日本の杭基礎工法の現状と管理手法

林 隆浩 博士（ヨ－ユン 株式會社，日本）

目　　次

1．調　　査 ………………………………………… 1

1. 1　地盤調査の流れ ………………………………… 1

1. 2　事前調査 ………………………………………… 2

1. 3　調査計画 ………………………………………… 2

1. 4　本 調 査 ………………………………………… 3

2．杭 基 礎 ………………………………………… 6

2. 1　杭基礎の変遷 …………………………………… 7

2. 2　杭基礎の施工法による分類 …………………… 8

2. 3　各施工法の概要 ………………………………… 9

(1)　プレボーリング拡大根固め工法 ……………… 9

(2)　中堀り拡大根固め工法 ………………………… 10

(3)　場所打ちコンクリート杭 ……………………… 11

2. 4　施工管理手法の一例 …………………………… 13

(1)　既製コンクリート杭の例 ……………………… 13

(2)　場所打ちコンクリート杭の例 ………………… 15

3．最近の杭基礎品質管理の話題 ………………… 17

3. 1　限界状態設計とは？ …………………………… 17

3. 2　限界状態設計法の導入時での現設計法についての反省と疑問 ………… 17

3. 3　我々杭専業者の役割について ………………… 18

3. 4　新しい品質管理手法について ………………… 19

1．調　査

基礎の合理的・経済的かつ安全な設計・施工を行なうためには、十分かつ適切な幾つかの調査が必要となる。仮に調査が不十分な場合や不適切な場合には、設計段階や施工段階で問題が発生するばかりでなく、工期・工費に大きな影響を及ぼすケースがある。

したがって、調査の実施にあたっては、以下に示す項目について十分検討したうえで、調査場所、項目、方法等を決定すべきである。

① 構造物の建設場所・規模・重要性
② 基礎の設計・施工時の条件
③ 設計に必要な土質定数条件
④ 施工環境の条件
⑤ その他（実績・能率等）

1．1地盤調査の流れ

基礎の合理的な設計・施工を行なうためには、敷地とその周辺も含めた地盤の構成及び各構成する地層の性状を地盤調査によって適確に把握することが大切である。
当然地盤は、各場所ごとに千差万別でありその都度全く白紙の状態からの調査対応が賢明だと考えられる。よって上部構造の構造計画と同様に地盤調査の調査計画を立て、この計画に従ってそれぞれの調査を設計のタイミングに合わせて実施することが肝要である。
事前調査および本調査を建築設計の進行状況に合わせてタイミングよく実施し、一貫性のある地盤調査計画が必要と考える。
図１－１に概略の地盤調査の流れを示す。

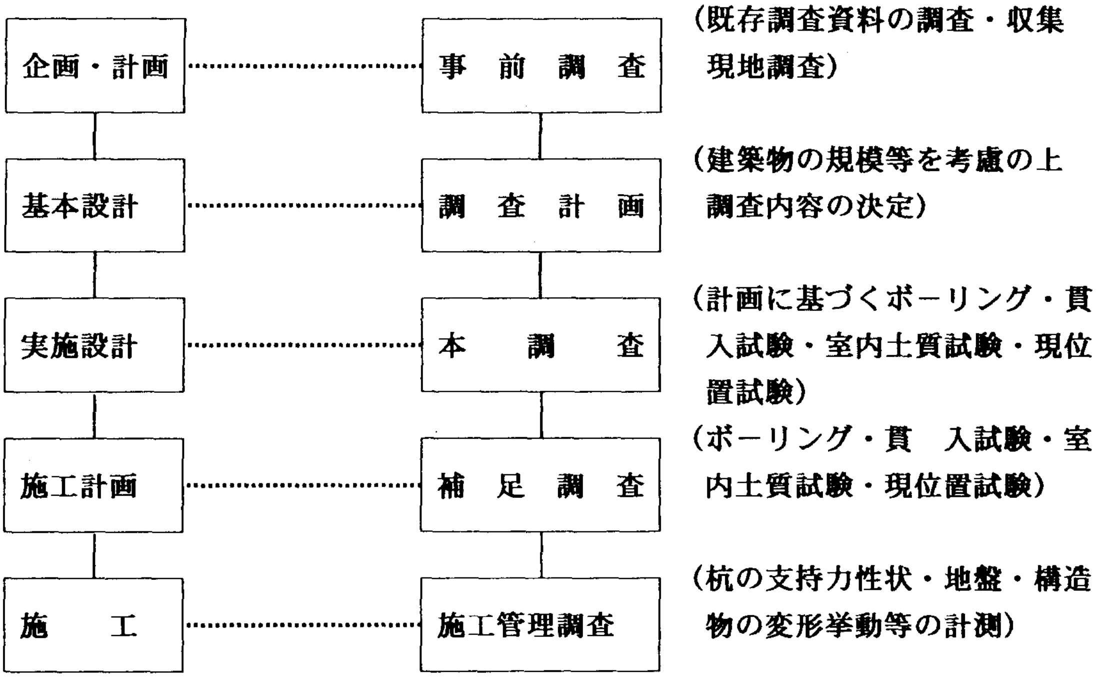


図１－１地盤調査の流れ

各調査の概要について以下に説明する。

1．２事前調査

企画・計画の段階での調査で、施工現場周辺の地形図、地盤図、既往ボーリング調査結果等の既存資料併せて現地踏査により現地付近の大雑把な地層構成を推定する。
本調査の調査計画を策定する際に事前調査は、非常に効果的な場合が多く重要な調査の１つに挙げられる。表１－１に事前調査の概要を示す。

表１－１事前調査の概要

調査方法	調査項目	調査目的
① 資料調査 a）資料収集 ・地形・地質・地盤に関する既往の調査資料 ・地史・地盤災害など地盤の歴史的経過に関する資料 ・近隣構造物の設計・施工に関する資料 ・その他敷地および周辺の状況（地盤を含む）に関する資料 b）資料整理分析 ・上記の資料を調査項目に従って整理・分析する	以下の状況を推定する. ・概略の地形・地質 ・地盤災害（地震時の状況・地すべり・崖くずれ・地盤沈下など）の状況およびその後の利用状況の経過 ・大略の地盤構成と各地層の概況（地下水の概況を含む） ・周辺の自然および社会環境の概況	以下の項目に関する判定もしくは決定を行う. ・想定地層断面図の作成（各地層の土質性状の想定も含む） ・可能性が大きい基礎形式の想定（支持層の選定を含む） ・上記基礎形式の設計・施工における地盤および周辺環境に関する問題点の抽出 ・地盤に関する必要な調査内容の決定
② 現地調査 a）現地踏査 ・地表・地質（露頭）踏査 ・聞込み調査 ・周辺井戸（地下水）の状況調査 b）先行調査 ・物理探査 ・サウンディング ・パイロットボーリング ・試掘	以下の状況を確認する. ・地形・地質の状況 ・地表（利用状況含む）の状況 ・周辺の自然および社会環境 ・地盤災害の痕跡および災害発生の危険性 ・地盤構成と各地層の性状 ・地下水位および地下水の利用状況	⊙上記の各項目を基に「本調査」の計画を立案する

1．３調査計画

調査計画は、事前調査で得られたデータを参考に構造物の規模・機能・構造等を考え、基礎をどの形式とするか、また、基礎をどの地層に支持させるかについて色々な可能性を考慮して立案する。立案に際して、重要なポイントと思われる設計・施工上の問題点を抽出し、それらの解決や対策を検討するために地盤に関する調査内容を決定し、地盤の本調査計画を立案する。詳細については、日本建築学会「建築基礎設計のための地盤調査計画指針」等を参考とされる事をお薦めします。
また、工事等による周辺環境への影響を考慮して環境調査そのものについても別途計画を立案して必要に応じて実施することも必要と考えられる。
表１－２に設計・施工上の問題点を抽出する場合のチェック項目を示します。

表１－２　設計・施工上の問題点を抽出する場合のチェック項目

調査対象＼設計・施工	基礎の設計	基礎の施工
地盤	• 支持力 • 即時沈下・圧密沈下 • 杭の水平抵抗 • 地震時の安定性（とくに液状化） • 地震応答性状	• 掘削時の安定性 • 山留め計画 • 排水・止水計画 • 埋設物養生・地中障害物撤去計画
周辺環境	• 隣接構造物への影響および隣接構造物による影響 • 隣地掘削など隣地状況の変更による影響 • 地震・豪雨など災害時における周辺からの影響	• 隣接構造物の養生計画 • 近接構造物への影響 • 建設公害（騒音・振動・廃棄物などによる環境問題） • 廃棄物・排水などの処理 • 資機材搬出入計画と交通状況

１．４本調査

当調査は、基礎の設計および施工に必要な敷地内の地盤構成、基礎の支持力・沈下ならびに施工に影響する地盤の性状および地下水の状況を把握するために実施する。

調査規模および調査内容については、調査計画を基に決定することが望ましい。
その概要を下記に示す。

①調査地点・調査間隔および調査深さは、事前調査から推定される地盤状況と構造物の規模・種類等に応じて決定する。

②地盤状況に応じて適切な原位置調査・土質試験等を行い、支持力および沈下量の計算ならびに施工に必要な地盤の性質を把握する。

以下に本調査において地盤構成とともに各地層の土の物理・力学的な性質を把握するために実施される試験等について順次示すものとする。

最初に土の性質を調べるために必要な測定項目とそれぞれに対応すると思われる試験方法との関係を表１－３に示す。

表１－３　土の性質に関する測定項目と試験方法

土の種類＼測定項目	分類	せん断強さ	圧縮性	地下水
粘性土	（粒度試験） （含水量試験） （液性限界・塑性限界試験）	（一軸圧縮試験） 三軸圧縮試験 ベーン試験 （ダッチコーン） （平板載荷試験） 杭の載荷試験	（圧密試験） （液性限界試験および含水量試験）	圧密試験 透水試験 間隙水圧測定
砂質土	（粒度試験） （含水量試験）	（標準貫入試験またはダッチコーン） 三軸圧縮または一面せん断試験 平板載荷試験 杭の載荷試験	（標準貫入試験またはダッチコーン） 平板載荷試験 三軸圧縮または圧密試験	現場透水試験 粒度試験 （水位測定）

注）（　　）内は，主な試験方法を示す．

表１－４、１－５は、土の物理的・力学的性質を求めるための種々の試験法と得られる値の利用法について示している。

表１－４　物理的性質の試験一覧表

名　称	試験から求まる値	代表的な値	規格など	利　用
土粒子の比重試験	土粒子の比重 G_s	2.7 (2.65～2.90)	JIS A 1202	間隙比 e の計算 $e=\frac{G_s\gamma_w}{\gamma_d}-1$ 飽和度 (S_r) の計算
含水量試験	含水比 w (%)	砂質土 (10～30) 粘性土 沖積 (40～80) 洪積 (30～70)	JIS A 1203	間隙比 e の計算 $e=\frac{G_s\gamma_w}{\gamma_t}\left(1+\frac{w}{100}\right)-1$ 飽和度 (S_r) の計算
密度試験	湿潤密度 γ_t (t/m³)	砂質土(1.9～2.1) 粘性土 沖積(1.3～1.8) 洪積(1.6～1.8)		e, S_r の計算，地盤の支持力・沈下計算における土被り重量の計算，斜面の安定計算および土圧計算における自重の算出
粒度試験	粒度分布 均等係数 曲率係数など		JIS A 1204	砂質土・粘性土の分類，液状化の有無の判定，透水係数の推定
液性限界 塑性限界 試験	液性限界 w_L (%) 塑性限界 w_P (%) 塑性指数 $I_P=w_L-w_P$ (%) 液性指数 $I_L=\frac{w-w_P}{w_L-w_P}$		JIS A 1205 JIS A 1206	粘性土・非粘性土の分類，圧縮指数 (C_c) の推定，粘性土の安定性の推定

表１－５　力学的性質の試験一覧表

名　称	試験から求まる値	適する土質	規格など	利　用
一軸圧縮試験	一軸圧縮強さ (q_u)	粘性土	JIS A 1216	粘性土の強さの判断
一面せん断試験	非圧密非排水試験*1 (UU), c_u・ϕ_u 圧密非排水試験*2 (CU), c_{cu}・ϕ_{cu} 圧密排水試験*3 (CD), c_d・ϕ_d	粘性土 粘性土 砂質土 (粘性土)		強度特性の判断
三軸圧縮試験	非圧密非排水試験*1 (UU), ϕ_u・c_u 圧密非排水試験*2 (CU), ($\overline{CU}$), ϕ_{cu}, c_{cu}, (ϕ', c') 圧密排水試験*3 (CD), ϕ_d・c_d	粘性土 粘性土 砂質土 (粘性土)	土質工学会土の三軸圧縮試験方法委員会案	強度特性の判断
圧密試験	先行圧密応力 (σ_0') 圧縮指数 (C_c) 圧密係数 (c_v) 体積圧縮係数 (m_v) 透水係数 (k)	粘性土	JIS A 1217	粘性土の沈下特性の判断
透水試験	透水係数 (k)	$k=10^{-2}$～10^{-6} cm/sec の土		透水性の判断

*1　UU 試験：粘性土地盤上に急速に載荷する場合の解析に利用する。
*2　CU 試験：粘性土地盤をプレロード工法などにより圧密し，地盤の強さを増加させながら比較的急速に載荷する場合など，荷重による強度増加を問題とする場合に利用する（とくに，試験時に間隙水圧を測定する場合は $\overline{CU}$）。
*3　CD 試験：砂質土地盤の安定，粘性土地盤ではゆっくりと載荷重が加わる場合，および掘削時の安定または大きな先行圧密応力を有する粘性土などの長期にわたる安定問題の解析に利用する。

