほぼ平行とみなされる荷重のうち、小さい方とする。但し、杭先端沈下量の代わりに杭頭沈下量を採用してもよい。



图—1. 1 $\log P$ - $\log S$ 曲线



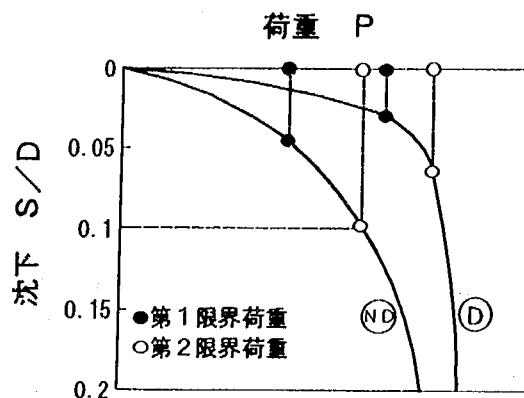
图—1. 2 S - $\log t$ 曲线



图—1. 3 $\Delta S / \Delta \log t$ - P 曲线

1. 2 杭の施工法と支持力の関係^{4) 5)}

杭頭に加えた鉛直荷重は、杭の周面及び先端部より地盤に伝達されるから、杭頭の荷重—沈下量関係は、杭材の応力—ひずみ関係、杭周面の摩擦現象及び杭先端の荷重—沈下量関係の相互作用によって決定されることになる。これらのうち、摩擦現象と杭先端の荷重—沈下量関係は、杭の施工法と密接な関係にある。図—1. 4は、杭の載荷試験により得られる杭頭の荷重—沈下量関係を模式的に表したものである。この図でD曲線は打込み杭などの排土杭に、ND曲線は場所打ち杭や埋込み杭などの非排土杭の場合に得られる。場所打ち杭や埋込み杭では、杭先端地盤は打込み杭のような応力履歴を受けておらず、施工によって地盤は緩められている。したがって、図に示すように載荷の初期から大きな沈下量が生ずるのである。しかし、杭を貫入させると先端地盤は締固められ、ついには打込み杭と同様に地盤は破壊し、支持力も打込み杭と同一になると考えられる。



図—1. 4 杭頭の荷重—沈下関係

また、施工法・支持形式別に杭頭荷重—沈下量の関係がどのような特性を示すものかワイブル分布曲線式を用いて調査した結果もある⁶⁾。ワイブル分布曲線式は、次式で表される。

$$R_0/R_u = 1 - \exp\left[-(S_0/S_y)^m\right] \quad (1.1)$$

ここで、 R_0 ：杭頭荷重
 R_u ：杭の極限支持力
 S_0 ：杭頭沈下量
 S_y ：降伏支持力時の杭頭沈下量
 m ：変位指数

これから、図—1. 5に示すように施工法・支持形式別に概ね五つの曲線群に分類できるようである。 S_y/D (D ：杭径)は支持形式別に、支持杭が約2%、摩擦杭が約1.5%といった程度の差がある。中掘り杭（支持杭）のように周面抵抗が著しく小さく、先端支持力に期待する工法の沈下量は4.5%以上と、他の工種に比べて著しく大きい。 m は、施工法別に区別され、打込み杭では1に近く、場所打ち杭が最も小さく中掘り杭はその中間にある。 m の特性から、打込み杭に比べて場所打ち杭は降伏点以降の沈下量の増加に伴う、杭頭荷重の増加割合が小さい傾向を有していることがわか

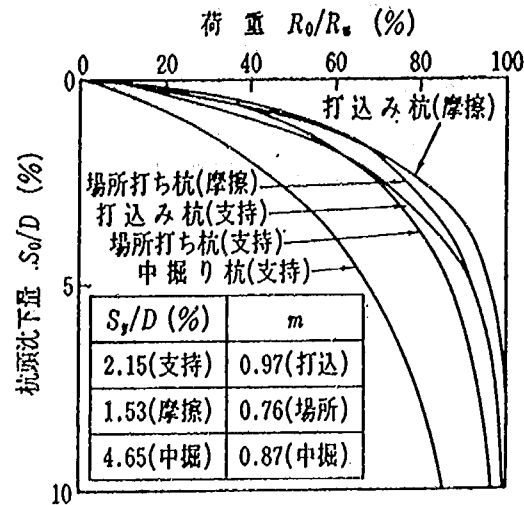


図-1.5 ワイブル分布曲線

る。また、打込み杭や場所打ち杭では杭径の10%の沈下を生じると R_0/R_u は95%以上であり、ほぼこの沈下レベルを生じるとき極限支持力が発現するとみなすことができる。中掘り杭の場合、 R_{u10} （杭径の10%の沈下を生じる時の杭頭荷重）は真の極限支持力 R_u の85%にすぎない。

以上のように、静的載荷試験から得られる支持力は、施工方法、試験方法、データ解析方法により違ってくことに注意する必要がある。

1. 3 杭の動的支持力公式

図-1. 6のように杭の打ち止め時の貫入量やリバウンド量を測定し、杭の静的な支持力を推定しようとするものに動的支持力公式がある。これには、杭に与えられた打撃エネルギーと杭の貫入に消費されたエネルギーが釣り合うという仮定のもとに構築されたHiley系のものと、波動理論に基づいたものがある。

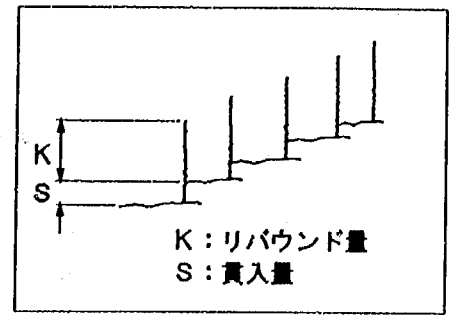


図-1. 6 ペン書き法

①建築基準法施工令式

$$R_d = F / (5S + 0.1) \quad (1.2)$$

ここに、 R_d : 杭の長期支持力 (tf)

F : ハンマの打撃エネルギー (tf・m)

ドロップハンマ $F = W \cdot H$

ディーゼルハンマ $F = 2W \cdot H$

W : ハンマ重量 (tf)

H : ハンマの落下高さ (m)

S : 杭の最終貫入量 (m)

②Hileyの式

$$R_u = \frac{e_f W_H H \left[1 - \frac{W_P}{W_H + W_P} (1 - e^2) \right]}{S + K/2} \quad (1.3)$$

ここに、 R_u : 杭の極限支持力 (tf)

e_f : ハンマ効率

ドロップハンマ 0.5

ディーゼルハンマ 0.7

W_H : ハンマ重量 (tf)

W_P : 杭の重量 (tf)

H : ハンマ落下高さ (cm)

ディーゼルハンマは $2H$ とする

K : リバウンド量 (cm)

e : 反発係数

コンクリート杭 0.25

鋼管杭 1.0

③道式

$$R_a = \frac{1}{3} \left[\frac{AEK}{e_0 L_1} + \frac{NUL_2}{e_f} \right] \quad (1.4)$$

- ここに、 R_a : 杭の許容支持力 (tf)
 A : 杭の純断面積 (m^2)
 E : 杭のヤング係数 (tf/ m^2)
 U : 杭の周長 (m)
 N : 杭周面の平均N値
 K : リバウンド量 (m)
 L_1 : 動的先端支持力算定上の杭長 (m)
 L_2 : 地中に打ち込まれた杭の長さ (m)
 L : 杭の先端からハンマ打撃位置までの長さ (m)
 L_m : 杭の先端からリバウンド測定位置までの長さ (m)
 e_0 : 補正係数
 W_H : ハンマの重量 (tf)
 W_P : 杭の重量 (tf)
 e_f : 補正係数

これらの動的支持力式は、立脚している理論的背景から考えて、あくまで杭の打ち止め時の動的貫入抵抗の評価に用いられるべきであり、本来静的極限支持力とは直接的な関係はないことに留意しなければならない。例えば、Hiley系の式の場合、載荷試験による極限支持力の約26～195%の範囲の支持力を与えるとの報告もある。また、境 (1990)⁷⁾ は、既往のデータを用いて、動的及び静的試験により求められた支持力値の相関分析を行っており、必ずしも相関は高くないことを示している。このように、動的支持力式を用いる場合には、精度に応じた適用の仕方を考慮する必要がある。

2. 波動理論

2. 1 一次元波動理論

St. Venantは、軸方向の衝撃力を受ける棒の一次元波動方程式を導いている⁸⁾。図-2. 1に示す棒の微小区間 dx の運動方程式は、次式で与えられる。

$$A \frac{\partial \sigma}{\partial x} dx + A \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} dx = 0 \quad (2.1)$$

ここで、 σ は応力、 u は変位、 A は棒の断面積、 ρ は密度である。式(2.1)の左辺第1項は棒の内部応力の差、第2項は微小区間の慣性力を表している。

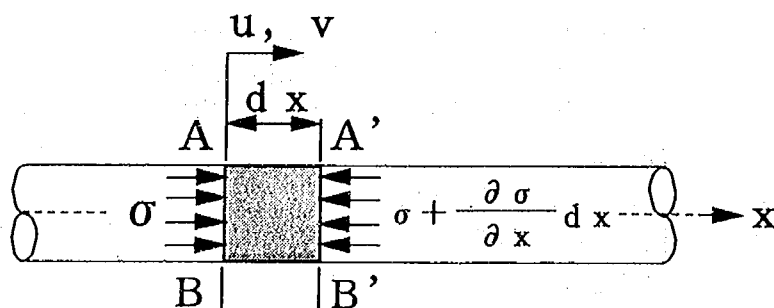


図-2. 1 一次元棒中の力の釣り合い

棒の動的な応力-ひずみ関係が、ひずみ速度の影響を無視して静的なHookeの法則に従うとして整理すると、 E をヤング率として次式の波動方程式を得る。

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}, \quad c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (2.2)$$

ここで、 c は応力波の伝播速度である。この式は半径方向の慣性力は無視できるという仮定に基づいた近似式であるが、応力波の長さが棒の直径よりも大きい場合には、十分な精度を持つと考えられる。

2. 2 一次元波動方程式の解法

2. 2. 1 特性曲線による解法

(2.2)式的一般解は、D'Alembertにより次式で与えられている⁹⁾。

$$u = f(x-ct) + g(x+ct) \quad (2.3)$$

ここで関数 f と g は任意の関数で、各々杭体を下降する波形と上昇する波形を表している。一方、ひずみ速度は各々変位 u を用いて、式(2.4)、(2.5)で示される。圧縮ひずみを正として、

$$\varepsilon = -\frac{\partial u}{\partial x} = -f' - g' \quad (2.4)$$

$$V = \frac{\partial u}{\partial t} = -cf' + cg' \quad (2.5)$$

断面力とひずみの関係式 $F = EA\varepsilon$ を適用すると、式 (2.4)、(2.5) は

$$F = -EAf' - EA g' = F \downarrow + F \uparrow \quad (2.6)$$

$$V = -cf' + cg' = V \downarrow + V \uparrow \quad (2.7)$$

ここで、 $F \downarrow$: 下降する断面力波形

$F \uparrow$: 上昇する断面力波形

$V \downarrow$: 下降する速度波形

$V \uparrow$: 上昇する速度波形

E : 杭の弾性係数

A : 杭の断面積

式 (2.6)、(2.7) から断面力波形と速度波形の関係として次式が導かれる。

$$F \downarrow = ZV \downarrow \quad (2.8)$$

$$F \uparrow = -ZV \uparrow \quad (2.9)$$

ここで、 Z は杭の機械インピーダンスで、 $Z = EA/c$ である。

したがって、 $F \downarrow$ と $F \uparrow$ を測定される断面力 F と速度 V で表すと、以下のようになる。

$$F \downarrow = \frac{(F + ZV)}{2} \quad (2.10)$$

$$F \uparrow = \frac{(F - ZV)}{2} \quad (2.11)$$

式 (2.10)、(2.11) を用いて、打撃時に測定される断面力波形と速度波形により、下降波と上昇波を分離することができる。

2. 2. 2 差分式による解法

一次元波動方程式の数値計算法として、差分法が一般に用いられている。差分法には、杭系をバネ-質点系で近似したSmithの解法と、境による直接差分による解法⁷⁾の2種類がある。

(1) Smithの波動方程式¹⁰⁾

Smithは、ハンマ、キャップ、杭などの杭系を図-2. 2に示すバネ-質点系に置換して、この多自由度振動系の過渡応答を逐次計算によって解く方法を示している。

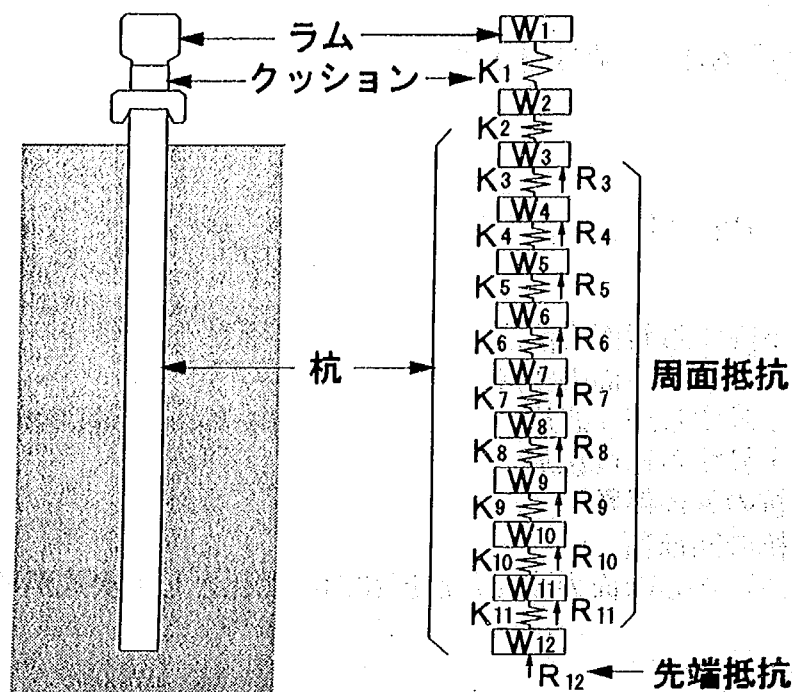


図-2. 2 バネ-質点系のモデル

要素 i の時刻 $j \delta t$ ($j=0, 1, 2, \dots$) における変位を $u_{i,j}$ 、速度を $v_{i,j}$ とすると、

$$u_{i,j+1} = u_{i,j} + v_{i,j} \cdot \delta t \quad (2.12)$$

また、要素 i と $i+1$ の間にあるバネの変形量 $c_{i,j}$ は、

$$c_{i,j} = u_{i,j} - u_{i+1,j} \quad (2.13)$$

これからバネ i に生じる $F_{i,j}$ は、バネ i のバネ定数を k_i として、

$$F_{i,j} = k_i \cdot c_{i,j} \quad (2.14)$$

である。要素 i に地盤からの貫入抵抗 $R_{i,j}$ が作用するとして、時刻 $j \delta t$ において要素 i に作用する駆動力 $Z_{i,j}$ は、

$$Z_{i,j} = F_{i,j} - F_{i+1,j} - R_{i,j} \quad (2.15)$$

式(2.14)におけるバネ定数 k_i は、

$$k_i = \frac{E_i A_i}{\delta x} \quad (2.16)$$

として与えられる。ここに E_i は要素 i の縦弾性係数、 A_i は断面積である。これから、要素 i の時刻 $(j+1) \delta t$ における速度は、

$$v_{i,j+1} = v_{i,j} + \frac{\delta t}{M_i} (F_{i,j} - F_{i+1,j} - R_{i,j}) \quad (2.17)$$

となる。なお、 M_i は要素 i の質量である。

Smithの波動方程式の解は、式(2.12)から式(2.17)までの計算を順番に行うことによって杭の挙動を求めようとするものである。Smithは、これら一連の式をまとめて、

$$u_{i,j} = 2u_{i,j-1} - u_{i-1,j-1} + \frac{\delta t}{M_i} \{ (u_{i-1,j} - u_{i,j}) k_{i-1} - (u_{i,j} - u_{i+1,j}) k_i - R_{i,j} \} \quad (2.18)$$

とした式を導いている。

3. 動的支持力測定法

3. 1 C a s e 法¹⁾

CASE法は、波動理論の応用による杭の動的支持力測定方法として、最も早く1970年代にGoble et alにより発表されたものである。この方法は、打撃力 F と杭の先端支持力 R の差により杭が貫入するという考えに基づいている。すなわち、このときの杭の運動方程式は、

$$F(t)-R(t)=Ma(t) \quad (3.1)$$

である。ここで、 M は杭の質量、 a は加速度である。式(3.1)では、杭が弾性体であることは考慮されていない。ここで、Gobleらは、波動理論の考え方を用いて、波動が杭を一往復する時間で式(3.1)を平均化し、地盤の平均的な反力を支持力と解釈する方法を発見した。すなわち、

$$R_{bar}=\frac{1}{2}[F(t)+F(t+T)]-\frac{1}{T}\int_t^{t+T} Ma(t)dt \quad (3.2)$$

である。ここで、 T は波動が杭を一往復する時間($T=2L/c$)である。式(3.2)は、

$$R_{bar}=\frac{1}{2}[F(t)+F(t+T)]+\frac{Mc}{2L}[V(t)-V(t+T)] \quad (3.3)$$

となり、ここで、 $Mc/L=Z$ (杭の機械インピーダンス)であるから、式(3.3)は、

$$R_{bar}=\frac{1}{2}[F(t)+ZV(t)]+\frac{1}{2}[F(t+T)-ZV(t+T)] \quad (3.4)$$

となる。Gobleらは、杭頭での打撃力が最大になった時を t とおくようにしている。また、式(3.4)によって得られる動的な杭の支持力から静的な支持力を推定する場合、

$$R_{stat}=R_{bar}-J_c V_{toe} \quad (3.5)$$

として補正する方法を提案している。ここで、 v_{toe} は杭先端での粒子速度である。CASE法では、杭の周面に抵抗が作用しないことを前提としているから、

$$V_{toe} = 2V_{top} - R_{bar}/Z \quad (3.6)$$

として求められる。ここで、 v_{top} は杭頭での粒子速度であるが、Gobleらは、 $v(t)$ を用いることを提案している。また、 J_c はCASE法のためのダンピングファクターである。Gobleらは、CASE法を発表するに当たって、事例研究を行い、CASE法により得られる杭の支持力と静的載荷試験での支持力の値は、 $\pm 15\%$ 以内の精度で一致している。但し、この推定精度は、ダンピングファクターに最適な値を入れることにより得られたものである。

なお、静的載荷試験結果から支持力を求めるのにDavissonの方法を用いている。この静的載荷試験結果の整理方法は、図-3.1に示すように荷重-変位曲線OAと変位 Δ から杭体のバネ定数 K を勾配とした直線BCとの交点Qの荷重を杭の静的支持力とする手法である。変位 Δ と杭体のバネ定数 K はそれぞれ式(3.7)、(3.8)で求められる。

$$\Delta = 3.8 + 0.0083D \quad (mm) \quad (3.7)$$

$$K = AE/L \quad (3.8)$$

ここで、 D : 杭の直径(mm)、 A : 断面積、 E : ヤング率、 L : 長さである。

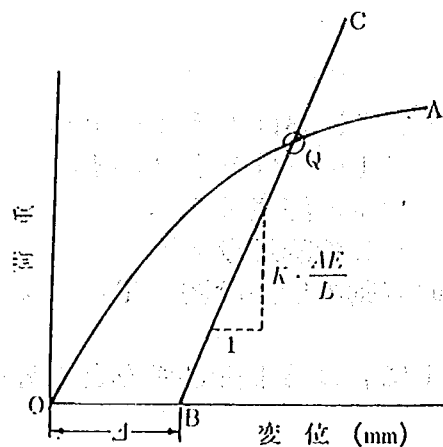


図-3.1 Davisson法

3. 2 2点ゲージ法^{1,2)}

2点ゲージ法は、図-3. 2に示すように杭頭の2点で測定したひずみ波形を用いて、杭頭での進行波と後退波の分離を行うものである。

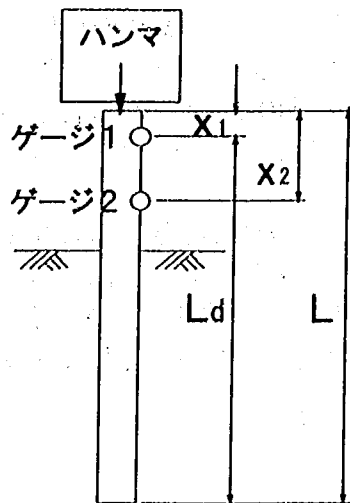


図-3. 2 2点ゲージ法

ゲージ1における下降ひずみと上昇ひずみは、ゲージ1及び2の測定ひずみから次式により求められる。

$$\varepsilon_d(x_1, t) = \varepsilon(x_1, t) - \varepsilon(x_2, t - T) - \varepsilon_d(x_2, t - 2T) \quad (3.9)$$

$$\varepsilon_u(x_1, t) = \varepsilon(x_1, t) - \varepsilon_d(x_1, t) \quad (3.10)$$

ここで、 $\varepsilon_d(x_1, t)$: ゲージ1における下降ひずみ

$\varepsilon_u(x_1, t)$: ゲージ1における上昇ひずみ

$\varepsilon(x_1, t)$: ゲージ1の測定ひずみ

$\varepsilon(x_2, t)$: ゲージ2の測定ひずみ

T : ゲージ1～2間の波動の伝播時間、 $T = (x_2 - x_1) / c$

c : 波動の伝播速度

また、貫入抵抗は、ゲージ1における下降ひずみと上昇ひずみを用いて次式から算出される。

$$R_d(t) = AE[\varepsilon_d(x_1, t) + \varepsilon_u(x_1, t + 2L_d/c)] \quad (3.11)$$

ここで、 $R_d(t)$: 貫入抵抗

A : 杭の断面積

E : ヤング率

L_d : ゲージ1から杭先端までの長さ、 $L_d = L - x_1$

L : 杭長

式(3.11)は、Case法と同一の式に帰結する。

3. 3 波形マッチング解析

3. 3. 1 地盤モデル

Smith(1960)¹⁰⁾は、杭先端の地盤モデルを図-3.3に示す弾性域と塑性域を持つバイリニアモデルで表している。

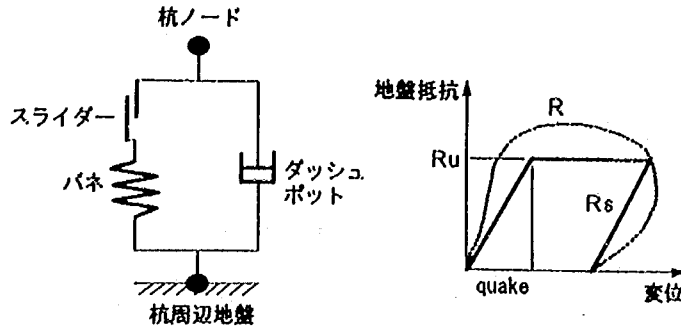


図-3.3 Smithの地盤モデル

図-3.3において、 R_u は静的最大地盤抵抗力、 Q は最大弾性変形量 (quake)、 K は次式で与えられる地盤バネ剛性である。

$$K = \frac{R_u}{Q} \quad (3.12)$$

したがって、静的貫入抵抗 R_s は、 u を杭の変位として次式で示される。

$$R_s = \begin{cases} K \cdot u & \text{弾性域 } (u \leq Q) \\ R_u & \text{塑性域 } (u > Q) \end{cases} \quad (3.13)$$

また、杭の打込み時の貫入抵抗 R は、杭の貫入速度による抵抗力の増加を考慮して、次式で示される。

$$R = R_s(1 + JV) \quad (3.14)$$

ここで、 v は杭の速度、 J は速度効果を表す減衰定数である。このような地盤抵抗特性は、スライダーを持つバネとダッシュポットを並列に配したモデルで表される。この場合、弾性域でも塑性域でも同じ減衰定数が作用する。

Smithの地盤モデルの問題点の一つは、 K 、 Q 、 J の値を経験的に仮定していることである。このため、 K や J の値を解析的に決定する方法が、Novak et al(1978)¹³⁾やLysmer and Richart (1966)¹⁴⁾により示されている。

Novak et alによれば、周面摩擦力に対する K と J は、次式で与えられる。

$$K = 2.75G/2\pi r_0 \quad (3.15)$$

$$J = G/V_s \quad (3.16)$$

ここで、 G は地盤のせん断剛性、 V_s はせん断波の伝播速度 ($V_s = \sqrt{G/\rho}$ 、 ρ は地盤の密度)、 r_0 は杭半径である。

Lysmer and Richartは、杭先端の地盤抵抗は剛体円板に接する弾性半無限地盤の応答に等しいと仮定することにより、先端地盤抵抗の K と J を解析的に求めている。

$$K=4Gr_0/(1-\nu) \quad (3.17)$$

$$J=\frac{3.4r_0}{1-\nu}\sqrt{\rho G} \quad (3.18)$$

また、Randolph and Simons (1986)¹⁵⁾は、Novak et alの解を用いた応力波解析を行っている。Randolphのモデル(図-3.4)では、弾性域においては、地盤の減衰抵抗は杭と地盤との摩擦による粘性抵抗ではなく、波動のエネルギーが杭と地盤の境界から地盤へ伝達されることによる減衰(逸散減衰: radiation damping)と考えられている。

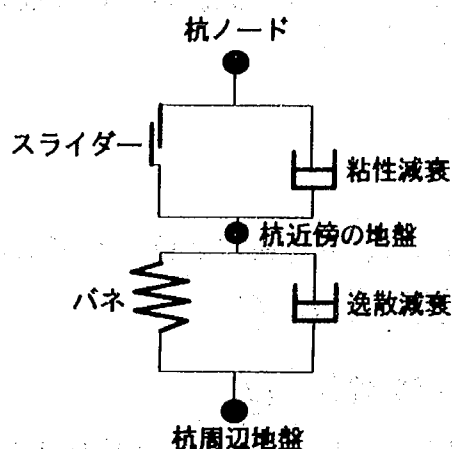


図-3.4 Randolphの地盤モデル(周面)

次に、沼南現場(詳細はⅢ.事例編参照)での計測データを用いたSmithモデルとRandolphモデルの波形マッチング結果の比較について述べる。波形マッチングでは、周面地盤モデルに2つのモデルを使用し、先端はSmithモデルとした。解析に用いたのは、打ち止めから2週間後に行われた再打撃時の波形である。また、現場の地盤条件は、図-3.5に示す通りである。

