



土 木 研 究 所 資 料
第 8 4 9 号

大きな変形を受ける場所打ちコンクリート
ぐいの挙動について

昭和 4 8 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

まえがき

くいの施工は比較的簡単に行ないうることから、構造物の基礎として数多くの現場で採用されている。現在主として用いられているくいにしても、鋼管くい、プレストレストコンクリートくい、既製鉄筋コンクリートくいと種類が多く、この他にもいろいろなものが用いられている。

これらのくいはくい体の性状がそれぞれ異なっていることから、地盤中に打設されても、地盤の性質の他にくい体の影響が加わり、くいの種別によって違う性状を示すはずである。特に、くいの耐力には大きな影響を与えるので、地盤強度とくいの耐力との関係を調べることは大きな意義がある。

そこで、静岡国道工事事務所と協同で、場所打ちくいが施工される現場を利用し、場所打ちくいの耐力と地盤の性状の関係を明らかにするために載荷試験を実施した。試験を行なった所は非常にゆるい地盤の箇所で、新幹線と併行して新たにバイパスを建設する現場であり、試験用のくいを別に施工して試験を行なったものである。

試験により明らかにしようと考えた点は、設計に用いた地盤定数の確かめ、くいの水平耐力の検討、くい体のひびわれを考慮した挙動の取扱いである。これとは別に、現場の状況より判断して、施工にともなう地盤の変化を明確にするために、施工前と施工後にボーリングを行なって室内試験により比較した。さらに、軟弱地盤の性状を検討するために、現位置試験を実施した。

これらの試験より

- (1) くいの設計に用いた諸定数は十分に満足されるものであること。
- (2) くいの水平耐力は設計に対して十分であること。
- (3) くいの水平耐力と地盤、変位間の関係を明らかにすることができたこと。
- (4) 施工時の重機械の影響を明らかにすることができたこと。
- (5) 軟弱地盤に対する地盤調査の一方法を提案したこと。

の5点について結論を得ることができた。

試験は昭和47年5～7月にわたって行ない、現場のくいの準備、試験設備などの工事、ボーリングなどの現場作業は静岡国道工事事務所が担当し、載荷試験の実施、室内土質試験、測定結果の整理、まとめなどの作業は土木研究所基礎研究室が受けもった。

試験に当たっての担当者は次の通りである。

静岡国道工事事務所

萩原 浩
黒川 貞男
上田 治
後藤 尚純
吉岡 良一
大石 憲司郎

土木研究所

浅間 達雄
足立 義雄
山川 朝生
和泉 孝位
亀甲 勝信
松岡 啓治

足 立 八 三
望 月 只 夫
中 島 豊 重
山 下 照 司

大 槻 省 吾
島 崎 一 男

なお、この他に本試験の計画に当っては、静岡国道工事事務所の下川浩資前所長、鈴木敏夫前課長が御協力下さった。

以下に、個々の内容について詳細に報告する。

昭和48年5月

基礎研究室

駒 田 敬 一
足 立 義 雄
山 川 朝 生

大きな変形を受ける場所打ちコンクリート ぐいの挙動について

目 次

1. 試験の概要	1
2. 地盤調査	4
3. 載荷試験方法	18
4. 載荷試験結果	26
5. 試験結果の考察	34
6. 結 論	48
付 録	49

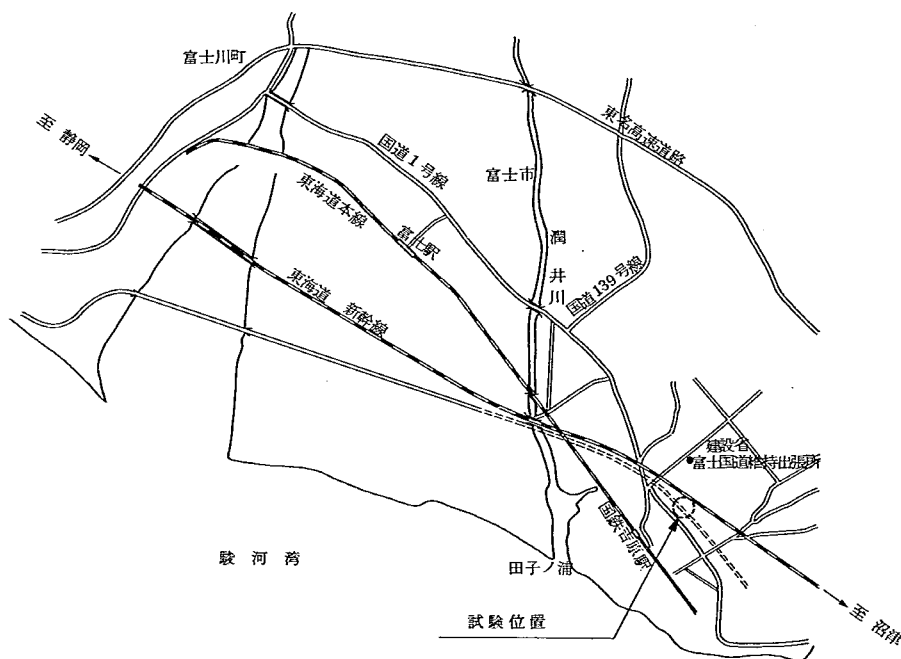
1. 試験の概要

1.1 試験目的

本試験は、場所打ちコンクリートぐいの変形と水平耐力の関係、特に極限近くまで载荷して大変形を与えた時の地盤反力と、ぐい耐力の関係把握することを目的とした。

1.2 試験の実施場所

実施場所は、静岡国道工事々務所による富士一由比バイパス、依田橋高架橋工事現場内であり、基礎ぐい施工と平行して、P54、P55、両橋脚位置のほぼ中央に試験ぐい（ベントぐい）を施工した。図－1に試験実施場所の位置図を示す。



図－1 試験実施場所の位置図

1.3 橋梁の概要

依田橋地区の高架橋は、主として支間9 mの3径間連続中空床版橋よりなっており、基礎は砂礫層に支持された長さ約25 mのベントぐいである。一橋脚中のぐい本数は固定支承部で5本、可動支承部で4本であり、図－2に固定支承橋脚の例を示す。

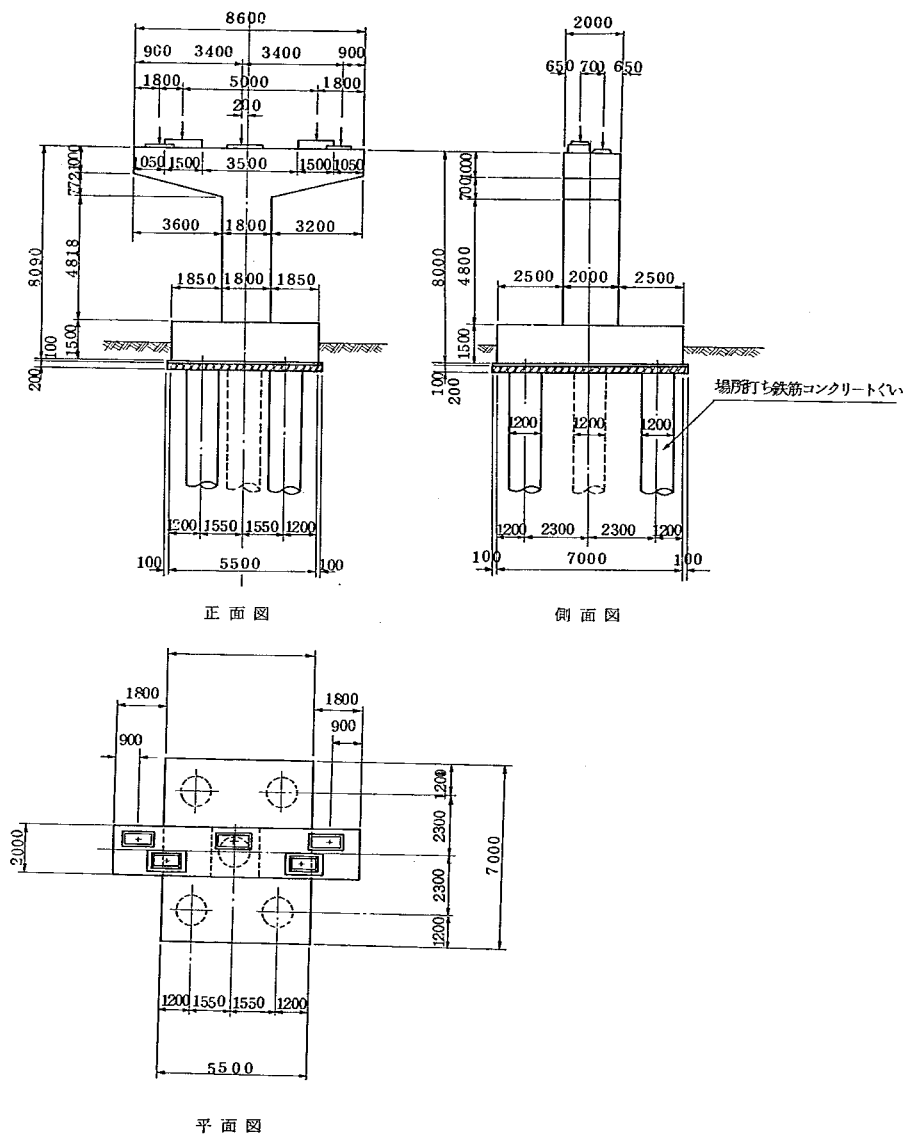


図-2 下部工一般図

1.4 地盤条件

調査地域は浮島が原の西端に位置し、その地質は、表層部10～15mは泥炭層ないし有機質シルト、粘土等の粘性土が広がり、その下部に砂礫層及び海成砂層とシルト層の互層、ついで海底砂層が厚く推積している。基盤は、愛鷹山麓をつくる凝灰角礫岩で、その上部に富士基底溶岩がのる。

1.5 試験方法

傾斜計とひずみゲージをあらかじめ埋設した試験用ベントぐい（直径1.2m、長さ25.5m）に対し、近接する基礎工フーチングを反力にとってセンターホールジャッキで水平載荷を行なった。ぐいの終局耐力と地盤強度の関係を調べるため、従来の載荷試験に比べて大きな変位量を与えられるようにジャッキ容量と取付金具を選定し、最終的には水平荷重80ton、地表面変位約15cmまで載荷した。

2. 地盤調査

2.1 ボーリング調査

くいの横方向の抵抗に影響を及ぼすと考えられる表層部（深さ1.5 m程度）の地質と N 値を調べるため、載荷試験位置付近でボーリング調査を行なった結果を土質柱状図にして図-3に示す。ボーリング位置および後に述べるサンプリングならびに原位置試験の位置関係は一括して図-4に示す。

一方、原位置試験値との対比およびくい施工前後の土質性状の変化を調べるためにサンプリング試料を使って一軸圧縮試験を行なった。サンプリング箇所は試験ぐいに近接した位置に、施工前後それぞれ1ヶ所ずつ選び、固定式ピストンサンプラーを使って、くい施工前は4.3 m、くい施工後は3.3 mの深さまで連続的にサンプリングした。ここでくい施工前とは原地盤そのままの状態をさし、くい施工後とは、高架橋基礎ぐいおよび試験ぐいを施工するために厚さ60 cmの盛土およびその上の施工

用重機による載荷重が作用した後の状態を意味している。図-3に示した N 値および以下に述べる各種サウンディング試験値はいずれもくい施工前における値である。

くい施工前と施工後の試料に対する一軸圧縮試験結果をまとめて、一軸圧縮強度 Q_u と深さの関係を図-5、 $\sigma = \frac{Q_u}{2}$ 時の割線変形係数(E_{50})と深さの関係を図-6、 $Q_u/2$ 時のひずみと深さの関係を図-7、 Q_u 時のひずみと深さの関係を図-8、および E_{50} と Q_u の関係を図-9に示す。さらに、図-10はくい施工前後の土の圧縮特性の比較のために、代表的な3箇所を選んで、ほぼ同じ深さでサンプリングされた試料についてそれぞれの載荷試験曲線を同一グラフ上に描いたものである。図-5～図-10から次の諸点が明らかになる。