参考までに建築基礎構造設計のための地盤調査計画の一例を表１－６に示す。

表１－６　建築基礎構造設計のための地盤調査計画

調査試験方法	数　量	深　さ
ボーリング	1か所以上を原則とし，建築面積 300 m² ～500 m² につき1か所を目安とする*)。	ただし，ボーリングのうちの1か所は N 値50以上の地層を5m以上確認する。
標準貫入試験 (JIS A 1219)	深さ1mごとを標準とする。	同　上
簡易粒度試験（土質工学会基準) (JSF T 22-1971)	少なくとも1か所のボーリング孔につき標準貫入試験時に採取された全試料について行う。	ボーリング深さに準ずる。
物理試験 (粘性土)	代表的ボーリング孔の各粘性土層につき1試料あてとする。	地表面から予定床付け面の深さまで
物理試験 (砂質土)	代表的ボーリング孔の各砂質土層で深さ1mごととする。	地表面からGL－20mまで
物理-力学試験 (粘性土)	代表的ボーリング孔の粘性土層で行い，層厚2m～5mにつき1試料を目安とする。	床付け面および支持層直下の粘性土層とすることを原則とするが，想定地層断面によって検討する。
地下水位調査	杭および地下室の設計に影響を及ぼす各砂質土層ごととする。	地表面から予定支持層まで
サウンディング	建物隅角部および中央部を基準とし，面積 20 m²～30 m²につき1か所を目安とする。	調査可能深さまで（N＝10～20程度まで)
平板載荷試験	1～2か所以上とする。この試験は基礎の根切り施工時，支持力と変形係数の確認の目的で行うことも可能である。	予定床付け面の深さ
ボーリング孔内載荷試験	代表的ボーリング孔の各土層につき1か所とする。	杭の水平抵抗の検討を目的とするときには，杭頭から深さ約5mまでとし，沈下の検討を目的とするときは，床付け面および中間支持杭先端直下から完全支持層上面までとする。
杭の載荷試験	鉛直載荷試験：1本程度 水平載荷試験：2本以上	いずれも設計で想定される杭を現地に施工して行う。

*) 地盤構成が想定できない場合は2か所以上を原則とし，建築面積 100 m²～300 m²につき1か所を目安とする。

2．杭　基　礎

一般的に基礎形式には、代表的な３種類があると言われている。この３種とは、直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎が挙げられる。

①直接基礎は、地盤を比較的浅く広く掘削し、フーチング等を設置して荷重を支持層に直接伝える基礎を言う。

☆比較的浅い剛体基礎として扱える基礎

②杭基礎は、杭等によって荷重を比較的深い支持層に伝える基礎を言う。

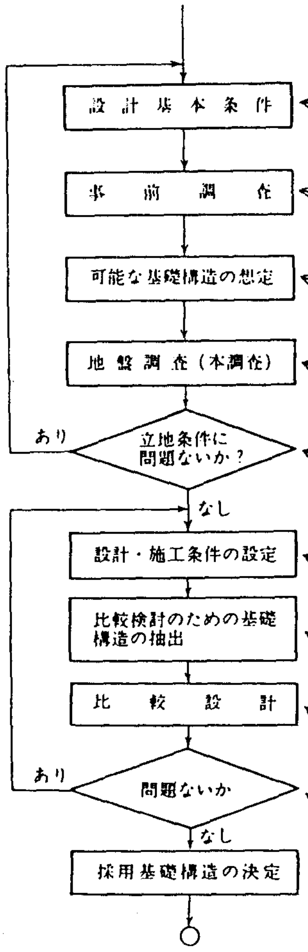
☆比較的深い弾性体基礎として扱える基礎

③ケーソン基礎は、地上で製作した比較的大型の中空基礎矩体を掘削しながら沈設定着させる基礎を言う。

☆比較的深い剛体基礎として扱える基礎

以上概要を示したが、この他にも鋼管矢板基礎や地中連続壁基礎等があり、構造物と地盤に合った基礎形式の選定が重要である。

基礎の選定手順の一例を図２－１に示す。



検討内容	チェック内容
構造物の条件の把握	構造種別，規模，重要度，構造形式，配置計画，耐用年数など
現地踏査 周辺環境	現地の状況，地盤情報についての既存資料，地形等 パイロットボーリング
問題点の抽出	概略の判断での可能な基礎構造を想定した地盤調査の計画と問題点の検討
問題点の基本検討	地盤調査結果の整理と設計用の定数の決定
地盤調査の追加の必要性	施工性，環境，経済性，安全性など
	基礎構造に作用する荷重の種別と概略の大きさ，許容値の設定 施工条件の設定
基礎構造の設計方針の検討	概略設計に必要な設計内容の設定 適用性の高い基礎構造の抽出
基礎構造の評価	品質，工期，経済性，施工性，安全性，周辺環境への対応性など
基本計画の変更 設計方針の変更	予想せざる条件の発生など

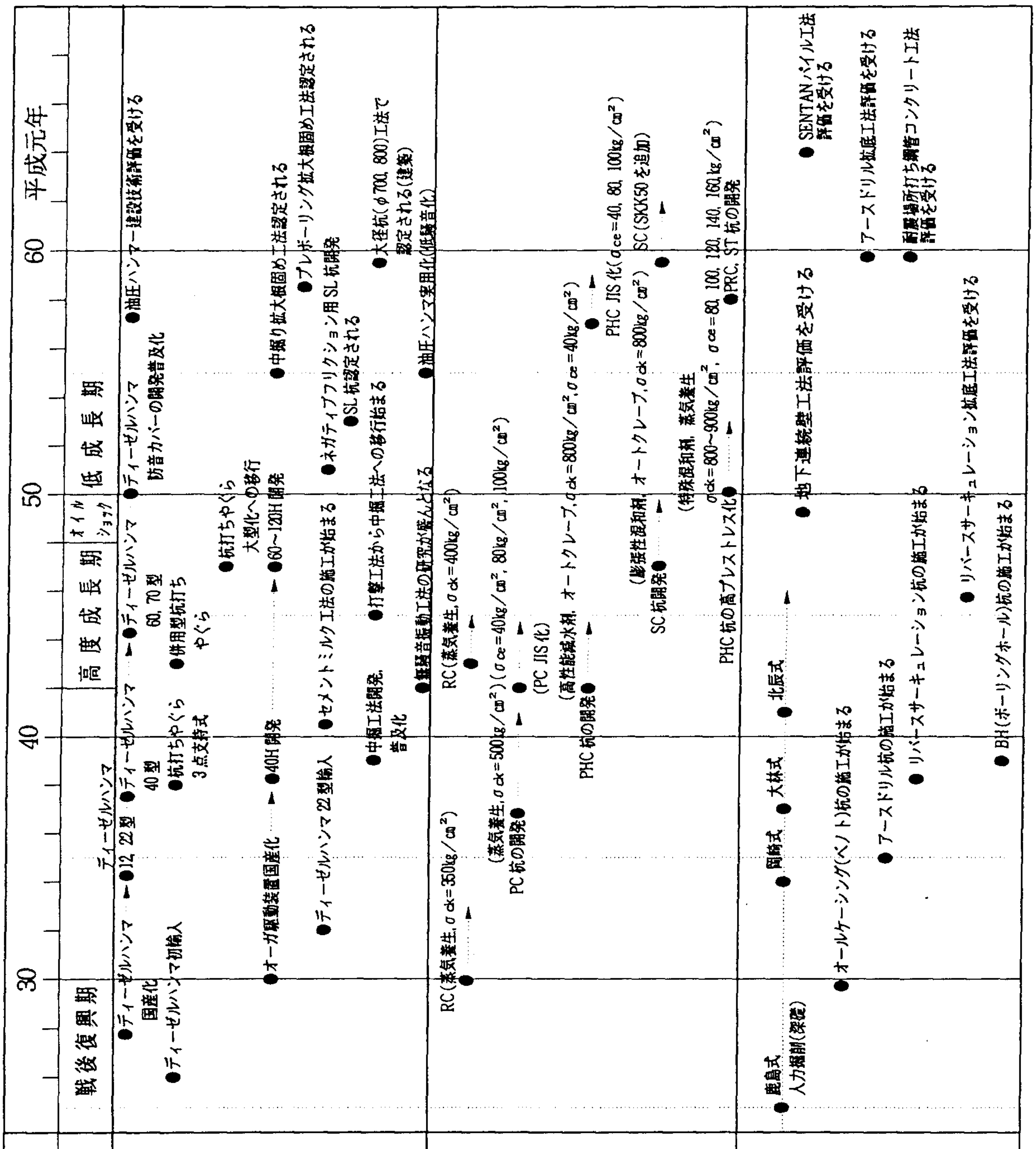
図２－１　基礎選定の手順一例

ここでは、杭基礎を中心に記述することとした。

2．1杭基礎の変遷

基礎形式のなかで建築物に比較的多く用いられている杭基礎についてその施工法および既製杭の変遷を表２－１に示す。

杭に関する開発の背景と変遷



2．2杭基礎の施工法による分類

杭の支持力は、杭材の強度もさることながら、その施工法によって決まることが多く施工法による分類は、重要である。特に既製杭では、多くの埋め込み杭工法が開発され建設大臣の認定工法を採用されるている。場所打ち杭においても、杭先端部を拡大した杭や杭頭部に鋼管を設置した耐震杭などの杭が開発され採用されている。図２－２に構造物基礎の分類、図２－３に既製杭の分類、図２－４に場所打ち杭の分類についてそれぞれ示す。

- 構造物基礎
  - 直 接 基 礎
  - 杭　基　礎
    - 既 製 杭 ── 以下、下記へ
    - 場所打杭 ── 以下、下記へ
  - ケーソン基礎
    - ＲＣ構造
    - 鋼管矢板井筒構造
    - 連壁剛体基礎
  - 特 殊 基 礎
    - 複合基礎
    - 水中基礎

図２－２　構造物基礎の分類

- 既製杭
  - 打ち込み工法
    - 打撃工法
    - プレボーリング併用打撃工法
  - 埋め込み工法
    - プレボーリング工法
      - 打 撃 工 法
      - 根固め工法
      - 拡大根固め工法
    - 中 堀 工 法
      - 打撃工法
      - 根固め工法
      - 拡大根固め工法
    - 回 転 工 法
      - 根固め工法
      - その他
    - その他（ソイルセメント合成鋼管杭工法、ＰＣウェル工法）

図２－３　既製杭の分類

- 場所打ち杭
  - リバースサーキュレーション工法
    - 翼ビット方法
    - ローラービット方法
  - オールケーシング工法
    - 揺　動　式
    - 全 旋 回 式
    - リングカット＋ロックオーガ
  - アースドリル工法
  - 深礎工法
  - ＢＨ工法
    - 翼ビット方法
    - ローラビット方法
  - 地中連続壁工法
    - バケット式
    - 回転式
  - その他（各種拡底杭工法、ＳＥＮＴＡＮパイル工法、ＰＩＰ杭、鋼管コンクリート杭、万能大口径掘削工法）

図２－４　場所打ち杭の分類

2．3各施工法の概要

上図の中の代表的な施工法について施工手順図を示す。

(1)プレボーリング拡大根固め工法

この工法には、拡大部が杭先端部だけの場合と掘削径全体にわたるものの2種類がある支持力上には、違いはない為、設計者がそれぞれ選択をし採用されている。
図2－5、2－6にそれぞれの施工手順図を示す。

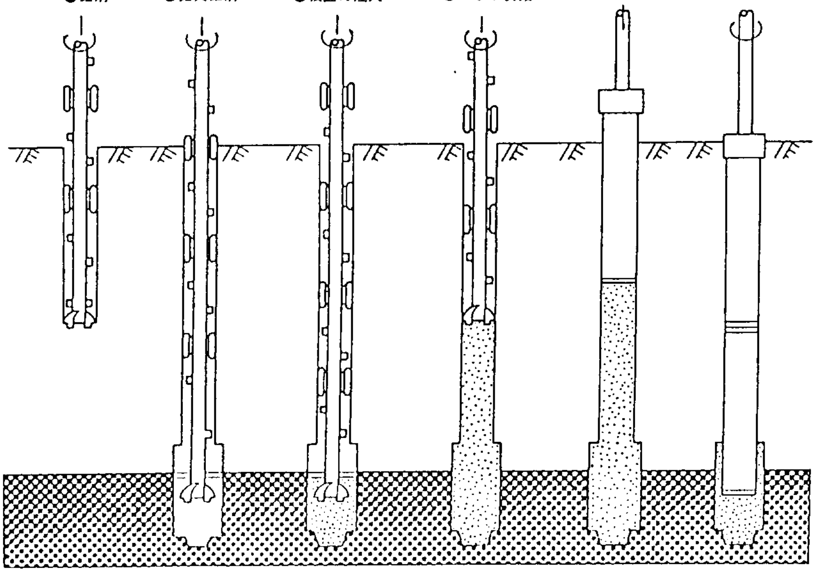


図2－5　プレボーリング拡大根固め工法①

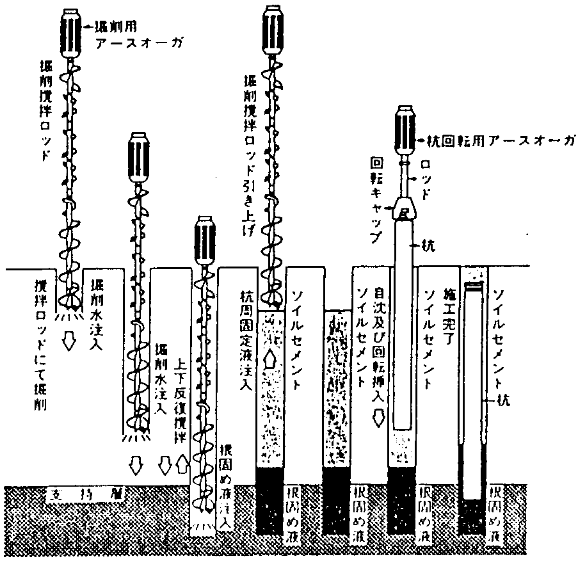
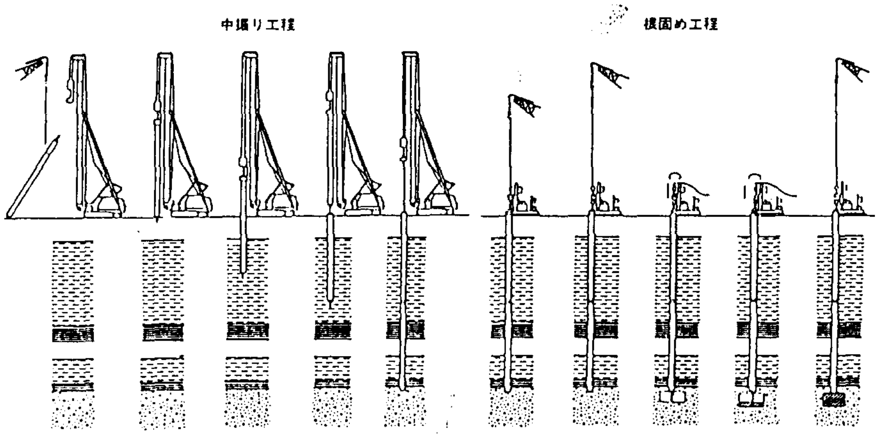