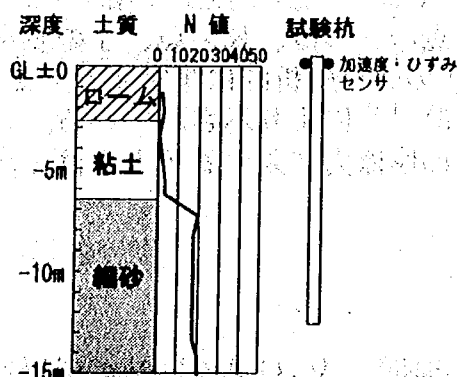


図-3.5 沼南現場の地盤条件

Randolphモデルにおける逸散減衰定数は式(3.16)で求められるが、沼南現場では地盤のせん断剛性、せん断波の伝播速度が直接試験により求められていないので、道路橋示方書に基づきN値から推定した。波形マッチングに用いた各パラメータを表-3.1及び3.2に示す。

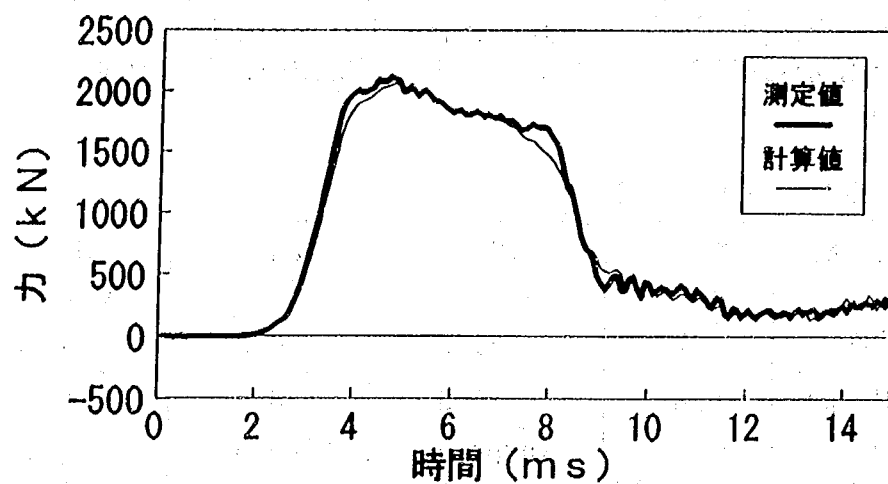
表-3.1 波形マッチングのパラメータ (Smithモデル)

	地 層	層 厚 (m)	降伏強度 (kN/m ²)	quake (mm)	粘性減衰 (kNs/m ³)
杭周面	粘性土	5.7	31.0	0.2	30.0
	細 砂	6.8	36.0	8.0	26.0
杭先端	細 砂	—	3500.0	100.0	40.0

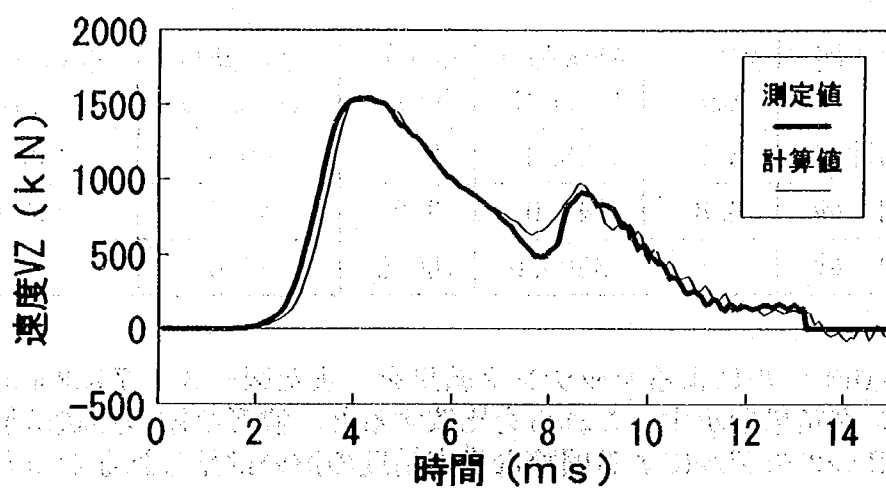
表-3.2 波形マッチングのパラメータ (Randolphモデル)

	地 層	層厚 (m)	降伏強度 (kN/m ²)	quake (mm)	粘性減衰 (kNs/m ³)	逸散減衰 (kNs/m ³)
杭周面	粘性土	5.7	35.0	3.5	50.0	150.0
	細 砂	6.8	42.0	3.0	45.0	284.0
杭先端	細 砂	—	3500.0	100.0	40.0	—

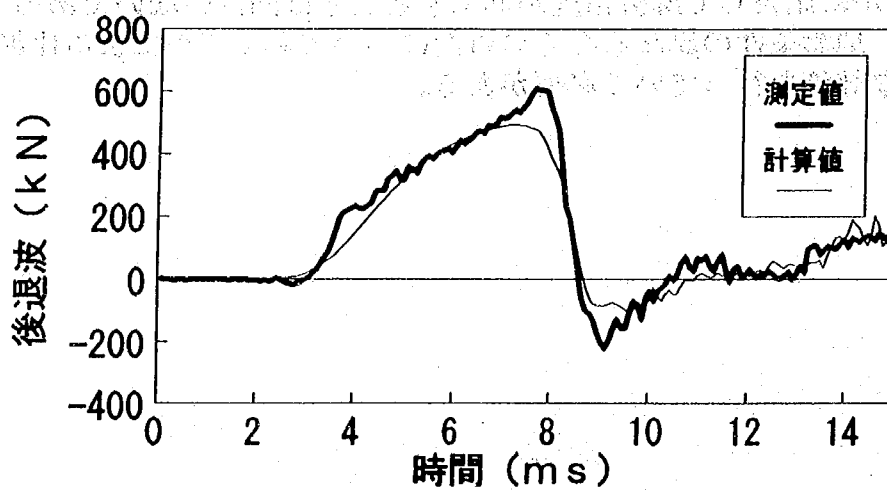
図-3.6にSmithモデルによるマッチング結果を、また図-3.7にRandolphモデルによるマッチング結果を示す。これらを比較すると、波形全体の形状は似通っており、本事例では2つのモデルによる明瞭な推定精度の違いは見られなかった。しかしながら、Randolphモデルでは実際の挙動をより正確に再現できると考えられ、直接土質試験により求められた地盤定数から理論的に算出した逸散減衰定数を用いることにより、Smithモデルに比較して解析精度が向上することは間違いないであろう。今後は、さらに杭種、地盤条件の異なる多くの事例について両モデルによる比較を行い、推定精度の定量的な評価を行っていく必要がある。



(a) 断面力

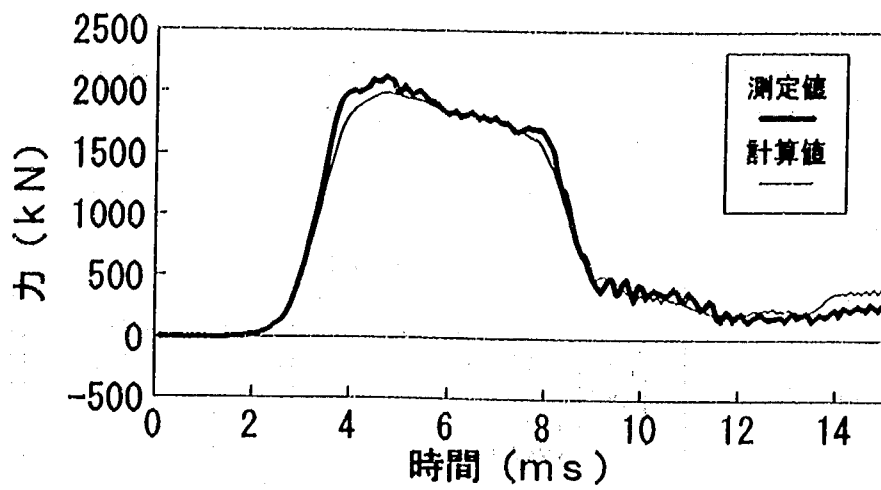


(b) 速度

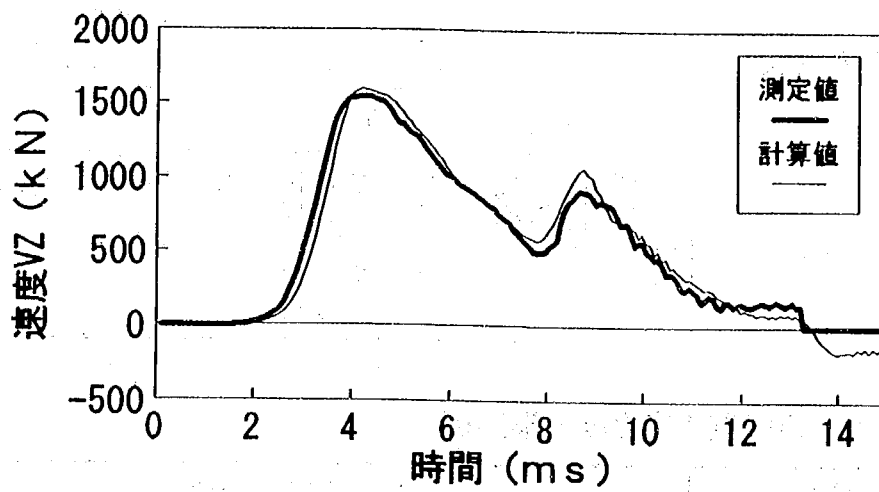


(c) 後退波

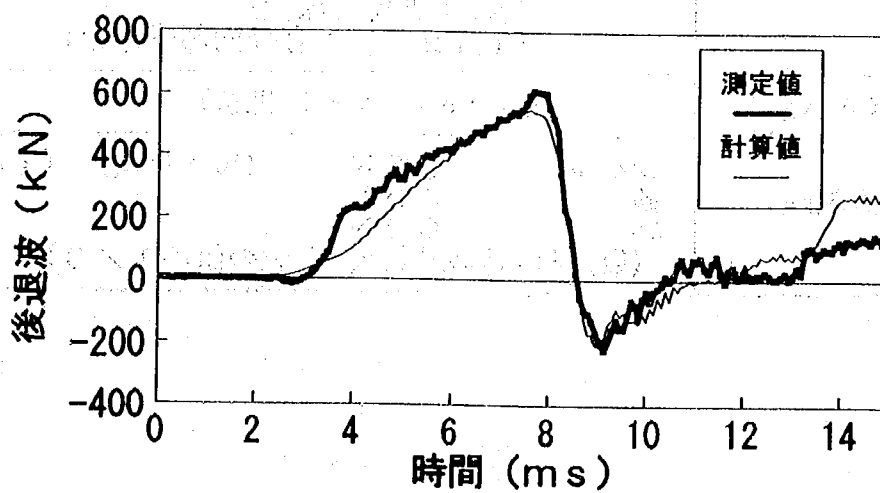
図-3.6 Smithモデルによるマッチング結果



(a) 断面力



(b) 速度



(c) 後退波

図-3.7 Randolphモデルによるマッチング結果

3. 3. 2 パラメータの選定

波形マッチングで入力する地盤パラメータは、土質試験の結果に基づき決定するのが望ましく、過去の文献により提案されているものを以下に示す¹⁶⁾。

表-3. 3 周面摩擦応力度の提案値

試験方法	周面摩擦応力度	
Terzaghi and Peck	シルト・軟弱粘土	0. 01 ~ 0. 03
	非常に堅い粘土	0. 05 ~ 0. 20
	緩い砂	0. 01 ~ 0. 03
	締まった砂	0. 03 ~ 0. 07
	締まった礫	0. 05 ~ 0. 10
室内試験	砂 0. 4 S_u (S_u : 非排水せん断強度) 粘土 0. 6 C_u (C_u : 粘着力)	
コーン貫入試験	$q_c / 200$ (q_c : コーン抵抗) $q_s / 2$ (q_s : スリーブ抵抗)	
	シルト $q_c / 150$	
標準貫入試験	打ち込み杭 0. 20 N (N: N値) (t/m^2) 場所打ち杭 0. 06 N	
	砂 0. 22 N シルト 0. 18 N	

表-3. 4 底面貫入応力度の提案値

試験方法	底面貫入応力度
室内試験	$50 \cdot N_q \cdot \tan \phi'$ (N_q : 支持力係数) ($\tan \phi'$: 有効内部摩擦角)
コーン貫入試験	q_c (q_c : コーン抵抗)
標準貫入試験	シルト 25 N (N: N値) (t/m^2) 砂 40 N 礫 60 N (場所打ち杭の場合、上記の値の1/3)

この値は動的測定から直ちに得られるものではなく、その結果得られる支持力値も推定の域を出ないことになる。

また、Thompson and Goble (1988) ¹⁸⁾ によって、砂地盤でも非常に大きなダンピングファクター (0.24~0.85) を持つ場合があるという報告もあり、現場毎に異なる値をとるとも考えられる。このため、Svinkin and Abe (1992) ¹⁹⁾ は、地盤の種別に関わらず測定された杭頭の変位から直接 J_c 値を算出する方法を提案している。図-3.9は、打撃時の杭頭の変位の時間履歴を示しており、 u_1 と u_2 の比の対数が減衰率である。

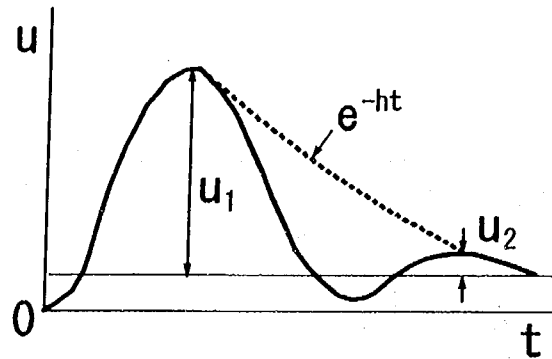


図-3.9 打撃時の杭頭変位の時刻履歴

$$\delta = \ln(u_1/u_2) \quad (3.19)$$

また、幾何減衰は次式で与えられる。

$$\gamma = \delta / \pi \quad (3.20)$$

CASEのダンピングファクターと幾何減衰の関係は、次式で示される。

$$j_c = \frac{2\gamma}{\sqrt{4 + \gamma^2}} \quad (3.21)$$

また、Birand and Awad (1992) ²⁰⁾ は、拘束圧と間隙比がダンピングファクターに及ぼす影響を砂を用いて三軸試験により調査している。図-3.10は、乾燥及び湿润砂の初期間隙比を変えた場合の、拘束圧と J_c の関係を示したものである。いずれの場合も、初期間隙比の小さいほど、また拘束圧の大きいほど J_c が大きくなっている。また、湿润状態の方が乾燥状態よりもダンピングファクターは小さい。これは、動的試験中に発生した過剰間隙水圧によるものと考えられる。さらに、せん断剛性は間隙比と拘束圧の関数であることが知られているから、せん断剛性と J_c の関係が図-3.11のように表される。

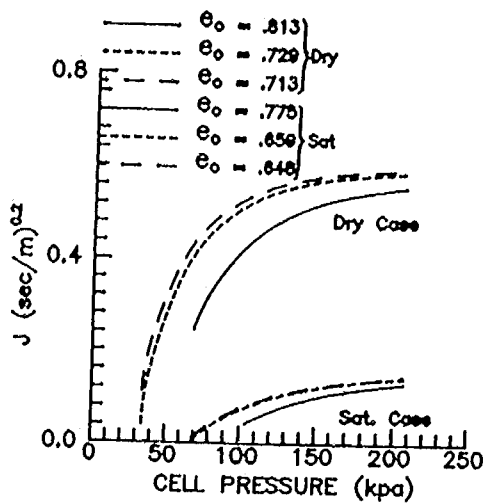


図-3. 10 拘束圧と J.ファクター

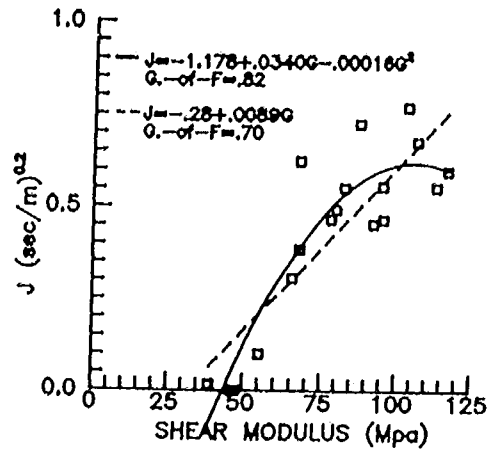


図-3. 11 せん断剛性と J.ファクター

以上のように、粘性抵抗を表すダンピングファクターについての検討がなされているが、地盤の抵抗が塑性領域となっている場合、粘性抵抗の影響は小さいとされている。実際に、東京湾横断道路における動的試験では、粘性抵抗は無視できるほど小さいという報告もある²¹⁾。

3. 4 杭頭計測法の適用範囲²¹⁾

杭頭計測法は、杭頭での進行波と後退波を利用して杭に作用する地盤抵抗を推定するものである。この測定方法では、杭先端からの反射波（後退波）が杭頭に戻ってくることが前提となる。しかしながら、地盤抵抗が大きいと後退波が杭頭に戻ってこない場合もあり得る。但し、杭頭では周面抵抗による後退波があり、杭先端での反射波と合成されて観察される。杭の周面抵抗を F_s とすると、杭先端での波動の大きさは、

$$F_t \downarrow (t) = F_h \downarrow \left[t - \frac{T}{2} \right] - \frac{F_s}{2} \quad (3.22)$$

となる。ここで、 T ：波動が杭を1往復する時間である。杭先端に先端抵抗 R_p が作用すると、杭先端での反射波は、

$$F_t \uparrow (t) = R_p - F_t \downarrow (t) \quad (3.23)$$

となる。式(3.22)を式(3.23)に代入すると、

$$F_t \uparrow (t) = R_p - F_h \downarrow \left[t - \frac{T}{2} \right] + \frac{F_s}{2} \quad (3.24)$$

となる。すなわち、杭先端での反射波は、杭頭での波動と比較すると、 $R_p + F_s / 2$ だけ小さくなっていることになる。打撃力と杭先端での反射波が杭中で重ならないとすると、杭先端で反射した波動は、再び杭の周面摩擦によって減衰しながら杭頭に伝播する。杭頭に達する場合の波動の大きさは、

$$\left| F_h \uparrow \left[t + \frac{T}{2} \right] \right| = \left| F_t \uparrow (t) \right| - \left| \frac{F_s}{2} \right| \quad (3.25)$$

となる。式(3.25)から、杭先端で反射した波動が杭頭に戻ってくるためには、その大きさが杭の周面抵抗の $1/2$ より大きくなくてはならないことがわかる。これから、

$$R_p - F_h \downarrow \left[t - \frac{T}{2} \right] + \frac{F_s}{2} \leq -\frac{F_s}{2} \quad (3.26)$$

が成立する。ここで、(3.26)の右辺が負となっているのは、もともと、杭先端での反射波は引張り波であり、杭打ち解析では圧縮波を正、引張り波を負としているからである。式(3.26)では左辺の値も負であり、したがって左辺の絶対値が右辺より大きいためには、左辺の値は右辺より小さくなくてはならない。式(3.28)を変形すると、

$$\left| F_h \downarrow \left[t - \frac{T}{2} \right] \right| \geq \left| F_s + R_p \right| \quad (3.27)$$

となる。式(3.27)から、杭に作用する地盤の極限抵抗を杭頭計測法によって測定するためには、杭頭に発生する打撃力は杭に作用する極限抵抗より大きくなければならない、ことがわかる。

3. 5 極限抵抗の測定

上述のように、動的載荷試験では地盤の極限抵抗を発揮させるだけの打撃エネルギーを杭頭に与えることが必要であり、適切なハンマと落下高さを選定しなければならない。通常は、落下高さに伴い貫入抵抗も増加し、ある落下高さ以上になると一定値になると考えられる。

Hussein et al (1992)²²⁾ は、ハンマの落下高さと動的貫入抵抗の関係について実験的に検討している。試験杭は、杭長7.6m、断面積250mm²のP C杭である。図-3. 1 2は、ハンマの落下高さと杭頭 velocity、圧縮力、伝達エネルギー、変位との関係を示したものであり、いずれも比例関係にあることがわかる。

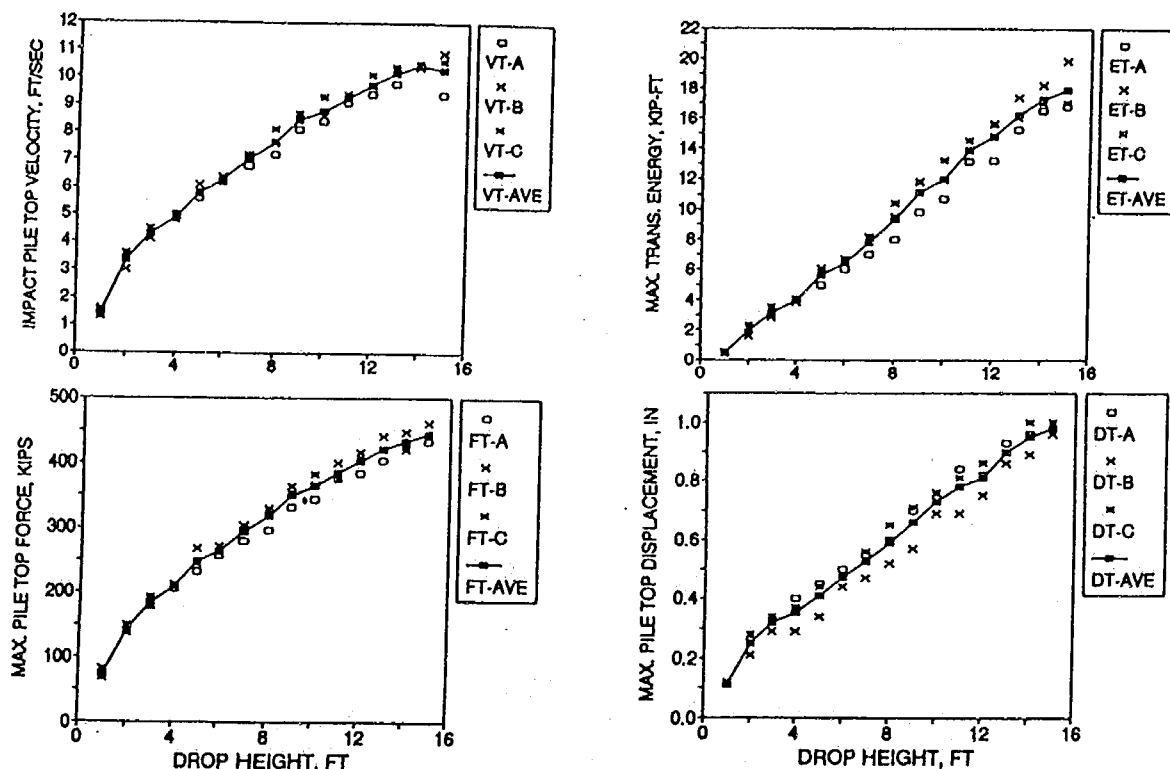


図-3. 1 2 動的測定の結果

また、図-3. 1 3はCAPWAPにより計算された粘性抵抗と杭の最大速度の関係を示しており、ダンピングファクター $J=10.3 \text{ kip-sec/ft}$ の勾配を持つ直線で良く近似できる。さらに、図-3. 1 4は静的抵抗と落下高さの関係を示しており、落下高さ9 ft (2.7m) 以上で静的抵抗はほぼ一定になっていることがわかる。

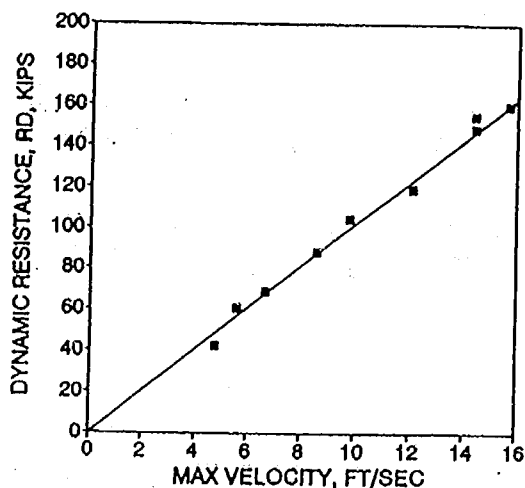


図-3. 13 粘性抵抗

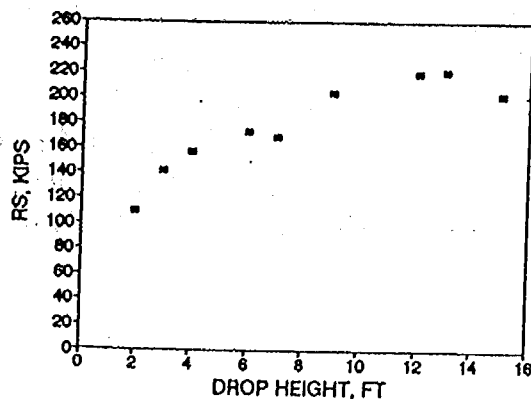


図-3. 14 落下高さとの関係
静的抵抗

鋼管杭協会¹⁶⁾では、図-3. 15のように計測事例に基づきハンマエネルギーと推定可能な支持力の関係を整理している。図からハンマエネルギーと推定可能な支持力との間には比例関係があると判断できる。しかしながら、現状では十分なデータ数とは言えず、両者の関係を適切に評価するためには、今後とも様々なハンマによるデータを蓄積していく必要がある。