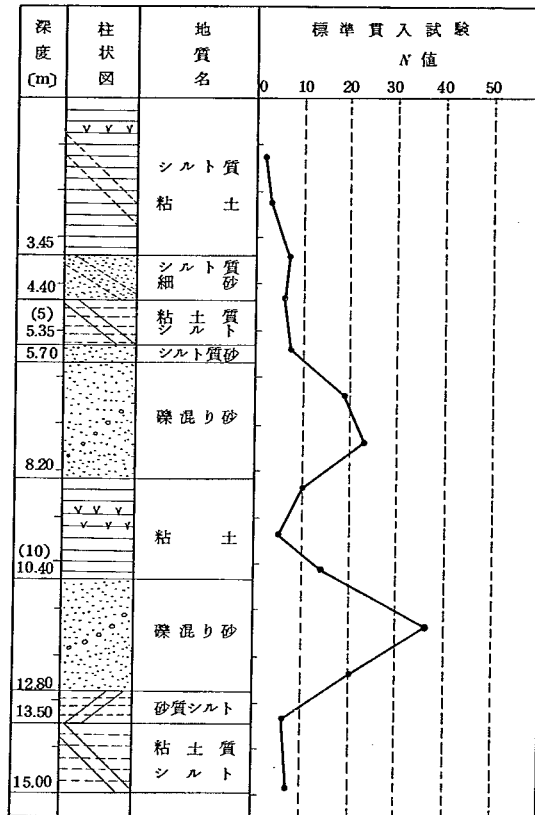


図-3 土質柱状図

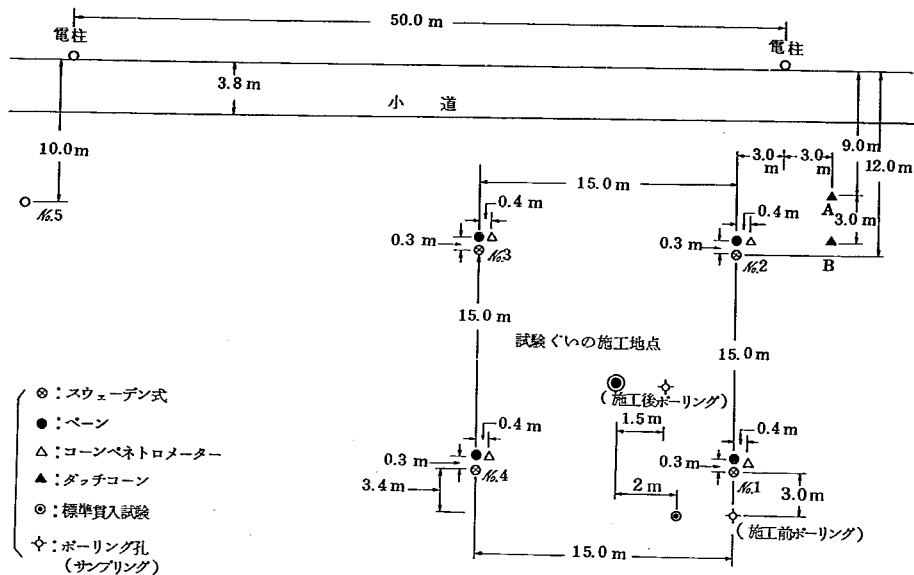


図-4 調査地点詳細図

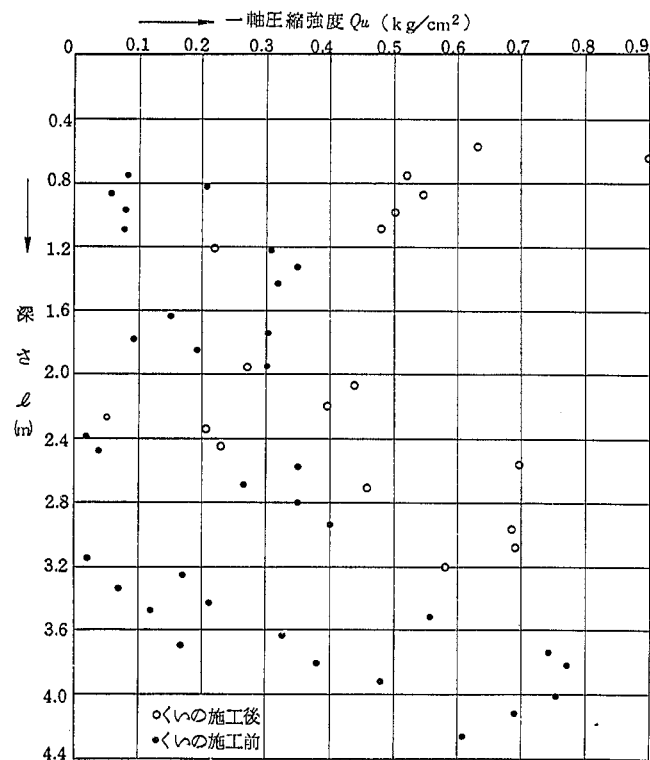


図-5 一軸圧縮強度と深さとの関係

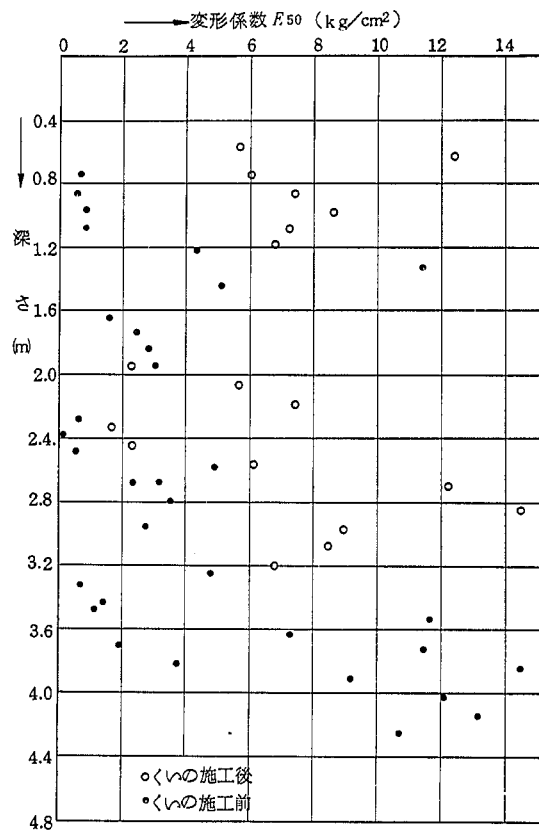


図-6 変形係数と深さとの関係

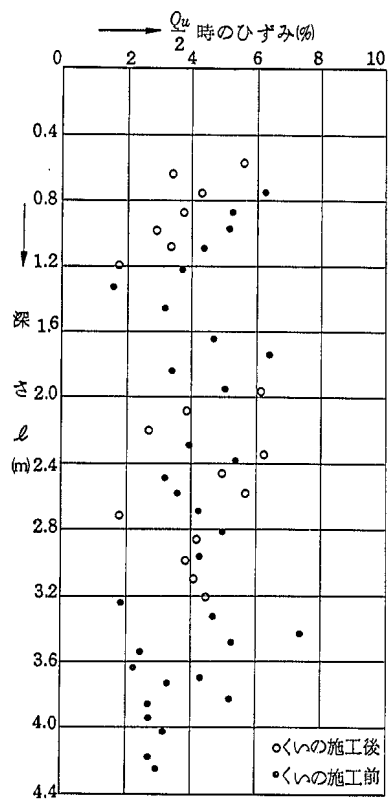


図-7 $Q_u/2$ 時のひずみと深さの関係

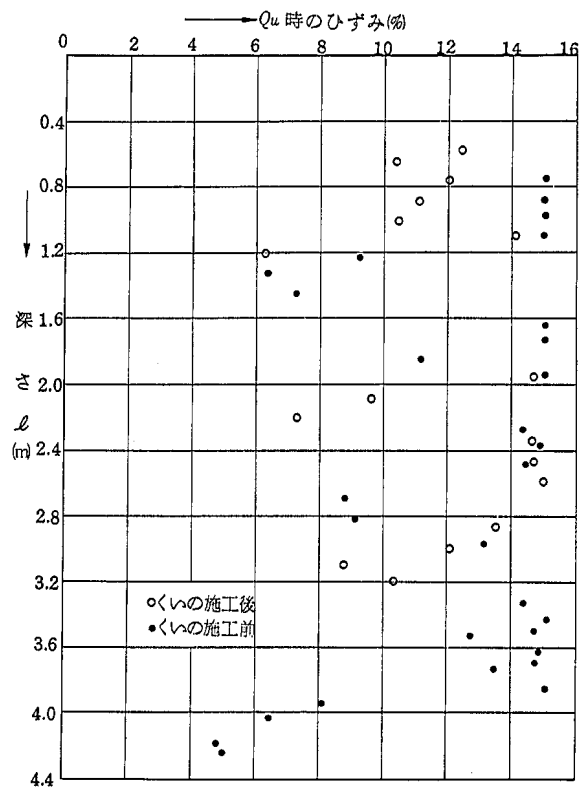
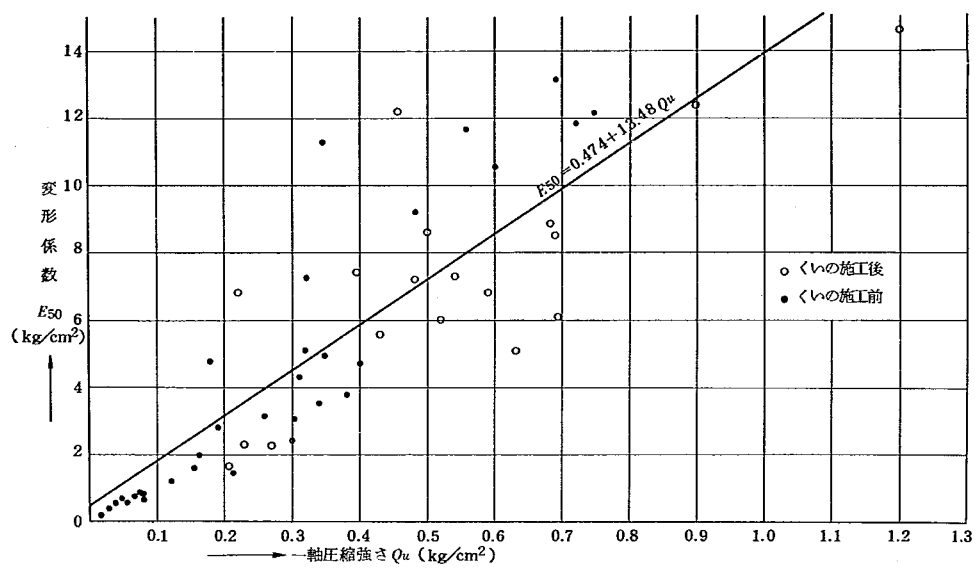


図-8 Q_u 時のひずみと深さとの関係



図－9 変形係数 E_{50} と一軸圧縮強さ Q_u の関係

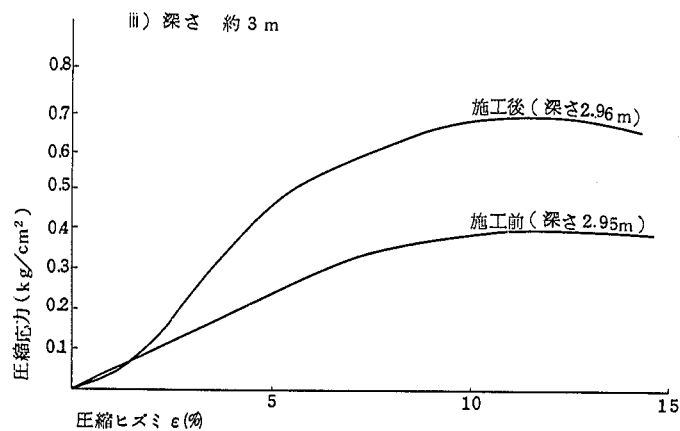
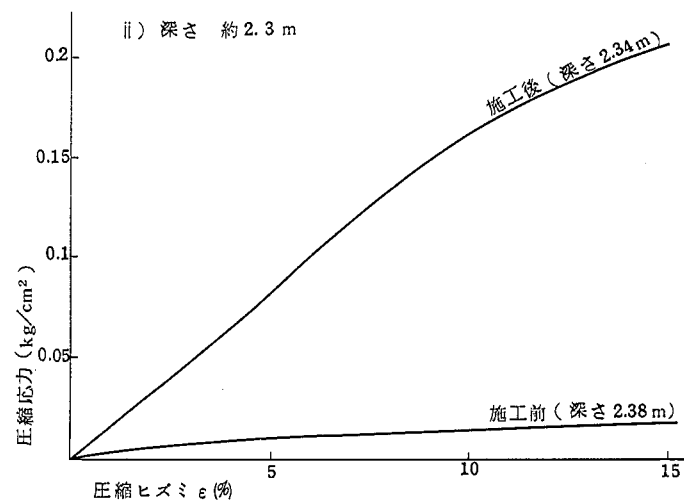
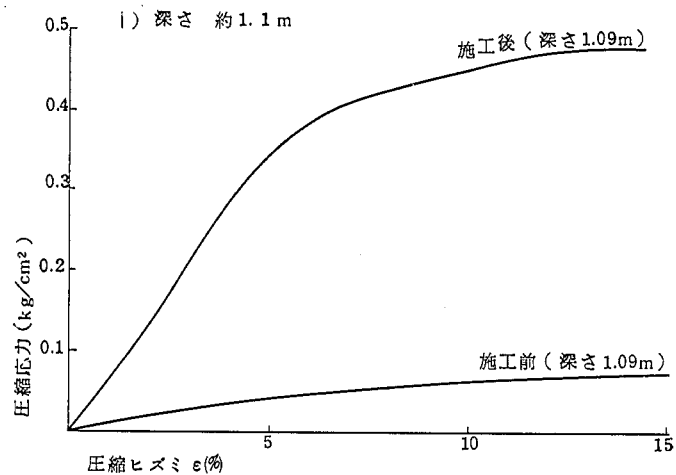


図-10 くい施工前後の土の圧縮特性比較

i) 施工時の載荷重により表層部は圧密され、せん断強度が著しく増大する。施工後の地表面付近の一軸圧縮強度は 0.7 kg/cm^2 程度にまで達しており、圧密によって影響を受けている深さは約 2 m である。

ii) $\frac{Q_u}{2}$ 時のひずみは深度、圧密の有無によらずほぼ一定であり、約 4% である。

iii) 従って、変形係数 E_{50} は Q_u と比例関係にある。

くい施工後の強度増加は載荷重による圧密の影響と考え、しかも、サンプリング時にはほぼ圧密が完了していたと仮定すると、載荷重による地中鉛直応力分布から強度増加が推定できる。ところで、当工事現場において、基礎ぐいおよび試験ぐい施工に際し使用した主な重機は次の通りである。

アースドリル (加藤 20THC)	1 台
クローラクレーン	1 台
ブルドーザー (D6), (D30P)	各 1 台
ダンプトラック (8 t 車)	8 台

これらによる接地圧は平均的には $0.6 \sim 0.7 \text{ kg/cm}^2$ 程度と考えられる。今、重機による接地圧を 0.7 kg/cm^2 、接地面積を 4 m^2 と単純化してブーネスクの式から地中の増加応力を計算し、これに盛土 (厚さ 60 cm , 単位重量 1.8 g/cm^3) による圧力 0.1 kg/cm^2 を加え合わせると、載荷重による増加応力は図-11 に点線で示すような分布になり、同図に矢印で示した施工後の一軸圧縮強度の増加およびその影響範囲を傾向的に説明し得る。このように、軟弱地盤においては施工用重機の作用による圧密が、表層部の強度増加に大きな影響を及ぼす。