図2－6　プレボーリング拡大根固め工法②

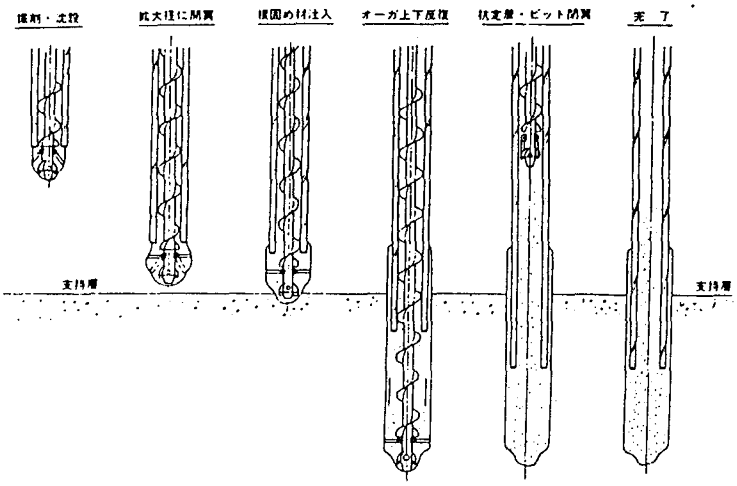
(2)中掘り拡大根固め工法

当工法は、既製杭の中空部にスパイラルオーガーロッドを通して地盤を掘削しながら杭を沈設したのち所定の支持力が得られるよう先端地盤拡大根固めする方法である。
この工法にも拡大根固めの処理方法に高圧噴射と低圧噴射の２種類がある。
支持力上の相違がなく、設計者に選択肢は、委ねられる。
図２－７、２－８にそれぞれの施工手順を示す。



セメントミルク高圧噴射による杭先端拡大根固め

図２－７　中掘り拡大根固め工法①



拡大ビットにより機械的に築造するセメントミルク拡大根固め

図２－８　中掘り拡大根固め工法②

(3)場所打ちコンクリート杭

代表的３工法についてその施工手順と特徴について以下に示す。
図２－９、２－10、２－11にオールケーシング、リバース、アースドリル工法の施工手順を示す。また、表２－２それぞれの工法の特徴を示す。

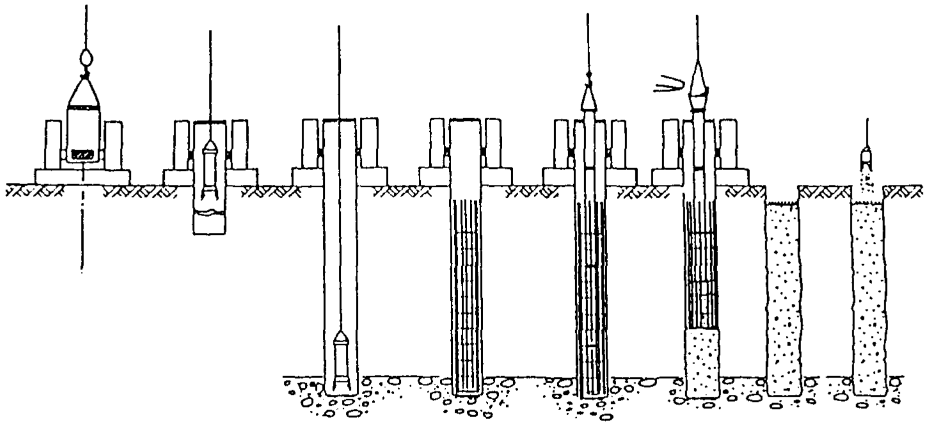


図２－９　場所打ち杭工法の施工手順（オールケーシング）

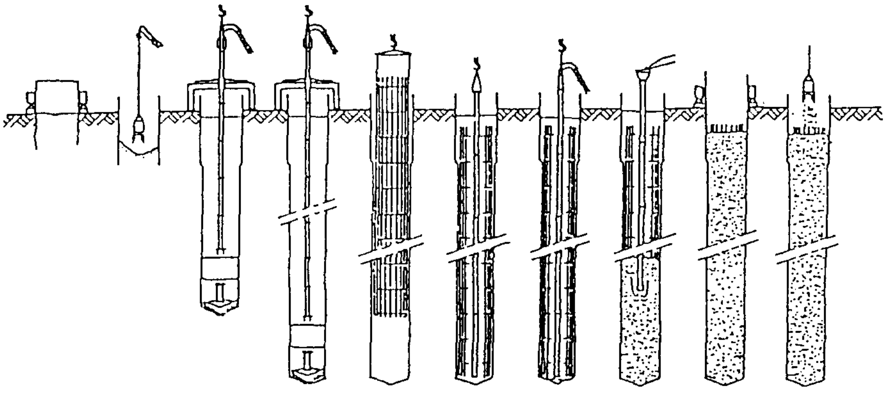


図２－10　場所打ち杭工法の施工手順（リバース）

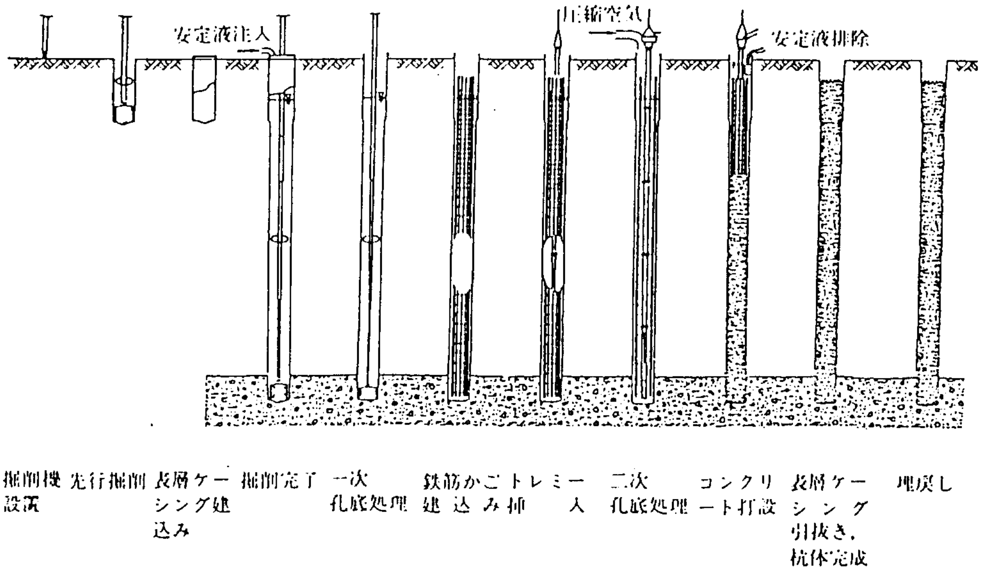


図２－11　場所打ち杭工法の施工手順（アースドリル）

表２－２　各工法の特徴

	オールケーシング工法（揺動）	アースドリル工法	リバース工法
長所	○杭全長にケーシングを使用するので孔壁の崩壊がない。 ○確実な杭断面形状を確保しやすい。 ○ケーシングチューブ内径の1／3以下位の玉石の掘削が可能。 ○掘削した土砂の含水比が小さいため残土の処理が比較的容易である。	○低騒音・低振動。 ○機械装置が簡単。 ○仮設が簡単。 ○施工速度が速く工費が安い。 ○敷地境界から杭心までの施工必要距離が比較的小さい。	○低騒音・低振動。 ○大径（φ3.0m位）で大深度（約75m位）の杭の施工が可能。 ○通常自然泥水で孔壁保護ができる。 ○特殊ビットによって岩の掘削が可能
短所	○地下水位以下の細砂層が厚い場合には、ケーシングチューブの引抜きが困難となることがある。 ○杭径に制約がある。 ○ボイリングやヒービングが発生しやすい。 ○鉄筋共上りが発生する事がある。 ○掘削機自重や、ケーシングチューブ引抜き時の反力が大きい。 ○敷地境界から杭心までの施工必要距離が比較的大きい。	○礫（約10cm以上）層の掘削が困難。 ○安定液の管理が不適切な場合には、孔壁崩壊を起こすことがある。 ○安定液の管理が不適切な場合は、支持力およびコンクリート強度の低下を生じうる。 ○廃泥土の処理がやや大変である。	○ドリルパイプ径より大きい玉石(約15cm以上）層の掘削が困難。 ○水頭圧および比重の泥水管理が不十分であると孔壁崩壊を起こすことがある。 ○仮設がやや大がかりとなる。 ○廃泥水の処理量が多い。
	オールケーシング工法（回転）	アースドリル拡底工法	リバース拡底工法
長所	○杭全長にケーシングを使用するので孔壁の崩壊がない。 ○確実な杭断面形状を確保しやすい。 ○掘削した土砂の含水比が小さいため残土の処理が比較的容易である。 ○岩盤・転石等の掘削が可能である。 ○鉄筋コンクリート等の障害物の削孔・撤去が可能である。	○アースドリル工法に同じ。 ○拡底することにより鉛直支持力が大きく得られる。 ○材料・工費が経済的となる。	○リバース工法に同じ。 ○拡底することにより鉛直支持力が大きく得られる。 ○材料・工費が経済的となる。
短所	○オールケーシング工法(揺動)に同じ。	○アースドリル工法に同じ。	○リバース工法に同じ。

２．４施工管理手法の一例

(1)既製コンクリート杭の例

以下にプレボーリング拡大根固め工法の現場における施工管理項目の一例を示す。この例からも明らかなように施工した杭がどのような状態で土中に設置されているかについて推定でき得るデータを採取しこれらを総合的検討して杭施工が確実に行なわれているものと判断している。打撃杭のように支持力を告示式に確認を取るといった直接的な判断が、埋め込み杭工法では、非常に難しい為現状においては間接的な施工管理手法を採らざるをえないとおもわれる。

表２－３　施工管理項目の一例

対象	管理項目	管理水準
既製杭	搬入時の検査	形状・長さ・損傷等
先端金具	搬入時の検査	形状・寸法
掘削	作業地盤 杭打機の鉛直性 リーダーの鉛直性 孔内液面の高さ 掘削所要時間	平坦地盤の安定性・補強 トランシット・下げ振りにて管理 １／２００以下 逸水の状況（試験掘削にて管理） 施工サイクルの検討
支持地盤の確認	等深図と掘削深さの比較 電流計の読み 土質の確認 支持層掘削所要時間 支持地盤の掘削長	試験掘削に於いて比較検討 試験掘削にて確認後、本杭も掘削速度、電流値を参考とする。 （２m／min以下、２００A程度） 試験掘削時に土質試料と比較すると共に本杭施工時にても可能な限り行う。 試験掘削時との所要時間比較 拡径部径の３倍以上
根固め液	目視検査 計量 強度 使用量	色調・粘性 袋数・計量水管 $\sigma_{28} \geqq 200$kg／cm² 標準使用量 バッチ数および資材使用量
杭周固定液	目視検査 計量 強度 使用量	色調・粘性 袋数および計量水管 $\sigma_{28} \geqq 5$kg／cm² 標準工事使用量 バッチ数および資材使用量
杭の沈設	杭の鉛直性 下杭の保持 継手の溶接 杭周固定液のオーバーフロー 杭芯のずれ	１／１００以下 落ち込まないようにする 天候・溶接面 色調・量・オーバーフロー １０cm以内
所要時間	各工程所要時間	タイムスタディ

しかし、当項目の中にも支持地盤の確認手法については、地盤掘削時にオーガより得られる負荷電流値を計測し、これを演算処理し地盤の強さを推定しようとする手法が、最近注目されている。現状においては、この手法による問題点も多々あるため掘削時に地盤の強さの変化をある程度把握できるとの評価に留めるべきと思われる。

図２－12に電流値とＮ値との関係図を示す。

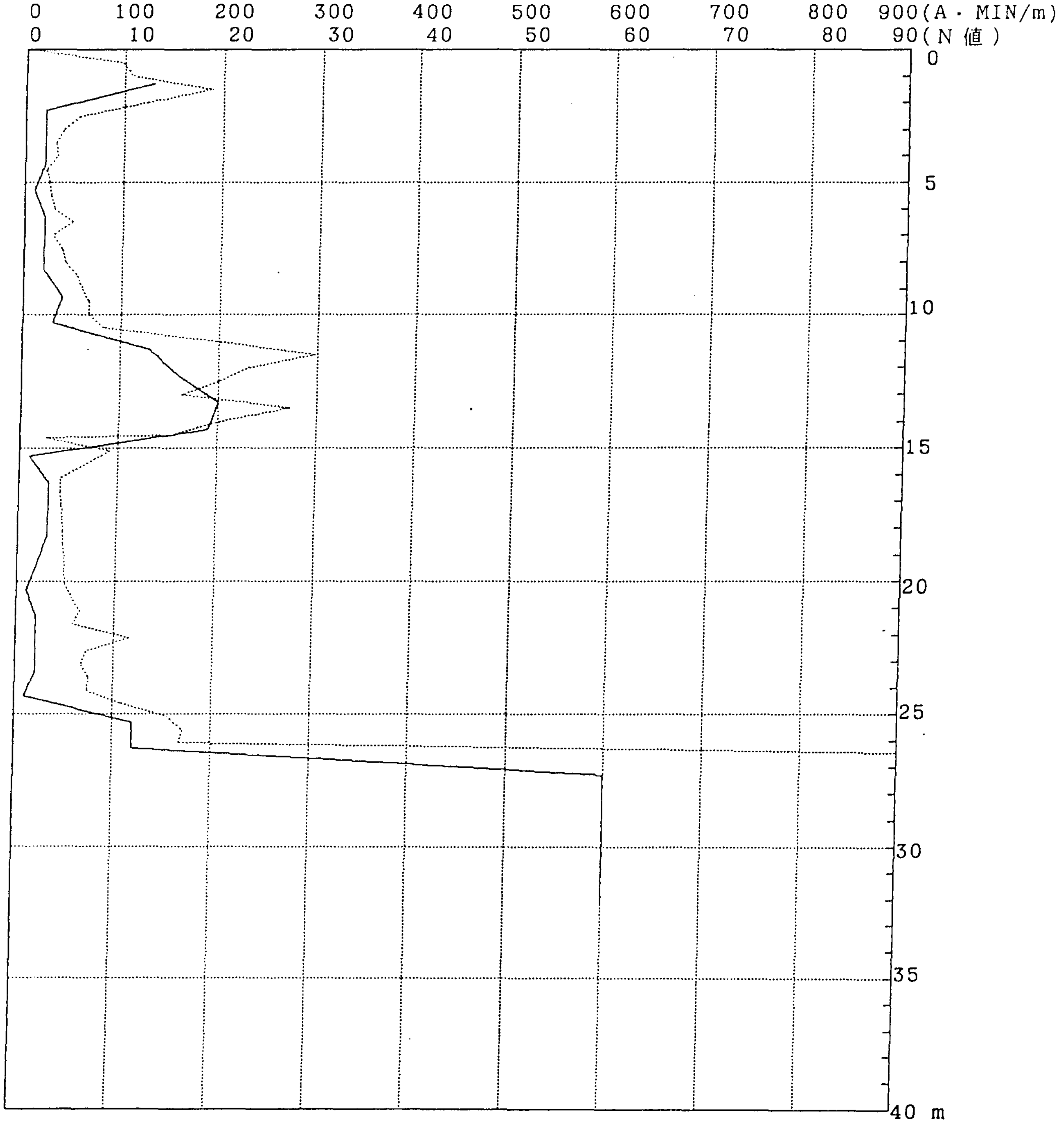


図２－12　電流値の演算処理値と標準貫入試験値（Ｎ値）との関係

(2)場所打ちコンクリート杭の例

当杭は、多岐にわたる工程により施工現場において杭が築造されるため所定の品質を確保するためには、施工管理が非常に重要となる。よって、施工管理に従事する作業責任者の技量が杭の品質に大きな影響を与える可能性もあり十年程前より建設大臣認定の「基礎施工士検定試験」が実施されていおり、「基礎施工士」による施工管理が義務ずけられている現場も少なくない。