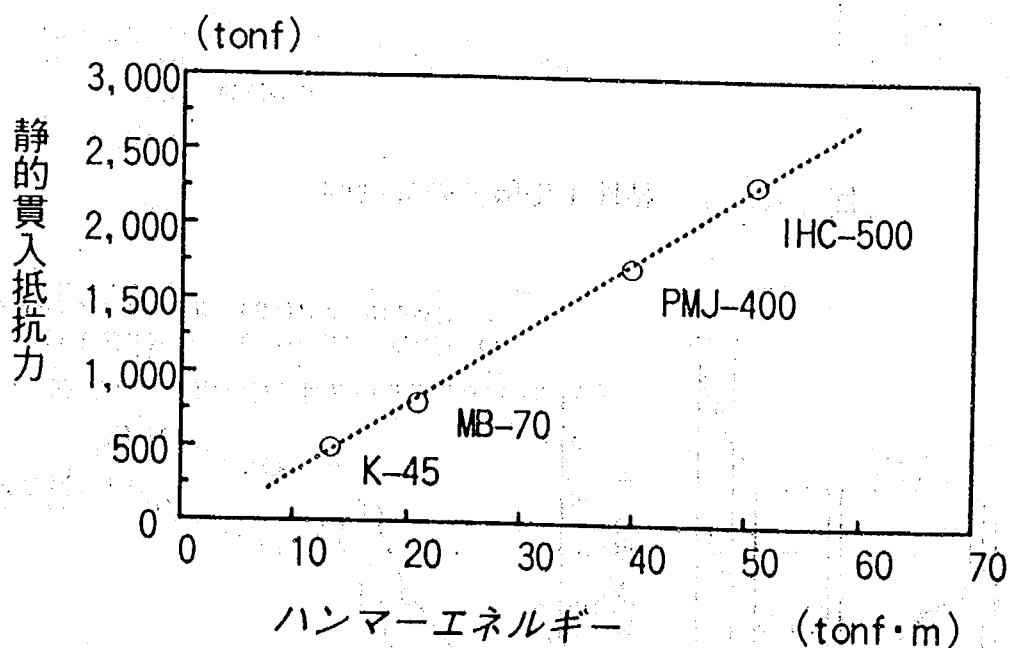


図-3. 15 ハンマエネルギーと推定可能支持力

4. 地盤のセットアップ

4. 1 再打撃計測

一般に、杭の打込み後の時間経過に伴い地盤の支持力は増加する。このため、杭の打込みから一定の養生期間を置いた後に再打撃計測を行う必要がある。静的載荷試験では、砂質土で5日、粘性土で14日以上養生期間を目安としている。

鋼管杭協会¹⁶⁾では、粘性土及び砂質土が代表的な地盤について再打撃までの養生期間の設定方法を検討している。その結果、粘性土地盤では約10日、砂質土地盤では60分でセットアップが終了している。

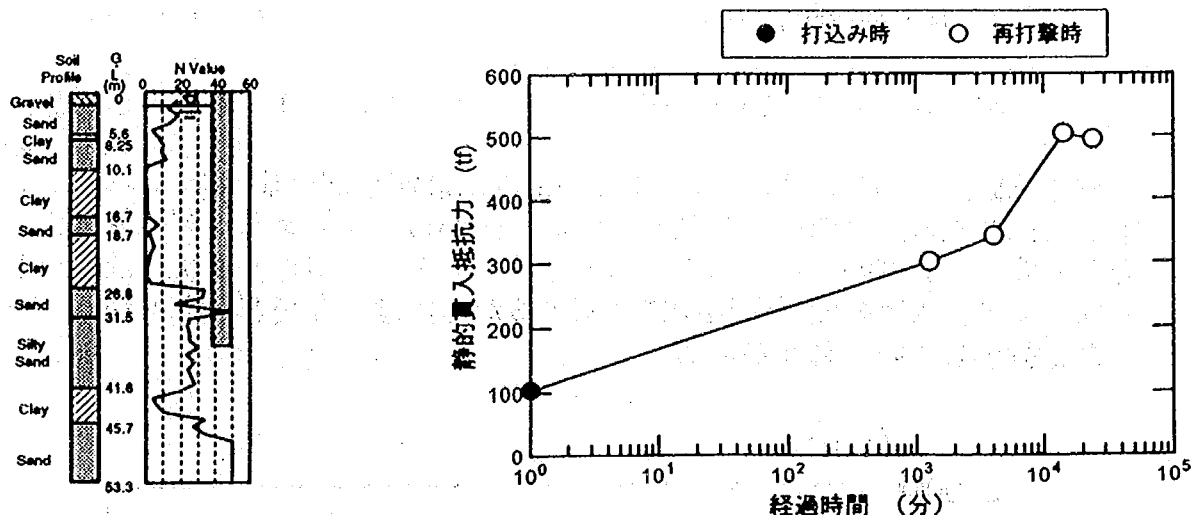


図-4. 1 粘性土地盤での計測例

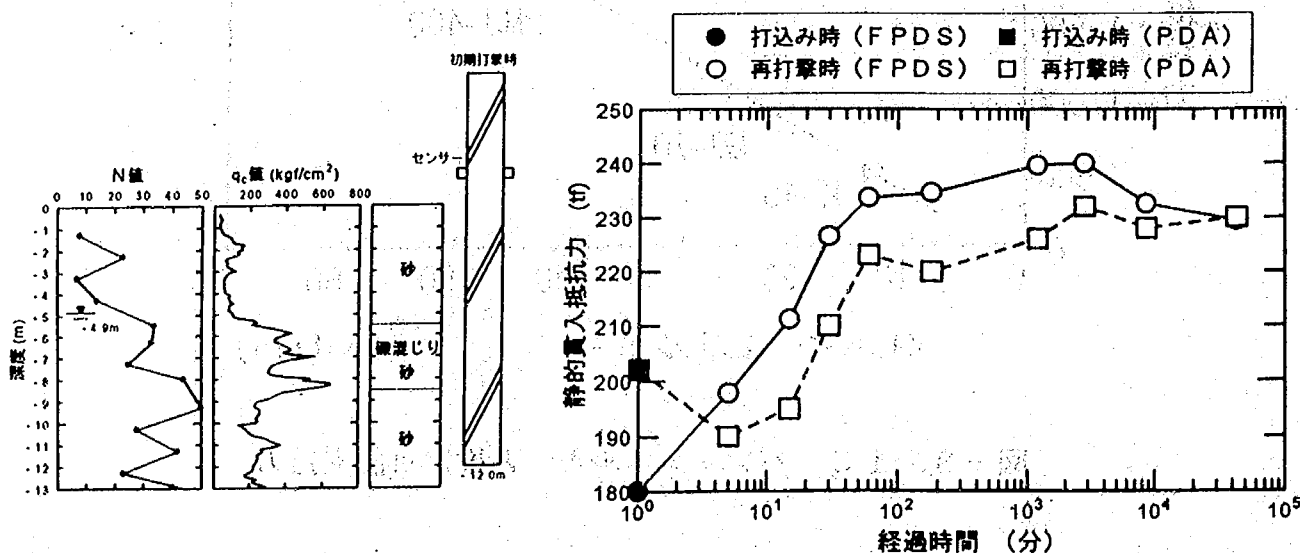


図-4. 2 砂質土地盤での計測例

次に、新通りIC橋下部工事現場で行った再打撃計測について述べる（詳細はⅢ．事例編参照）。試験杭は外径800mm、長さ36mの鋼管杭で、杭の打設から5分、15分、60分、7日後に再打撃を行っている。現場の地盤条件は図-4. 3に示す通りである。図-4. 4はセットアップの状況を示したもので、1週間程度でセットアップは終了しており、その大きさは1.4程度である。

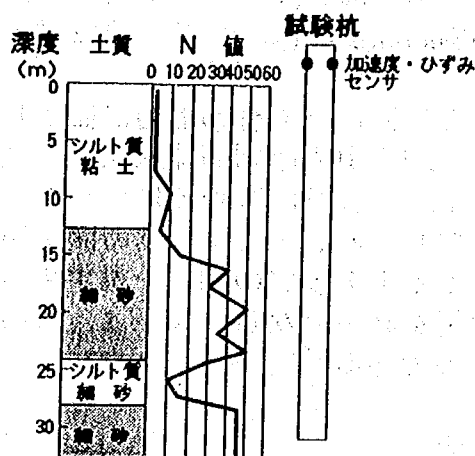


図-4. 3 地盤条件

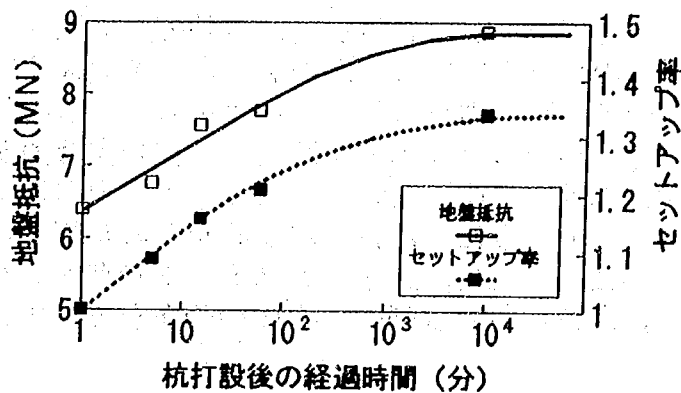


図-4. 4 セットアップの状況

4. 2 圧密理論による予測²¹⁾

杭打ちのように急速に地盤が変形する場合、土粒子の変形速度では作用した外部応力に十分に対応することができず、間隙水の圧力上昇によって力学的平衡を保つ。圧縮もしくは引張のように縦方向の変形に対しては、水圧はその応力を分担するが、水にはせん断抵抗はなく、したがって、地盤に作用したせん断応力に対して地盤の強度は相対的に低下した状態となる。地盤が定常的な状態であれば、間隙水圧は最終的には静水圧と等しく、地盤の急速変形によって生じた過剰間隙水圧は、やがて消散する。この過程で、過剰間隙水圧は有効応力に転換される。

杭の打込み中には、過剰間隙水圧が大きく発生し、これによって有効応力が低下しているから、地盤の貫入抵抗は小さい。杭の打設後は、地盤中の過剰間隙水圧の消散に伴い地盤の有効応力が回復し、杭の支持力が増加する。これは圧密現象にほかならず、粘性土では圧密時間が長く、支持力回復に時間を要し、砂質土では圧密時間が短い。このように、杭打設終了時からの時間経過に伴うセットアップの割合を推定するためには、杭打設終了時をスタート時点とした圧密解析が必要となる。図-4. 5は、打込み杭周辺の過剰間隙水圧の分布をモデル化したものである²³⁾。

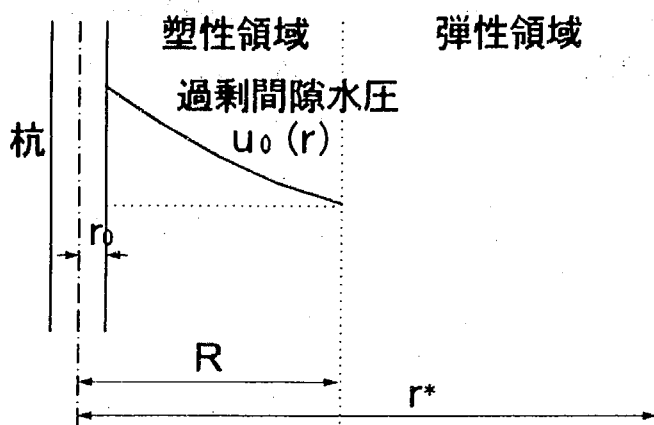


図-4. 5 打込み杭周辺の過剰間隙水圧の分布

(1) 初期の過剰間隙水圧の分布²³⁾

Gibson and Anderson (1961)²⁴⁾により、杭の打込みは非排水での円筒空洞の拡張として表されている。地盤は、せん断弾性係数 G と非排水せん断強度 c_u によりモデル化される。空洞が、半径 0 から杭半径 r_0 まで拡張するとき、塑性域 ($r_0 \leq r \leq R$) での放射及び円周応力の変化は、次式で与えられる。

$$\delta \sigma_r = c_u \left\{ 1 + \ln \left[G/c_u \right] - 2 \ln \left[r/r_0 \right] \right\} \quad (4.1)$$

$$\delta \sigma_\theta = c_u \left\{ -1 + \ln \left[G/c_u \right] - 2 \ln \left[r/r_0 \right] \right\} \quad (4.2)$$

ここで、塑性域の大きさは、

$$R = r_0 \left[G/c_u \right]^{1/2} \quad (4.3)$$

発生した過剰間隙水圧は、非排水条件で平均有効応力が一定という仮定から推定され、平均全応力に等しい。

$$u = \frac{1}{3}(\delta \sigma_r + \delta \sigma + \delta \sigma_x) = \frac{1}{2}(\delta \sigma_r + \delta \sigma)$$

$$= c_u \left[\ln \left(G/c_u \right) \right] - 2 \ln(r/r_0) \quad (4.4)$$

それゆえ、杭打ちにより生ずる過剰間隙水圧の分布は、次式で与えられる。

$$u_0 = 2c_u \ln(R/r) \quad [r_0 \leq r \leq R] \quad (4.5)$$

$$u_0 = 0 \quad [R \leq r \leq r^*]$$

図-4. 6 は、これまでに現場で測定された過剰間隙水圧の分布を示しており、破線のように $\ln(r/r_0)$ に伴い勾配 $2c_u$ で線形に減少している。

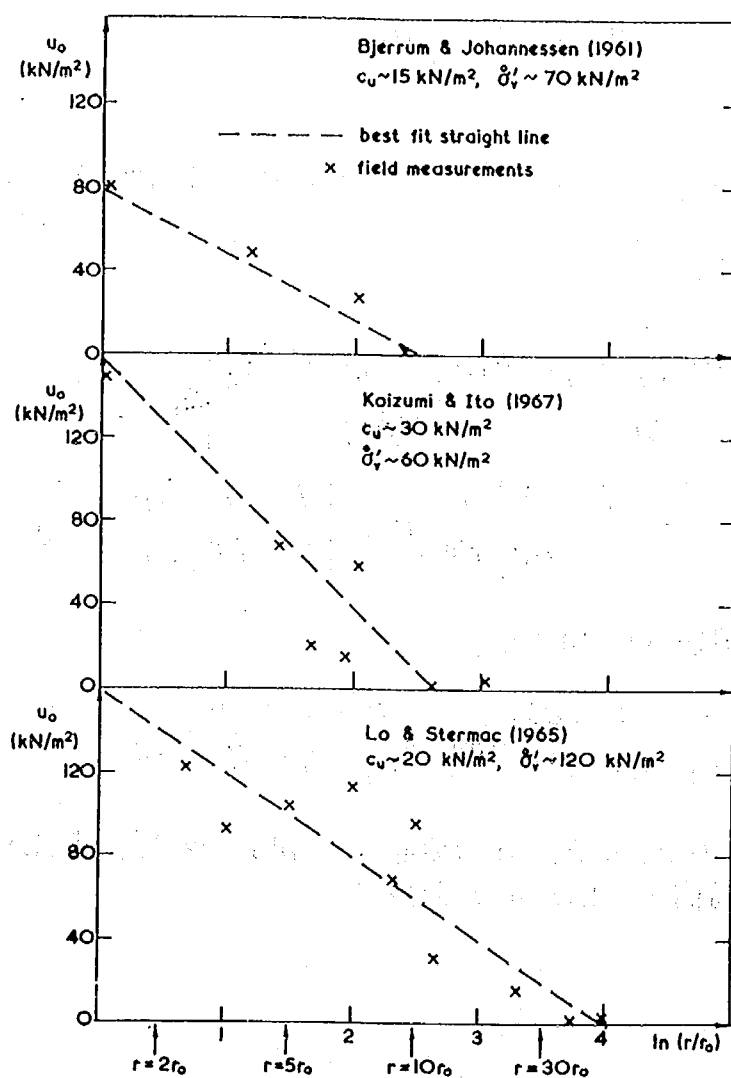


図-4. 6 杭打ちによる過剰間隙水圧の現場測定例

(2) 半径方向の圧密方程式

半径方向圧密の支配方程式は、Randolph and Wroth (1979) ²³⁾ により次式で与えられている。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \left[\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial u}{\partial r} \right) \right] = c \left[\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] \quad (4.6)$$

式(4.6)は、過剰間隙水圧 u に関する支配方程式である。係数 c は圧密係数であり、次式で定義される。

$$c = \frac{k}{\gamma_w} \frac{2G(1-\nu)}{(1-2\nu)} \quad (4.7)$$

式(4.6)の解析解は、Randolph and Wroth (1979) によって与えられている。また、差分法による計算手法が、松本²⁶⁾ によって示されている。式(4.6)の差分表示は、

$$\frac{u_{i,j+1} - u_{i,j}}{\delta t} = c \left[\frac{1}{r_i} \left(\frac{u_{i+1,j} - u_{i,j}}{\delta r} \right) + \frac{u_{i-1,j} - 2u_{i,j} + u_{i+1,j}}{(\delta r)^2} \right] \quad (4.8)$$

ここで、 δt は差分時間間隔、 δr は半径方向の地盤の分割距離である。下添え字 i は地盤節点を表し、 j は時間ステップを表す。 j ステップで求められた水圧で $(j+1)$ ステップの水圧を表すと、

$$\begin{aligned} u_{i,j+1} &= u_{i,j} + c \left[\frac{1}{r_i} \left(\frac{u_{i+1,j} - u_{i,j}}{\delta r} \right) + \frac{u_{i-1,j} - 2u_{i,j} + u_{i+1,j}}{(\delta r)^2} \right] \delta t \\ &= \frac{c\delta t}{(\delta r)^2} u_{i-1,j} + \left[1 - \left(\frac{1}{r_i} + \frac{2}{\delta r} \right) \frac{c\delta t}{\delta r} \right] u_{i,j} + \left(\frac{1}{r_i} + \frac{1}{\delta r} \right) \frac{c\delta t}{\delta r} u_{i+1,j} \end{aligned} \quad (4.9)$$

また、杭に接する地盤節点 ($i=0$) では、

$$u_{0,j+1} = \left[1 - \left(\frac{1}{r_0} + \frac{2}{\delta r} \right) \frac{c\delta t}{\delta r} \right] u_{0,j} + \left(\frac{1}{r_0} + \frac{2}{\delta r} \right) \frac{c\delta t}{\delta r} u_{1,j} \quad (4.10)$$

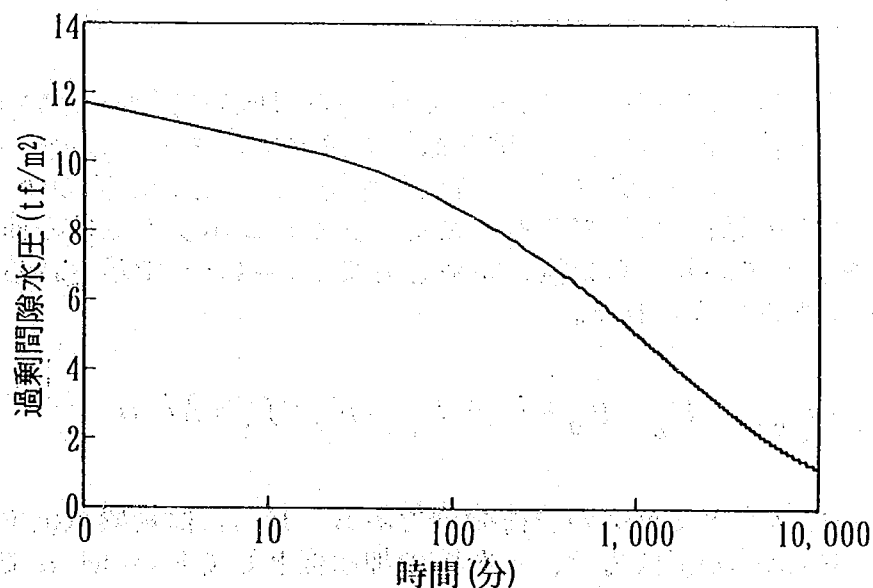
圧密開始時点 ($j=0$) での過剰間隙水圧の分布 $u_{i,0}$ がわかれば、式(4.9)及び式(4.10)を用いて間隙水圧の時間的変化を計算できる。

前述の新通り IC 橋下部工事現場でのシルト層について、上記の理論に基づき過剰間隙水圧の消散過程を予測した。解析に用いた土質パラメータは、表－4. 1に示す通りである。

表－4. 1 圧密計算に用いた土質パラメータ

項 目	数 値	備 考
せん断剛性 G (tf/m ²)	2 9 6	$G=70N/\{2(1+\nu)\}$, $\nu=0.3$
非排水せん断強度 C_u (tf/m ²)	2. 5	$C_u=q_u/2$, q_u : 一軸圧縮強度
透水係数 k (m/min)	1.8×10^{-6}	粒度分布から推定

その結果、図－4. 7のように過剰間隙水圧は約1週間で消散しており、セットアップはこの時点で終了していると推察される。この結果は、波形マッチングによる結果とも一致する。



図－4. 7 過剰間隙水圧の時間変化

また、Wakiya et al (1992)²⁶⁾ は、杭打ち時の過剰間隙水圧を測定し、圧密理論に基づきセットアップ効果を算定しており、再打撃時に測定された支持力増分とよい相関を得ている。

以上のように、過剰間隙水圧の消散に伴う有効応力の増加を圧密理論によって計算することで、セットアップの大きさと期間をある程度推定することができる。

5. 急速荷重試験

5. 1 解析方法²⁷⁾

これまでにスタナミック試験結果の解析方法として、表-5. 1に示すものが提案されている。

表-5. 1 スタナミック試験結果の解析方法

方 法	バ ネ	ダ ッ シ ュ ポ ッ ト
初期剛性法 Initial stiffness method	線型/非線型	線型/非線型
修正初期剛性法 Modified Initial stiffness method	非線型	非線型
剛体振動解析法 Lumped-mass method	バイリニア	線 型
平衡点法 Equilibrium point method	非線型	線 型
除荷点法 Unloading point method	非線型	線 型

これらの方法では、図-5. 1に示すような杭-地盤モデルを用いている。杭は集中マスMを持つ剛体と仮定される。地盤抵抗力はバネとダッシュポットの両者の抵抗力で表現される。バネは杭頭に静的な荷重が作用したときの地盤の変形を表し、バネに発生する力が静的抵抗力 F_u である。また、ダッシュポットは杭の速度 v に比例する抵抗力 F_v を表しており、 C を減衰定数として $F_v = C \cdot v$ で示される。したがって、力の釣り合いは次式で表される。

$$F_{stn} = F_{soil} + F_a = F_u + F_v + F_a = F_u + F_v + M \cdot a \quad (5.1)$$

ここで、 F_{stn} はスタナミックの載荷荷重である。 F_{soil} は地盤抵抗で F_u と F_v の和で示される。 F_a は杭の慣性力で、 a を杭の加速度として $F_a = M \cdot a$ で示される。

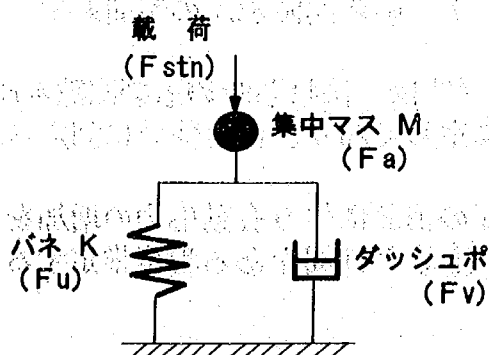


図-5. 1 スタナミック試験における杭-地盤モデル

(1) 初期剛性法 (Initial stiffness method) ²⁸⁾

この方法では、スタナミック荷重 F_{stat} と杭頭変位 u の関係曲線を5つの領域に分割している。地盤抵抗が弾性域であるスタナミック载荷の初期段階では、地盤バネは線型と仮定される。初期剛性 K_1 は、次式で推定される。

$$K_1 = F_{stat} / u_{stat} \quad (5.2)$$

ここで、 F_{stat} は载荷装置の重量、 u_{stat} は载荷装置を設置したときの杭の変位である。この K_1 の値を用いて、減衰定数 C の値を求めている。初期剛性法により求められる静的な荷重-沈下曲線は、 K_1 の推定の正確性に非常に大きく影響される。実際には、 u_{stat} の値が非常に小さいため、 K_1 を正確に推定することは難しい。

(2) 修正初期剛性法 (Modified Initial stiffness method) ²⁹⁾

この方法は初期剛性法を修正したもので、地盤バネ K と減衰定数 C の両方を载荷段階毎に計算するものである。 K 及び C の値は、初期剛性 K_1 を用いて逐次求められる。したがって、修正初期剛性法も初期剛性法と同様の問題点を有している。

(3) 剛体振動解析法 (Lumped-mass method) ³⁰⁾

この方法では、地盤バネをバイリニア型としている。減衰定数 C は、スタナミック荷重 F_{stat} と変位 u の関係から求めた等価粘性減衰定数としている。

(4) 平衡点法 (Equilibrium point method) ³¹⁾

この方法では、減衰定数は一定と仮定している。静的抵抗 F_u は次式で表される。

$$F_u(t) = F_{stat}(t) - C \cdot v(t) - M \cdot a(t) \quad (5.3)$$

$F_{stat}-u$ 曲線上で変位が最大となる点を平衡点 (Equilibrium point) と呼ぶ。平衡点では $v=0$ であるから $F_v=0$ となり、以下の関係が成り立つ。

$$F_u(t) = F_{stat}(t) \quad \text{at} \quad F_{stat}(v=0) \quad (5.4)$$

減衰定数 C は、次式で求められる。

$$C = [F_{stat(max)} - F_{stat}(v=0) - M \cdot \alpha] / v(t) \quad (5.5)$$

慣性力 F_a が0か無視できるほど小さくない限り、式(5.4)の記述は正しくない。したがって、式(5.5)も適当とは言えない。

(5) 除荷点法 (Unloading point method) ²⁷⁾

この方法では、平衡点法と同様に減衰定数は一定と仮定している。静的抵抗 F_u は式(5.3)で表される。除荷点法では、まず次式により F_{soil} を推定する。

$$F_{soil}(t) = F_{stn}(t) - M \cdot a(t) \quad (5.6)$$

$F_{soil}-u$ 曲線上で変位が最大となる点を除荷点 (Unloading point method) と呼ぶ。除荷点では次式が成り立つ。

$$F_u(t) = F_{soil}(t) \quad \text{at} \quad F_{soil}(v=0) \quad (5.7)$$

除荷点での F_u は、スタナミック载荷で得られる最大静的抵抗と考えることができる。減衰定数 C は、次式で求められる。

$$C = [F_{soil(max)} - F_u(max)] / v^* \quad (5.8)$$

ここで、 $F_{soil(max)}$ は F_{soil} の最大値で、 v^* はそのときの杭の速度である。減衰定数 C を得ることにより、式(5.3)を用いて任意の静的抵抗 $F_u(t)$ を計算することができる。