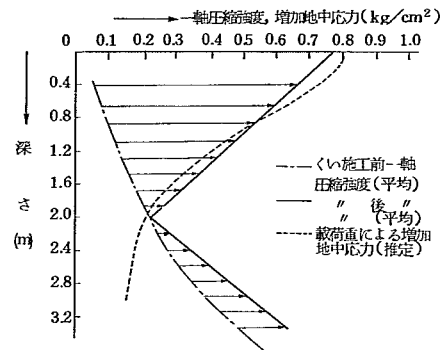


図-1 1 載荷重による地中応力の増加
と一軸圧縮強度変化の関係

2.2. スウェーデン式サウンディング試験

現在のところ、くいの横方向 K 値の推定に

際しては N 値に頼っている傾向が強く、各種原位置試験や力学試験はあまり生かされていない。今回の載荷試験にあたっては、各種原位置試験の相互比較および、横方向 K 値との対比を行なうのを目的として、図-4 に示す位置でスウェーデン式サウンディング試験を 4 ケ所、コーンペネトrometer 試験を 4 ケ所、オランダ式コーン (ダッチコーン) 試験を 2 ケ所、ベーン試験を 5 ケ所で実施した。

最初に、スウェーデン式サウンディングについて

$\#1 \sim 4$ の地点で行なった試験結果をまとめて図-12 に示す。試験結果の整理にあたっては、荷重は W_{sw} 、回転貫入の場合の地盤抵抗は貫入量 1 m あたりの半回転数に換算して N_{sw} の記号で表

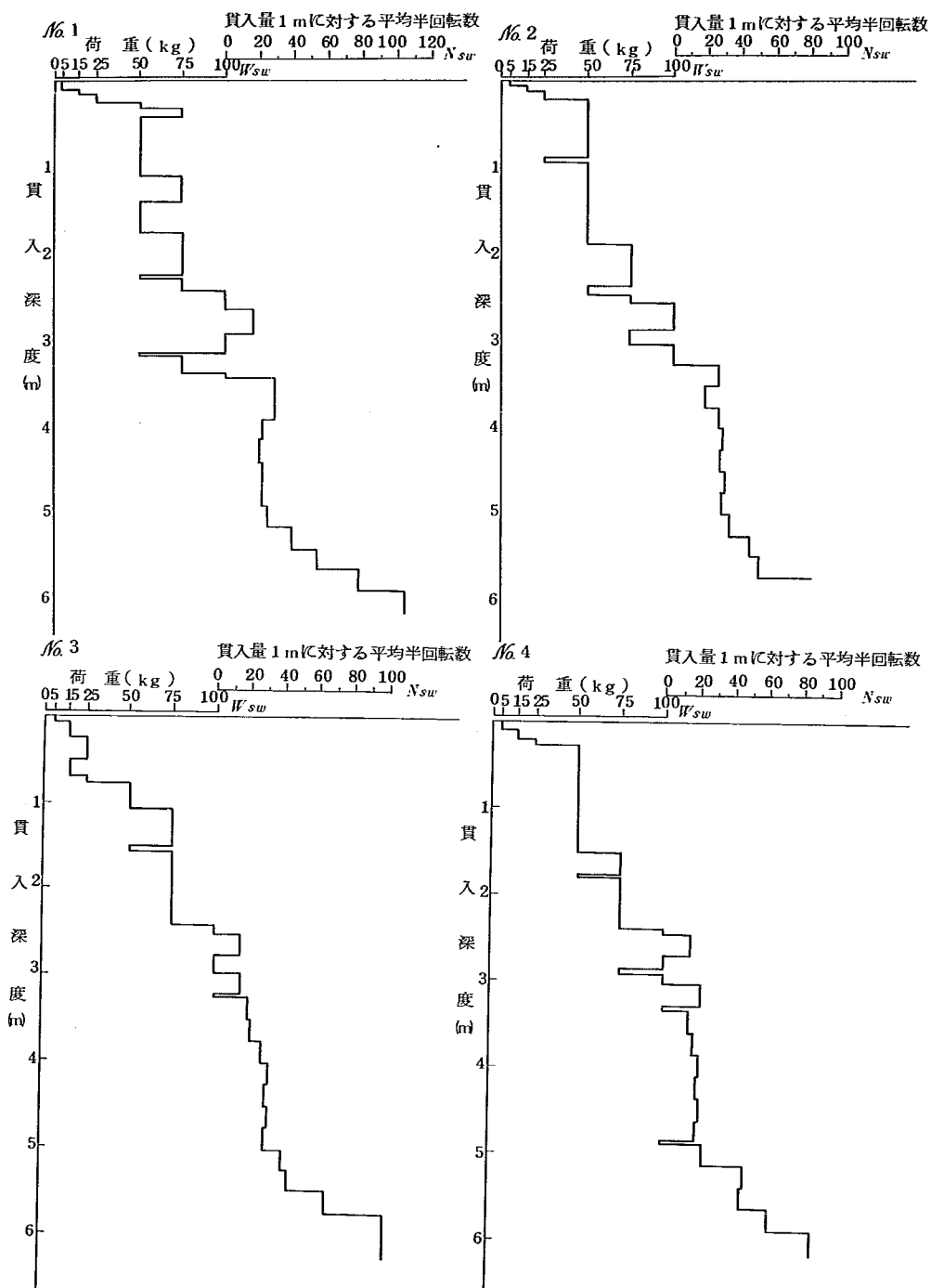


図-1 2 スウェーデン式サウンディング試験結果

わす。図-12から判断されるように、深さ3mあたりまでは徐々に抵抗が増大するが3m～5.5mの範囲は $W_{sw}=1000\text{ kg}$ 、 $N_{sw}=20$ とほぼ一定値を示し、それより深くなると急激に抵抗が増す。これを図-3の土質柱状図と対比させると深さ3m以近でシルト質粘土から砂を含む層に変化し、5.5m程度より深くなると礫混りとなって、貫入抵抗の変化と対応している。

ところで、これまでに実施された比較実験の結果から、一軸圧縮強度 Q_u (kg/cm^2)とスウェーデン式サウンディングによる貫入抵抗(W_{sw} (kg), N_{sw} (回))との間には一般に次の関係があると言われている。

$$Q_u = 0.0045 W_{sw} + 0.0075 N_{sw}$$

土質調査法(土質工学会編)

今回の試験結果を上式にあてはめ、2.1で述べた一軸圧縮試験結果と比較すると、図-17に示すようになり、当該地盤では、上式からの換算値はサンプリング試料による一軸圧縮試験値より若干大きな値を与えるようである。

2.3 コーンペネトロメーター試験

二重管式のポータブルコーンペネトロメーターを用い、人力によって約1 cm/secの貫入速度で静的に連続圧入し、貫入抵抗を深さ10 cmごとに測定した。このようにして求めた貫入抵抗をコーン底面積で割った値をコーン支持力 Q_c (kg/cm^2)と呼び、図-13に測定結果を示す。図より、地表面下2 m付近までコーン支持力は深さとともにゆるやかに増大しており、この範囲はほぼ同一性状の粘土層であることが推定される。コーン支持力 Q_c は粘性土のせん断強さと密接な関係があり、これまでに洪積粘土と沖積粘土について実施された試験結果によると、一軸圧縮強度 Q_u との間には、ほぼ次の関係が成りたつと言われている。

$$Q_c = 5 Q_u$$

土質調査法(土質工学会編)

この関係を今回の試験結果に当てはめると図-9に示したように、スウェーデン式の場合と同じくコーン支持力から換算した Q_u 値の方が一軸圧縮試験結果より大きくなる傾向にある。

2.4 オランダ式コーン(ダッチコーン)試験

最大圧力2 tonのダッチコーンを約1 cm/secの速度で貫入し、25 cmの測定間隔で抵抗値を測定した。測定の操作はつぎのとおりである。

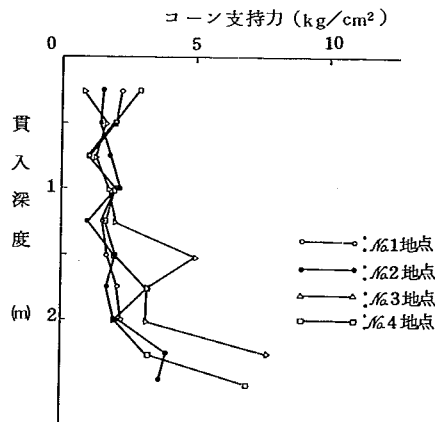


図-13 コーンペネトロメーター試験結果

- (1) 外管を押し込み、先端を測定深さまで貫入する。
- (2) その位置で内管を圧入し、マントルコーンだけを5 cm 貫入したときにコーン支持力 Q_c を求めるための貫入抵抗値を読みとる。

図-14に試験結果を示す。一般に、ダッチコーンによる抵抗値はマントル部の摩擦抵抗が加わるために単純コーンの場合よりも大きくなるのが普通であるが、今回の試験結果では、ダッチコーンによる抵抗値の方がコーンペネトロメーターの場合より小さく、しかもばらつきが大きい。これは該当地盤の表面が軟弱で、ダッチコーンのように比較的大型の装置によるサウンディングには不向きであることが原因であり、測定値の信頼性が乏しいと考えられたので、測定箇所も2ヶ所にとどめた。

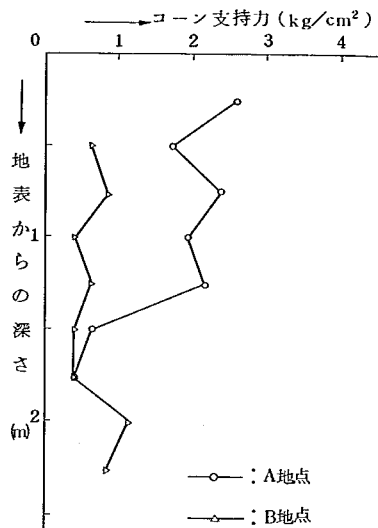


図-14 ダッチコーン試験結果

2.5 ベーン試験

ベーン試験は、粘土のせん断強さを測定するもので、使用した機種はストレインコントロール型のトルクレンチ使用簡易ベーンであり、回転角速度を一定にして、それに対応する抵抗力を測定した。図-4に示す $N_01 \sim N_05$ の位置で実施した試験の結果を、それぞれ回転角と荷重の関係として図-15に表示する。

一方、各測定位置での最大せん断応力をせん断強度(τ)とみなし、深さ方向の関数としてプロットすると図-16のようになり、試験位置によらずほぼ一様な分布を示している。この結果 $Q_u = 2\tau$ として換算し、一軸圧縮試験値および他のサウンディングからの換算値と比較すると図-17のように、深さ方向の強度増加は同一の傾向を有しているが、絶対値は他の試験値をやや上回っている。

2.6 試験結果の対比

前述の各項で説明したようにくい施工前のサンプリング試料に対する一軸圧縮試験値(Q_w)をスウェーデン式サウンディング、コーンペネトロメーター、ベーン試験の結果から換算した Q_u と比較したのが図-17である。図から判断できるように、深さ方向のせん断強度分布はいずれの試験によっても同様な傾向を呈するが、一軸圧縮試験値は他の換算値に比べて値が小さく目であり、しかもばらつきが大きい。特にベーン試験値との差が大きいことから、サンプリング時および運搬時の試料の乱れが影響していることも考えられる。しかし、もっと支配的な原因として考えられることは、試験地地盤がもともと湿地帯で、表層部に葦の根がかなり残存しており、その影響で、サウンディング値が土本来の強度より大きく出る傾向にあることである。図-9で、深くなるにつれて一軸圧縮試験値とサウンディングからの換算値が接近しているのは、このことを裏付けている。