施工管理の主な点は、掘削精度、孔底処理、鉄筋かごの製作や建込み、コンクリートの品質や打込みなどが挙げられるがここでは、特に掘削精度と孔底処理について示す。

掘削精度に関しては、杭心ずれ、掘削孔の傾斜、掘削径などが管理項目に挙げられる。これらの管理値は、一般に杭心ずれは10cm以内、掘削孔の傾斜は1／100以内、掘削径は設計径以上としている。また、アースドリル工法やリバース工法では、掘削孔の傾斜および掘削径の確認に任意の杭を選定して超音波孔壁測定機を利用して管理を行なっている場合もある。超音波孔壁測定の結果例を図２－13に示す。

孔底処理は、その良否が杭の支持力に大きな影響を与えると考えられている。影響を与えると考えられるのは、孔底処理後の残留スライム量であるが、杭支持力に影響を与えるその量を定量的に示すことは、非常に難しい。よって、孔底処理後の残留スライム量の管理値は、極力小さい値とし、具体的な値については、各施工現場において協議を行い決定することが望ましい。他にも多くの管理項目が挙げられるが、ここでは実際現場において作業責任者が利用している施工管理チェックリストの例を示す事とした。
次ページの表２－４にアースドリル工法施工管理チェックリスト例を示す。

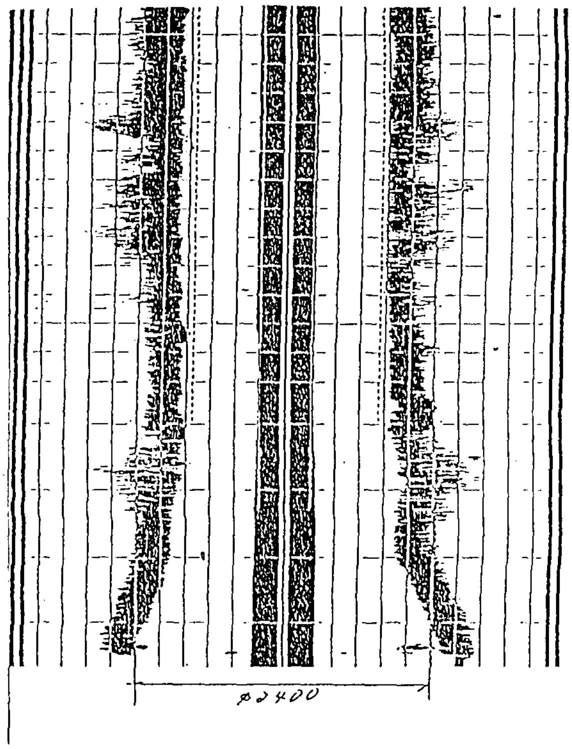


図２－13　超音波孔壁測定結果の一例

表-2－4 アースドリル工法施工管理チェックリスト例

工事件名： 杭番号： 杭径： 設計掘削長： 設計杭実長： 施工掘削長： 施工杭実長： 施工年月日：

管理工程	管理項目	管理基準および実測値	確認	処置
据付け	掘削機の水平度	機械本体水準器のセンターと一致	OK・NO	
	ケリーバと杭心	ケリーバ心と杭心のずれ(30mm)以内	OK・NO	
	逃げ杭設置状況	設置の確認	OK・NO	
掘削	バケット外径	設計径とバケット径の一致	OK・NO	
	ケリーバの鉛直度	ケリーバの上下で(50mm)以内	OK・NO	
	ケーシング径・長さ	杭径＋100～200mm 長さ ＿ m	OK・NO	
	ケーシング位置	逃げ杭からの距離ずれ(30mm)以内	OK・NO	
	地中障害		有・無	
安定液	比重	(1.010～1.150) ＿＿	OK・NO	
	粘性	(20～ 32秒) ＿＿ 秒	OK・NO	
	砂分	(10%以下) ＿＿ %	OK・NO	
	pH	(8～12) ＿＿	OK・NO	
	ろ過水量	(20mℓ以下) ＿＿ mℓ	OK・NO	
	ケーキ厚	(0.6 ～3.0mm) ＿＿ mm	OK・NO	
掘削完了	支持層確認	土質調査との比較	OK・NO	
	根入れ長さ	(m) ＿＿ m		
	掘削深度	＿＿ m		
一次孔底処理	沈殿待ち時間	(分) ＿＿ 分		
	処理後の深度	＿＿ m		
鉄筋かごの製作	主筋	設計仕様書通り	OK・NO	
	フープ	設計仕様書通り	OK・NO	
	補強材	設計仕様書通り	OK・NO	
	スペーサ	設計仕様書通り	OK・NO	
鉄筋かごの建込み	重ね継手長	(m) ＿＿ m	OK・NO	
	結束状況		OK・NO	
	天端位置	(m) ＿＿ m	OK・NO	
	建込み位置	杭心とのずれ(50mm)以内	OK・NO	
トレミーの挿入	仕様		OK・NO	
	先端位置	孔底との差200mm以内	OK・NO	

管理工程	管理項目	管理基準および実測値	確認	処置
二次孔底処理	処理後の深度	＿＿ m		
	残留スライム量	(cm) ＿＿ cm	OK・NO	
コンクリート打込み	プランジャ挿入		OK・NO	
	トレミーの先端位置	コンクリート中に2.0m以上	OK・NO	
	コンクリート天端	(m) ＿＿ m		
	余盛り	＿＿ m	OK・NO	
	コンクリート量	(m³) ＿＿ m³ 割増し率 ＿ %		
ケーシング引抜き	引抜き後のコンクリート天端位置	＿＿ m	OK・NO	

コンクリート打込み記録

設計打込み量： m³
施工打込み量： m³

生コン車台数	1台当り生コン量	生コン量累計	生コン天端位置	トレミー長さ
1				
2				
3				
4				
5				
6				

生コン車台数	1台当り生コン量	生コン量累計	生コン天端位置	トレミー長さ
7				
8				
9				
10				

確認者			

注 ( ) 内の数値は一例であるので、各現場ごとに設定した管理基準値を記入し、＿＿は実測値を記入する。

３．最近の杭基礎品質管理の話題

基礎分野への限界状態設計思想導入が国内で叫ばれ初めてから既に数年経ち、この思想を地盤工学分野に世界で最初に導入したのがデンマークのブリンク・ハンセンで４０年が過ぎようとしています。わが国では上部構造と基礎構造とが調和した安全性の議論に対する認識が高く事有るごとに当設計法の導入が議論されている。そこで以下に限界状態設計法の基礎構造物への適用の多くの課題の一つである施工管理手法並びに新しい載荷試験法について述べることとした。

３．１限界状態設計とは、？

単純に言えば「ぎりぎりの状態」での設計法が当設計法いうことになる。しかしながら我々が造る建築物には、必ず期待される機能と寿命がある。例えば新築の家は当初立派で期待される機能を持っているが仮に２０年経ったのちには壁にひび割れが入ったり、雨漏りも、多少家も傾くような事になろうしかし壊れずに不便はあっても居住は可能である。これらの状態を２つに分けて一方を「立派に役立つ状態」の「ぎりぎりの状態」を「使用限界」と呼び、いま一方を「壊れない状態」の「ぎりぎりの状態」を「終局限界」と呼んでいる。期待される寿命の範囲でこの二つの限界状態を越えないように設計するのが限界状態設計である。ある寿命を定め、二つの「限界状態－使用限界状態、終局限界状態」を対象構造物ごとに定量的に定義することが、本設計法の出発点となると思う。

３．２限界状態設計法の導入時での現設計法についての反省と疑問

基礎構造の設計に従事している技術者の素朴な疑問として以下の事柄が挙げられる。

①一般的にＮ値や一軸強度の地盤調査にたよる設計でよいのか？

②上部構造に対する変形解析、地震応答解析に比べて、地盤情報は、Ｎ値偏重主義でよいのか？

③地盤毎に与えられている許容支持力は、どのような安全率の設定がなされているのか？

④いくら綿密な地盤調査を行い、高度な土質試験から土質定数を求め、最新の数値解析を駆使して得られた支持力値にたいしても安全率３が適用されることへの不合理

⑤施工管理に新しい手法を導入し、施工に伴うバラツキが明確となった場合の杭への安全率３の適用の不合理

⑥杭の載荷試験の実施の有無に関わらず安全率が同一である不合理

以上の観点から最終的な基礎構造の信頼性は、調査から施工管理迄の各段階での努力が反映されるものである。例えば調査20点、解析120 点、施工管理40点での平均60点の基礎より調査、解析、施工管理全てが60点で造られた基礎の方が信頼性の高い基礎であると思われる。このような設計・施工全体の平均的な技術の底上げが望まれる基礎設計の姿であると考えられる。この底上げを如何に行い設計法へ反映させるかが大きな課題といえよう。

以下に限界状態設計導入の課題について図３－１に示した。

検討すべき項目の明確化 ← 限界状態の定義←構造物の詳細挙動解明

荷重の統計量

荷重の設定　　　反力（支持力）の推定 ← 載荷試験の実施 / 算定式←土質定数の精度

↓　　　↓　　　↑

〈荷重係数（K_1）〉　〈反力（支持力）係数（K_2）〉←施工精度の向上

安全度の設定　　　安全度の設定　　　↑

施工管理充実

最大荷重×K_1＜極限反力（支持力）×K_2

↓ YES

END

図３－１　限界状態設計導入の課題

3．3我々杭専業者の役割について

前述した図中の施工精度の向上或いは、載荷試験の実施等について、当社が現状なすべき課題であることは、技術者は、疑う余地のないものと思います。
そこで我々は、数年前から杭の品質保証を目標に新しい載荷試験法への参加、施工後の杭体の健全性試験等に取り組んできました。この両試験とも試験実施の時期によってその実施目的の基本が大きく異なるため両者について示すこととした。時期による違いによって仮に施工後品質確認試験及び欠陥調査試験と呼ぶ事としよう。しかしながら両者とも杭の性能評価という意味では、全く同様と考えられよう。

品質確認試験

目的

当試験は、杭が設計通りの寸法と性能で所定位置に損傷なく施工されたことと、杭体を含めた支持性能を確保しているか否かを確認することを目的としている。言わば杭の品質保証試験と位置付けられよう。

試験の時期

①各施工法のもつ独自の施工管理を実施調査
②全数について施工後の杭本体の健全性を調べる非破壊試験の実施
③支持力性能の確認の新載荷試験

欠陥調査試験

目的

当試験は、何らかのトラブルにより杭に損傷が発生した疑い或いは、支持性能重大な欠陥が生じた疑いのある場合にこの両者の損傷欠陥の度合いを明らかにする事を目的としている。言わトラブルによる杭性能の評価試験と位置付けられよう。

試験の時期

①構造物の損傷調査　目視調査　外観
②内視鏡による詳細目視調査　　同上
③全数について施工後の杭本体の健全性を調べる非破壊試験の実施
④支持力性能の確認の新載荷試験

以上のように両試験とも試験方法は、全く同様であるが使用される時期によりその目的及

び結果に対する対応は、大きく異なるものと思われる。
今回問題となっている阪神大震災での調査の殆どは、後者の欠陥調査試験であり、我々が如何に対処するかについては、検討中である。
しかし、肝心なのは、以下の点かと考えています。
①我々については、まず第一段階である外観調査が可能であること。
②次に杭性能評価の一つである杭体の健全性調査が独自で実施できる事。
③最終的に支持力の安全性を確認するための新載荷試験の実施経験があり、対応手法を持っている事が挙げられ我々が考えている本来の使用方法とは、若干異なりますが検討可能との判断にて大丈夫だと考えています。
両試験ともどの程度の信頼度かについては、現在までの試験結果の書面を添付し、概略の説明をします。