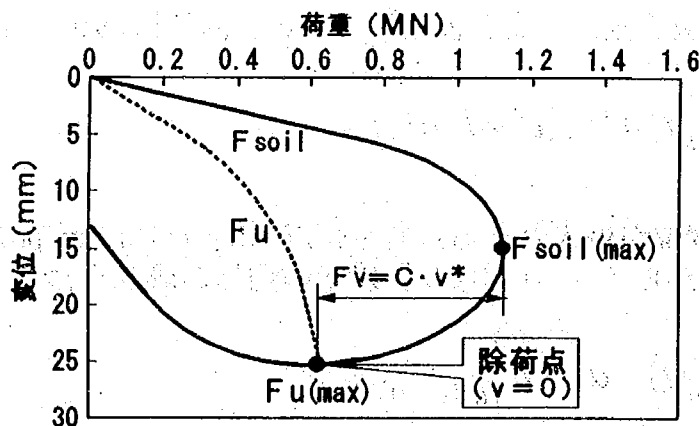


図-5.2 除荷点法

以上のように、これらの方法では杭を剛体と仮定するなど議論の余地はあるが、静的な荷重-沈下関係がスタナミックデータのみから自動的に求まるという利点を有している。

5. 2 除荷点法の適用範囲

除荷点法では杭を剛体と仮定し、杭の速度、加速度は杭体の中で一様としているが、実際には一様ではない。また、載荷時間に対して杭長が長い場合、杭体を伝播する波動の影響を無視することができない。Middendorp and Bielefeld(1995)³³⁾は、杭長の異なる鋼管杭及びコンクリート杭に対してスタナミック載荷のシミュレーションを行い、除荷点法の適用範囲について以下のように考察している。

載荷時間T秒の間に、応力波が杭中を伝播する距離Dは次式で示される。

$$D=c \cdot T \quad (5.9)$$

この載荷時間で決定されるDを波長と呼ぶ。WAVE NUMBER(N_w)は、波長Dを杭長Lで除して求められる。

$$N_w=D/L \quad (5.10)$$

例えば、動的載荷試験では N_w が1より小さく、スタナミック試験では $N_w=1\sim30$ である。図-5. 3は、シミュレーションの結果を示している。ここで、 f_{sc} は除荷点法で得られる静的抵抗 $F_{stat(stn)}$ と静的載荷試験から得られる静的抵抗 $F_{stat(stt)}$ の比である。 f_{sc} が1ならば、推定した静的抵抗と実際の静的抵抗が良く一致している。 $N_w>10$ のとき、 $F_{stat(stn)}$ と $F_{stat(stt)}$ の差は6%以下である。 $N_w<10$ であれば、その差は17%に増加している。これは、 N_w が小さい場合には除荷点法を修正する必要があることを示している。

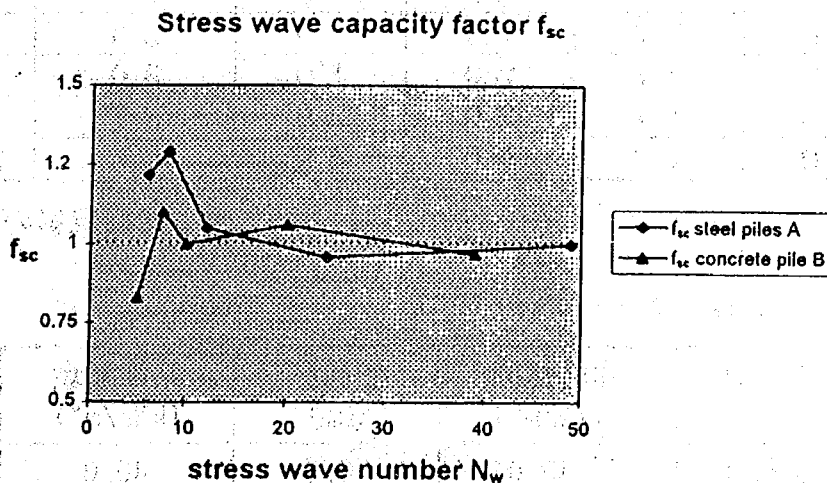


図-5. 3 N_w と静的抵抗の関係

また、沼南現場（Ⅲ．事例編参照）での計測データを用いて、波形マッチング解析を行った。解析では、計測された杭頭荷重及び杭頭速度から下降応力波と上昇応力波を分離し、下降応力波を杭頭に入力した。地盤抵抗はSmithモデルを使用し、杭頭変位の計算値と実測値が一致するようにバネ値とダンピング定数を同定した。次に、杭径及び杭長、地盤層厚を変化させ、これらの条件に見合った荷重条件（反力体の重量、装薬量など）を設定し、波形マッチングから得られた地盤パラメータを用いて急速載荷のシミュレーションを行った。得られた荷重－沈下関係から除荷点法により静的抵抗を算出し、荷重伝達法により求めた静的な荷重－沈下関係との比較を行った。表－5．2に解析ケースを示す。また、表－5．3に地盤パラメータを、図－5．4に地盤条件を示す。

表－5．2 解析ケース

ケース	杭 条 件				荷重条件	
	杭 径 (mm)	板 厚 (mm)	杭 長 (m)	根入長 (m)	反力体重量 (t)	薬 量 (kg)
0*	400	11	13	12.5	16	0.9
1	600	9	10	9	19	1.2
2	600	9	20	19	21	2.1
3	600	9	30	29	28	3.0
4	600	9	50	49	40	4.2
5	800	13	10	9	21	1.7
6	800	13	20	19	26	2.6
7	800	13	30	29	32	3.4
8	800	13	50	49	70	9.0
9	1000	17	10	9	23	2.3
10	1000	17	20	19	30	3.3
11	1000	17	30	29	37	3.7
12	1000	17	50	49	85	11.5

*：沼南現場の実測データ

表－5．3 地盤パラメータ

	地 層	降伏強度 (kN/m ²)	quake (mm)	粘性減衰 (kNs/m ³)
杭周面	粘性土	45.0	6.5	40.0
	細 砂	65.0	6.5	40.0
杭先端	細 砂	2900.0	20.0	40.0

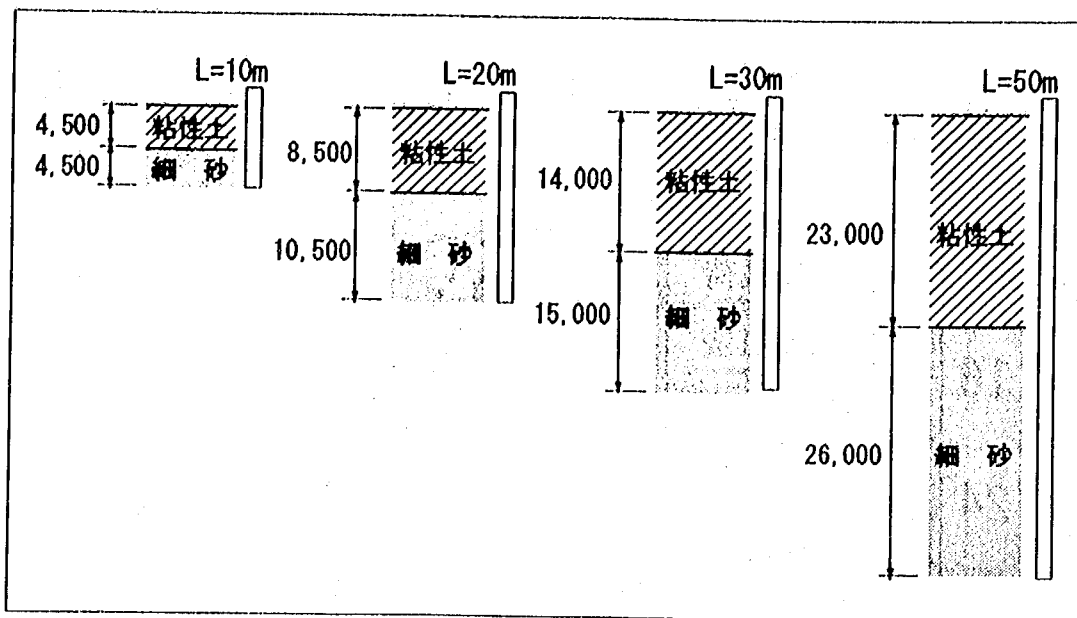


図- 5. 4 地盤条件

解析により得られた各ケースの荷重-沈下関係を図- 5. 5 ~ 5. 17に示す。

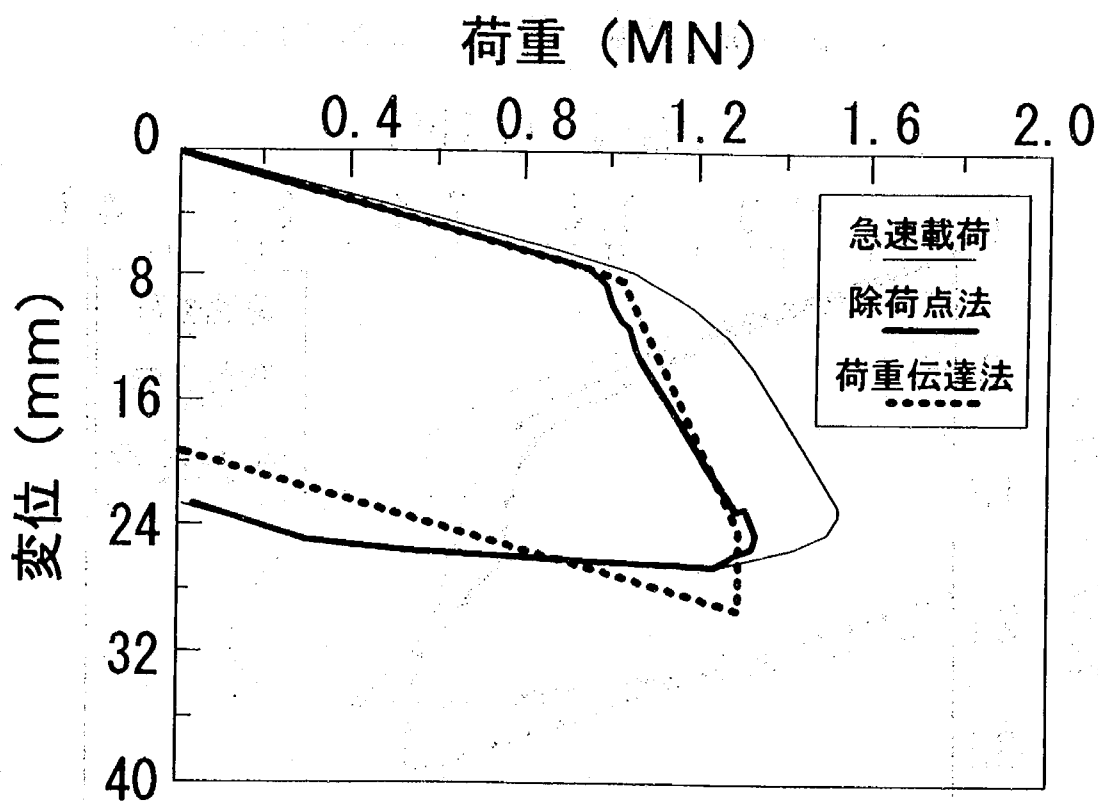


図- 5. 5 荷重-沈下曲線 (ケース 0、D=400、L=13000)

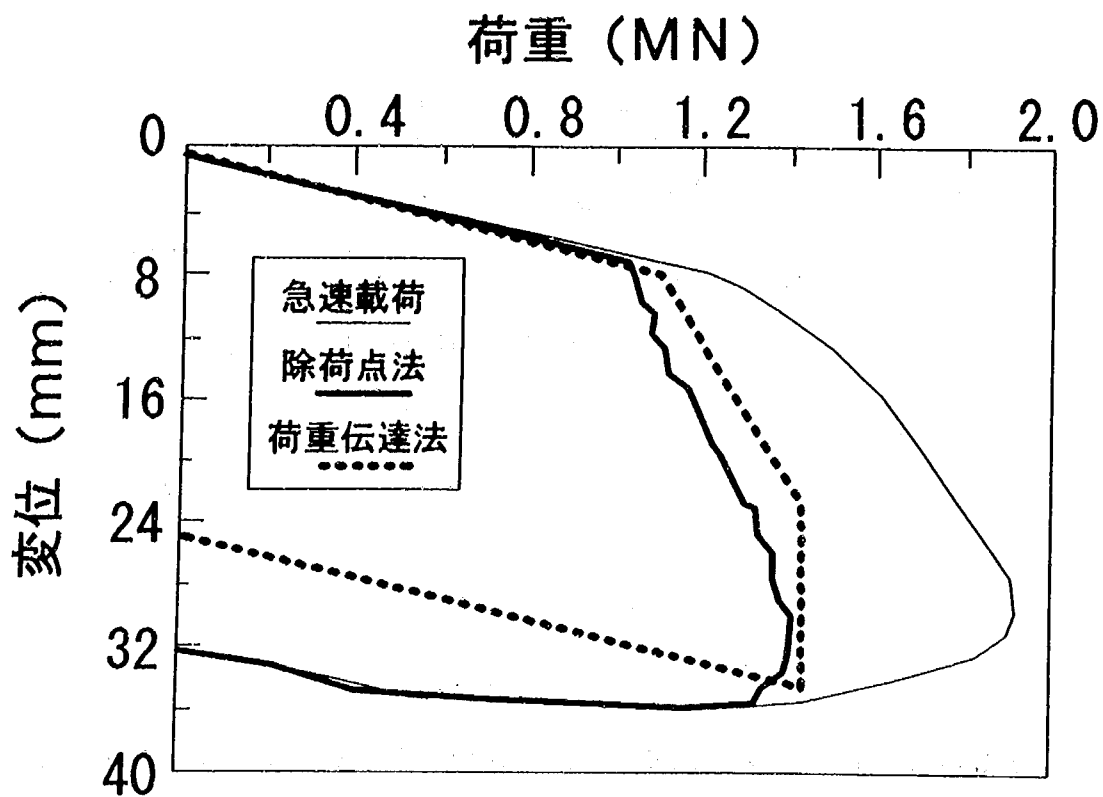


図-5.6 荷重-沈下曲線 (ケース1、D=600、L=10000)

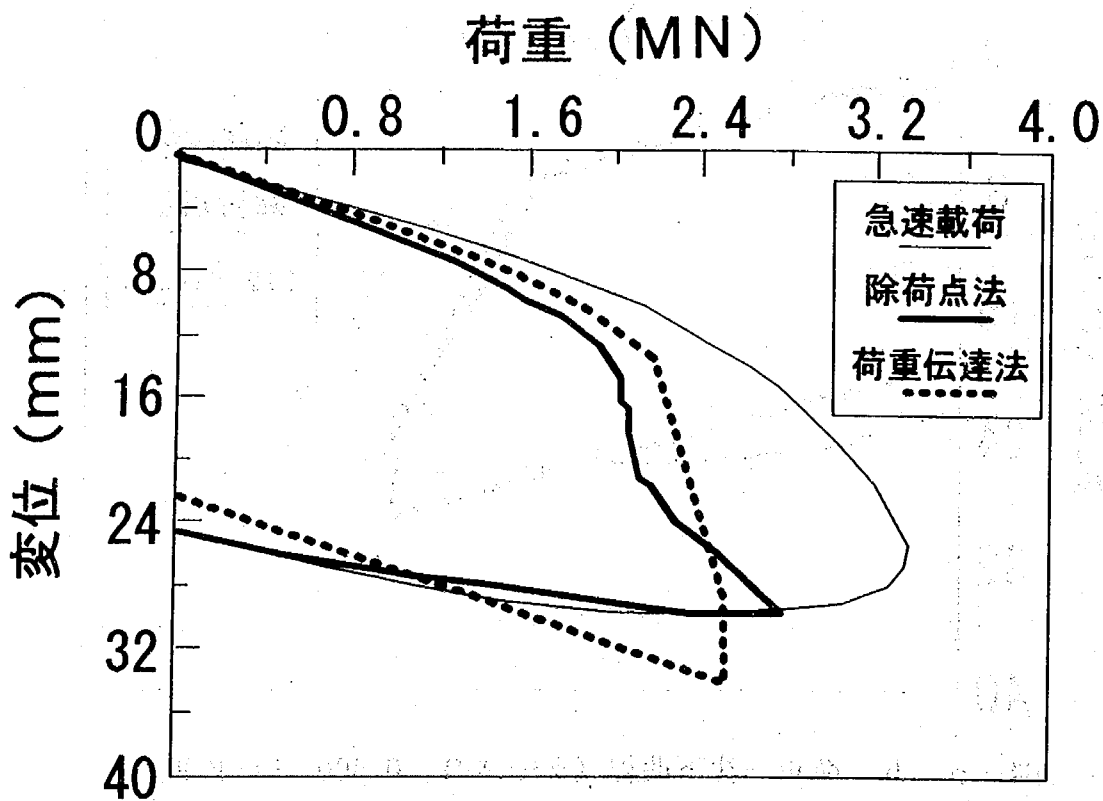


図-5.7 荷重-沈下曲線 (ケース2、D=600、L=20000)

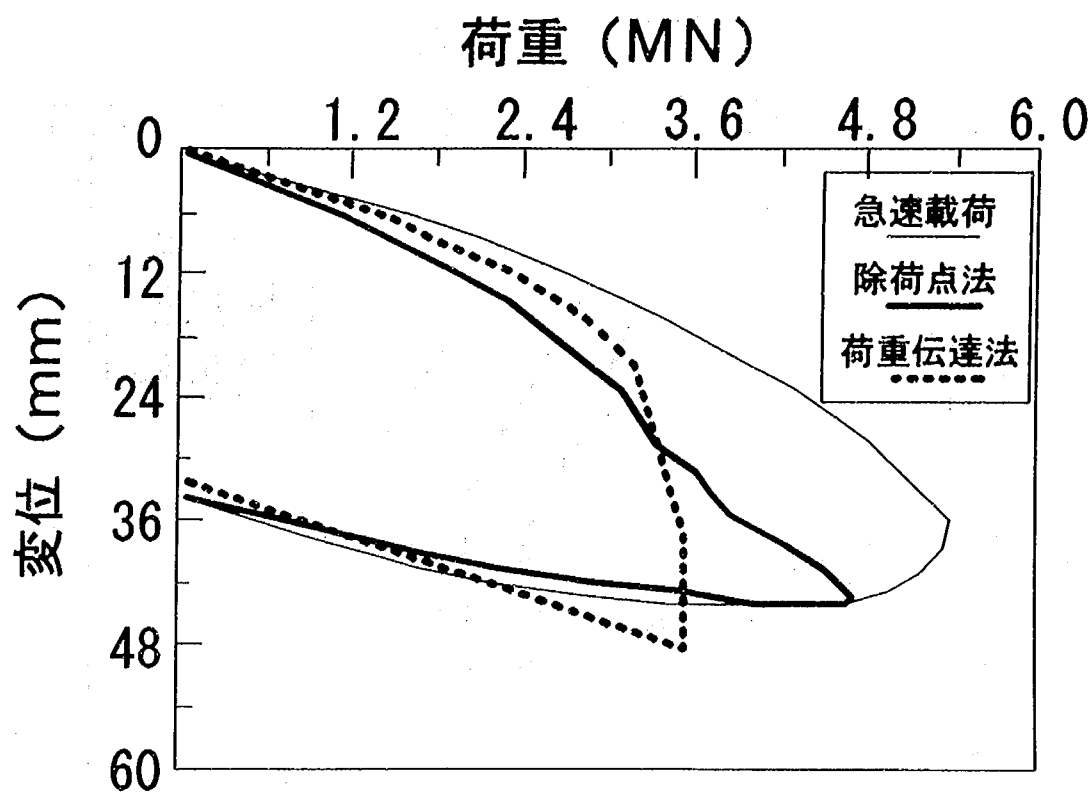


図-5.8 荷重-沈下曲線 (ケース3、D=600、L=30000)

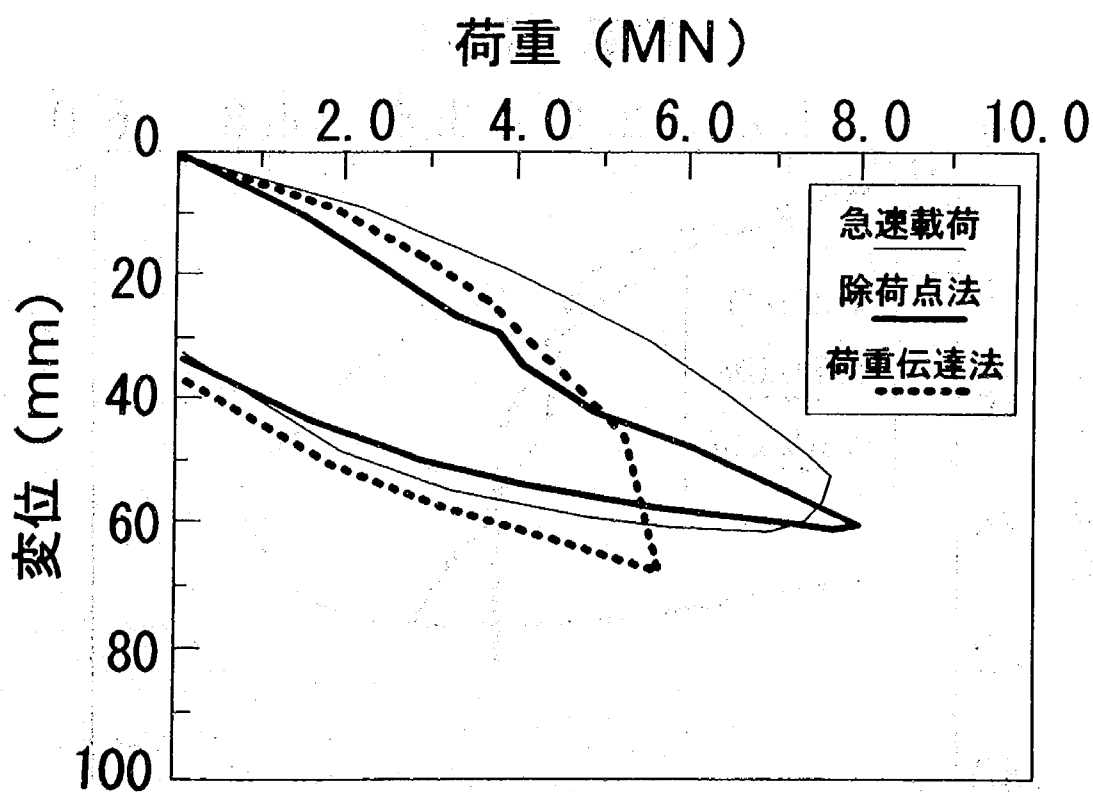


図-5.9 荷重-沈下曲線 (ケース4、D=600、L=50000)

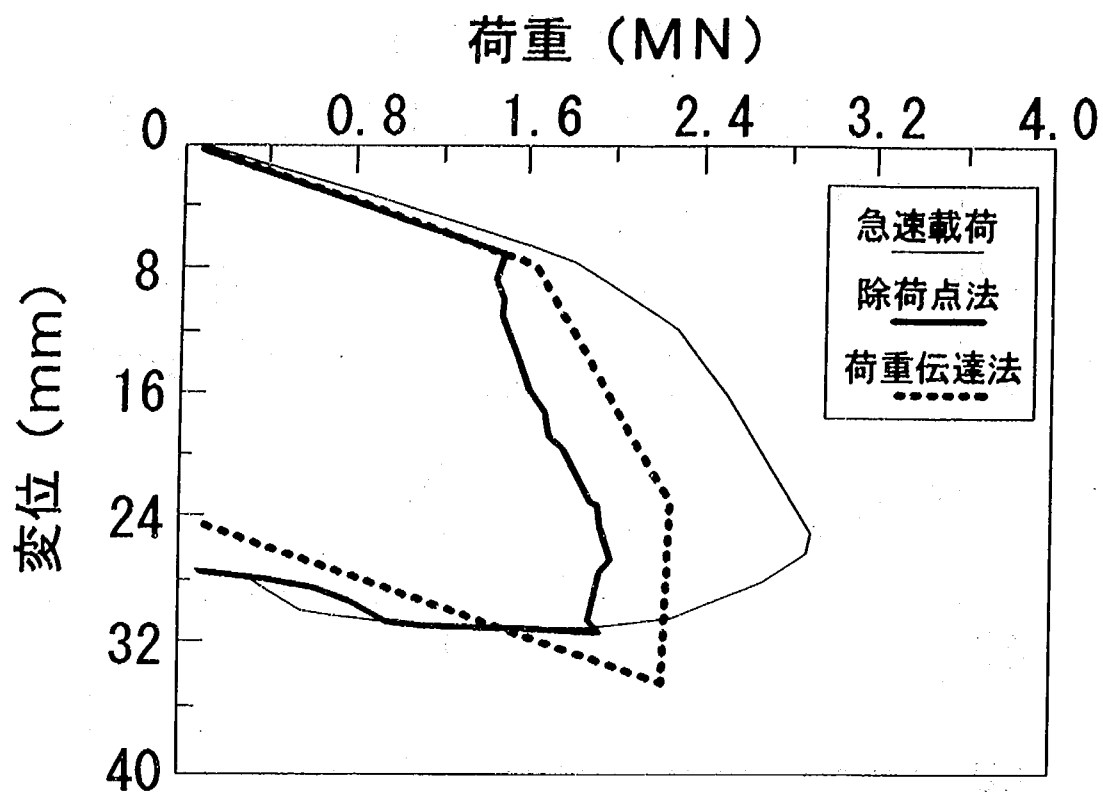


図-5. 10 荷重-沈下曲線 (ケース5、D=800、L=10000)