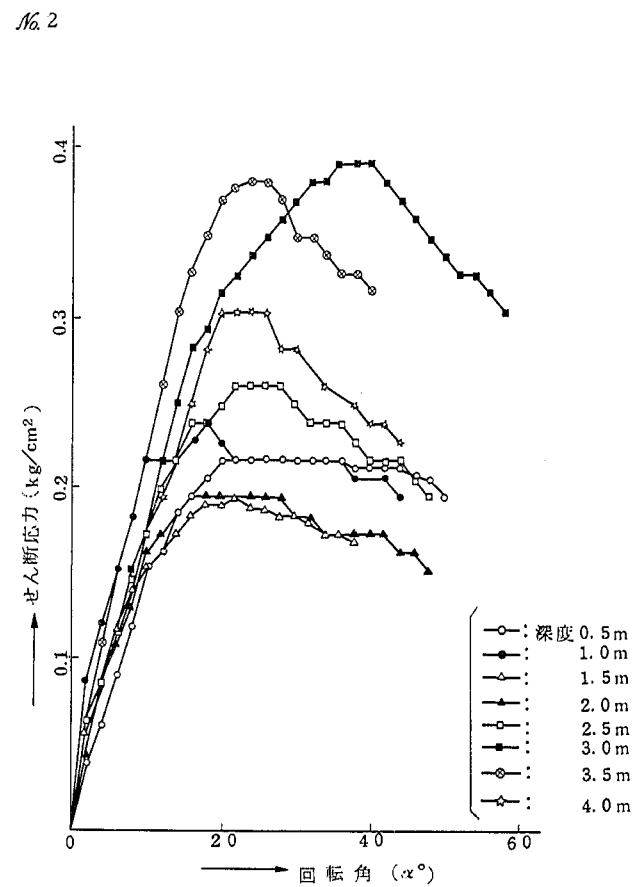
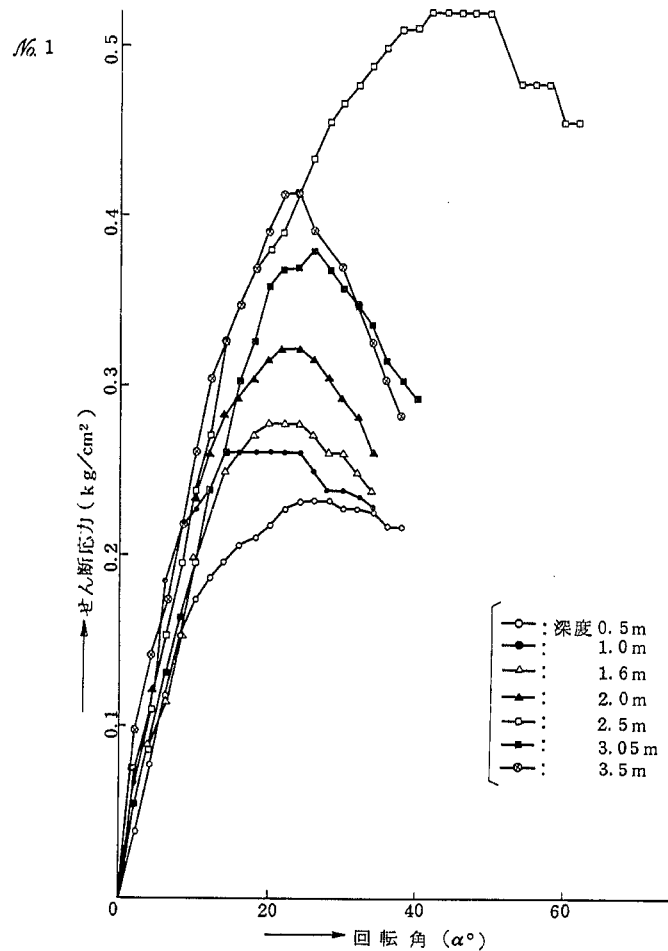
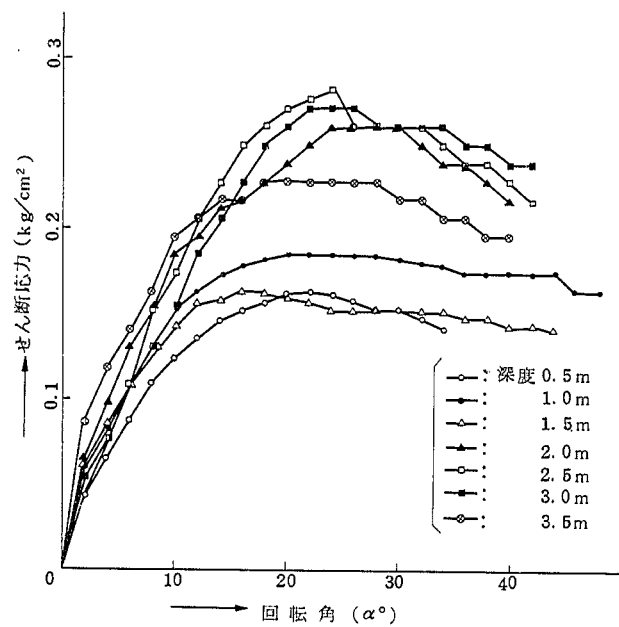


図-15 ベーン試験によるせん断応力と回転角の関係

No. 3



No. 4

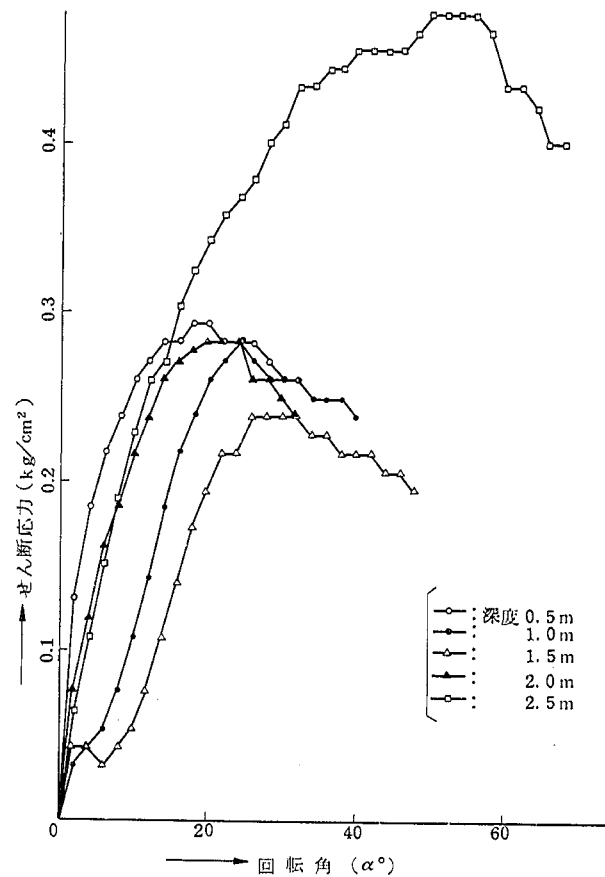


図-15 ベーン試験によるせん断応力と回転角の関係

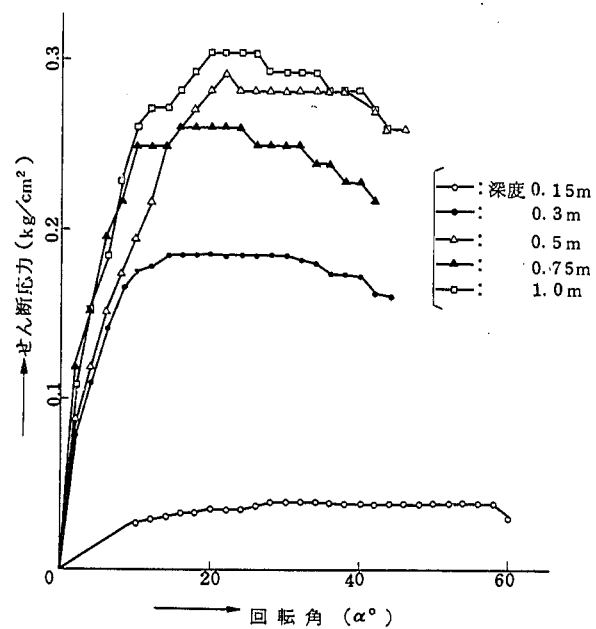


図-15 ベーン試験によるせん断応力と回転角の関係

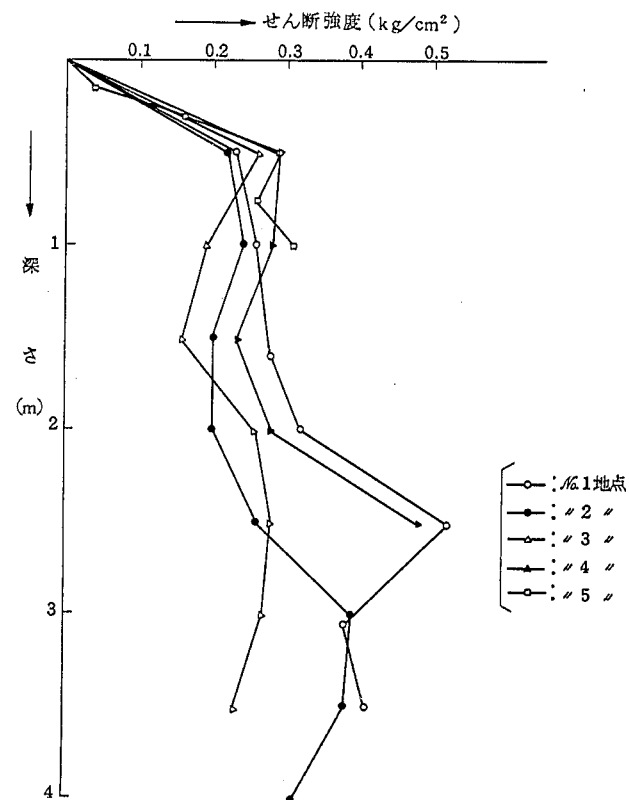


図-16 ベーン試験によるせん断強度と深さの関係

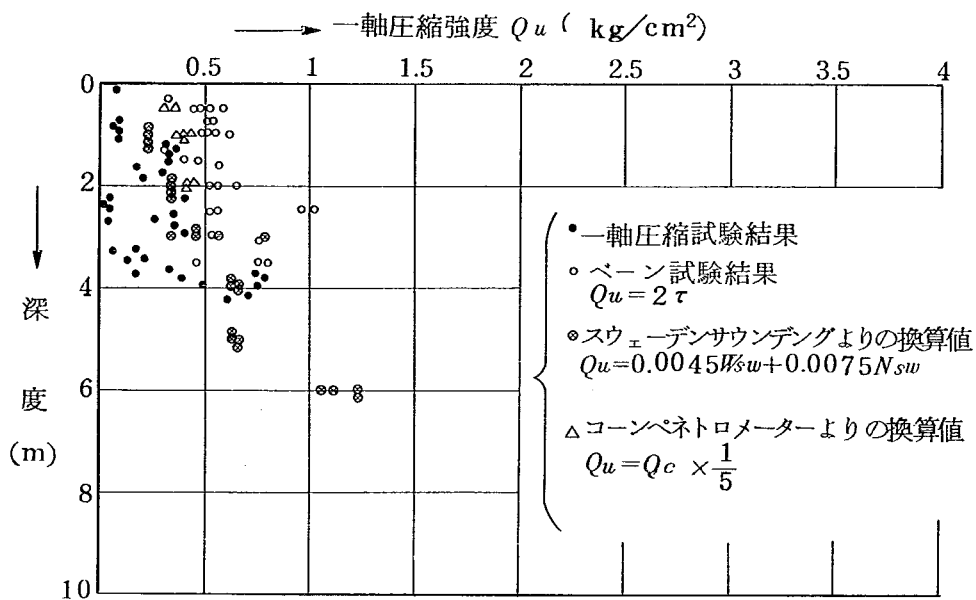


図-17 一軸圧縮試験値と各種サウンディング試験からの換算値との比較

3. 載荷試験方法

3.1 試験ぐい

試験ぐいは直径 1.2 m、長さ 25.5 m のベノト式場所打ちコンクリートぐいであり、鉄筋の配置は図-18 に示すとおりである。ぐい頭部は、載荷時の補強のために頭部 50 cm のコンクリートをはった後、補強金具（ $\phi 12$ mm の鋼製円筒の内側に放射状に鉄筋を溶接）を取りつけ、コンクリートを打設した。ぐい体コンクリートの圧縮強度と弾性係数は供試体による圧縮試験の結果、表-1 のように求められた。

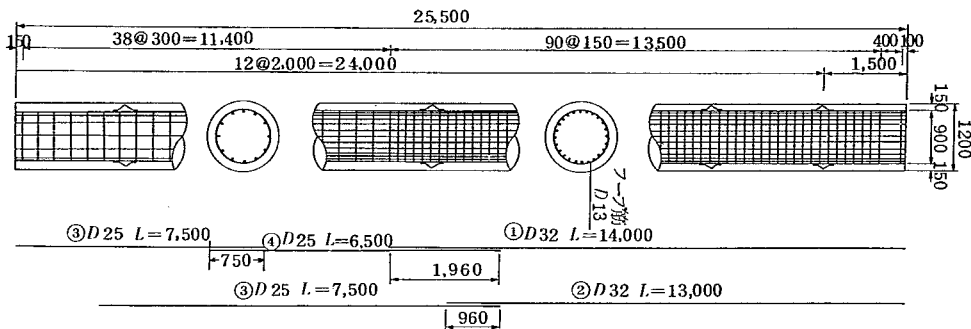


図-18 試験ぐい

表-1 くい体コンクリートの強度試験結果

供試体	項目	径	高さ	断面積	最大荷重	圧縮強度	弾性係数
$N_{\%}$	I	(cm) 15.025	(cm) 30.04	(cm^2) 177.214	(t) 62.1	(kg/cm^2) 350.0	(kg/cm^2) 141,800
$N_{\%}$	II	15.035	30.11	177.450	61.7	353.0	151,600
$N_{\%}$	III	15.000	30.00	176.625	59.5	337.0	137,000
平	均	—	—	—	61.1	347.0	143,500

3.2 載荷および測定装置

試験ぐいに隣接するP54橋脚のフーチング中にH形鋼を埋め込んで反力を取り、センターホールジャッキ2台（1台50t、計100t容量、連動式）とPC鋼より線2本（断面積 5.193cm^2 、弾性係数 $1.98 \times 10^6 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ）にて水平載荷を行なった。試験ぐい周辺の盛土は取り除き、原地盤面上60cmの位置を載荷点とした。載荷装置の全体図と部分詳細図を図-19、試験時の周辺地盤の高さを図-20に示す。