3．4新しい品質管理手法について

(1)動的非破壊試験法

支持力推定法　：ＤＰＴ、ＦＤＰＳ等

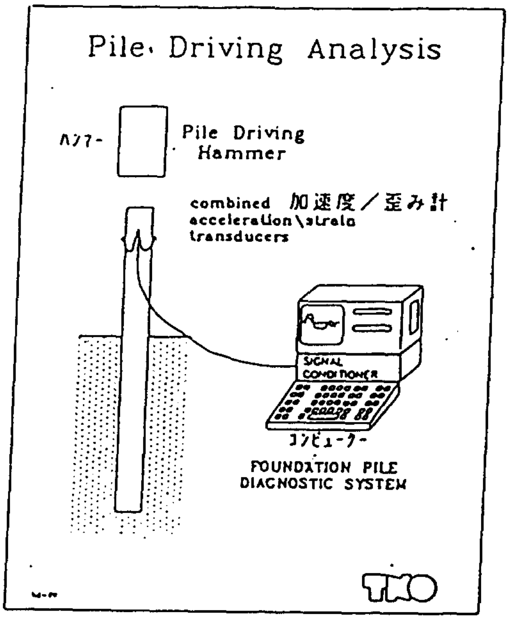
形状推定法　　：ＤＰＡＳ、ＲＰＴ、ＴＮＯ、ＩＴ－ＳＹＳＴＥＮ等

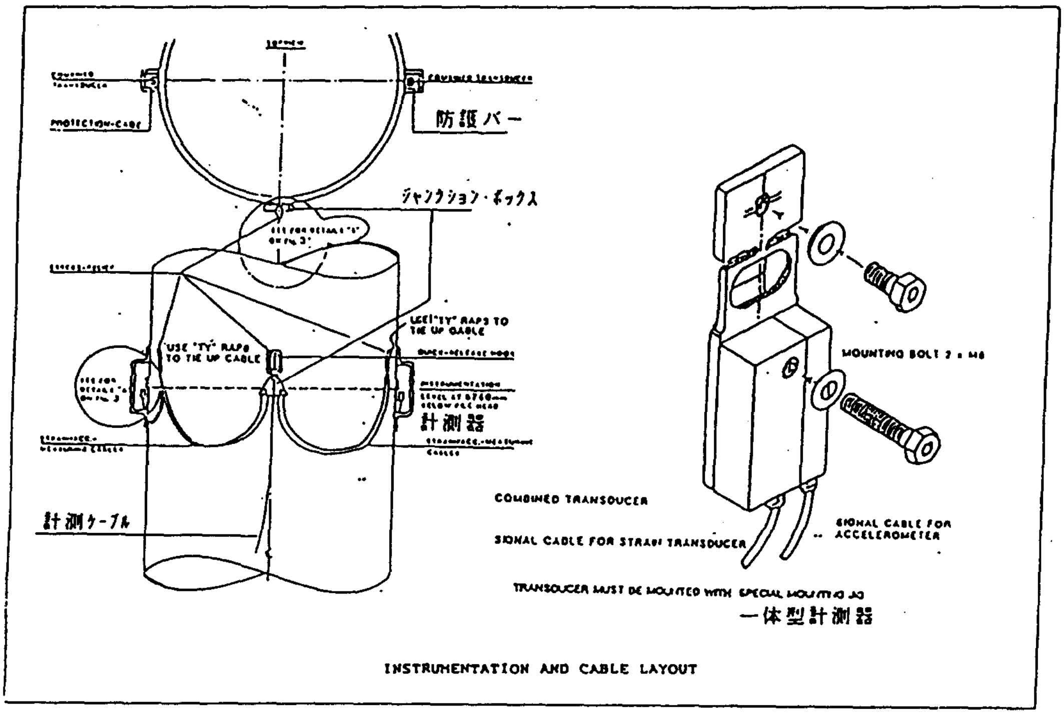
(2)新しい載荷試験法

先端載荷試験　：オスターバーグ式、千代田化工式、フジタ式等

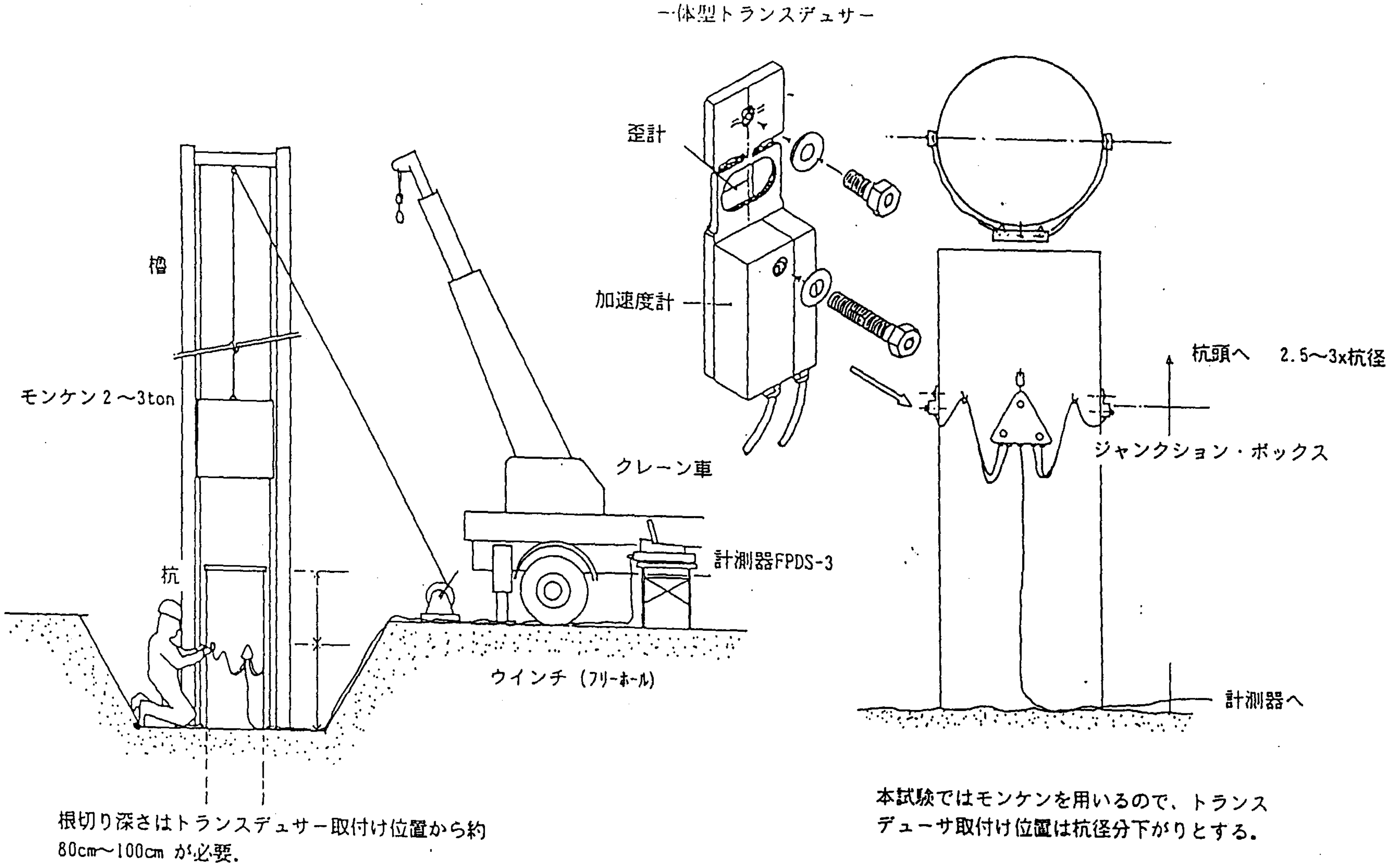
急速載荷試験　：ＳＴＡＴＮＡＭＩＣ、ＳＥＵＤＯＳＴＡＴＩＣ等

多くの試験法が、導入、研究、開発されているが、研究段階であり今後の成果に期待がかかっている。以下にこれらの試験資料を添付する。





図－３　計測器取付け状況と計測システム


一体型トランスデュサー
歪計
加速度計
櫓
モンケン２～3ton
クレーン車
計測器FPDS-3
杭
ウインチ (フリーホール)
杭頭へ 2.5～3x杭径
ジャンクション・ボックス
計測器へ
根切り深さはトランスデュサー取付け位置から約
80cm～100cm が必要.
本試験ではモンケンを用いるので、トランス
デューサ取付け位置は杭径分下がりとする。

図－4　計測状況図

8

資料2

非破壊試験を用いた埋込み杭に対する品質管理の一手法

株式会社東京ソイルリサーチ　正会員　小野日出男
株式会社東京ソイルリサーチ　正会員○阿部　秋男
株式会社東京ソイルリサーチ　正会員　福元　俊一
ヨーコン株式会社　非会員　林　隆浩

1．はじめに

埋込み杭の一施工方法に根固め工法がある。この工法は、セメントミルク等の根固め液を用いて杭の先端部分を地盤と固着させて支持力を得る施工法である。

根固め工法では根固め部分の施工が直接支持力に影響するために、その品質管理が重要となる。

現在の品質管理は、セメントミルクの投入量を管理する等の方法がとられているものの、根固め部分が確実に施工されていることを確認する手法の確立は難しい現状にある。

非破壊試験方法（以下ＩＴ試験という）は、杭を伝播する弾性波動の挙動を波動論によって解析し、杭長や杭の健全性を調査する試験方法である。本研究はＩＴ試験を用いて埋込み杭の根固め部分の施工管理手法の適用性を実験的に検討し、新たな施工管理手法を提案するものである。

2．杭の非破壊試験方法

ＩＴ試験は杭の施工前後の長さや健全性を非破壊的に確認する手法であり、欧米をはじめ諸外国では杭の施工管理に一般的に用いられている方法である。わが国においても場所打ち杭や既製杭の施工管理に一部利用されている。この研究で用いた方法は、ハンマー等の打撃により発生する微少な歪を伴う弾性波（Ｐ波）が杭体を伝播する過程で反射する反射波をとらえ、波動論を用いて解析を行うローストレイン法と呼ばれる手法である。

3．施工管理への応用

ＩＴ試験における弾性波はその波長と杭体の直径、長さの関係から、通常一次元波動論による解析が有効である。弾性波は杭体もしくは杭と地盤との境界にインピーダンス変化が有る場合に反射する。

杭のある部分での変位は次式で表される。

$$u_{i,j+1} = [2 \cdot u_{i-1,j} + 2 \cdot \gamma u_{i+1,j} - \{1 - H_i + \gamma (1 + H_{i+1})\} u_{i,j-1}] / \{1 + H_i + \gamma (1 + H_{i+1})\}$$

（ここに、$u_{i,j}$：i層とi+1層の境界のj時刻における変位
γ：Z_i / Z_{i+1}　境界上でのインピーダンス比
$Z = ES/C$（E：ヤング率、S：断面積、C：弾性波速度）
H_i, H_{i+1}：境界上における減衰定数）

したがって杭先端の根固め部分での反射波の挙動を解析することで根固め部分の形状や大きさを推定することが可能である。

4．測定機および測定方法

4.1 測定機

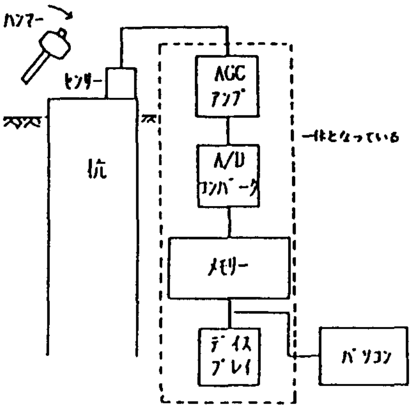
実験に用いた測定システムを図－１に示す。この測定機の特徴は以下のとおりである。

a.センサーはプリアンプ内蔵型の圧電型加速度計を用いている。

b.設定を自由に変えられるオートゲインコントロール（ＡＧＣ）付きの増幅機を用いている。

c.センサー、増幅機を含む計測系は目的とするする振動数成分のみを抽出する周波数特性を有している。

d.計測に必要な装置を一体とし、電池で駆動できるものとして現場でのハンドリングを容易にした。



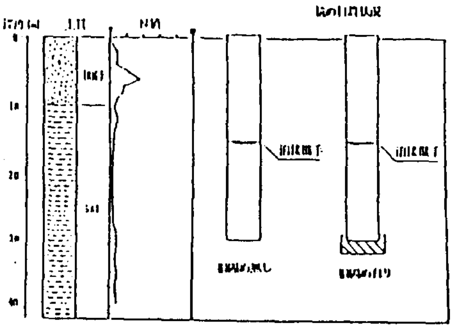
図－１ ＩＴ試験の測定システム

Development of a management mehtod for bored precast pile execution applying pile integrity test：Hideo ONO, Akio ABE, Syun-ichi FUKUMOTO (Tokyo Soil Research Co.,Ltd).Takahiro HAYASHI (Yocon Co.,Ltd.)

4.2 測定方法

今回行った現場実験の方法は、30m の根固め工法による杭を打設した上で、打設直後より数時間おきにＩＴ試験を実施した。

また比較のために、根固め液を投入しない杭を打設して同様にＩＴ試験を行った。試験杭および土質柱状図を図－２に示す。



図－２実験場所の土質および杭の打設状況

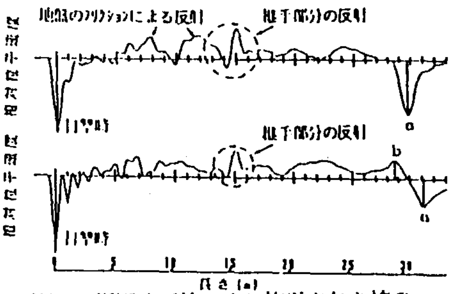
5．測定結果

試験結果のうち、30mの根固め工法による杭の打設後６時間経過後、および１日経過後のＩＴ試験の結果を図－３に示す。図の縦軸は相対的な粒子速度を示し、横軸はあらかじめ気中で測定した杭の弾性波速度をもとに次式で計算された杭長である。

L＝C＊t／2 ；　ここにL：長さ、C：弾性波速度、t：時間

縦軸はＡＧＣにより杭先端部の反射波を増幅している。

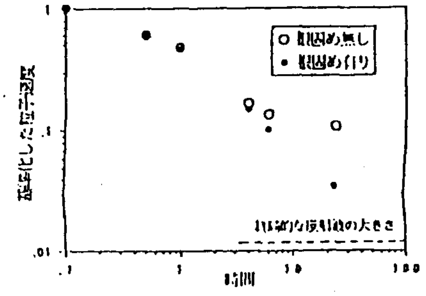
図中杭の継ぎ手部分からの反射、地盤のフリクションによる反射が見られるが、ここでは杭先端部からの反射（図－３中に'a'または'b'で示したもの）に注目して検討を進める。



図－３根固め工法により施工された杭の
ＩＴ試験結果

5.1 杭先端反射の大きさの時間的な推移

ＩＴ試験の精度は先端反射の明瞭さに大きく依存する。先端反射の大きさは杭の打設後の時間の経過に伴い、周辺地盤とのスキンフリクションの増加により次第に減少する。図－４は試験杭の先端反射の大きさと経過時間との関係を、杭打設直後の反射波の大きさを基準にして示したものである。図中比較のために根固めを行っていない杭での測定結果を併せて示した。また、'----'で示したものは本実験と同様な施工法を用いて約１年前に施工された杭の測定結果であり、本実験地における反射波の大きさの終局的な値であると考えてさしつかえないものである。

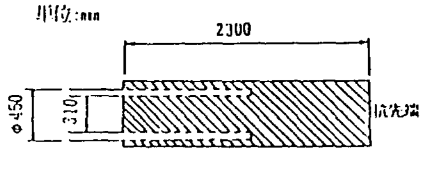


図－４杭先端反射の大きさの時間的推移

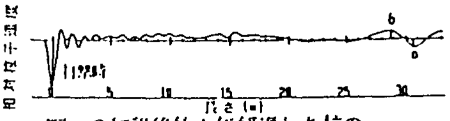
5.2 根固め部分の施工の確認

根固め工法を用いた杭では、打設後１日経過した時点の反射波形にはそれまで見られなかった打撃による弾性波と逆位相の反射波が現れる。（図－３中'b'で示したもの）

これは根固め液が杭体に固着し、質量が増加したためにインピーダンス変化が起ったことによる反射波と考えられる。また杭先端からの反射の時刻も後方へ（長さに換算して長くなる方）へずれており、杭体と根固め液が固着して根固め先端部からの反射となっているものと考えられる。反射波形から推定を行った根固め部分の概略の形状を図－５に示す。