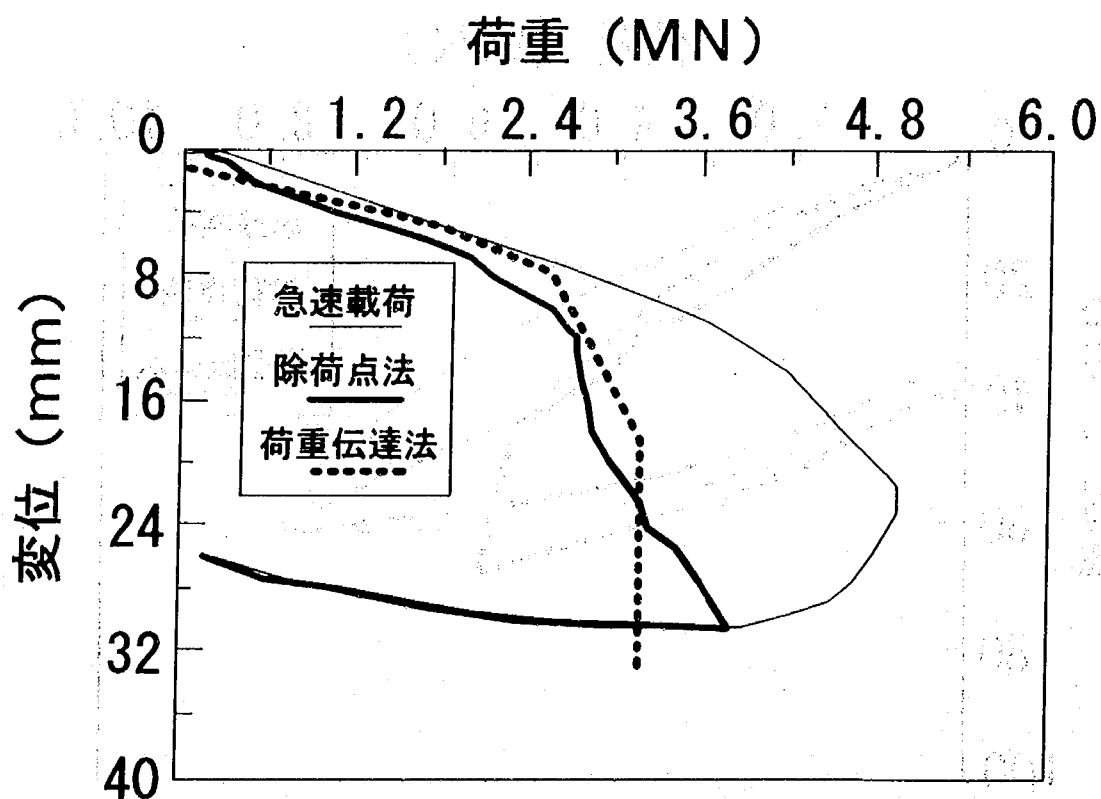


図-5. 11 荷重-沈下曲線 (ケース6、D=800、L=20000)

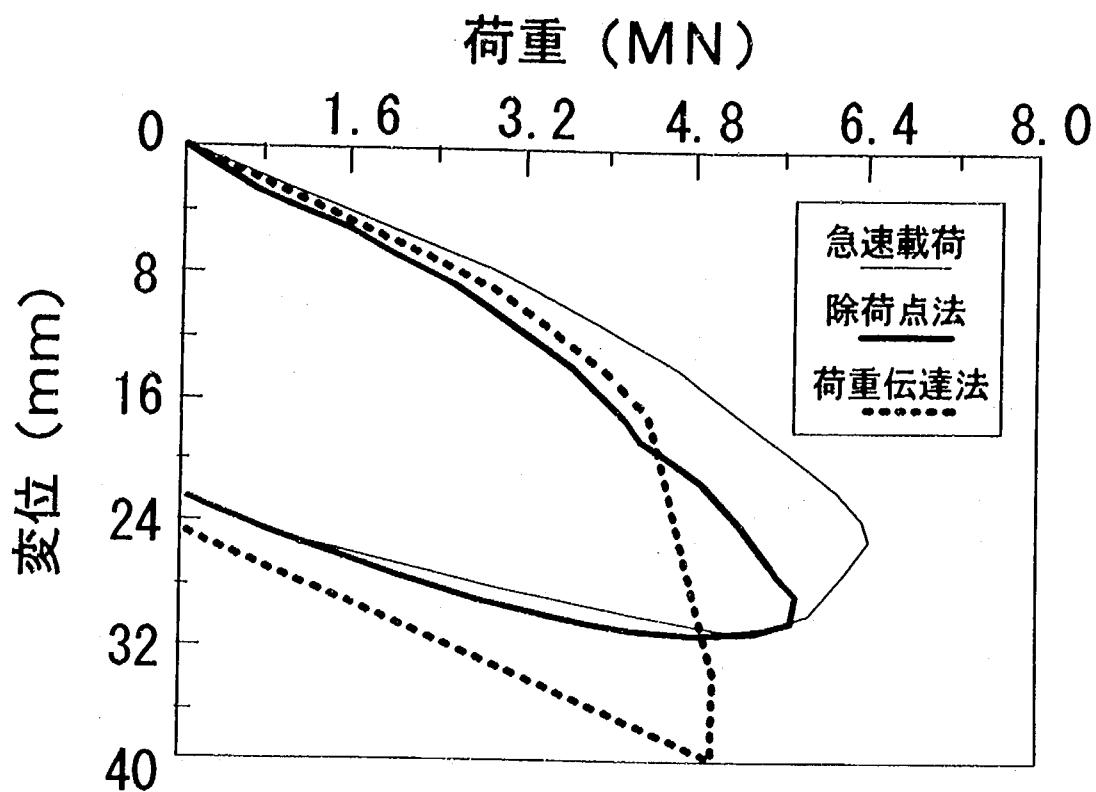


図-5. 1 2 荷重-沈下曲線 (ケース7、 $D=800$ 、 $L=30000$)

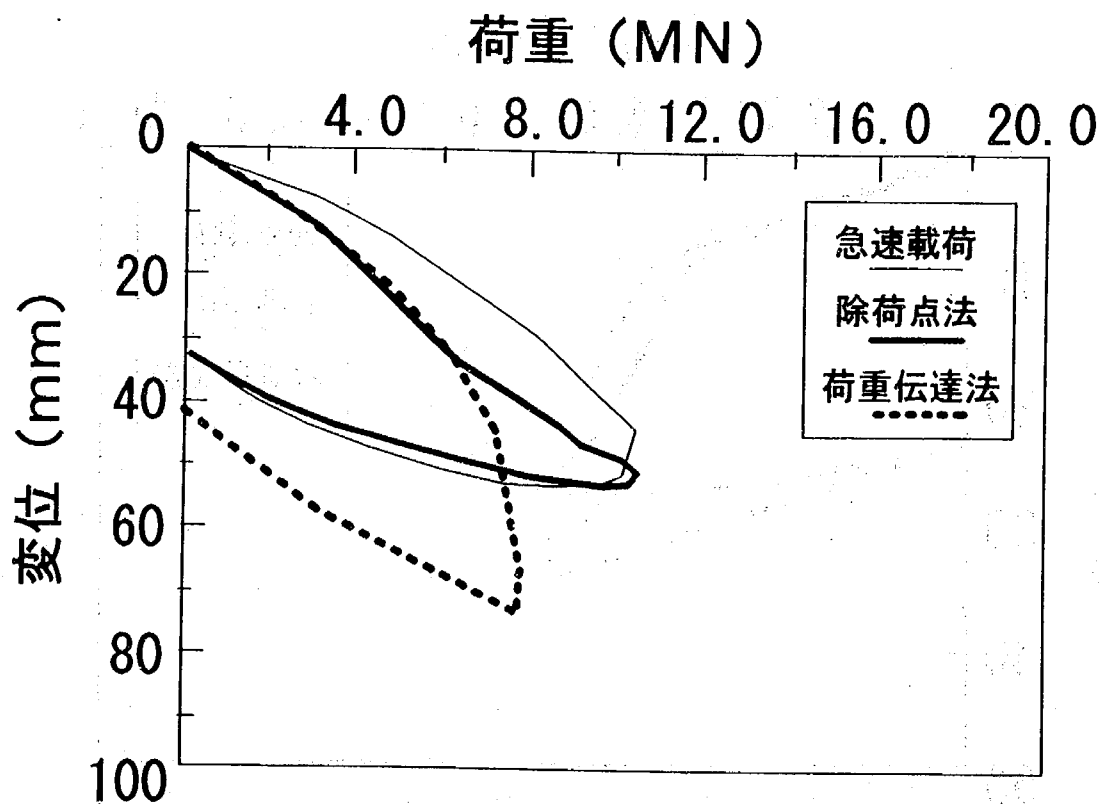


図-5. 1 3 荷重-沈下曲線 (ケース8、 $D=800$ 、 $L=50000$)

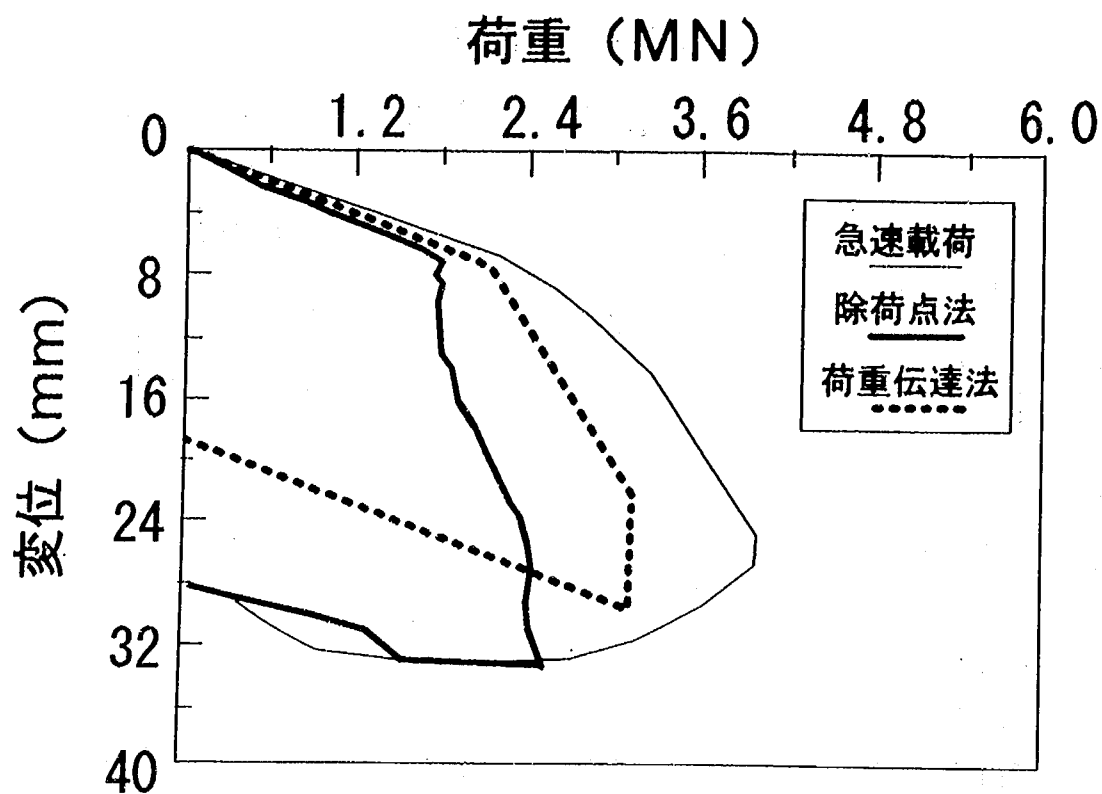


図-5. 14 荷重-沈下曲線 (ケース9、D=1000、L=10000)

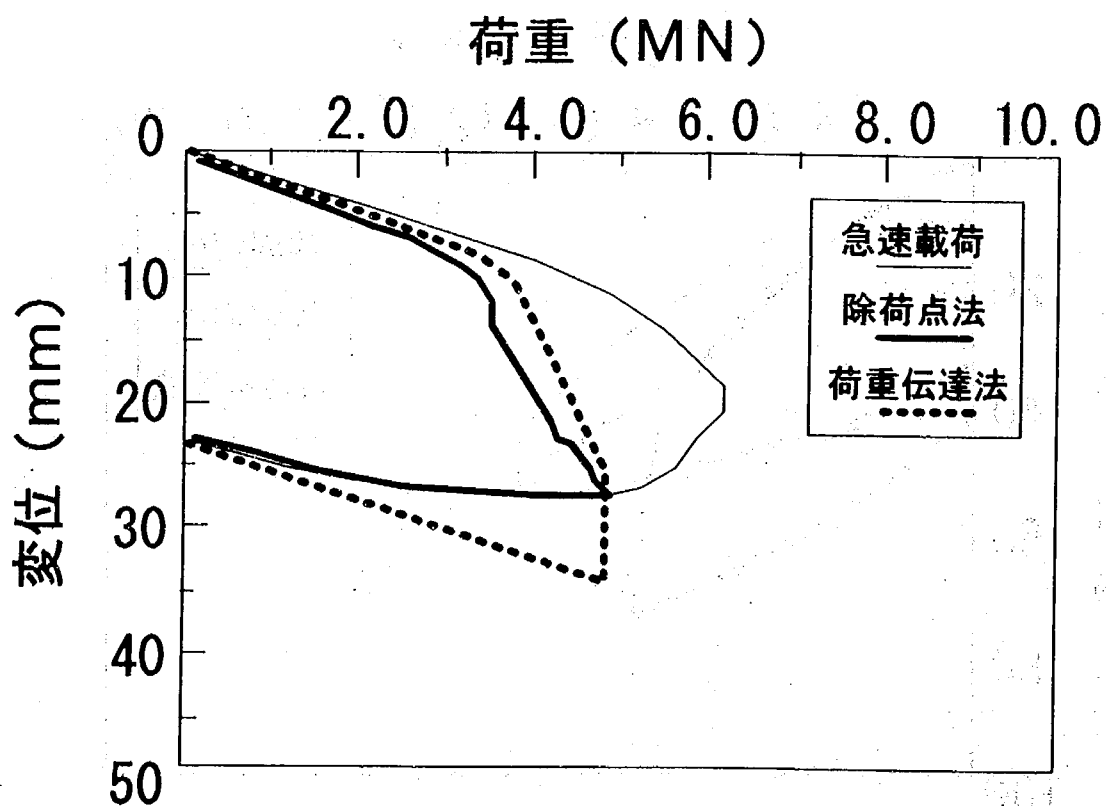


図-5. 15 荷重-沈下曲線 (ケース10、D=1000、L=20000)

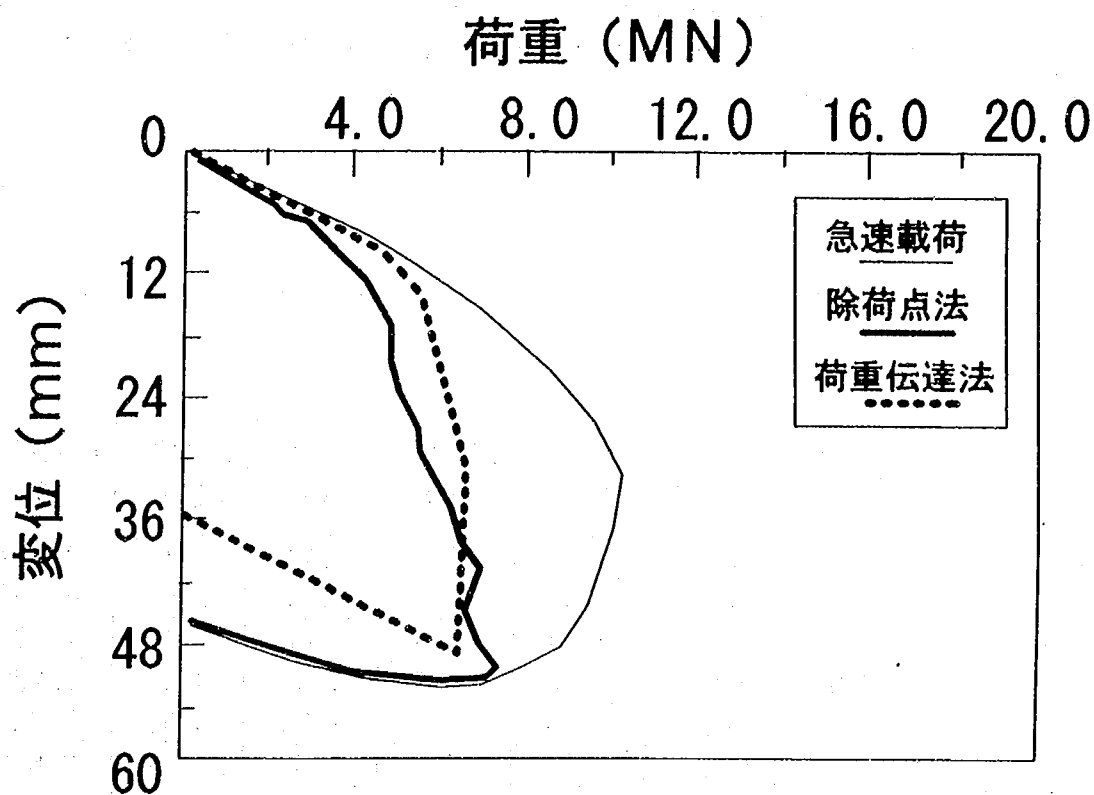


図-5. 16 荷重-沈下曲線 (ケース11、D=1000、L=30000)

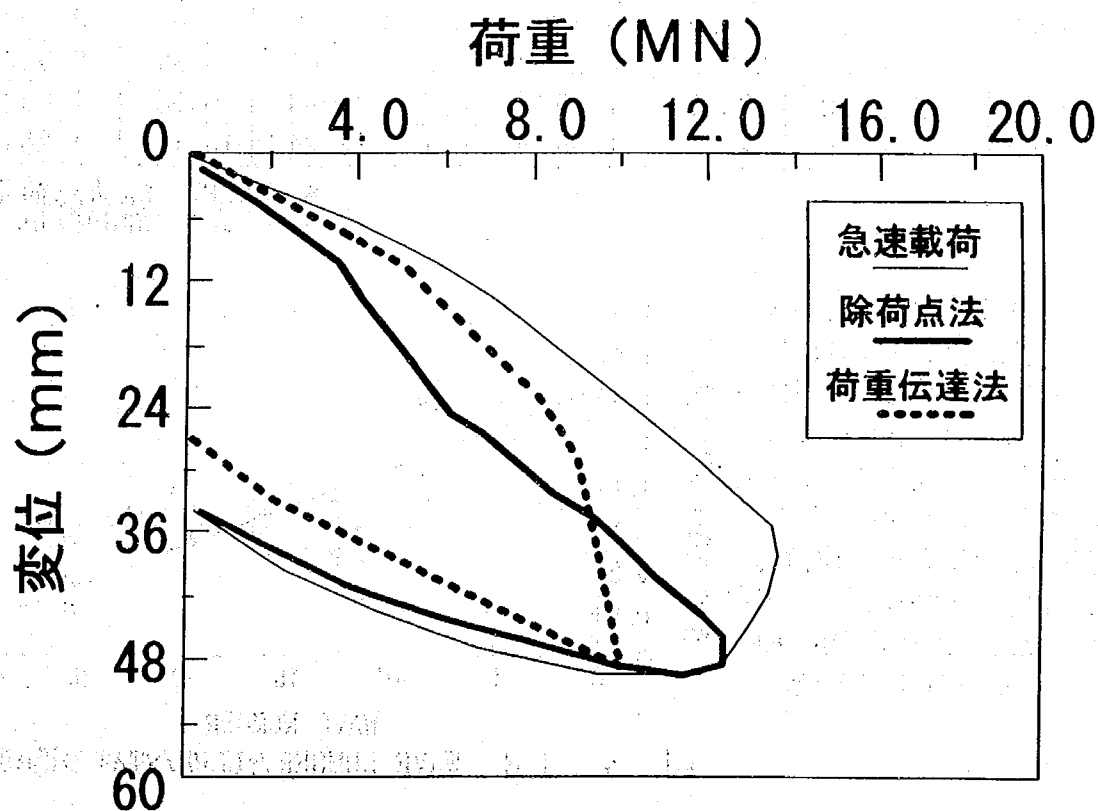


図-5. 17 荷重-沈下曲線 (ケース12、D=1000、L=50000)

また、表－5. 4は、解析結果をまとめたものである。ここに示すWAVE NUMBERは、次式で求められる載荷時間と杭長の比を表す指標で、載荷時間に対して相対的に杭長が長い場合に小さな値となる。

$$N_w = c \cdot T / 2L \quad (5.11)$$

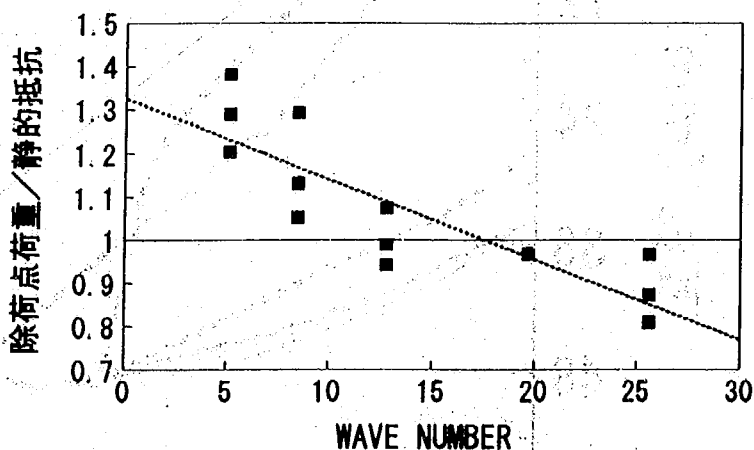
ここで、 N_w ：WAVE NUMBER、 T ：載荷時間、 c ：波動の伝播速度、 L ：杭長である。

表－5. 4 解析結果

ケース	D (mm)	t (mm)	L (m)	A (cm ²)	A/L (mm)	WAVE NUMBER	ULPM* (MN)	STAT** (MN)	ULPM/ STAT
0	400	11	13	134.4	1.03	19.7	1.24	1.28	0.967
1	600	9	10	167.1	1.67	25.6	1.37	1.42	0.966
2	600	9	20	167.1	0.84	12.8	2.66	2.48	1.074
3	600	9	30	167.1	0.56	8.5	4.53	3.51	1.292
4	600	9	50	167.1	0.33	5.1	7.74	5.61	1.381
5	800	13	10	321.4	3.21	25.6	1.90	2.18	0.873
6	800	13	20	321.4	1.61	12.8	3.56	3.60	0.989
7	800	13	30	321.4	1.07	8.5	5.61	4.96	1.131
8	800	13	50	321.4	0.64	5.1	10.06	7.80	1.289
9	1000	17	10	525.0	5.25	25.6	2.49	3.08	0.809
10	1000	17	20	525.0	2.62	12.8	4.61	4.89	0.942
11	1000	17	30	525.0	1.75	8.5	6.90	6.56	1.052
12	1000	17	50	525.0	1.05	5.1	12.24	10.16	1.204

* : ULPM 除荷点荷重
** : STAT 静的抵抗

さらに、WAVE NUMBERと（除荷点荷重／静的抵抗）の関係を図－5. 18に示す。この図から、WAVE NUMBERが小さいほど除荷点荷重を大きく見積もる傾向があることがわかる。また、WAVE NUMBERが13以下（載荷時間100msでは杭長20m以上）の場合に、除荷点荷重を静的抵抗の10%以上大きく算定している。



図－5. 18 WAVE NUMBERとULPM/STATの関係

また、図-5. 19は（断面積／杭長）と（除荷点荷重／静的抵抗）の関係を示しており、杭長が長くても相対的に断面積が大きい場合には、除荷点荷重を過大に計算する割合は低下していることがわかる。また、（断面積／杭長）の値が1.7程度となる以下の組み合わせのときに除荷点荷重と静的抵抗が良く一致している。