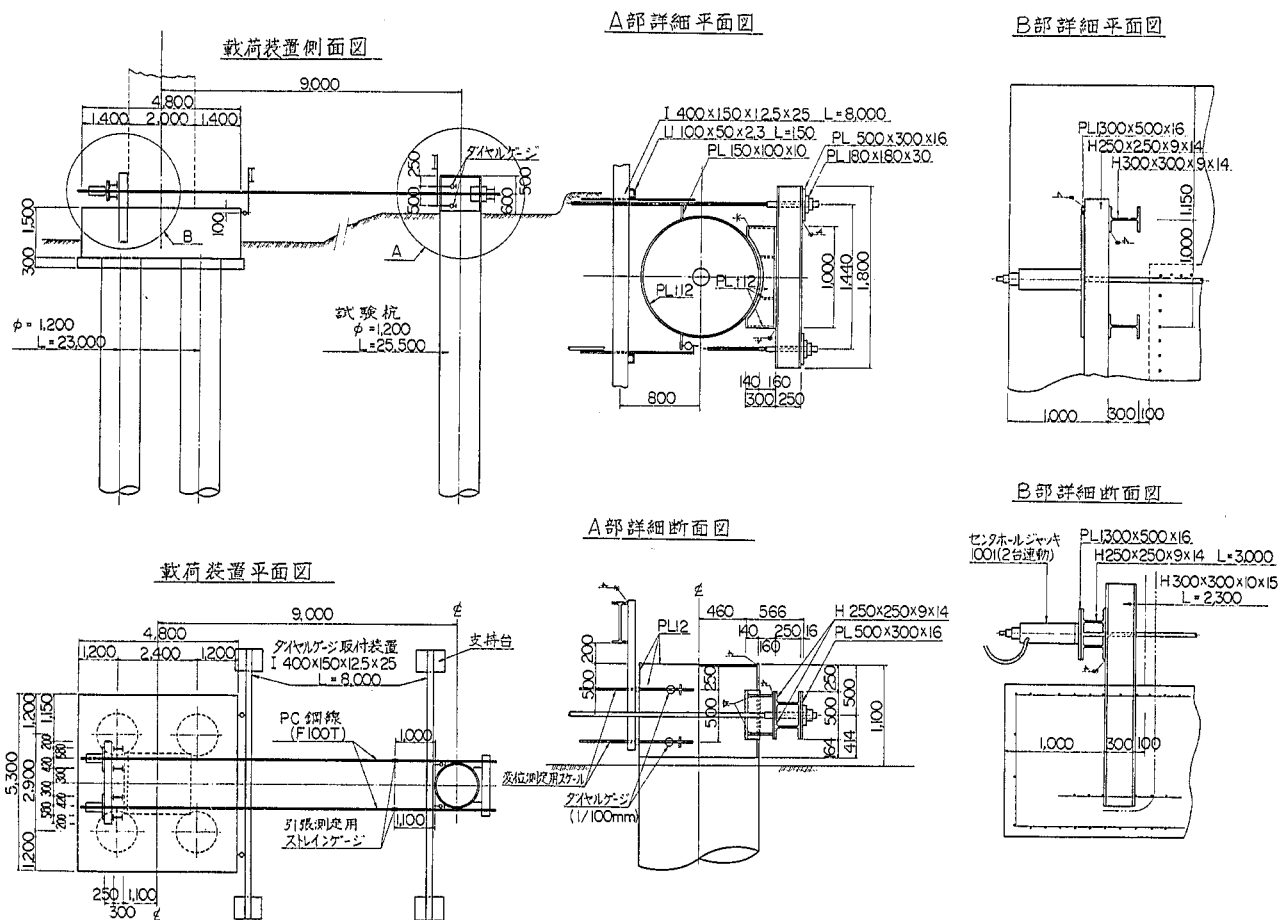


図-19 載荷試験装置

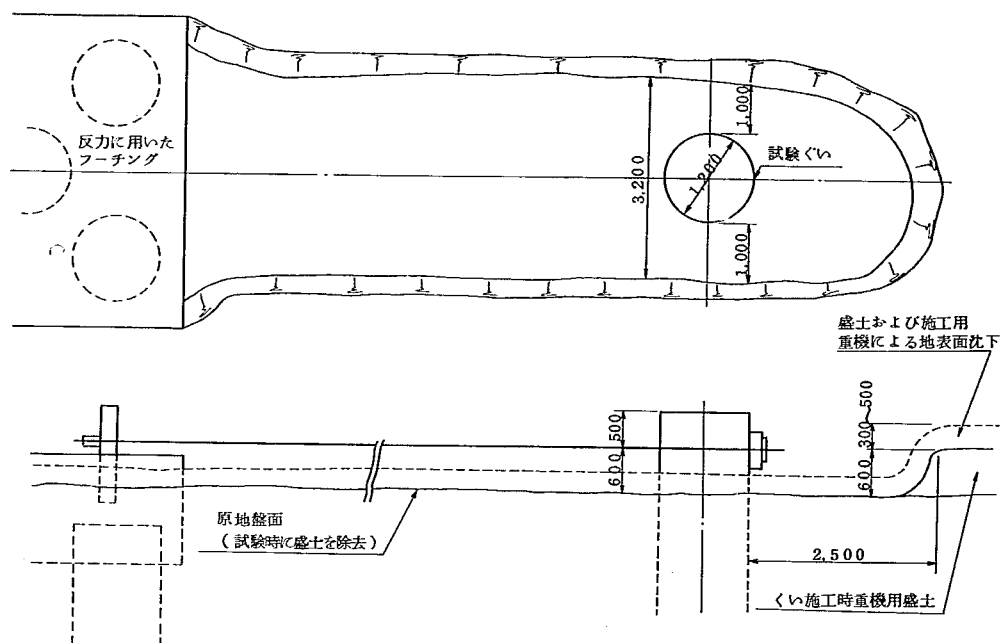


図-20 試験時の周辺地盤状況

3.3 測定方法

試験ぐいの挙動を調べるために今回行なった測定項目は、ダイヤルゲージによるくい頭変位量の測定、傾斜計によるくい体傾斜角の測定、ひずみゲージによる鉄筋応力の測定であり、使用した主な計器を表-2に一覧表にして示す。次に、くい体への各ピックアップの設置方法について述べる。

表-2 測定計器一覧表

名 称	型 状 , 寸 法	単 位	員 数
傾 斜 計	FD-4 ± 60 分	台	3
ストレインメーター	SM-60AT	台	2
"	PS7/D	台	1
スイッチボックス	SS-24RS	台	2
"	PS-7502	台	1
ワイヤストレインゲージ	KFC 5-C1-11	枚	72
切 替 器	CH 612	台	1
指 示 計	MD10, MD2D	台	2
ダイヤルゲージ	ストローク30mm, 精度1/100mm	個	6

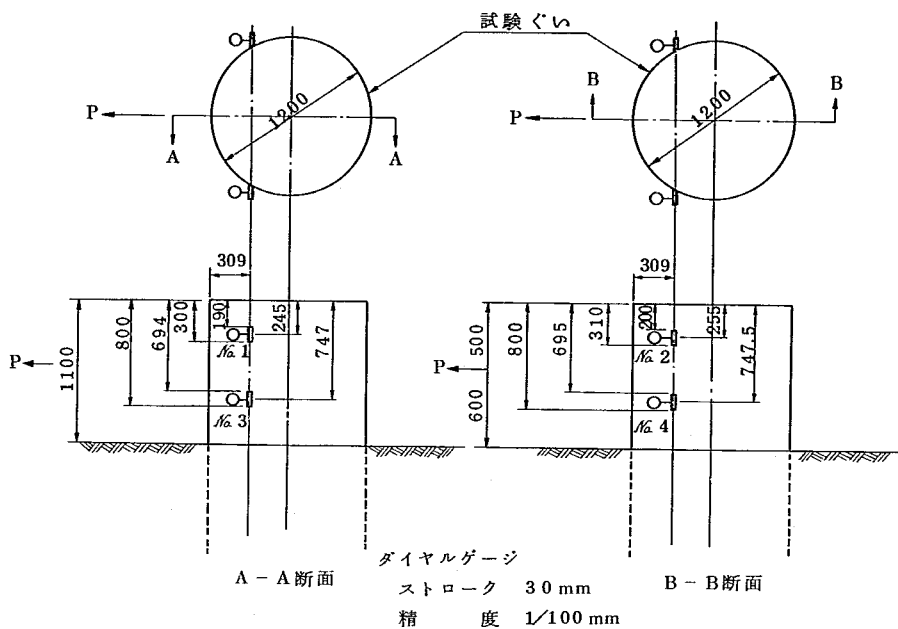


図-2 1 ダイヤルゲージの取付位置図

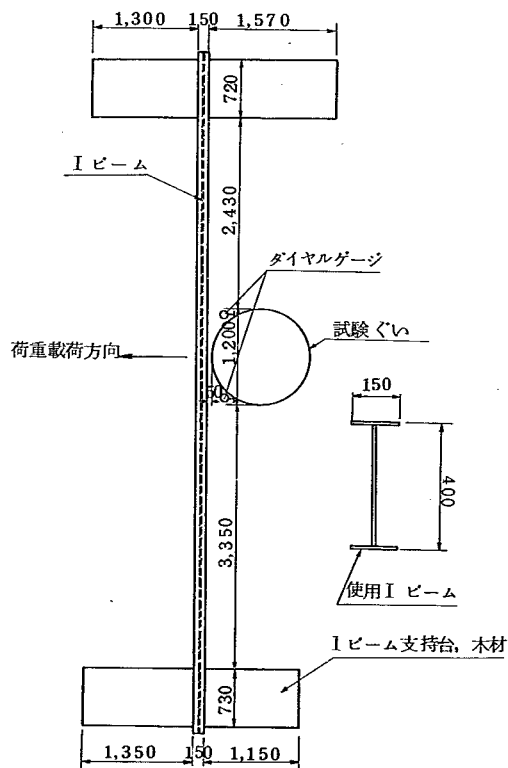


図-2 2 変位測定のための不動点の設置図

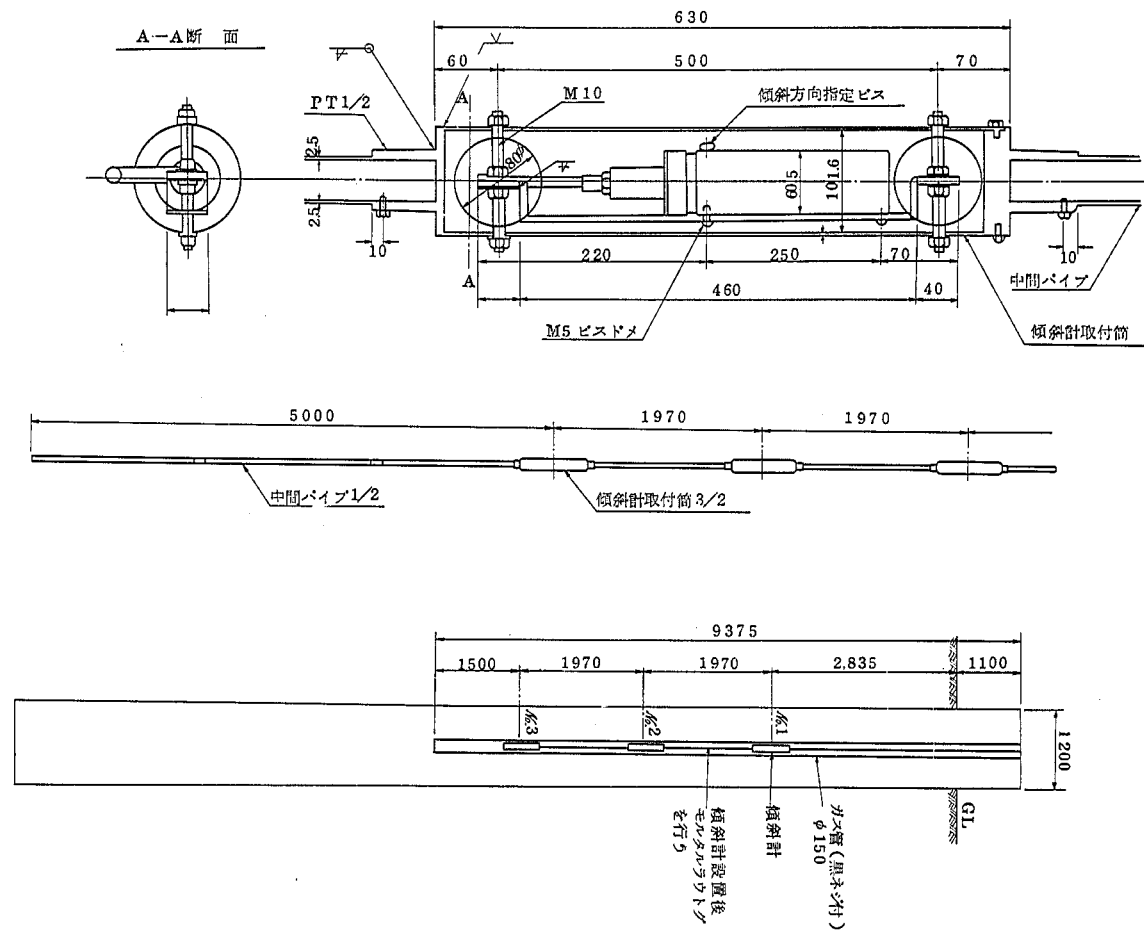


図-23 傾斜計取付図

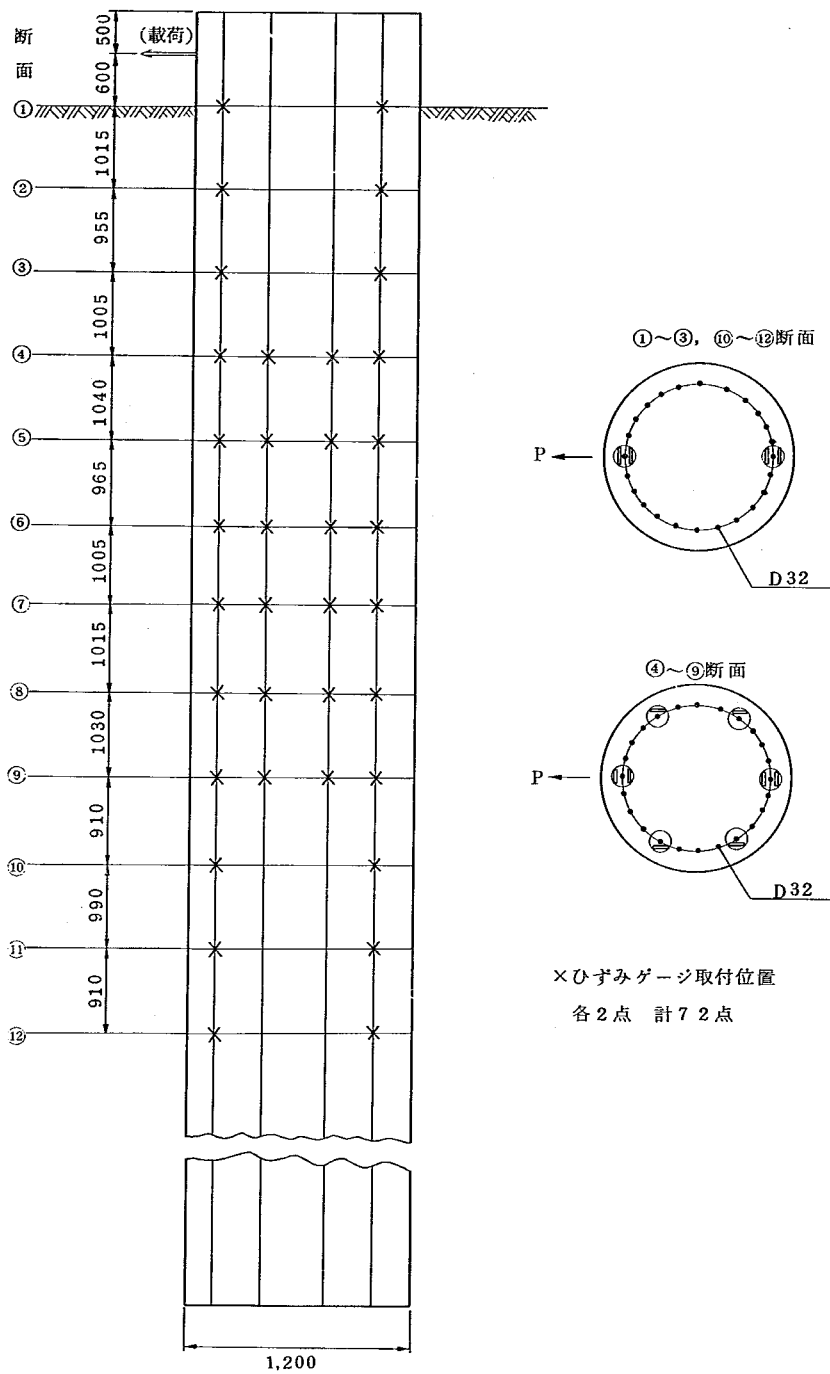


図-24 ひずみゲージ取付位置図

1) くい頭の変位量と回転角を測定するために、試験くいには地表面上 35 cm と 85 cm の位置に 2 個ずつ、および反力側のフーチングにも両端 2 ケ所にダイヤルゲージを取り付けた。なお、試験くいの水平変位がダイヤルゲージのストローク (30 mm) を越えた後は、鋼製スケールの目盛をトランシットで読みとって変位量を測定した。ダイヤルゲージの取り付け位置および不動点位置の詳細を図-21, 22 に示す。