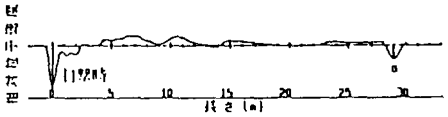


図－５根固め部分の概略の形状



図－６打設後約１年経過した杭の
ＩＴ試験結果

比較のために約１年前に施工された杭での波形図と根固めを行っていない杭の打設後１日経過した時点での測定結果を図－６、図－７に示す。打設後約１年経過しても30m程度までの長さの杭であれば反射波形から根固めの状態を推定することが可能である。

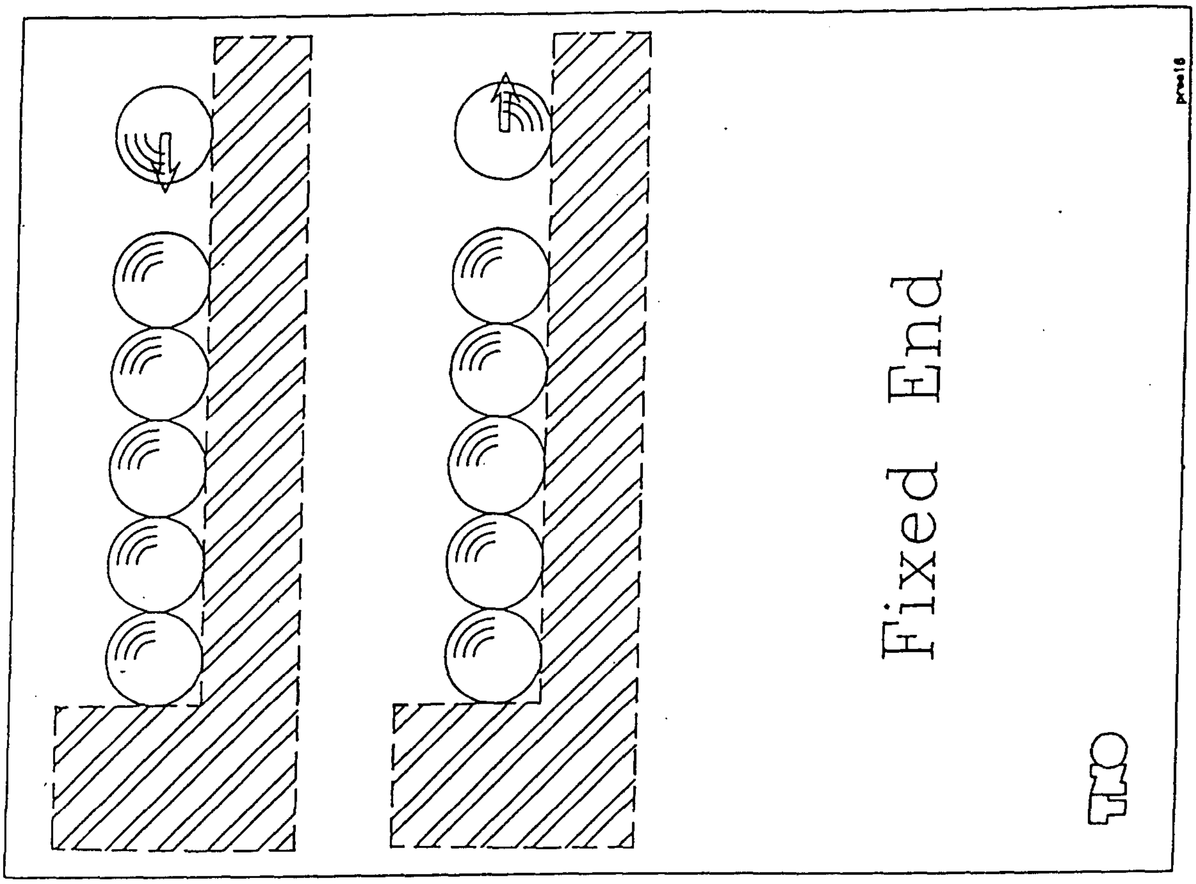


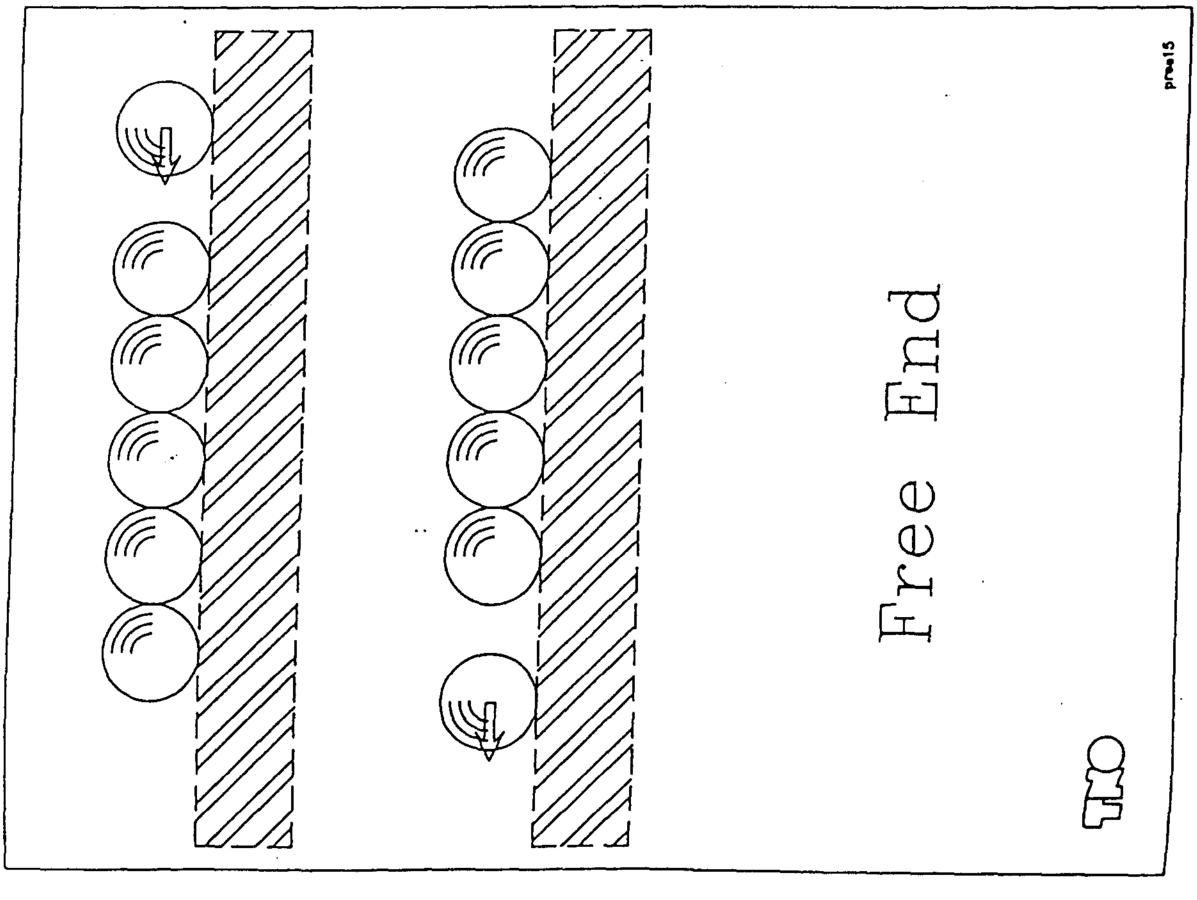
図－７根固めの無い杭の１日経過した
時点でのＩＴ試験結果

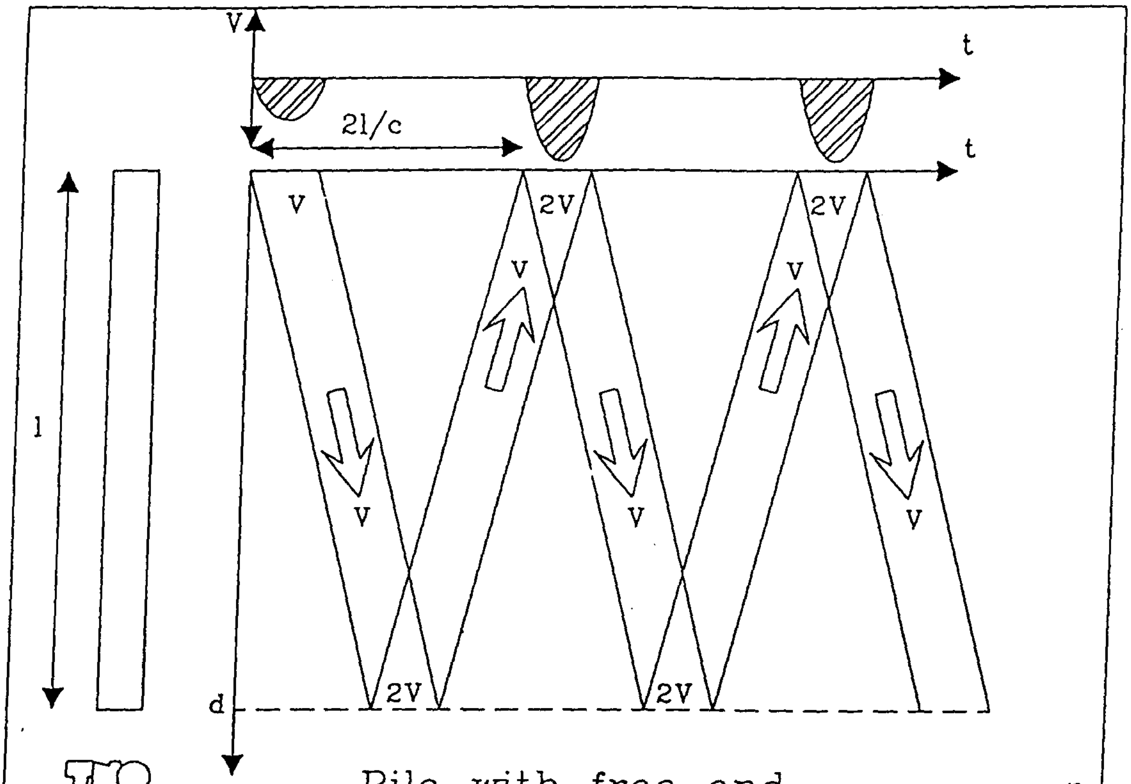
6．まとめ

本報告に示した手法により根固め工法による杭の根固め部分の施工管理を行えることが確認できた。

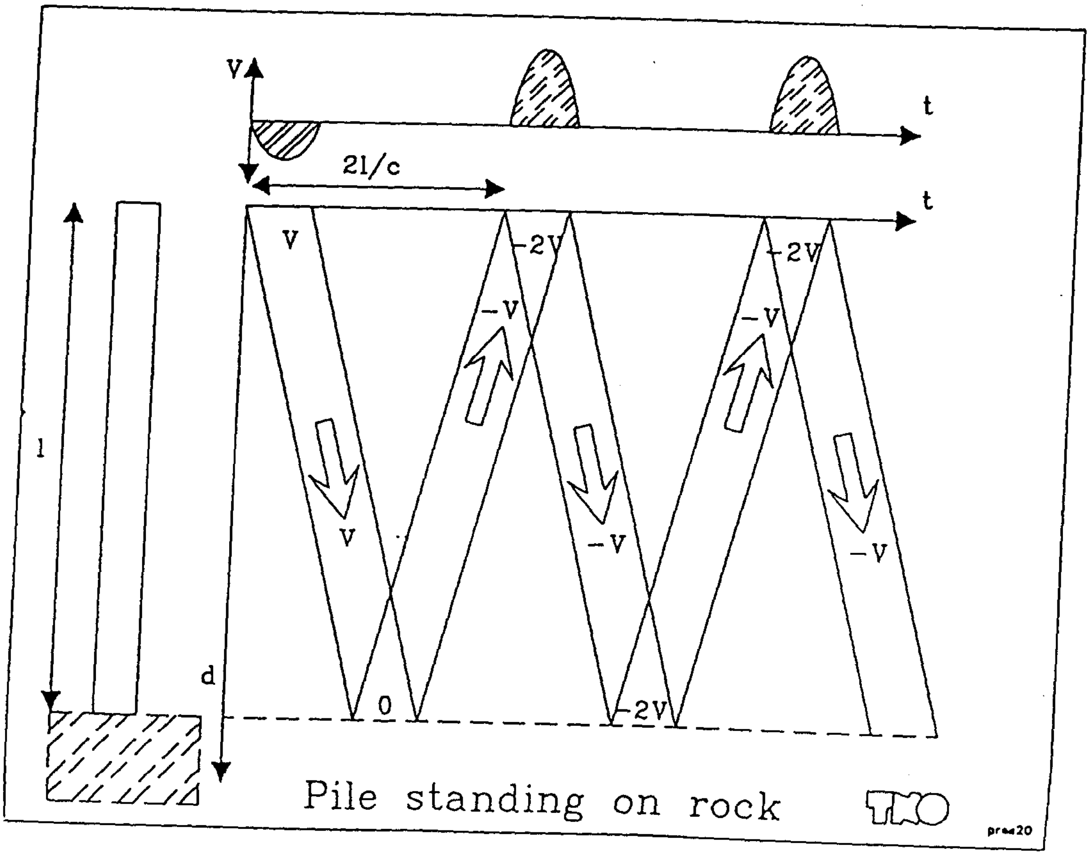
また、従来困難とされていた長尺杭へのＩＴ試験の適用も、計測システムを改良することである程度可能なことがわかった。今後、この種の実測データの蓄積を重ねる一方、場所打ち杭への適用性についても検討していきたいと考えている。