①杭径 600mm、杭長10m

②杭径 800mm、杭長20m

③杭径1000mm、杭長30m

したがって、杭長30m程度までは杭長に比例して断面積（杭径）も増加していれば、除荷点法を適用できると思われる。

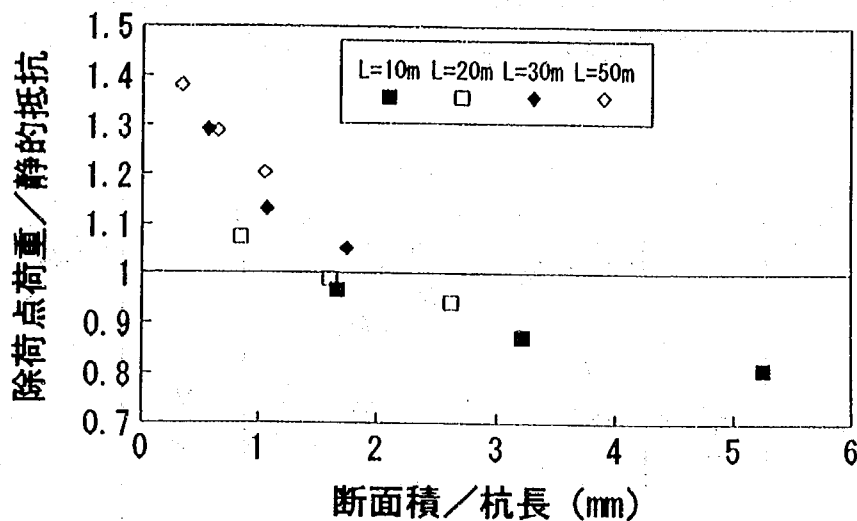


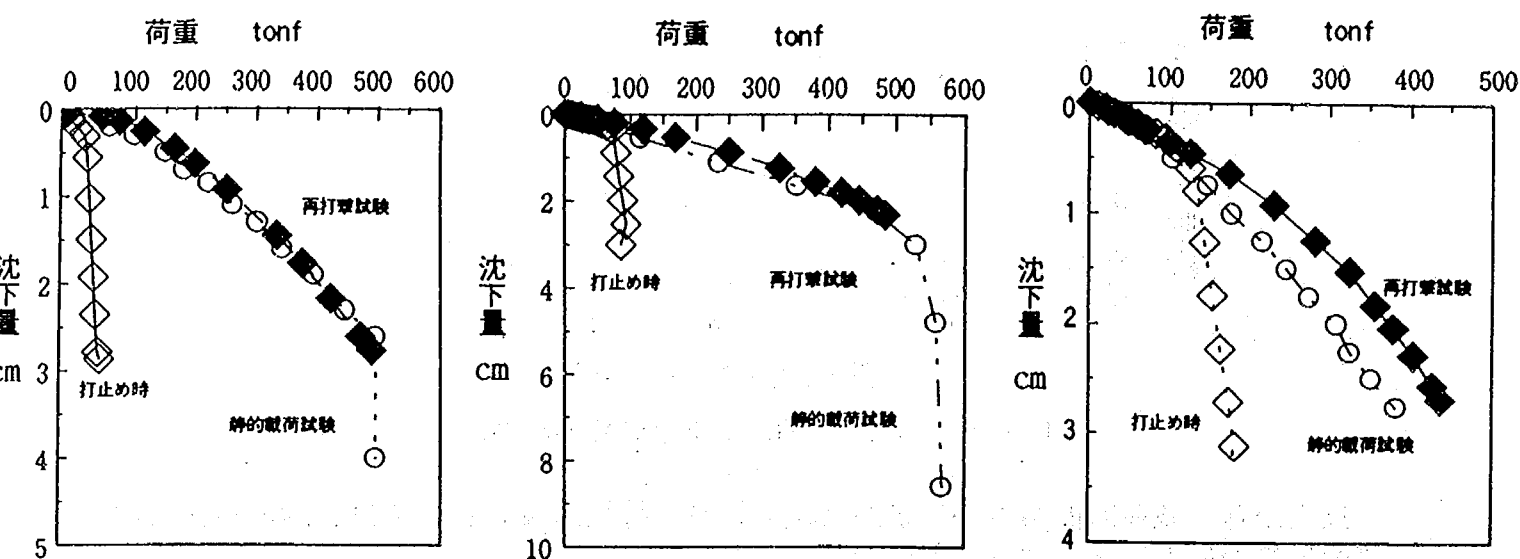
図-5. 19 A/LとULPM/STATの関係

以上から、載荷時間あるいは杭断面積に比べて杭長が長い場合には、除荷点法では静的抵抗を過大に算定することになる。

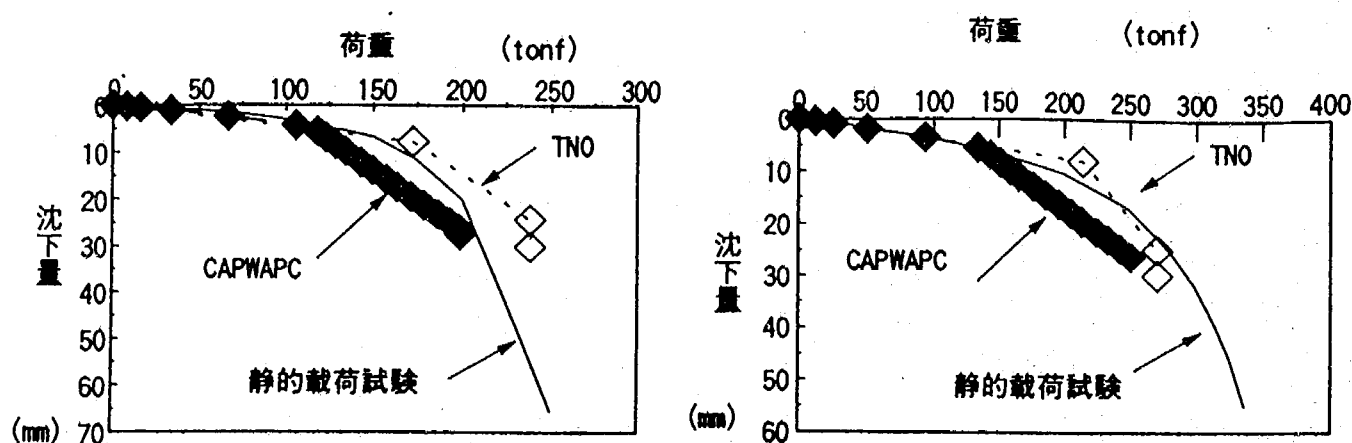
6. 各試験の比較

これまでに動的載荷試験、急速載荷試験（スタナミック試験）、静的載荷試験の結果を比較した例がいくつかある^{16) 34) 35) 36) 37) 38) 39)}。これらの例では、動的載荷試験結果の波形マッチング解析で得られた地盤バネ、抵抗力を用いて荷重伝達法により荷重—沈下曲線を算出している。また、スタナミック試験結果は、除荷点法などにより粘性抵抗を除去している。

鋼管杭協会¹⁶⁾では、動的載荷試験結果の波形マッチング解析により荷重—沈下曲線を算定し、静的載荷試験結果との比較を行っている。その結果を図—6. 1～6. 2に示す。これらの図を見ると、TNOWAVEとCAPWAP-Cでは解析結果が異なっているものの、両者とも静的載荷試験で得られた荷重—沈下曲線を比較的精度良く推定している。



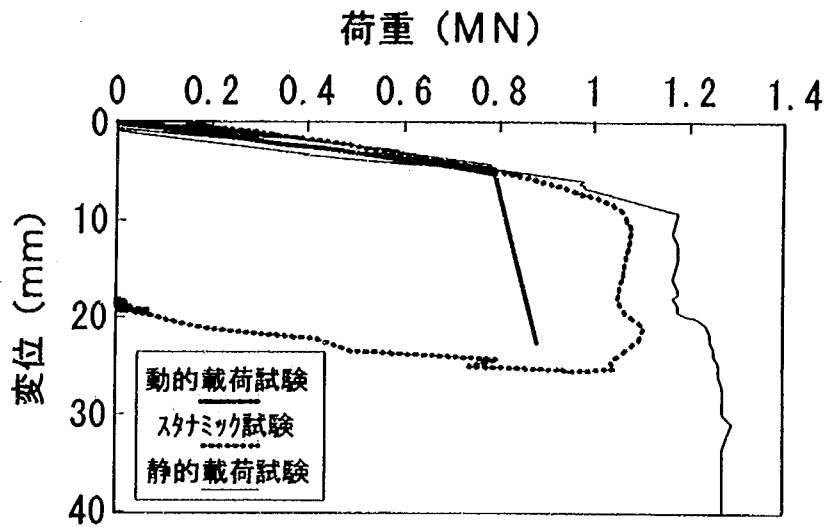
図—6. 1 粘性土地盤の荷重—沈下曲線



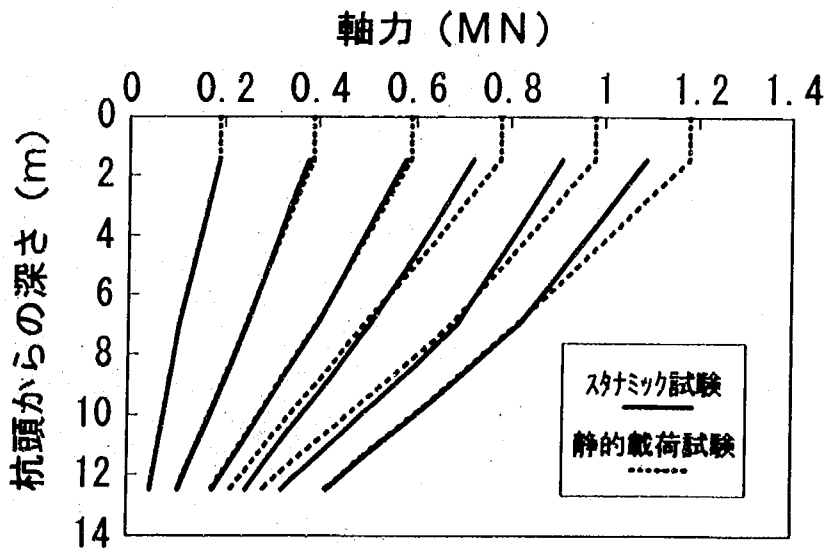
図—6. 2 砂質土地盤の荷重—沈下曲線

沼南現場（Ⅲ．事例編参照）での動的載荷試験、スタナミック試験と静的載荷試験の荷重－沈下曲線の比較を図－6．3に示す。この現場では動的、スタナミック、静的の順に試験を行っている。図から両者の初期勾配は良く一致していることがわかる。但し、同一の試験杭で繰り返し載荷を行ったため、第一限界荷重の値にはかなり差が見られる。また、図－6．4はスタナミック試験と静的載荷試験の軸力分布を比較したものである。両者は非常に良い一致を示しており、スタナミックの載荷特性が静的載荷に類似し、杭に引張力を発生させないことがわかる。

また、同様の比較が加藤ら³⁸⁾により行われており、スタナミック試験と静的載荷試験の荷重－沈下曲線、軸力分布が良く一致していることを示している。



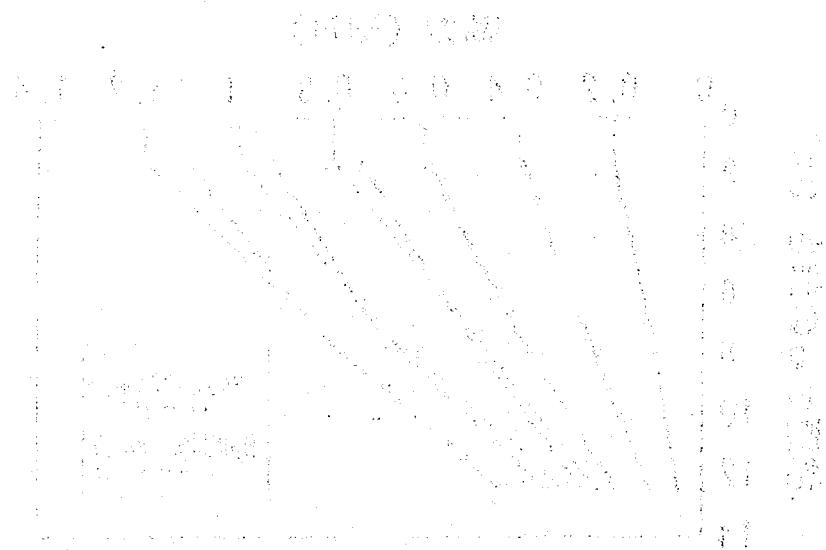
図－6．3 荷重－沈下曲線の比較



図－6．4 軸力分布の比較

以上のようなこれまでの試験結果を整理すると、以下の通りとなる。

- ①動的載荷試験及びスタナミック試験で得られる荷重—沈下曲線は、静的載荷試験における第1限界荷重もしくは第2限界荷重付近までの荷重—沈下曲線をほぼ正確に再現できる。
- ②動的載荷試験及びスタナミック試験では、概ね20%程度の差で静的載荷試験で得られる静的抵抗を推定することができる。
- ③動的載荷試験結果の波形マッチング解析で得られる周面抵抗の分布は、解析者の違いにより10~15%程度のばらつきが生じる。
- ④スタナミック試験と静的載荷試験で得られる軸力分布は、非常に良く一致する。



7. 今後の課題

動的または急速载荷試験では、静的载荷試験で得られる静的抵抗の約20%程度の範囲内で結果を得ることができる。今後、試験結果の精度をより向上させるためには、以下の課題を残している。

動的载荷試験に関する課題として、

- ①再打撃時には、打撃エネルギーの不足により地盤抵抗が十分動員されないことがあり、ハンマ種別と得られる最大抵抗力の関係について引き続きデータを蓄積していく必要がある。
- ②再打撃データを用いた波形マッチング解析により、地盤のセットアップの状況を推定することが可能であるが、そのためには正確な土質パラメータを選定する必要があり、土質試験からのパラメータ選定の手法について詳細な検討が必要である。また、解析者の違いによる結果のばらつきをなくすためには、波形の一致度の客観的な評価基準を確立する必要がある。

また、急速载荷試験（スタナミック試験）では、

- ①繰り返し载荷に対応できる試験装置の確立が望まれる。
- ②载荷時間に比べて杭長が長い場合には、除荷点法では正確な静的抵抗を得ることができないため、加速度補正の方法などを検討する必要がある。

さらに、動的及び急速载荷試験のデータベース化を図り、多くの地盤条件下で荷重沈下特性を整理し、静的载荷試験結果との差を定量的に評価する必要がある。

また、これらの試験は簡便で低コストであることから、例えば震災等で被害を受けた杭基礎の支持力を確認する際にも適用できる可能性を持っている。今後は、このような用途への対応についても検討が必要であろう。

参考文献

- 1) 土質工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説，1993
- 2) 沈保漢：載荷試験による杭の鉛直支持力の判定（その1），基礎工，Vol.11, No.11, 1983
- 3) 宇都一馬、冬木衛、桜井学：杭の載荷試験結果の整理方法，基礎工，Vol.10, No.9, 1982
- 4) 土質工学会：土質工学ハンドブック，1982
- 5) 建設省土木研究所、土木研究センター：杭の信頼性診断技術の開発に関する共同研究報告書，1991
- 6) 木村嘉富、松井謙二：道路橋基礎設計における限界状態設計法，土と基礎，Vol.42, No.9, 1994
- 7) 境友昭：波動方程式の杭打ち問題への応用に関する研究，東北大学学位論文，1990
- 8) van Koten H. and Middendorp P. :Equipment for integrity testing and bearing capacity of piles, Proc. Int. Seminar on Appl. of Stress-Wave Theory to Piles, pp.69-76, 1980
- 9) Randolph M.F. :Offshore piling and use of stress wave theory ,Department of Civil and Engineering, The University of Western Australia
- 10) Smith E.A.L. :Pile Driving Analysis by the Wave Equation, Soil Mech. Found. ,Div. ,ASCE ,vol.186 ,No SM4, pp.35-61, 1960
- 11) Rausche F. ,Moses F. and Goble G.G. :Soil Resistance Predictions from Pile Dynamics, J. Soil and Found. Div., ASCE Proc. Vol.98, NoSM9, pp.917-938, 1972
- 12) 西田義親、松本樹典、河上清和、石本一鶴：2点ゲージ法による杭打ち時の応力波解析，第22回土質工学研究発表会，1987
- 13) Novak M. ,Nogami T. and Aboul-Ella :Dynamic soil reactions for plane strain case, J. Eng. Mech. Div., ASCE, Vol.104, No.EM4, pp.953-959, 1978
- 14) Lysmer J. and Richart F.E. :Dynamic response of footings to vertical loading, J. Soil Mech. and Fnds. Div., ASCE, Vol.92, No.SM1, pp.65-91, 1966
- 15) Randolph M.F. and Simons H.A. :An improved soil model for one dimensional pile during analysis, Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, pp.1-17, 1986
- 16) 鋼管杭協会：動的載荷試験による鋼管杭の支持力推定法，1995
- 17) Rausche F. , Goble G.G. and Likins G.E.Jr. :Dynamic Determination of Pile Capacity, J. Geotec. Eng., ASCE, Vol.111, No.3, pp.367-383, 1985
- 18) Thompson C.D. and Goble G.G. :High Case Damping Constants in sand, Proc. of 3rd Int. Conf. on Appl. of Stress-Wave Theory to Piles, pp.555-564, 1988

- 19) Svinkin M.R. and Abe S. :Relationship between case and hysteretic damping, Proc. of 4th Int. Conf. on Appl. of Stress-Wave Theory to Piles, pp.175-181, 1992
- 20) Birand A.A. and Awad M.A. :The effect of confining stress and void ratio on the rate effect parameter, Proc. of 4th Int. Conf. on Appl. of Stress-Wave Theory to Piles, pp.51-54, 1992
- 21) 土木研究センター :東京湾横断道路鋼管杭の載荷試験解析業務報告書, 1993
- 22) Hussein M., Rausche F. and Likins G. :Dynamics of pile driving as a function of ram drop height, Proc. 4th Int. Conf. on Appl. of Stress-Wave Theory to Piles, pp.421-424, 1992
- 23) Randolph M.F. and Wroth C.P. :An analytical solution for the consolidation around a driven pile, Int. Jour. Numer. and Analytical Methods in Geomech., Vol.3, pp.217-229, 1979
- 24) Gibson R.E. and Anderson W.F. :In-situ measurement of soil properties with the pressuremeter, Civ. Eng. and Public Work Rev. 56, No658, 1961
- 25) 松本樹典 :東京湾横断道路鋼管杭載荷試験(その3) 報告書, 東京湾横断道路鋼管杭の動的計測法検討委員会資料, 1993
- 26) Wakiya Y., Hasimoto O., Fukuwaka M., Oki T., Shinomiya H., Ozeki F. : Ability of dynamic testing and evaluation of bearing capacity recovery from excess pore pressure measured in the field, Proc. 4th Int. Conf. on Appl. of Stress-Wave Theory to Piles, pp.665-670, 1992
- 27) Kusakabe O. and Matsumoto T. :Statnamic tests of Shonan test program with review of signal interpretation, Proc. 1st Int. Statnamic Seminar, 1995
- 28) Middendorp P., Bermingham P. and Kuiper B. :Statnamic load testing of foundation piles, Proc. 4th Int. Conf. on Appl. of Stress-Wave Theory to Piles, pp.581-588, 1992
- 29) Matsumoto T., Tsuzuki M. and Michi Y. :Comparative study of static loading test and Statnamic on a steel pipe pile driven in a soft rock, Proc. 5th Int. Conf. on Piling and Deep Foundations, 1994
- 30) 烏野清、中谷隆生、加藤一志 :杭の急速載荷試験法に対する剛体振動解析の適用, 第30回土質工学研究発表会, 1995
- 31) Horvath R.G., Bermingham P. and Middendorp P. :The equilibrium point method of analysis for Statnamic loading test with supporting case histories, Proc. of DFI Conf., 1993
- 32) 西村真二、松本樹典 :スタナミック試験における波動現象の影響, 土木学会第50回年次学術講演会, 1995
- 33) Middendorp P. and Bielefeld M.W. :Statnamic load testing and the influence of stress wave phenomena, Proc. 1st Int. Statnamic Seminar, 1995
- 34) Bermingham P., Ealy C.D. and White J.K. :A comparison of Statnamic and static field tests at seven FHWA sites, Proc. of the Int. Conf. on Design and Construction of Deep Foundations, pp.615-629, 1994
- 35) 松本樹典、続 誠、西村真二 :スタナミック試験データを利用した杭の静的荷重～沈下曲線の一計算法, 第29回土質工学研究発表会, 1994

- 36) 西村真二：スタナミック試験と静的載荷試験結果の比較，土木学会第49回年次学術講演会，1994
- 37) 崎本純治、Madan K.、稲村利男、荻須一致：急速載荷試験法によるモデル杭試験報告（その2）、土木学会第49回年次学術講演会，1994
- 38) 加藤一志、坂本和雄、山中宜昭、尾身博明：大沈下を伴う鋼管杭のスタナミック試験（その1），土木学会第50回年次学術講演会，1995
- 39) Ichimura Y. :Applicability of dynamic and Statnamic load tests on a steel pipe pile at the Shonan test site, Proc. 1st Int. Statnamic Seminar, 1995

III 事例編

1. 新通りIC橋下部工事現場

1. 1 試験方法

試験杭の仕様は表-1. 1に示す通りで、外径800mm、長さ36mの鋼管杭を用いた。現場の地盤条件は図-1. 1のように、シルト質粘土と細砂の互層である。杭の打込みはラム重10tの油圧ハンマを用い、落下高さを3段階（1.08、1.26、1.44m）に変化させ、各落下高さについて10打撃ずつ計測を行った。試験杭には、杭頭（対角方向に2ヶ所）に加速度・ひずみセンサ（FPDS）を取り付けている。また、試験フローは図-1. 2の通りで、再打撃を杭の打ち止めから5分、15分、60分、7日後に行い、さらに7日間の養生期間をおいて急速載荷試験（スタナミック試験）を実施した。データのサンプリング間隔は、動的試験が100 μ sec、急速載荷試験が250 μ secである。

表-1. 1 試験杭の仕様

杭 長 (m)	3 6
杭 径 (mm)	8 0 0
肉 厚 (mm)	1 6
断面積 (cm ²)	4 4 2

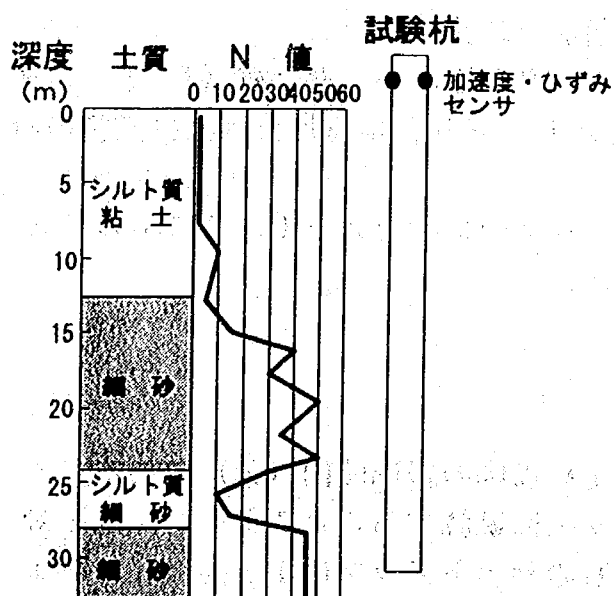


図-1. 1 地盤条件

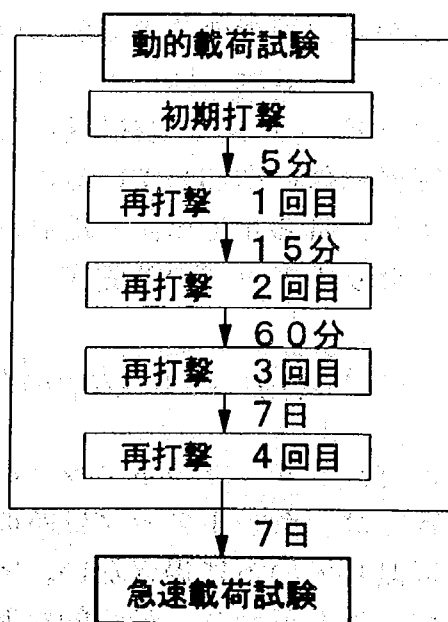


図-1. 2 試験フロー

1. 2 試験結果

1. 2. 1 動的載荷試験

図-1. 3は、初期打撃時の打込み記録を示している。打ち止め時は、根入れ長32.5m、一打撃当たりの貫入量10mmであった。

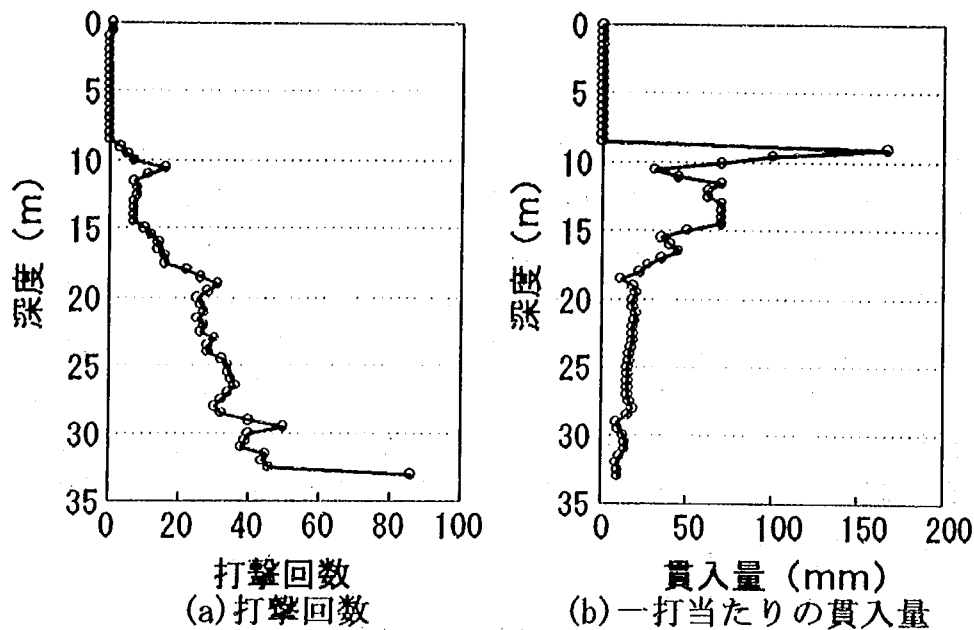


図-1. 3 打込み記録

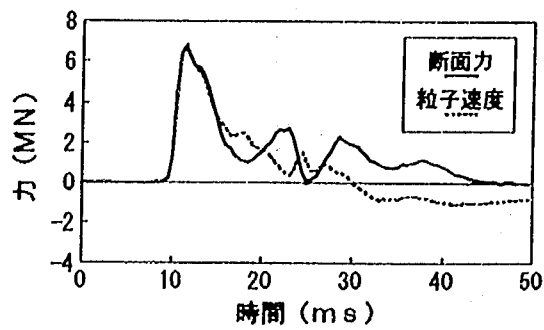
図-1. 4は、再打撃時（ハンマの落下高さ1.44mの場合）に得られた測定波形を示している。同図から断面力と粒子速度（インピーダンスを乗じている）の差は、杭打設後の時間経過に伴い広がっていく傾向にある。もし、周面抵抗が全く作用しない場合には、波動が杭を1往復する間では両者は同じ波形になるはずであるから、両者の差の広がりや周面抵抗の増加を意味している。

図-1. 5は、図-1. 4に示した測定データから求めた進行波（ $F_{\downarrow}$ ）、後退波（ $F_{\uparrow}$ ）及び地盤抵抗（ R ）の波形を示しており、地盤抵抗は杭打設後の時間経過に伴い増加していることがわかる。

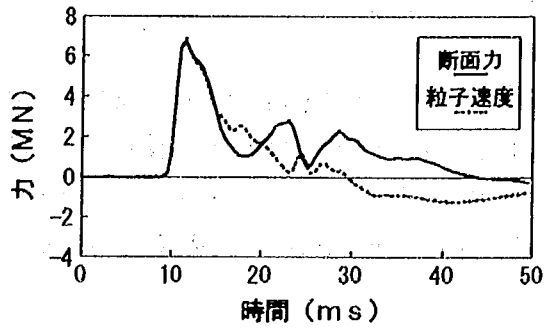
また、打ち止め以降の地盤抵抗のセットアップの状況を図-1. 6に示しており、セットアップの予測式として次式を得た。

$$SF(T) = 1 + 0.1 \log_{10}(T) \quad (1.1)$$

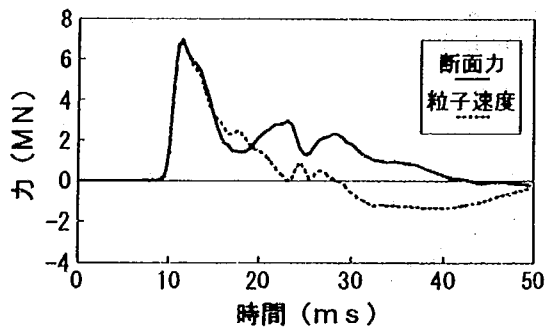
ここで、 SF ：セットアップ率、 T ：打ち止め以降の経過時間（分）である。この式では、セットアップは時間経過に伴い永久に継続することになるが便宜上対数近似しているに過ぎない。実際には、地盤のセットアップは1週間程度で終了していると思われ、最終的なセットアップ率は1.4程度と推定される。