2) 3 台の差動トランス型傾斜計は、最大曲げモーメントが発生する付近のくい体の挙動を調べるためのもので、あらかじめくい体に埋設したガス管中に、微調整可能な取付筒に収めた傾斜計をパイプで連絡しながら挿入し、モルタルグラウトを行なうことによってセットした。傾斜計の取付筒および設置位置を図-23

に示す。

3) ひずみゲージは、くい体曲げモーメントの測定のために図-24 に示す鉄筋かごの各位置に計 72 枚貼付し、それぞれ図-25 に示す防湿処理を施した。試験時には、引張側のゲージはほとんどすべて有効であったが、圧縮側については絶縁不良で測定不能となったものが多く十分なデータが得られなかった。

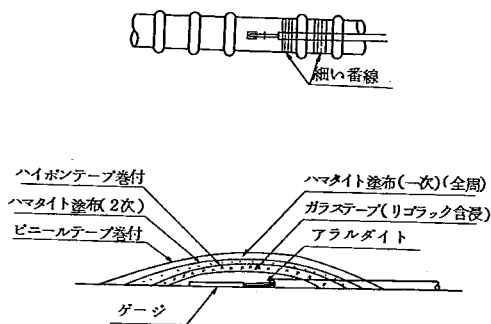


図-25 ゲージの防湿処理

3.4 荷重段階

載荷荷重はあらかじめ更正を行なったジャッキメーターの読みによって制御したが、PC鋼線にもゲージを貼付してチェックを行なった。荷重段階は表-3 に示すように、最大 80 t まで 5 サイクルとし、荷重保持時間は、処女荷重時および最終 0 荷重時はくい変位が 4 分間に 2/100 mm 以下の値となるまで (最大 1 時間) を原則とし、降状荷重到達後および履歴荷重内では 20 分 (一定) として試験を行なった。

3.5 工程

本試験は、図-26 に示す工程で実施した。

表-3 荷重段階

サイクル	載 荷 荷 重
第 1 サイクル	0 → 5 → 10 → 15 → (20) → 10 → 0
第 2 サイクル	0 → 10 → 20 → 25 → (30) → 15 → 0
第 3 サイクル	0 → 15 → 30 → 35 → (40) → 20 → 0
第 4 サイクル	0 → 20 → 30 → (40) → 30 → 20 → 0
第 5 サイクル	0 → 20 → 30 → 40 → 45 → 50 → 55 → 60 → 65 → 70 → 75 → (80) → 60 → 40 → 20 → 0

○は最大載荷々重

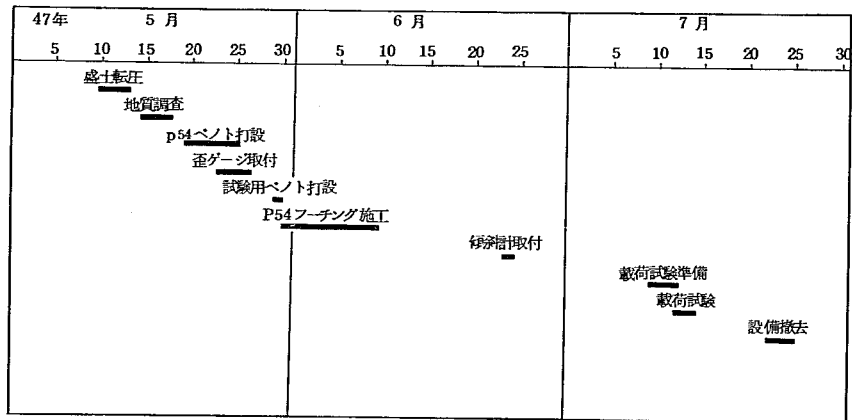


図-26 ベントぐい載荷試験工程図

4. 載荷試験結果

4.1 載荷荷重の検定

試験に先立ち、ジャッキに付属するマンノメーターの更正を行ない、図-27に示す更正直線を得た。さらに、試験時には、ジャッキと試験ぐいを連結するPC鋼より線にひずみゲージを貼付し、検定を行なった。こうして得られた、マンノメーターの読みによる荷重とひずみゲージから求めた荷重の関係を図-28に示す。図によると、ひずみゲージの値から求めた荷重の方が1割ほど小さく出る傾向にあるが、これは、より線に貼ったゲージの方向が、引張荷重方向と若干ずれていることも影響していると考えられ、結論として、載荷荷重をマンノメーターの読みで代表させても十分な精度を有していると言える。

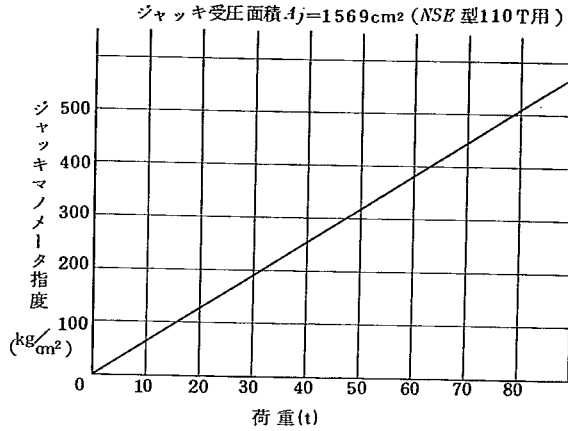


図-27 荷重-ジャッキマンノメータ指数換算表

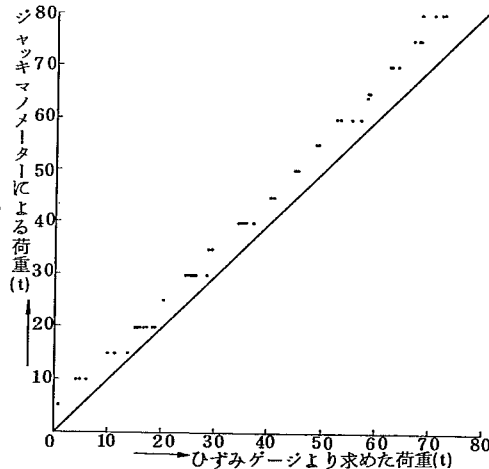


図-28 ジャッキマンノメータの読みとひずみゲージからの換算値との相関

4.2 荷重と変位の関係

試験ぐいの載荷点（地表面上 60 cm）における変位として、図-21に示した f_{a1} および f_{a3} ダ

ダイヤルゲージの読みの平均値と荷重の関係を図-29に、 $\#2$ および $\#4$ ダイヤルゲージの読みの平均値と荷重の関係を図-30にそれぞれ示す。一方、反力をとったP54橋脚のフーチングの変位（2点の平均値）と荷重の関係を図-31に示す。

4.3 荷重と傾斜角の関係

図-23に位置を示した $\#1 \sim \#3$ の傾斜計による傾斜角の測定値と荷重の関係をそれぞれ図-32～図-34に示す、また、図-35は処女荷重時における傾斜角の深さ方向の分布を示したものである。