Fixed End

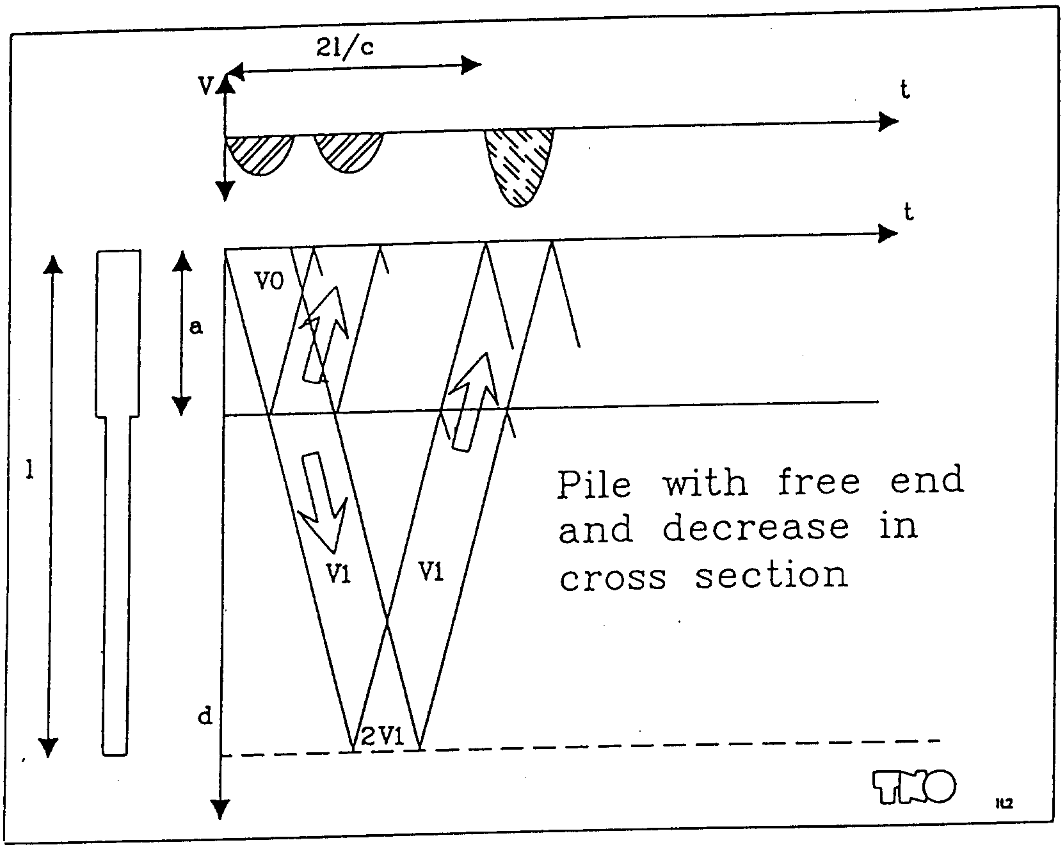

Free End

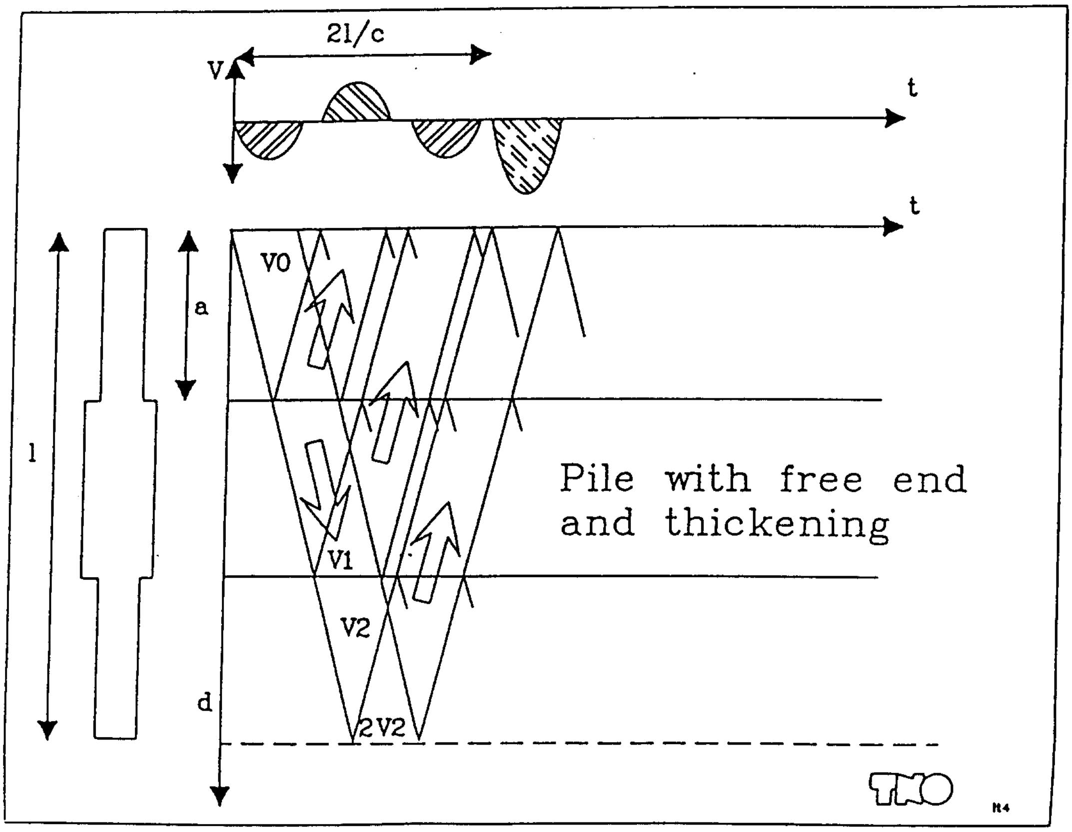


Pile with free end



Pile standing on rock

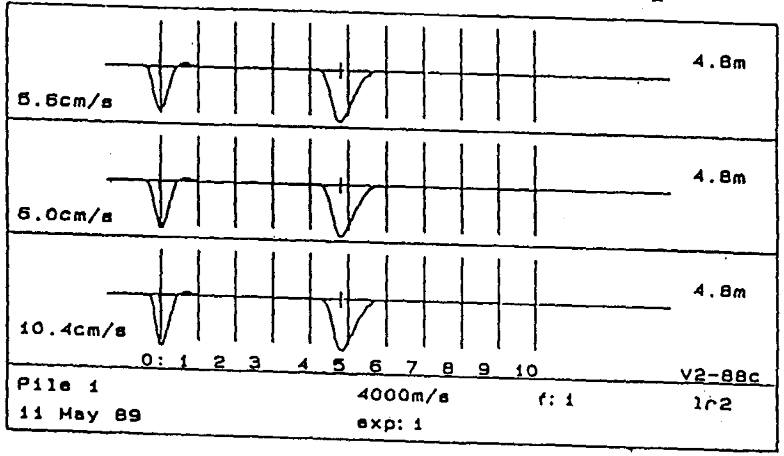

2l/c
V
t
t
V0
a
l
V1
V1
d
2V1
Pile with free end and decrease in cross section
TNO


2l/c
V
t
t
V0
a
l
V1
V2
d
2V2
Pile with free end and thickening
TNO

Demonstration on Model Piles

PHINTR07

Demonstration on model piles



Normal pile, free end.

it101

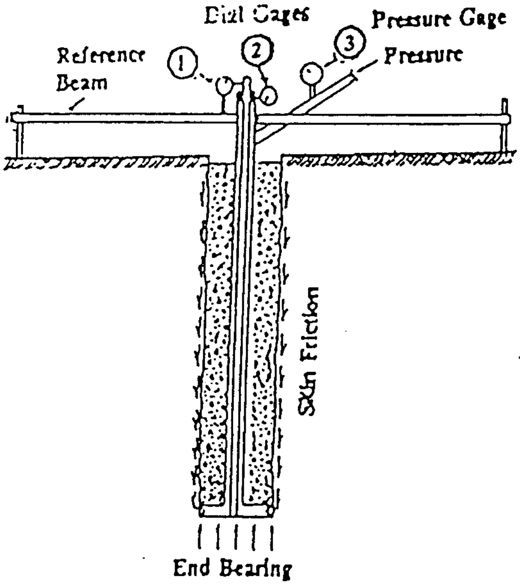


Figure 7 - Drilled shaft test arrangement

EXPERIMENTAL TEST SHAFT

To test the device under actual field conditions, a 1.2 m (4 ft) diameter cell was constructed in the Case International shop and tested in their equipment yard near Chicago, Illinois. A nominal 1.2 m hole was drilled. The soil was a stiff yellow brown silty clay with an unconfined compressive strength of just under 3 kg./sq cm (3 tons/sq. ft.). Since the soil at the bottom had a lower strength (about 1.7 kg./sq.cm, calculations showed the shaft would fail in end bearing. Since it was desired to have it fail in side friction, the bottom of the hole was enlarged by a small bell to 1.9 m.(74 in). Concrete was poured in the bell and the cell was placed on top. 3 m. (10 ft.) of concrete was then poured over the device. After curing the concrete for one week it was tested. It took only two hours to set up the test equipment and less than 3 hours to make the test for the first cycle of loading and 2 hours for the second cycle, with a waiting period of 2 hours between cycles.

Figure 8 indicates the load-deflection curves for the upward movement of the shaft and the downward movement of the bottom. On the first cycle, the movements shown at various loads indicate the creep which occurred for waiting periods under constant load of up to 45 minutes. It is interesting to note that using the average test strehgth of . 2.9 kg./sq. cm (2.9 tons /sq. ft.), and an α factor of 0.4 (ratio of adhesion to cohesion for soil and concrete), the ultimate calculated capacity in side friction for a 1.2 m. (50 in) shaft 3 m. (10 ft) long is 68 tons (75 tons U.S.). From the two cycles of test curves, the estimated ultimate load is about 80 tons (90 tons U.S.). If the weight of the concrete above the cell is subtracted, the ultimate load is 71 tons (80 tons U.S.). This is in reasonable agreement with theory. Failure in side friction occurred in the first load cycle at about 15 mm (0.6 in) upward movement, indicating as before on the driven piles in soft clay, that it takes only small movement to mobilize the side friction. At the maximum downward load of 80 tons (90 tons U.S.), only 5 mm (0.2 in) movement occurred, indicating the shaft was far below the failure load (theoretical failure load was 420 tons (460 tons U.S.).

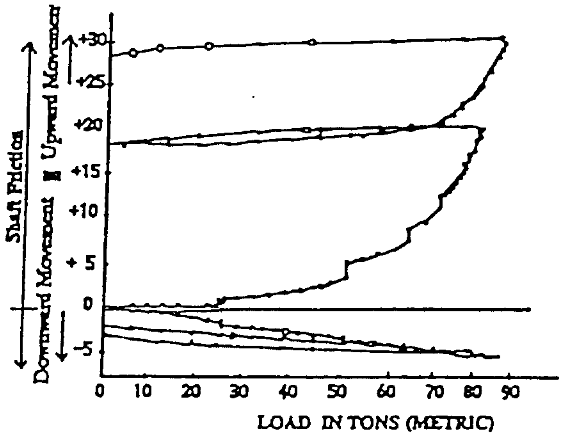


Figure 8 - Upward and downward load-deflection curves for test shaft

LARGE TEST NOW IN PROGRESS

The Florida Department of Transportation and the Federal Highway Administration is sponsoring a large scale test in conjunction with the construction of a bridge over water at Port Orange, Florida. A 900 mm (36 in) test shaft has been constructed using the new device placed at the bottom. The device has been calibrated and tested for total loads up to 1100 tons (1200 tons U.S.). The hole was drilled over water and kept filled with water at all times. A steel casing was driven by a vibratory hammer to the sandy limestone at about 27m. (90 ft) below the bottom of the water. A hole 3 m (10 ft) was drilled into the limestone. The load cell was welded to the bottom of the reinforcing bar cage and lowered to the bottom. The space underneath the cell was grouted through the center inside pipe and the test shaft filled with tremie pumped concrete. One week after this is being written, the drilled pier will be tested. It is expected that in this case failure will be in end bearing. It is then planned to set a very large reaction frame on 4