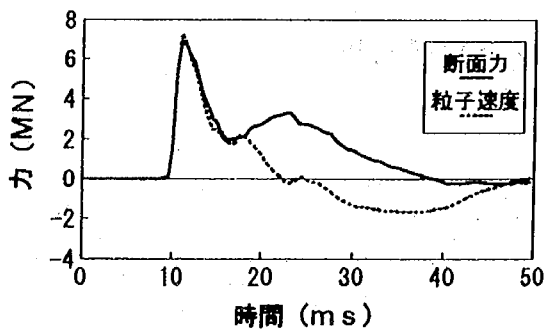
(a) 5分後



(b) 15分後

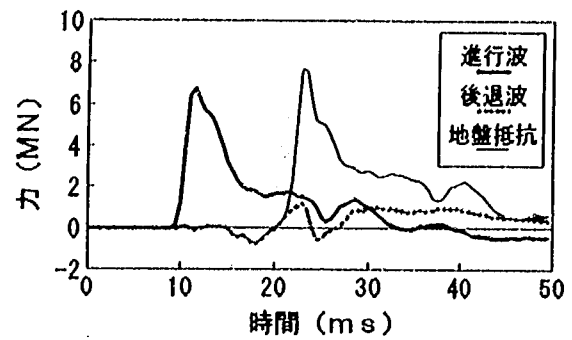


(c) 60分後

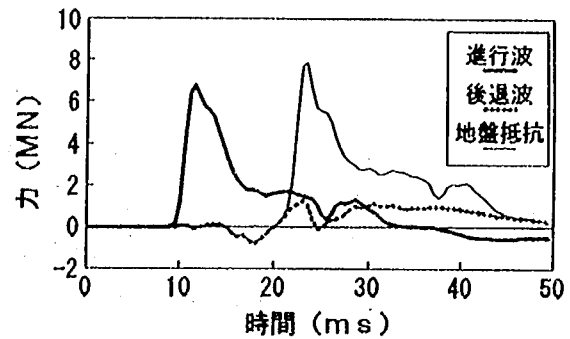


(d) 7日後

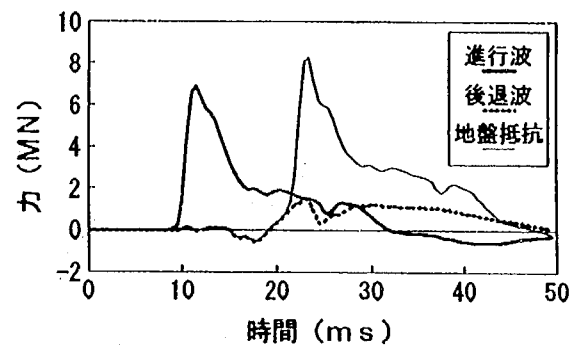
図-1.4 測定波形



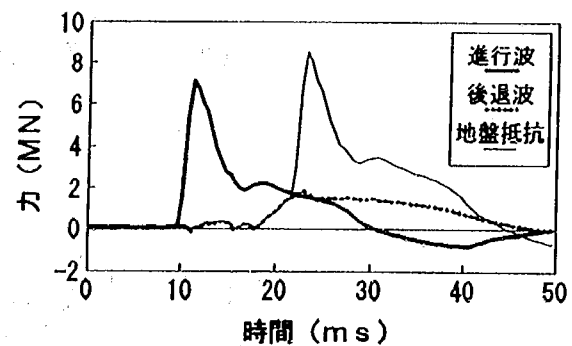
(a) 5分後



(b) 15分後



(c) 60分後



(d) 7日後

図-1.5 進行波、後退波、地盤抵抗

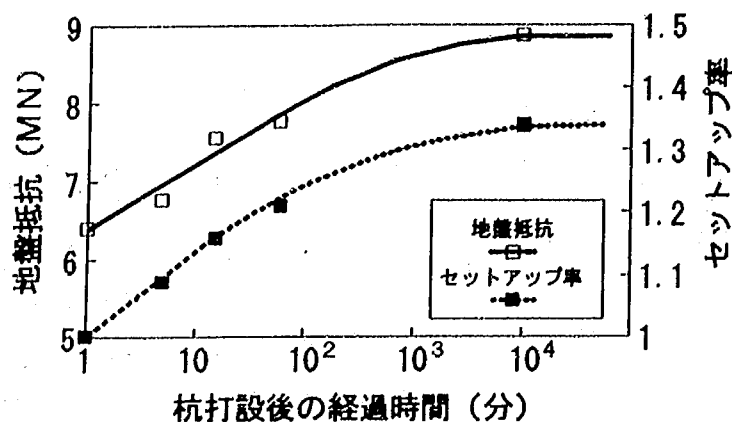


図-1. 6 セットアップの状況

さらに、周面抵抗の分布を推定するために波形マッチングによる解析を行った。図-1. 7 及び図-1. 8 は、杭打設から7日後のデータを用いた後退波及び速度波形のマッチング結果を示している（ハンマの落下高さは1.44m）。これらを見ると、測定値と計算値は比較的良好に一致していると判断でき、このときの入力パラメータを表-1. 2に示す。

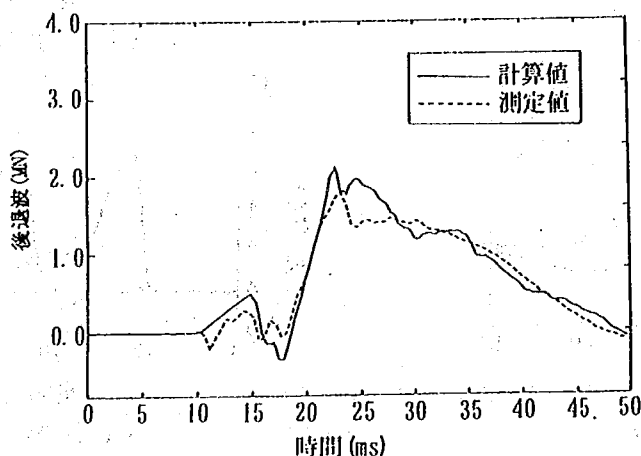


図-1. 7 後退波のマッチング結果

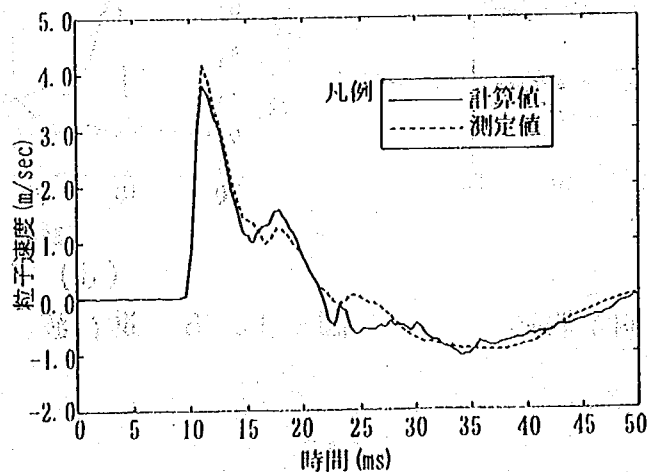


図-1. 8 速度波のマッチング結果

表-1. 2 波形マッチングの入力パラメータ

地 層		層厚 (m)	降伏強度 (K P a)	quake (mm)	ダンピング (MN・s/m ³)
周 面	シルト質粘土	14.3	29.4	0.5	0.001
	細 砂	12.2	49.0	2.0	0.002
	シルト質細砂	3.5	78.4	4.0	0.02
	細 砂	3.2	147.0	5.0	0.08
先端	細 砂	-	4410.0	23.0	0.6

また、杭打設5分後及び7日後の周面抵抗の分布を比較したものを図-1. 9に示している。これから、シルト層のセットアップが大きいことがわかる。特に、3層目では1.8倍に増加している。逆に、砂層ではセットアップ率は1.06倍と非常に小さい。

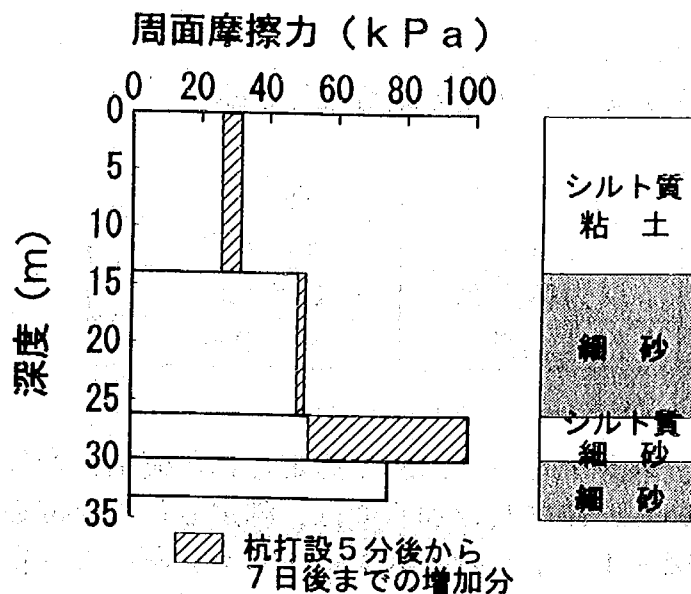


図-1. 9 周面抵抗の分布

図-1. 10は、7日後の再打撃時におけるハンマの落下高さ別の地盤抵抗を示しており、落下高さに比例して地盤抵抗は増加している。この理由として、①落下高さが最も高い場合でも地盤抵抗が極限まで達していない、②地盤抵抗のうち静的成分は極限に達しており、動的成分だけが落下高さに比例して増加しているの2つが考えられる。

このため、測定された貫入抵抗から波形マッチングにより静的抵抗を算定した結果を図-1. 11に示す。同図を見ると、落下高さに関係なく静的抵抗は一定値に収束している。これは、落下高さによる貫入抵抗の違いは速度効果に依存す

るもので、最も打撃エネルギーの小さい落下高さ1.08mでも静的抵抗は極限に達していることを示している。以上の結果から、ダンピングファクターの精度に多少疑問の余地はあるが、本試験での静的抵抗は約6.5MNと推定される。

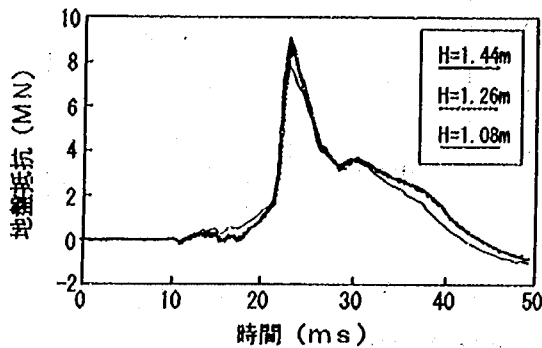


図-1.10 ハンマ落下高さと地盤抵抗の関係

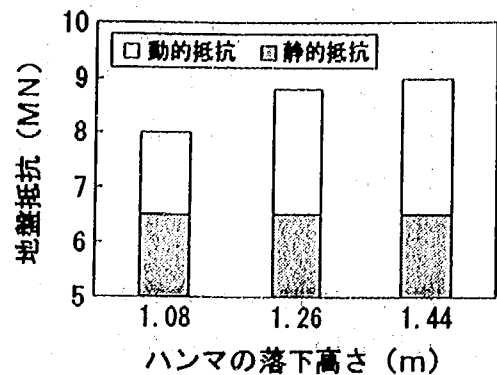


図-1.11 静的抵抗

1.2.2 急速载荷試験

表-1.3にスタナミック試験の载荷条件を示す。

表-1.3 载荷条件

载荷荷重	5.5 MN
反力体重量	3.8 ton
推進燃料	2.9 kg

図-1.12は、スタナミック試験で測定された荷重、変位、速度、加速度の時刻履歴を示している。速度及び加速度は、測定された変位を一階及び二階微分して求めている。図-1.13は、スタナミック試験により得られた計測荷重 $F_{m(t)}$ 及び慣性力を除いた $F_{s(t)}$ と杭頭変位の関係を示している。また、図-1.14は、除荷点法により求めた静的抵抗 F_s を示している。

今回の試験では極限荷重までの载荷は行っていないが、動的測定結果による波形マッチングから求めた静的な荷重-沈下曲線(図-1.14の細線)は除荷点付近を通っていることがわかる。これは、段階载荷により求められた除荷点を結ぶことで静的な荷重-沈下関係を再現できることを示唆している。但し、除荷点法では荷重の初期段階で速度効果を過大に見積もる傾向があり、この点の補正が必要である。

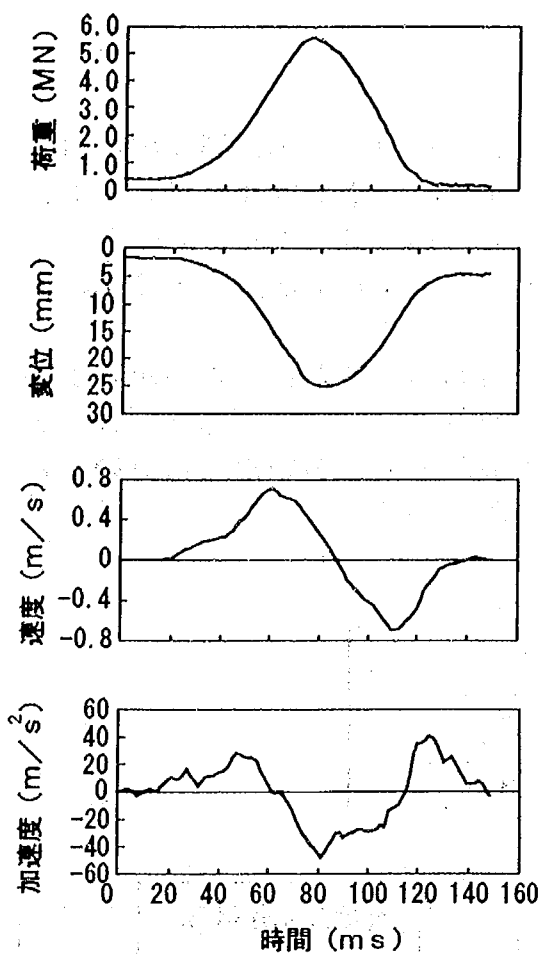


図-1.12 測定波形

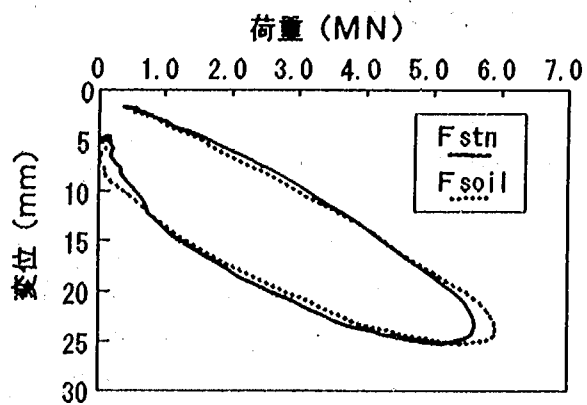


図-1.13 荷重-沈下曲線

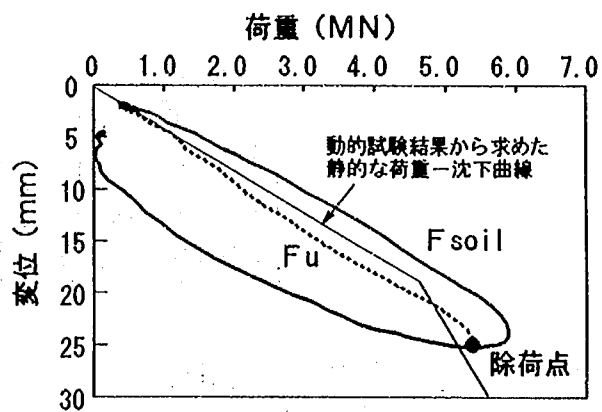


図-1.14 動的試験との比較

2. 沼南現場

2. 1 試験方法

試験杭の仕様は表-2. 1に示す通りで、外径400mm、長さ13mの鋼管杭を用いた。現場の地盤条件は図-2. 1のように、地表から6.5mまではN値が5以下の粘性土で、その下がN値17程度の細砂である。杭の打込みはラム重2.5tのドロップハンマを用いた。試験杭には、杭頭（対角方向に2ヶ所）に加速度・ひずみセンサ（DPAS）を取り付けている。

図-2. 2に示すように、動的载荷試験は杭の打ち込み時と打ち止めから1時間、3時間、14日後に実施し、各10打撃ずつ計測を行った。また、急速载荷試験（スタナミック試験）は再打撃の終了から25日の養生期間をおいた後に行い、さらにそれから14日後に静的载荷試験^{1) 2)}が実施されている。

表-2. 1 試験杭の仕様

杭 長 (m)	13
杭 径 (mm)	400
肉 厚 (mm)	9
断面積 (cm ²)	134

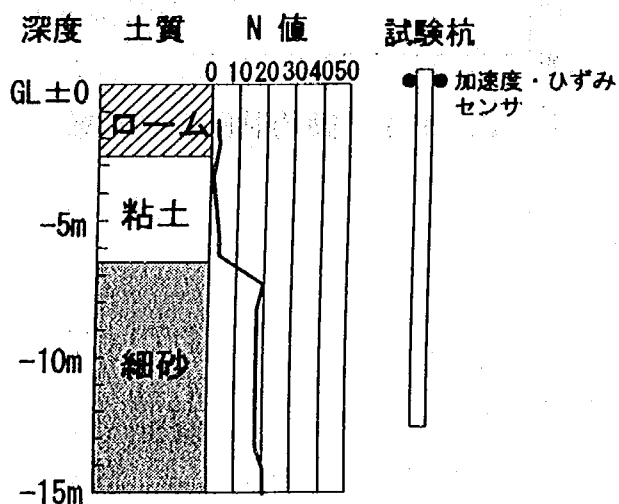


図-2. 1 地盤条件

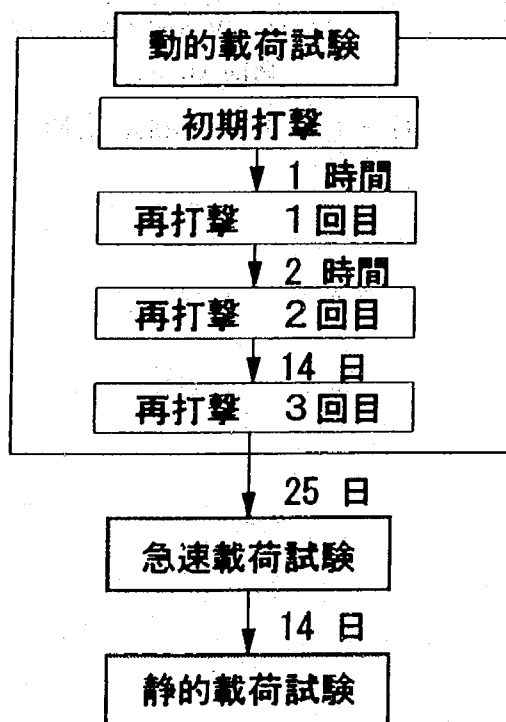


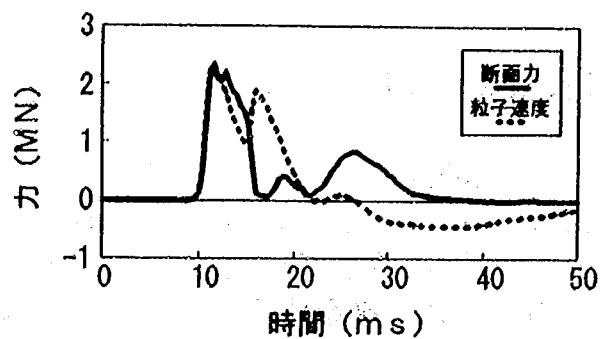
図-2. 2 試験フロー

2. 2 試験結果

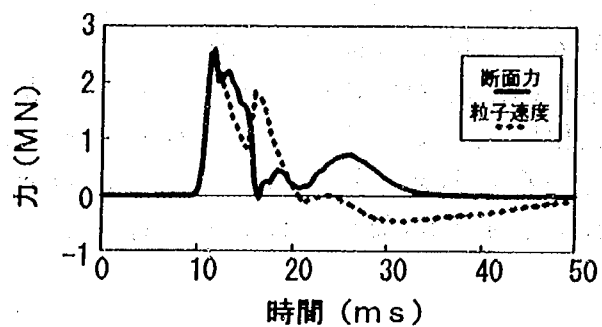
2. 2. 1 動的載荷試験

図-2. 3は、杭頭で測定された力及び速度波形を示している。また、図-2. 4は、進行波及び後退波である。

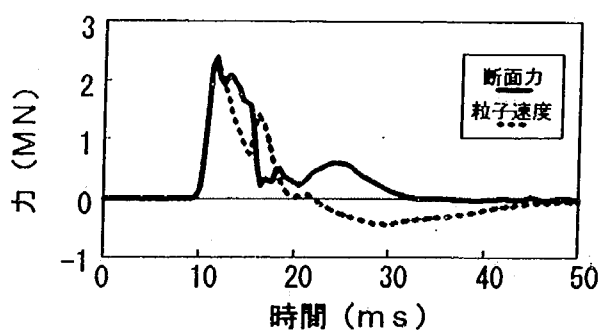
次に、動的載荷試験で求められた地盤抵抗から動的成分を除去するため、波形マッチング解析を行った。波形マッチングでは急速載荷試験や静的載荷試験の結果は参考とせず、測定された後退波と計算した後退波の波形が一致することのみを条件に降伏強度、quake、ダンピングの3つのパラメータを決定した。その結果、表-2. 2に示すパラメータを用いたときに最も良く波形が一致した。後退波及び速度波形のマッチング結果を図-2. 5及び2. 6に示す。表-2. 2を見るとわかるように、打ち止めからの経過時間が大きいほど周面の降伏強度、ダンピングは大きくなる傾向にある。これは、打ち止め以降の地盤のセットアップを表したものであり、細砂層の周面抵抗の時間変化は図-2. 7の通りとなる。また、2週間後には地盤のセットアップは終了していると考えられたため、このときの地盤バネを用いて荷重伝達法により図-2. 8に示す静的なP-S曲線を作成した。