4.4 荷重と曲げひずみの関係

鉄筋に貼付したひずみゲージのうち引張側に発生する曲げひずみの分布を各荷重サイクルごとに図-36～40に示す。

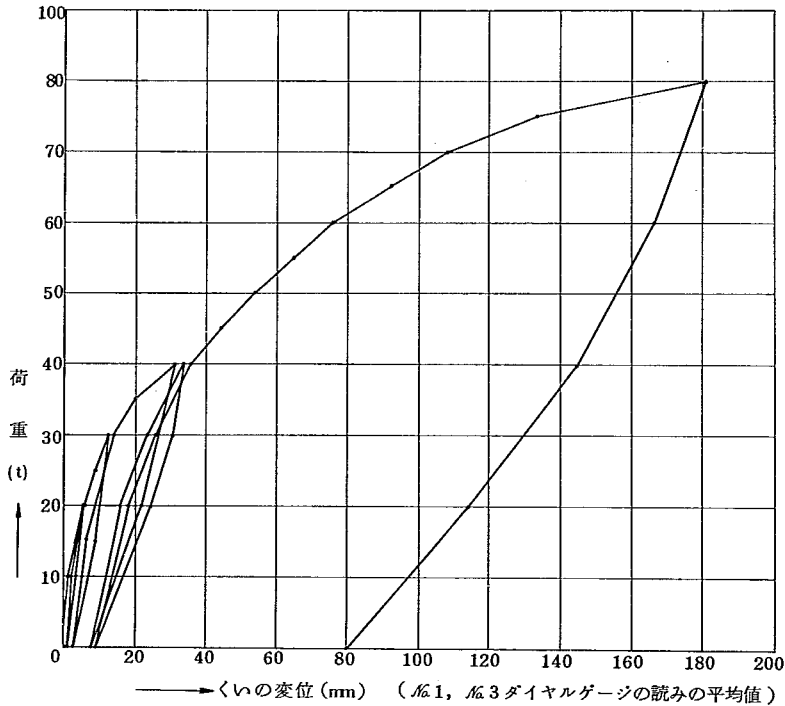


図-29 試験ぐいの荷重-載荷点変位曲線

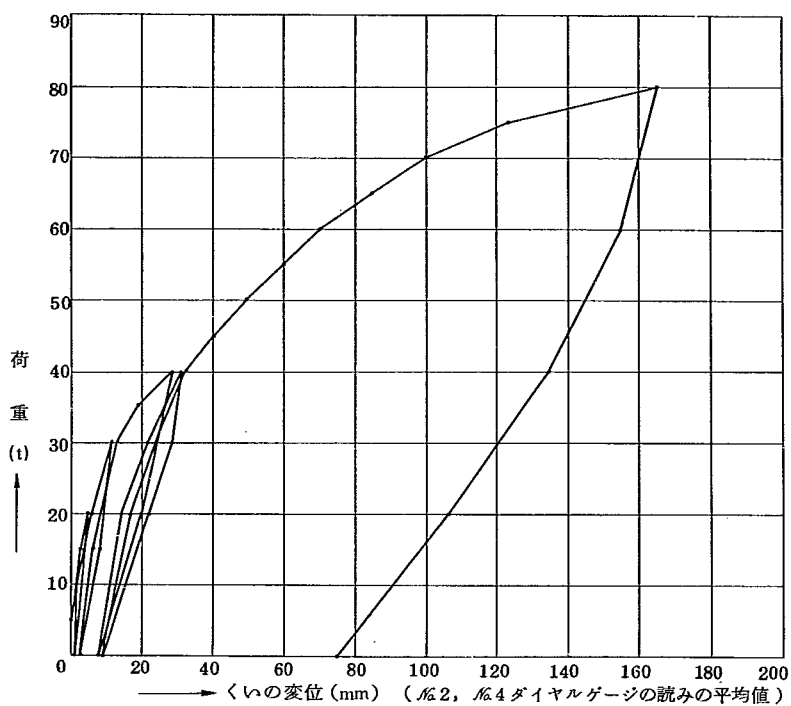


図-30 試験ぐいの荷重-載荷点変位曲線

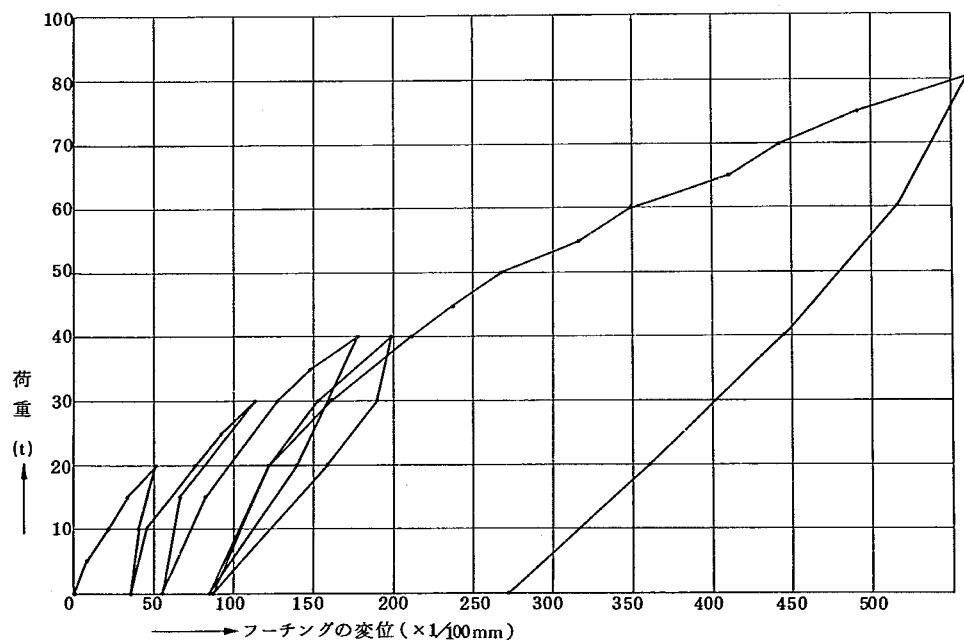


図-31 反力フーチングの荷重-変位曲線

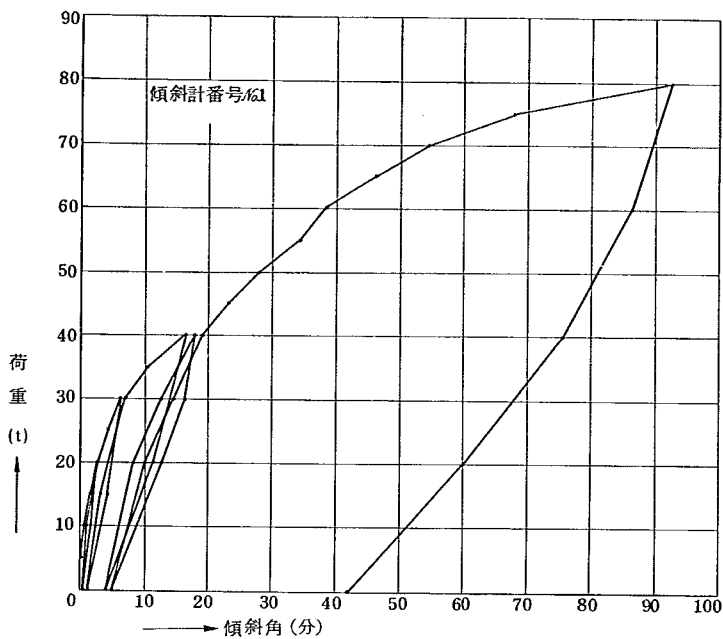


図-3 2 荷重-傾斜角曲線

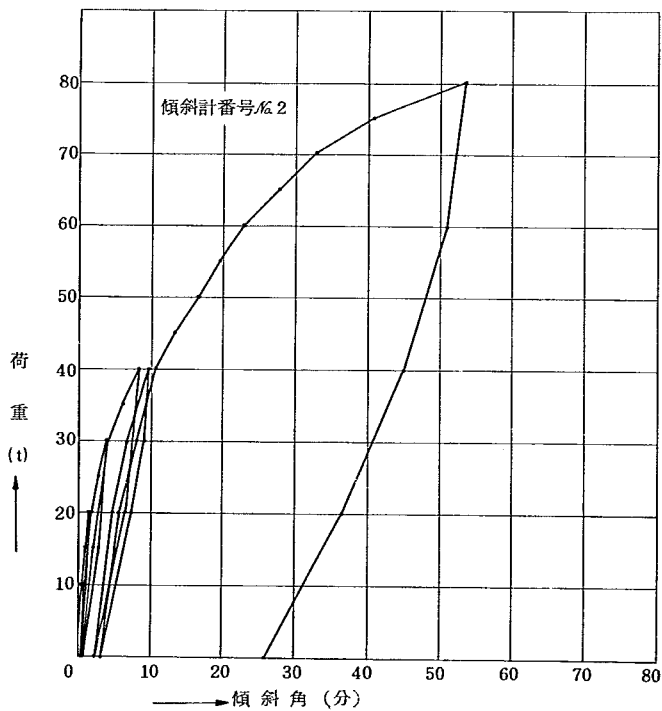


図-3 3 荷重~傾斜角曲線

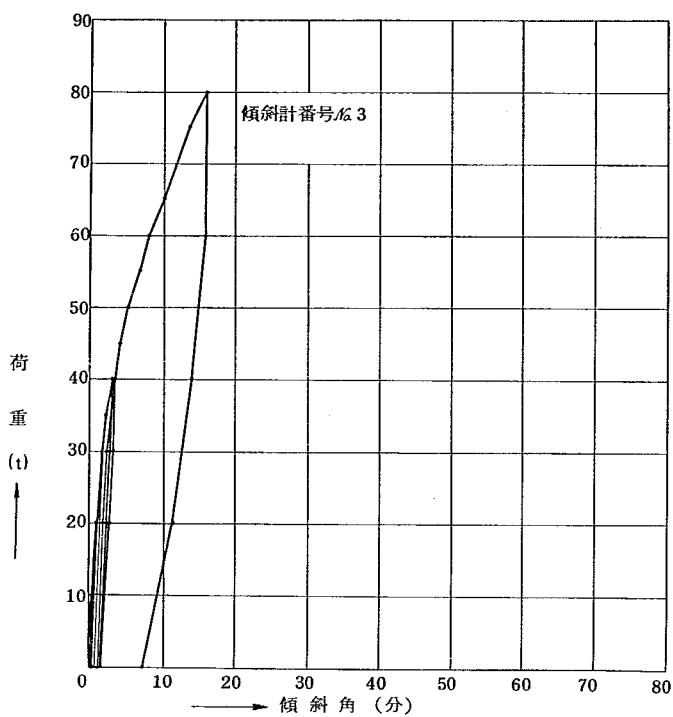


図-3 4 荷重～傾斜角曲線

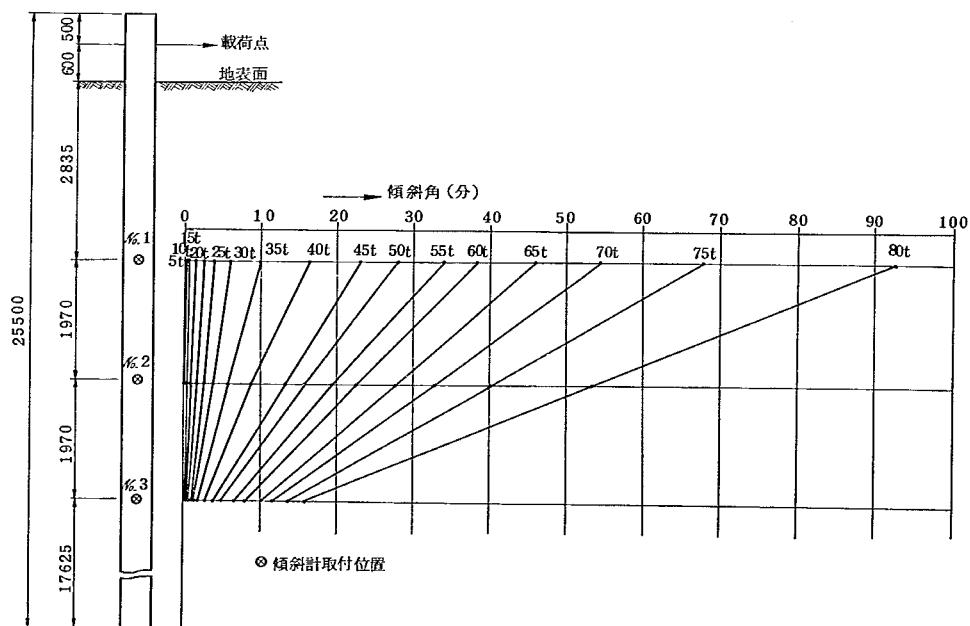


図-3 5 傾斜角の分布

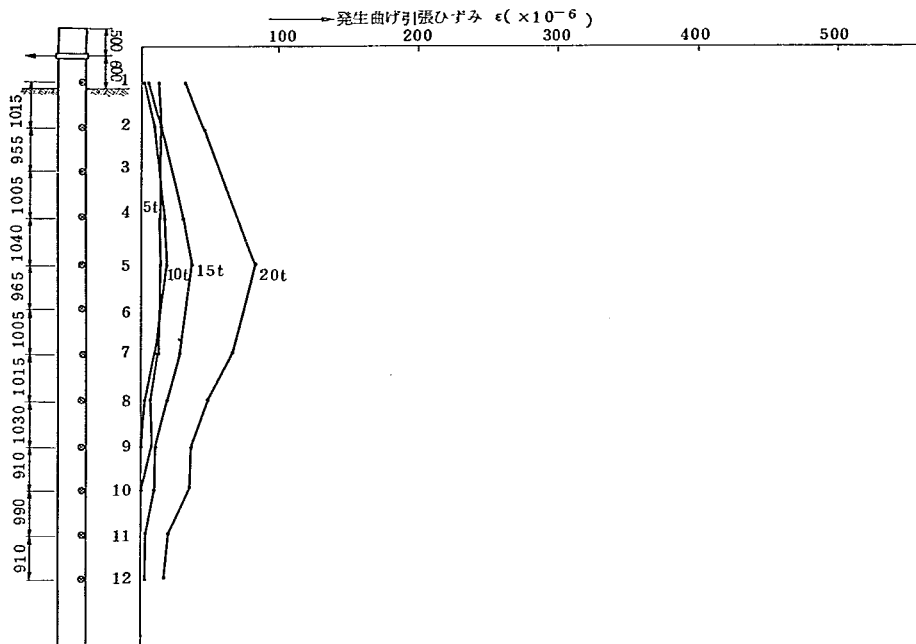


図-3 6 引張側鉄筋ひずみ分布 (第1サイクル)

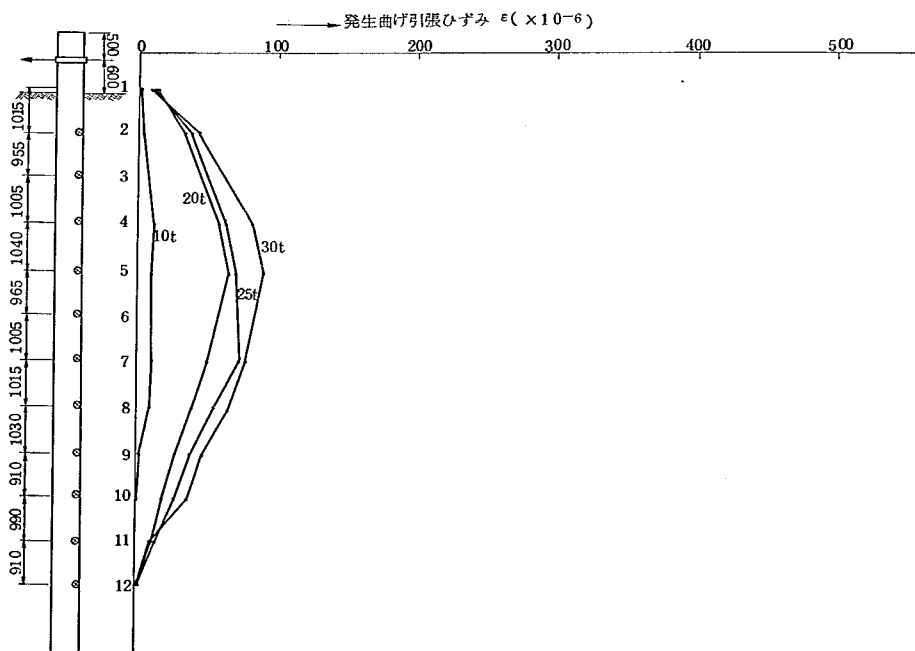


図-3 7 引張側鉄筋ひずみ分布 (第2サイクル)

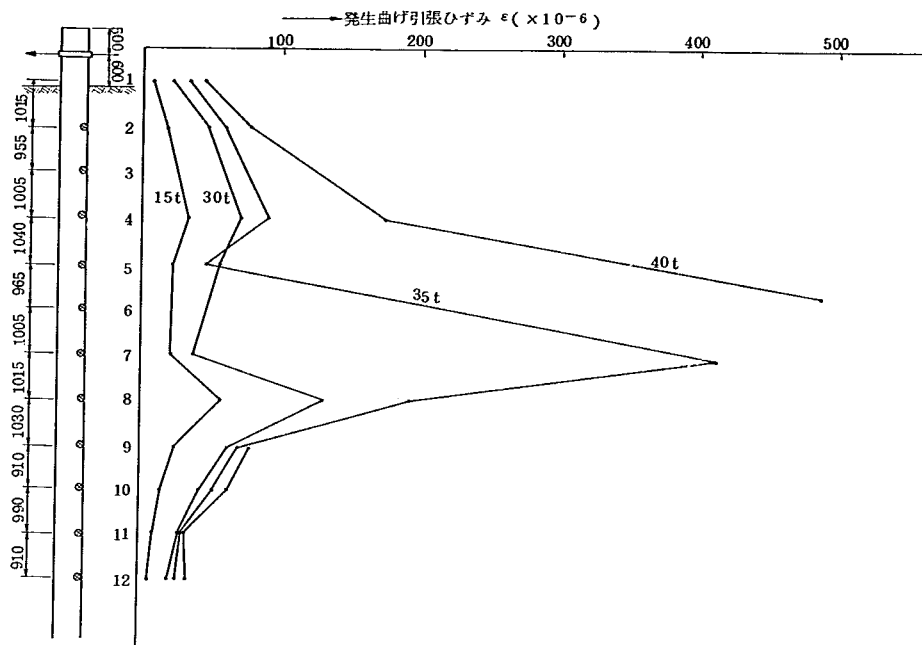


図-38 引張側鉄筋ひずみ分布 (第3サイクル)