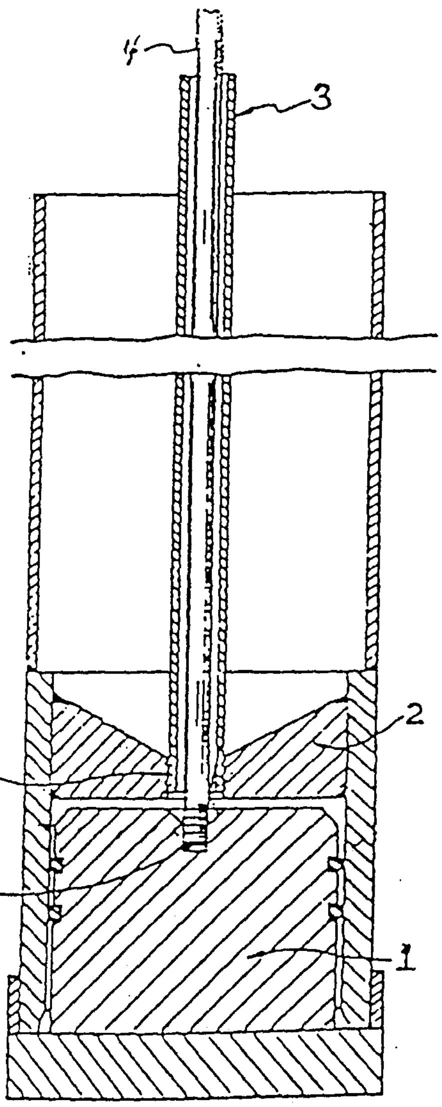


Figure 1. Load Testing Device for Driven Piles

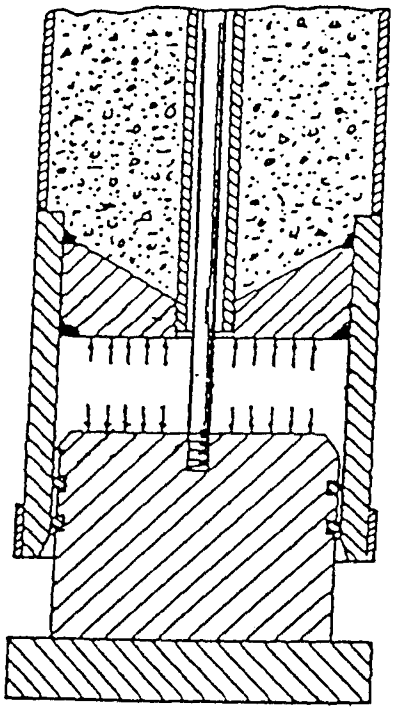


Figure 2. Load Cell Driven and partially extended

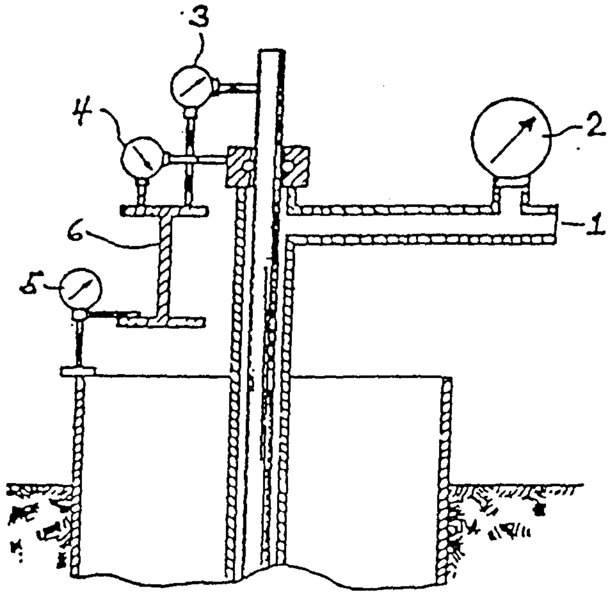


Figure 3. Test Arrangement at top of pile

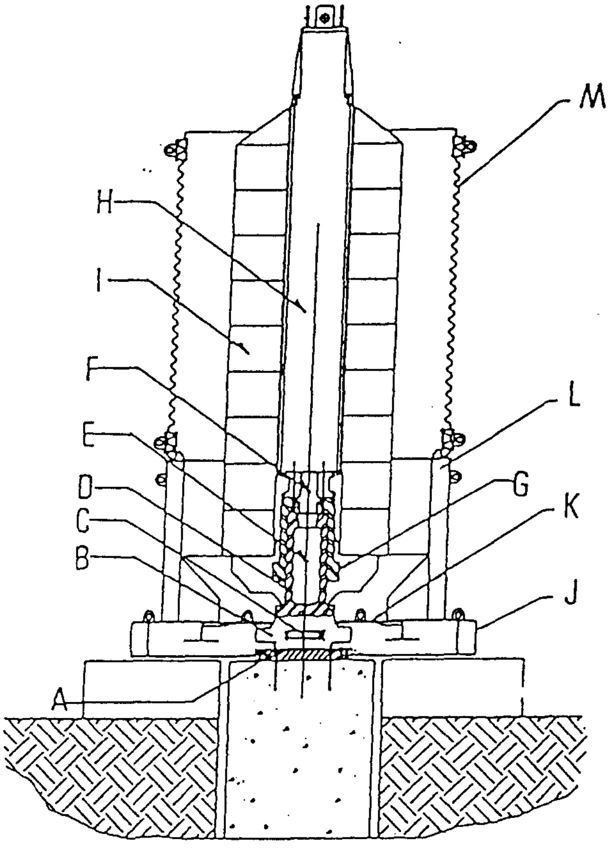
and its stem resting on the reference beam measures the upward movement of the bottom of the pile. Thus, as pressure is applied and the force increases, an upward force-defelctiton curve and a downward force-deflection curve can be plotted from the measurements. Eventually failure will occur either in friction between the pipe and the soil or by bearing failure at the bottom of the pile. Since at all times the upward force is equal to the downward force, the failure force for a downward load applied to the top of the pile (conventional loading test) is at least twice the failure force measured by the device (allowing for the weight of the pile). Therefore if the pile is tested to failure with the device, and the same force is applied as a working load to the top of the pile, the pile will have a factor of safety of 2+ against failure. If the pipe is not filled with concrete, then a third dial (5) can be attached to the reference beam to measure the movement of the top of the pile The difference between the readings of movements of the top and bottom of the pile will be the elastic compression of the pile due to the frictional forces along the pile. By knowing Young's modulus for the steel, the distribution of the frictional forces along the pile due to the upward applied load can be estimated.

資料 4

ＳＴＮはBerminnguhamm CorpとｵﾗﾝﾀﾞTNO の共同開発による、杭の載荷試験装置で、反力体を杭頭から上方に発射させ、その反力を杭の載荷荷重として利用する方法である。 載荷時間が動的載荷試験に比べ数十倍の時間をかけ荷重を線形状に増加させることができ、静的試験に近い結果が得られる。 システムは、載荷装置と、載荷荷重と杭頭変位及び伝達荷重の速度を計測する計測システムから構成されている。 計測結果は、荷重ー沈下カーブ、速度ー時間カーブで、即座に得ることができる。

a) ＳＴＮ試験機器構成（ 図ー２参照）

[載荷装置]



システム名称

A:ベース・プレート
B:ピストン・ベース
C:ロードセル／レーザ・センサー
D:ピストン・シリンダー
E:燃焼室
F:コーン・ベント
G:プラットフォーム
H:サイレンサー
I:反力マス
J:砂利コンテナ・ベース
K:砂利落下防止プレート
L:下部砂利コンテナ
M:上部砂利コンテナ

図ー２

[計測装置] ： ＴＮＯ／ＦＰＤＳー３システム

b) 材 料

- 急速燃焼固形燃料 (UN Class 1.4G)... 約4.4 Kg
- アンカー・セメント(POR-ROCK)
- 砂利 (粒径 :25～30mm、細粒分の少ない物) 約17m³

３．２　ＳＴＮ結果とＳＬＴ結果の比較

ＳＴＮ載荷試験は、静的載荷試験（ＳＬＴ）の約３週間後に実施された。比較のために、ＳＴＮ試験結果（Test #1 と Test #2）は静的な押込み試験および引抜き試験結果と合わせて図６に示されている。これらの試験は全て、同一の直径30in.(762mm）の場所打ち杭に対して行われた。図６からわかるように、ＳＴＮ載荷試験（Test #1）と約800tfまでの静的押込み試験での荷重－変位関係は非常に一致している。両者の荷重－沈下曲線の除荷曲線（rebound portions）も、本質的には似ている。

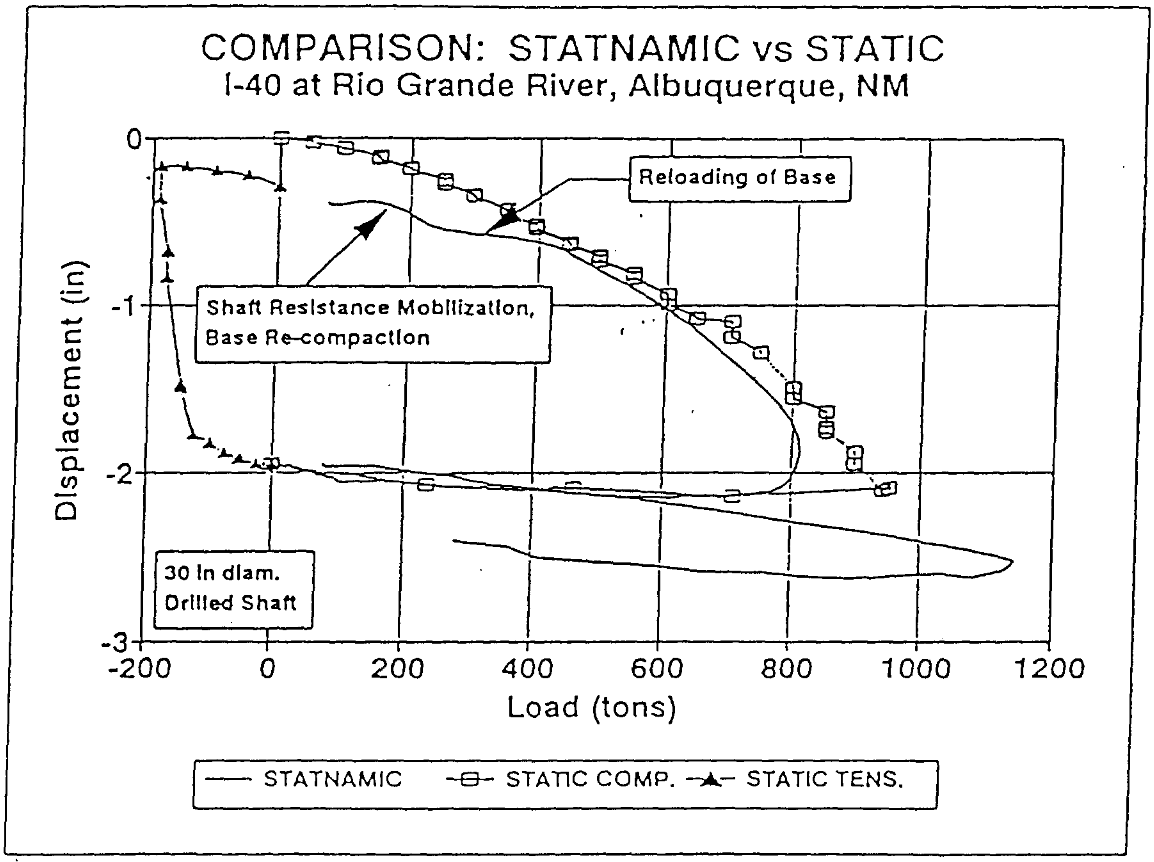


Figure 6.

図６に示された最初のＳＴＮ載荷試験結果は、以下のように解釈できる。

１．載荷曲線の初期部分は周面摩擦の動員と杭先端地盤の砂の再圧縮(recompaction)を示している（引抜き試験のshaft upliftによって先端地盤が緩んでいた）。ＳＴＮ荷重200tfにおける沈下の急増(break)は引抜き試験において測定された摩擦力に対応している。また、土質力学的方法(soil meachanics methods)から計算された近似的な値とも一致している。

（訳者注　：どのような土質力学的方法で計算したかは不明）

The Pseudo Static Pile Load Tester is a piece of equipment to test load a pile in a way between that of a Static Load Test and a Dynamic Load Test. It is a fast method to define the safe bearing capacity for foundation piles, both prefabricated and driven, and installed in-situ. In short, the Pseudo Static Pile Load Tester combines the positive aspects of both testing methods, the static and dynamic.

The advantages of testing foundation piles by the Pseudo Static Pile Load Tester are:

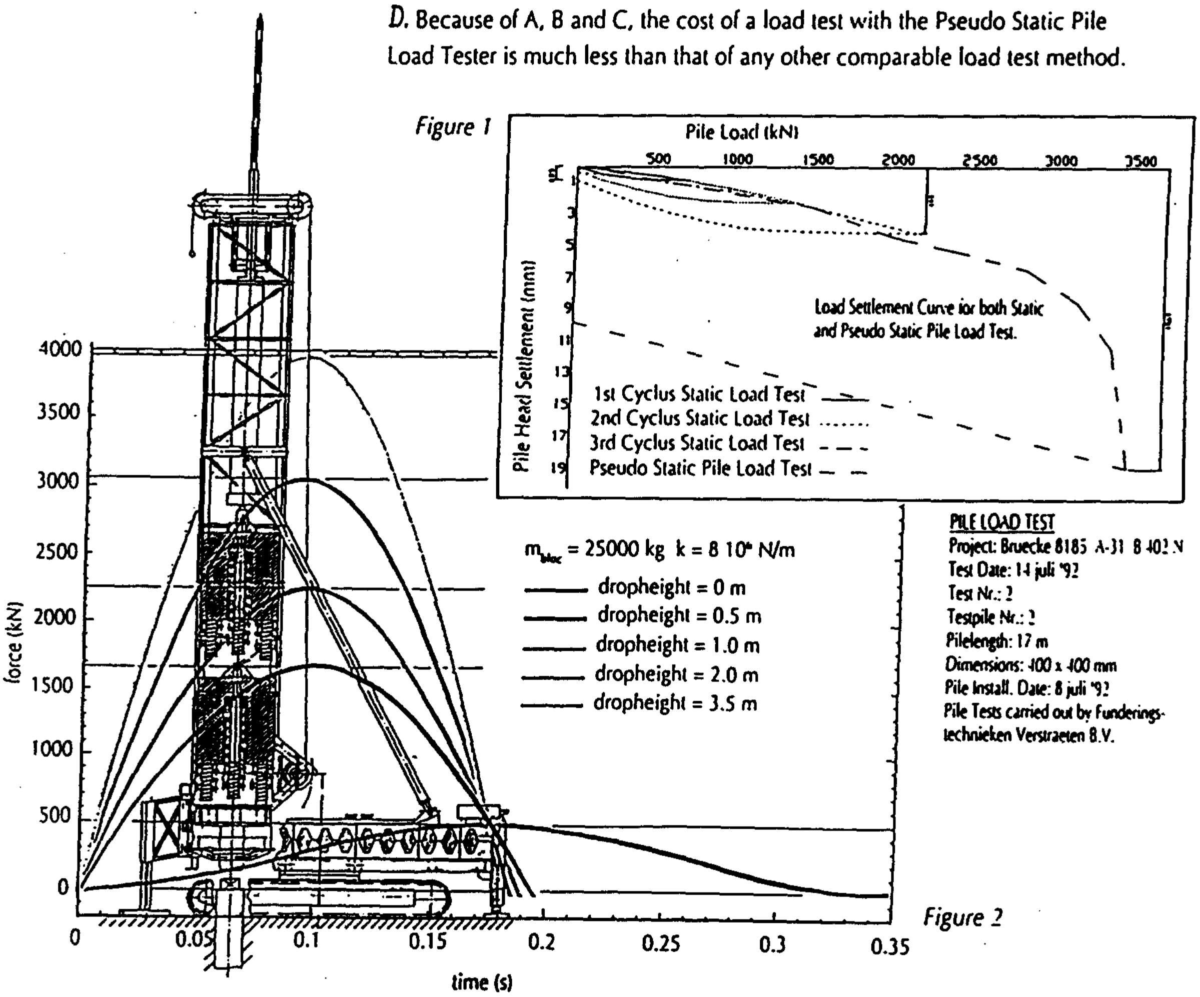
A. It generates the load-settlement curve of the pile by direct measurements. This load-settlement curve is similar to that obtained from a Static Load Test (see Figure 1).

B. The time required to perform a load test with this machine is so short that up to 10 piles per day can be tested.

C. Preparations on the pile head are minimal.

D. Because of A, B and C, the cost of a load test with the Pseudo Static Pile Load Tester is much less than that of any other comparable load test method.

Figure 1



PILE LOAD TEST
Project: Bruecke 8185 A-31 8 402 N
Test Date: 14 juli '92
Test Nr.: 2
Testpile Nr.: 2
Pilelength: 17 m
Dimensions: 400 x 400 mm
Pile Install. Date: 8 juli '92
Pile Tests carried out by Funderingstechnieken Verstraeten B.V.

Figure 2