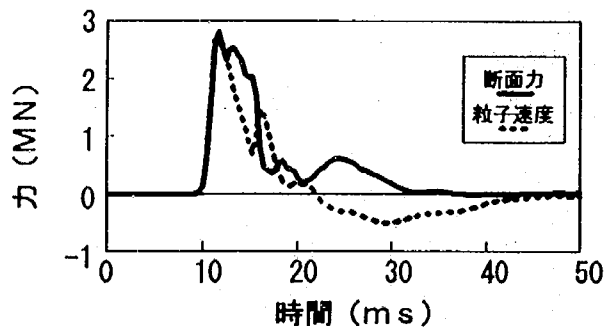
(a) 初期打撃時



(b) 1時間後

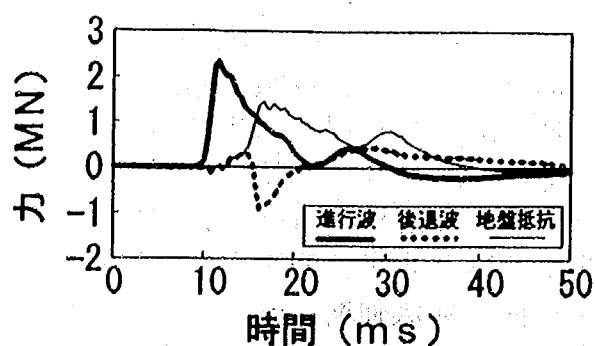


(c) 3時間後

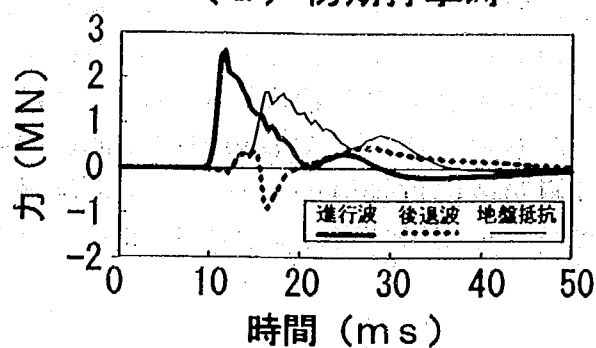


(d) 14日後

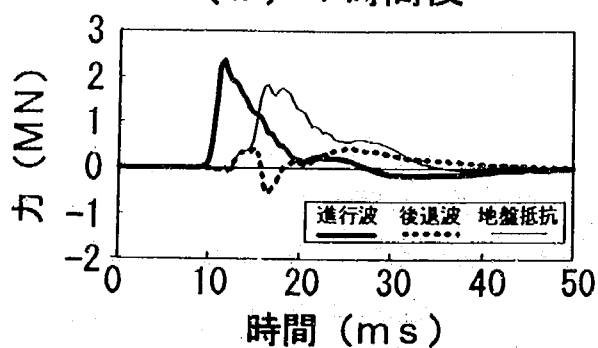
図-2.3 測定波形



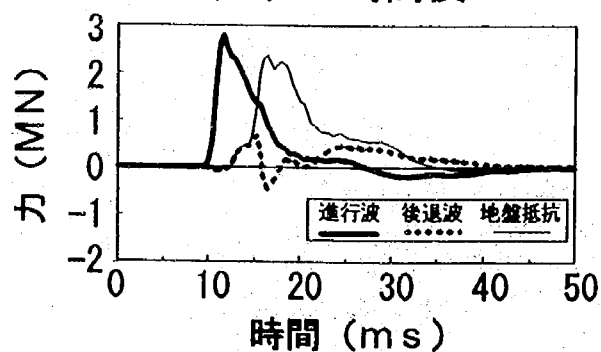
(a) 初期打撃時



(b) 1時間後

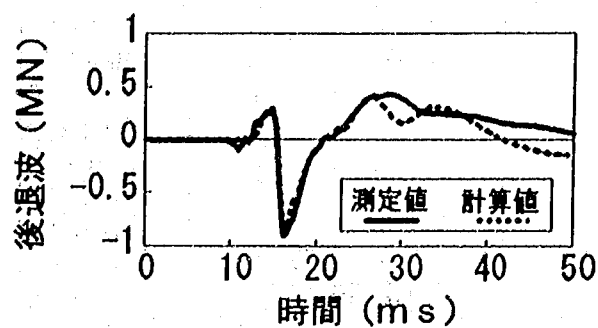


(c) 3時間後

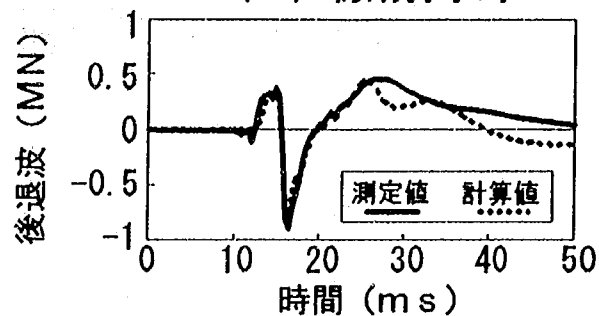


(d) 14日後

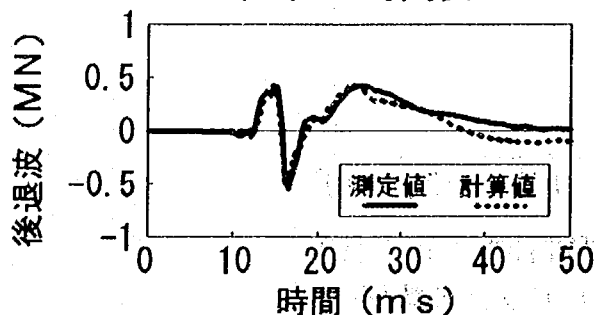
図-2.4 進行波、後退波、地盤抵抗



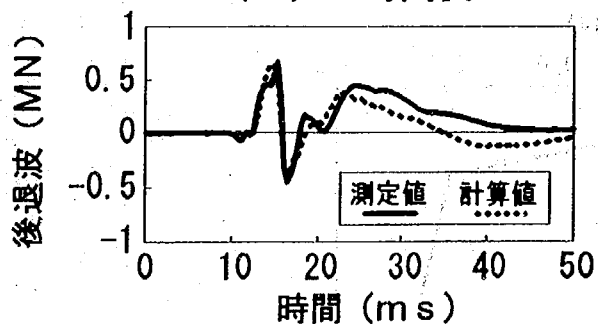
(a) 初期打撃時



(b) 1時間後

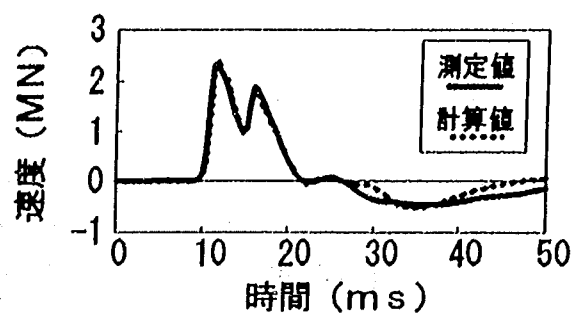


(c) 3時間後

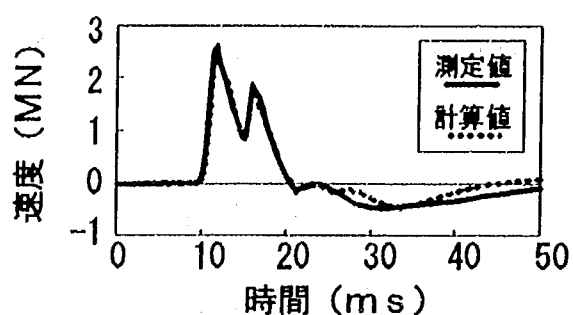


(d) 14日後

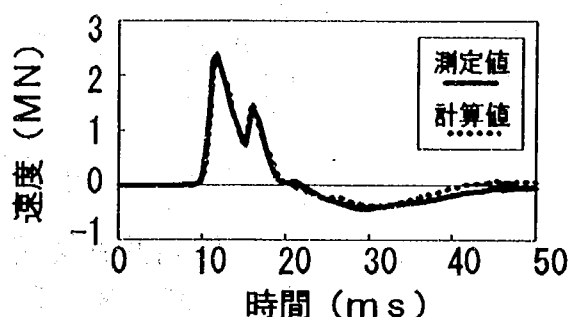
図-2.5 後退波マッチング結果



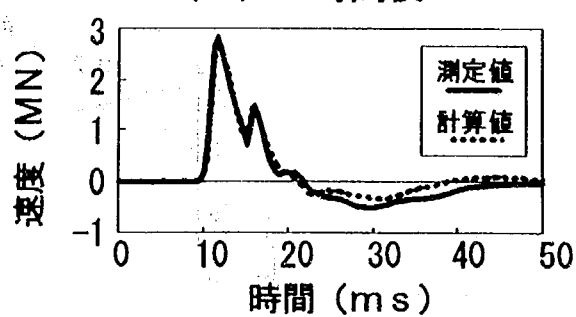
(a) 初期打撃時



(b) 1時間後



(c) 3時間後



(d) 14日後

図-2.6 速度マッチング結果

表-2. 2 波形マッチングの入力パラメータ

地 層		打ち止めからの経過時間	降伏強度 (KPa)	quake (mm)	ダンピング (MN/m ³)
杭周面	ローム粘性土	全ケース	0	0	0
		初期打撃時	3.9	3	0.0392
		1 時間	4.9	3	0.049
		3 時間	6.9	3	0.0686
		1 4 日	9.8	3	0.0981
	細 砂	初期打撃時	98.1	5	0.0177
		1 時間	107.9	5	0.0196
		3 時間	117.7	5	0.0216
		1 4 日	117.7	3	0.0216
杭先端	細 砂	全ケース	2940.2	20	0.0098

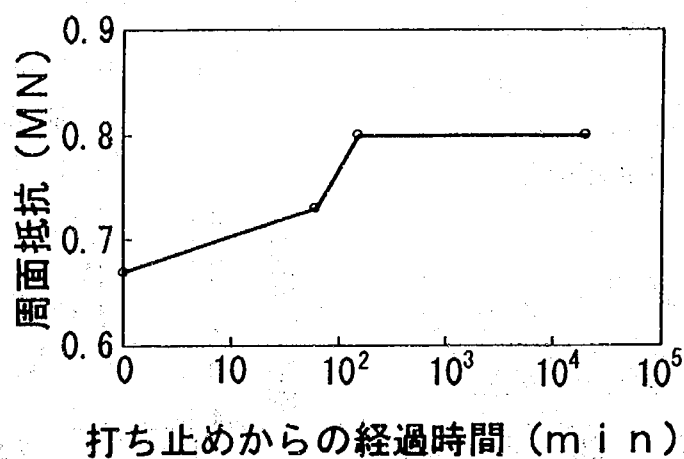


図-2. 7 セットアップの状況

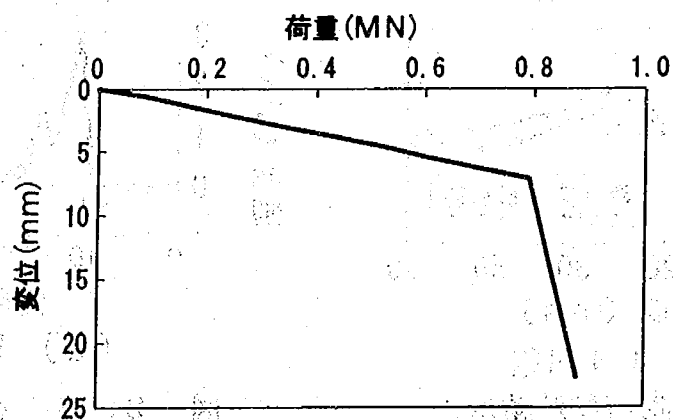


図-2. 8 荷重-沈下曲線

また、波形マッチングにおいては、降伏強度、quake、ダンピングの3つのパラメータの組み合わせ次第で実際とは異なる値であっても波形が一致する可能性がある。このため、2週間後の再打撃時の値を基本とし、各パラメータの変動が波形の一致度にどのくらい影響を及ぼすかを調査した。計算条件は、表-2. 3に示す8ケースとし、パラメータを変化させたのは細砂層の周面のみで、粘土層と先端の条件は全て同一とした。波形の一致度は、以下の4つの指標により評価した。

- index A 測定波形と計算波形の最大値の差 (図-2. 9参照)
- index B 測定波形と計算波形の最小値の差 (//)
- index C 測定波形と計算波形の差の平均 (//)
- index D 測定波形と計算波形の差の標準偏差 (//)

表-2. 3 入力パラメータと解析結果

ケース	入力パラメータ			測定値と計算値の差			
	降伏強度 (KPa)	quake (mm)	ダンピング (MN·s/m ³)	index A (MN)	index B (MN)	index C (MN)	index D (MN)
1	117.7	3	0.0216	-0.018	0.048	-0.0004	0.107
2	58.9	3	0.0216	-0.072	-0.202	-0.136	0.146
3	235.4	3	0.0216	0.119	0.506	0.22	0.225
4	117.7	1.5	0.0216	0.022	0.041	0.0005	0.115
5	117.7	6	0.0216	-0.071	-0.054	-0.007	0.107
6	117.7	30	0.0216	-0.104	-0.341	-0.108	0.16
7	117.7	3	0.0108	-0.069	-0.194	-0.057	0.145
8	117.7	3	0.0432	0.089	0.431	0.091	0.144

各ケースの波形の一致度を表-2に、測定波形と計算波形の比較を図-2. 9～2. 16に示す。表-2. 3から降伏強度、ダンピングの変動は計算波形に敏感に影響することがわかり、この2つのパラメータは波形の一致度を判断基準として決定することができる。これに対して、quakeの大小の計算波形に対する影響は小さいという傾向が見られる。例えば、ケース1、4、5ではquakeが3、1.5、6mm (1:0.5:2) と異なるにもかかわらず、図-2. 17に示すように波形の一致度に大きな差は見られない。したがって、波形の一致度だけからquakeの値を特定することは難しい。しかしながら、波形マッチングの結果から静的な荷重-沈下曲線を作成するためには、quakeの正確な値が必要である。このため、過去のマッチングデータを集約し、地盤別の推奨値を規定するとともに、土質試験からの推定方法の確立が望まれる。

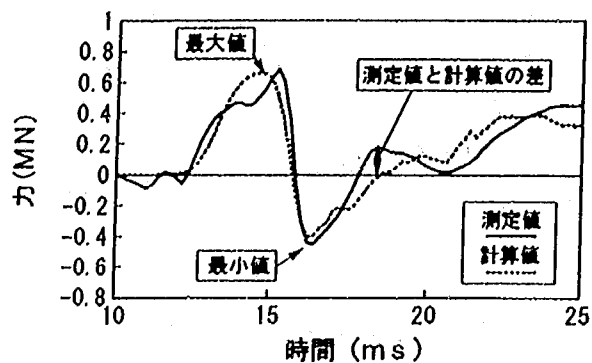


図-2. 9 ケース 1

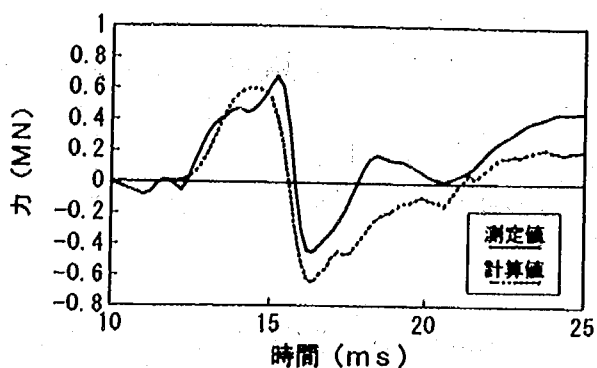


図-2. 10 ケース 2

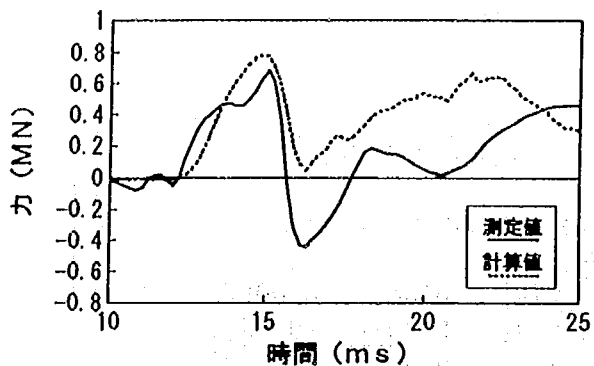


図-2. 11 ケース 3

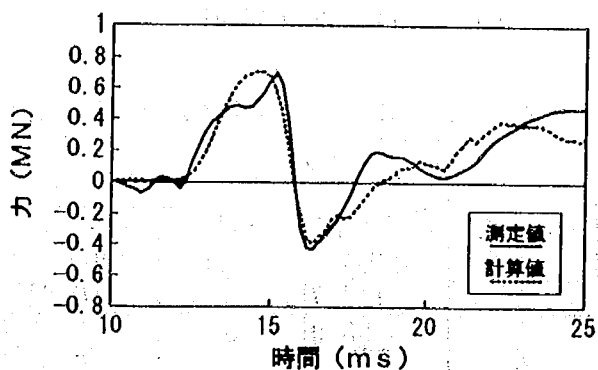


図-2. 12 ケース 4

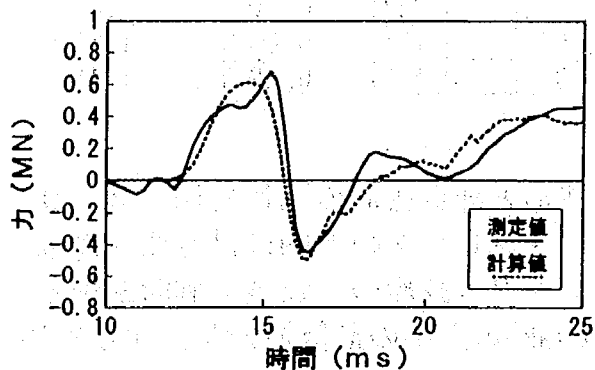


図-2. 13 ケース 5

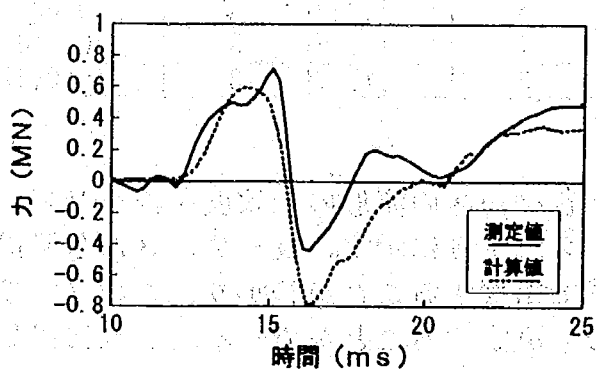


図-2. 14 ケース 6

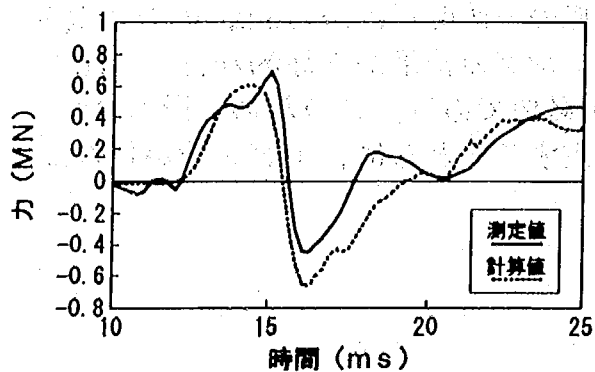


図-2. 15 ケース 7

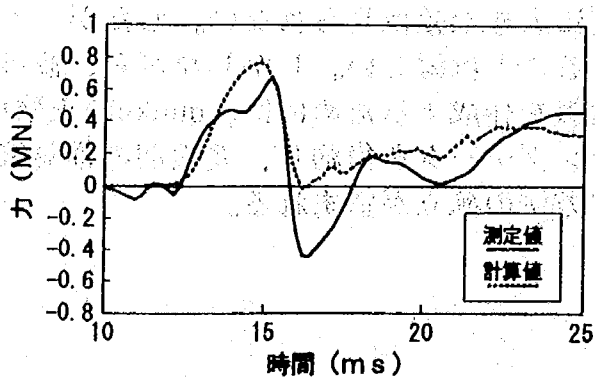


図-2. 16 ケース 8

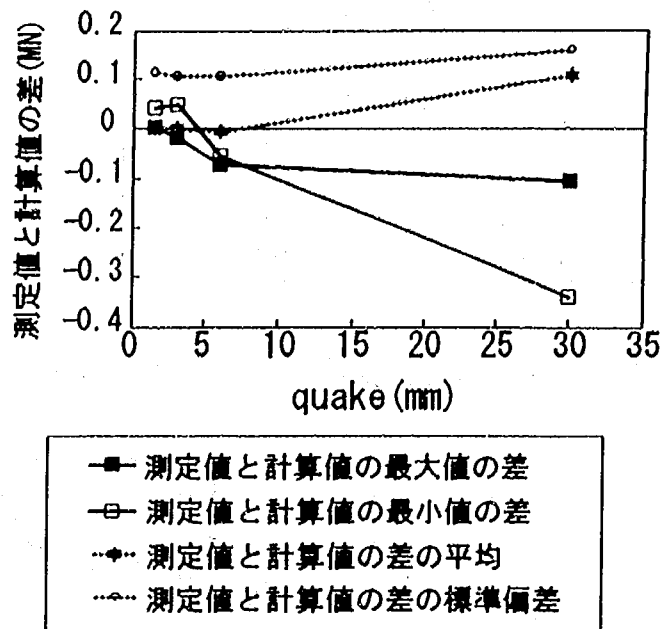


図-2. 17 quakeの違いによる測定値と計算値の差の比較

2. 2. 2 急速载荷試験

表-2. 4にスタナミック試験の载荷条件を示す。

表-2. 4 载荷条件

载荷荷重	1. 5 MN
反力体重量	1 6 ton
推進燃料	1. 6 kg

スタナミック試験で計測された荷重、変位、速度、加速度の時間波形を図-2. 18に示す。

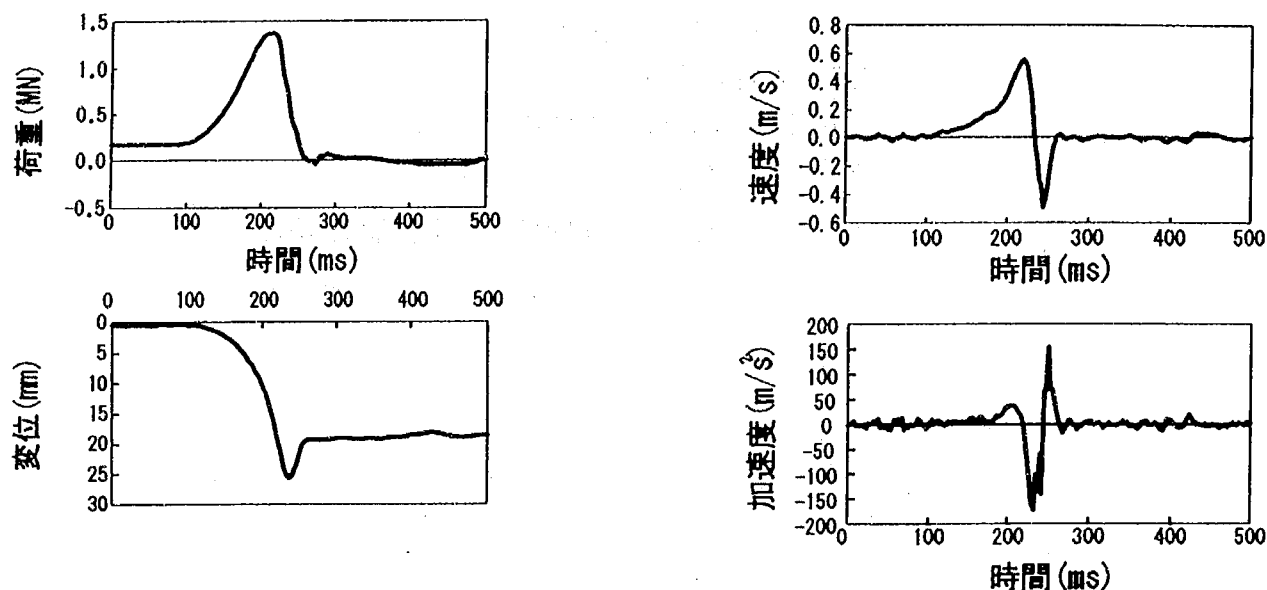


図-2. 18 測定波形

除荷点法では、減衰定数 C の値を次式で求めている。

$$C = [F_{soil(max)} - F_{u(max)}] / v^* \quad (2.1)$$

ここで、 $F_{soil(max)}$ は F_{soil} の最大値で、 v^* はそのときの杭の速度、 $F_{u(max)}$ は除荷点での F_{soil} の値である。ここでは、 C を表-2. 4に示す異なった方法により算出し、 C の違いが静的抵抗に及ぼす影響を調査した。なお、ケース2の算出方法は以下の通りである。任意の時間の減衰定数 $C(t)$ は、次式で求められる。

$$C(t) = [F_{soil}(t) - F_{u(max)}] / v(t) \quad (2.2)$$

ケース2で求めた C は、荷重最大点から除荷点までの $C(t)$ の平均値である。

表-2. 4 Cの算出方法

ケース	Cの算出方法	Cの値 (MN・s/m)
1	荷重最大点での値 式(2.1)	0.53
2	荷重最大点と除荷点の間の平均値	0.44
3	再打撃試験の結果を用いた 波形マッチングから求めた値	0.37

以上3つの方法で算出したCの値は各々0.53、0.44、0.37MN・s/mとなり、これらを用いてFuを計算した結果を図-2. 19に示す。これから、荷重の初期段階ではCの違いによるFuの差はほとんど見られず、実用上Cの算出に最も簡便なケース1の方法を用いてもよいと考えられる。

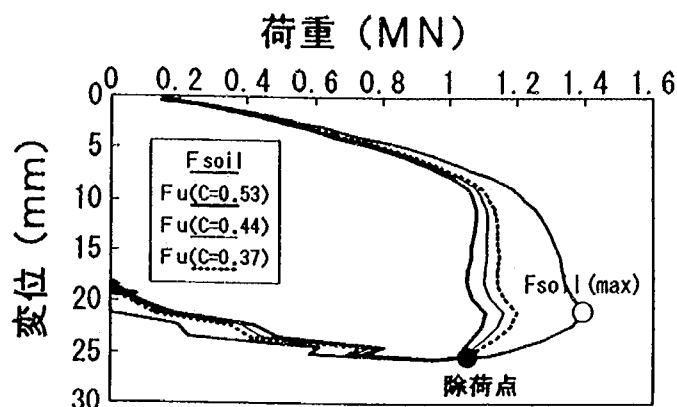


図-2. 19 Cの違いによる静的抵抗の差の比較

2. 2. 3 荷重-沈下曲線の比較

図-2. 20は、動的、スタナミック、及び静的載荷試験により得られた荷重-沈下曲線を示したものである。これらを比較すると、初期勾配は良く一致していることがわかる。しかし、静的抵抗は動的、スタナミック、静的の順に大きくなっており、2割程度の差が見られる。これは、同一の杭に対して繰り返し試験を行ったことによる根入れ長の増加、先端の閉塞効果の発現に起因するものと思われる。また、図-2. 21にはスタナミックと静的載荷の軸力分布の比較を示しているが、両者の軸力分布は極めて一致していることがわかる。したがって、動的またはスタナミック試験により静的載荷試験で得られる荷重-沈下曲線をかなり正確に再現できると考えられる。

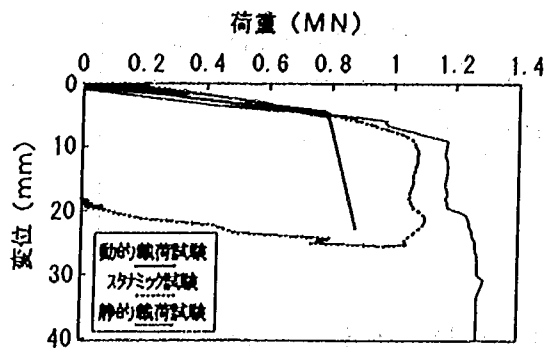


図-2.20 荷重-沈下曲線の比較

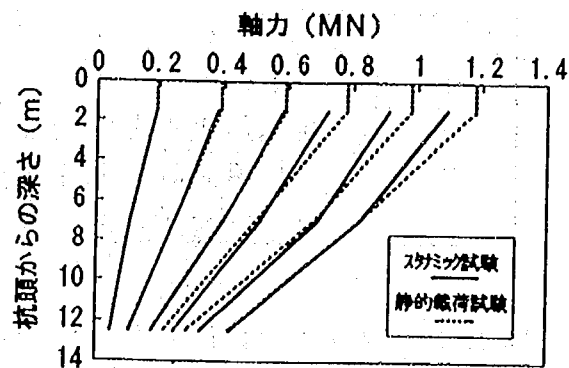


図-2.21 軸力分布の比較

参考文献

- 1) 加藤一志、坂本和雄、山中宜昭、尾身博明：大沈下を伴う鋼管杭のスタナミック試験（その1），土木学会第50回年次学術講演会，1995
- 2) 西村真二、Madan K.、小泉真五、久保豊、児島郁男：大沈下を伴う鋼管杭のスタナミック試験（その2），土木学会第50回年次学術講演会，1995
- 3) 市村靖光：動的及び急速載荷試験の適用性の検討，土木学会第50回年次学術講演会，1995
- 4) Ichimura Y. :Applicability of dynamic and Statnamic load tests on a steel pipe pile at the Shonan test site, Proc. 1st Int. Statnamic Seminar, 1995
- 5) 苗村正三、市村靖光、森芳徳：鋼管杭の動的載荷試験に関する考察，土木技術資料，Vol.37, No.6, pp.32-37, 1995

本報告は、杭の動的支持力管理手法（動的載荷試験、急速載荷試験）の理論と実施例をまとめたものである。動的載荷試験については、地盤モデルの違いが波形マッチング結果に与える影響を調査した。急速載荷試験については、長尺杭への適用性をシミュレーション解析により検討した。また、静的載荷試験との比較を行い各試験の適用範囲を整理した。

キーワード：杭，支持力，動的載荷試験，急速載荷試験

郵便はがき

305-□□

郵便切手
は
つ
て
下
さ
い。

建設省土木研究所

材料施工部施工研究室行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 03

No. 03

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料 第3408号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

○