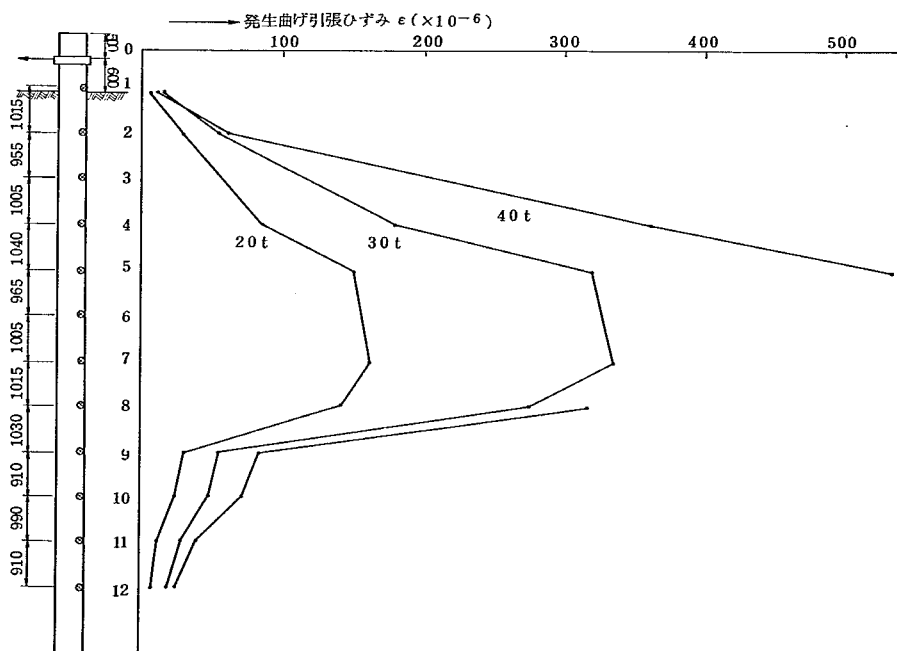


図-39 引張側鉄筋ひずみ分布 (第4サイクル)

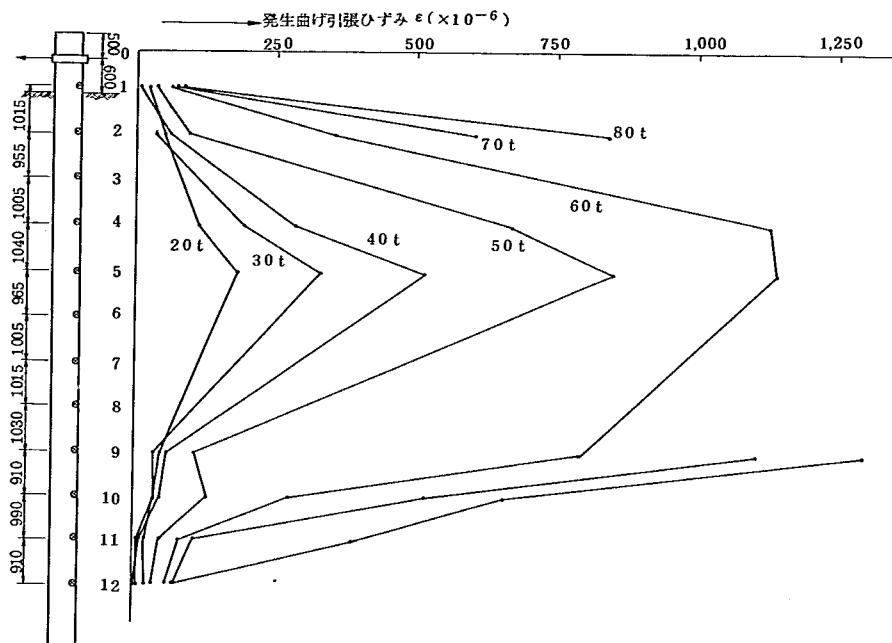


図-40 引張側鉄筋ひずみ分布(第5サイクル)

5. 試験結果の考察

5.1 水平方向地盤反力係数

くいを完全弾性体、地盤を一樣なバネと見なしてバネ定数（地盤反力係数） K 値を種々変えた時の載荷点（地表面上 60 cm）変位を実測変位とともに図-41 に示す。この図から各変位に対応する K 値を読みとってグラフ化したのが図-42 であり、これは載荷点変位から逆算した見かけの K 値の変化を意味している。ただし、この計算で、コンクリートの弾性係数は表-1 の試験結果をもとにして $E_c = 150,000 \text{ kg/cm}^2$ とした。

ところで、設計に用いている K 値は常時 0.2 kg/cm^3 、地震時 0.4 kg/cm^3 であり、図-42 の実測値に比べてかなり小さいが、これには、地盤調査の項で述べたように、施工に伴う表層地盤の強度増加の影響も含まれている。実際の基礎ぐいでは、フーチングの下面が圧密の影響範囲からほとんどはずれており、試験結果から K 値を判定する場合には、強度増加の影響分だけ割引いて考える必要がある。こうした現象は、従来の載荷試験ではともすれば忘れられがちであったように思われる。

5.2 くいの非線形性

図-41 から、各荷重ごとの見かけの K 値、すなわちその時の載荷点変位から逆算した K 値を読みとり、その値を使ってくい体の傾斜角分布および引張側鉄筋位置の曲げひずみ分布を弾性床上の梁としての計算によって求めると図-43 と 44 に実線で示すようになる。さらに両図には、それぞれ傾斜計とひずみゲージによる実測値を点線で示したが、くいが完全弾性体であり地盤が一樣であるという仮定が満足されていれば、実測値と逆算 K 値による計算値とはほぼ一致するはずである。ところで、図-40 によると、 $H = 30 \text{ t}$ までは実測値と計算値がほぼ一致しているが、 40 t 以上になると明らかな差があらわれ、最大モーメント付近前後で傾斜角が急激に変化している徴候が見られる。一方、図-41 の引張鉄筋位置での曲げひずみ分布をみても、やはり 30 t までは計算値と実測値は類似の曲線となっている。ただし、絶対値は常に計算値の方が下回っているが、これは供試体の試験から定めたコンクリートの弾性係数が、実際のくい体のそれよりも小さいことによると考えられる。ところが $H = 40 \text{ t}$ 以上になると深さ $3 \text{ m} \sim 6 \text{ m}$ の付近を中心に実測ひずみは飛躍的に増大し、計算値とは全く合わなくなる。

このような、傾斜角分布と曲げひずみ分布の測定結果から、 $H = 30 \text{ t}$ 付近でくい体の一部に塑性化がおこり、それ以後の挙動は、くいを 1 本の連続した完全弾性体と仮定した計算では説明がつかなくなることが想定される。

5.3 変位・傾斜角・モーメント測定値の相互比較

前述したように、今回の試験において測定を行なった事項は、ダイヤルゲージによる変位測定、傾斜計による傾斜角測定、ひずみゲージによる曲げひずみ測定の 3 つである。このうち、曲げひず

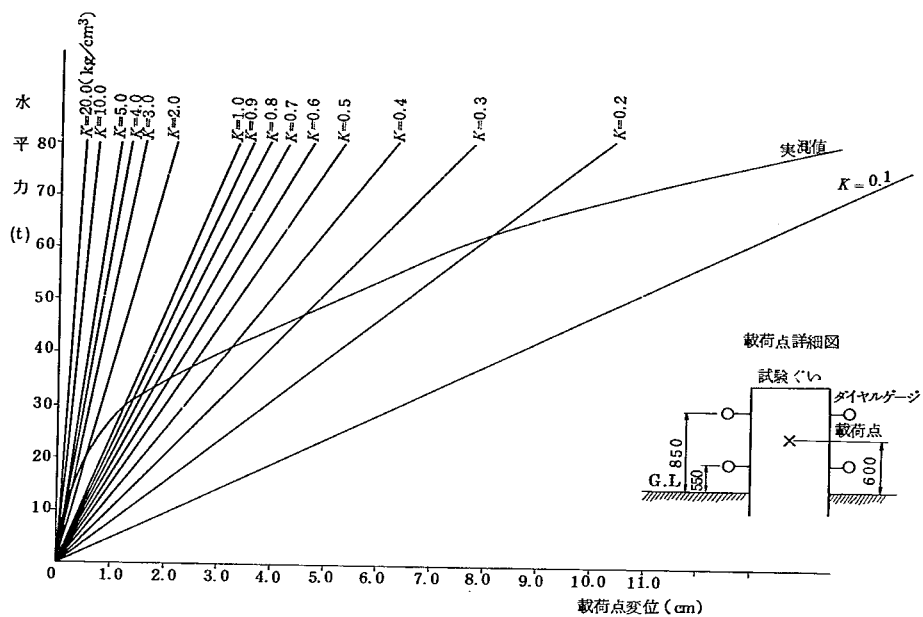


図-4 1 水平荷重-载荷点変位- K 値関係図

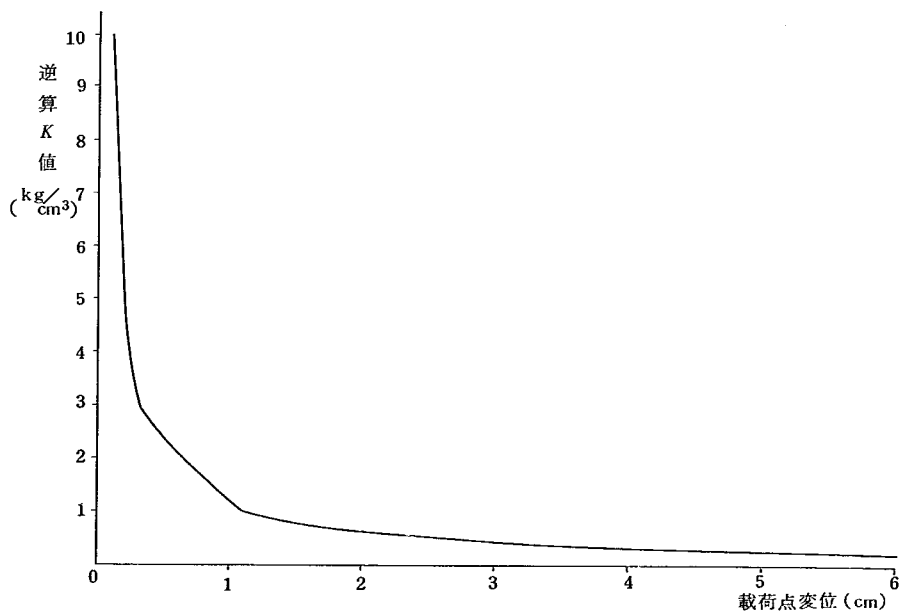


図-4 2 逆算 K 値-载荷点変位曲線

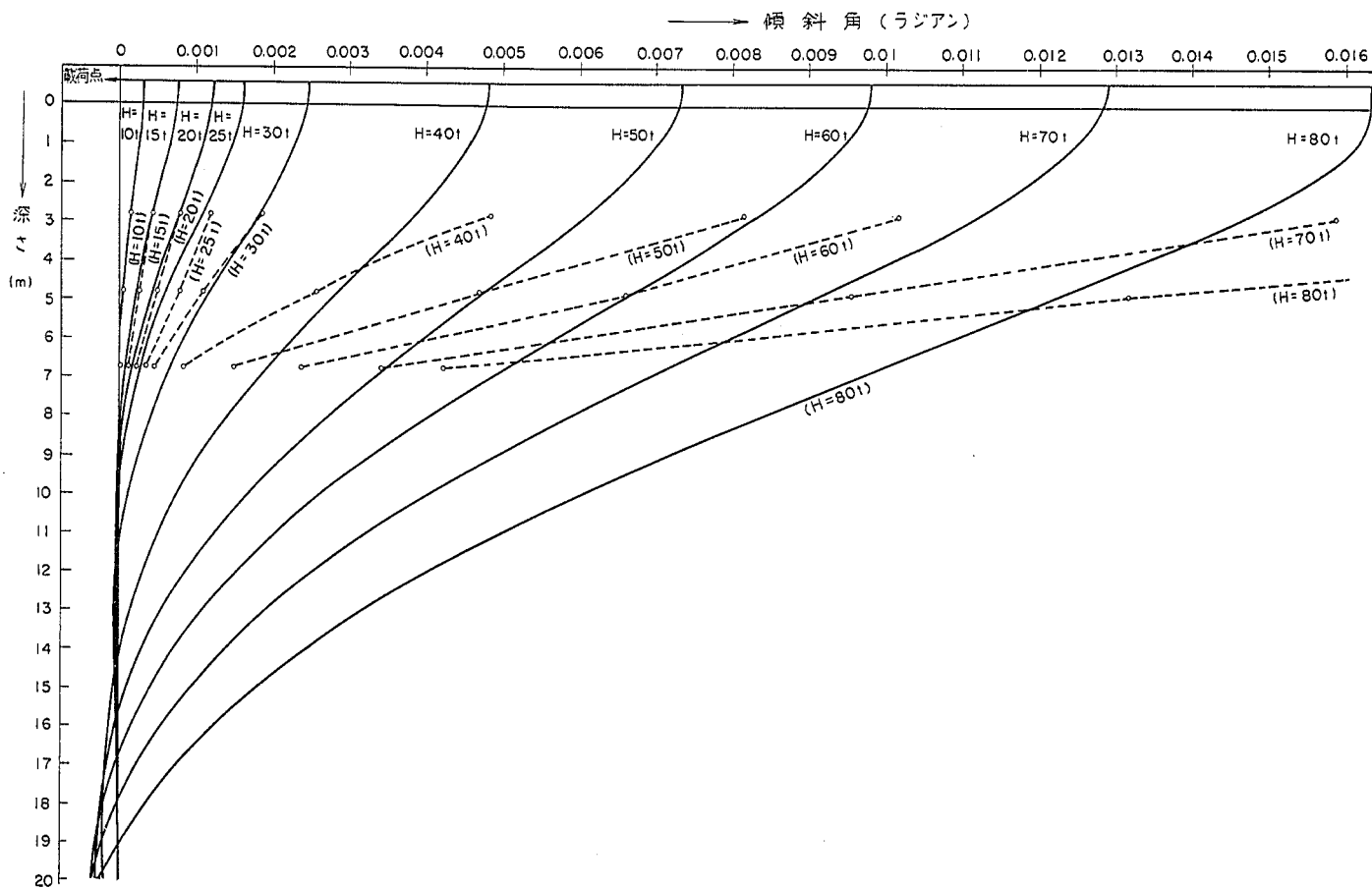


図-4.3 傾斜角分布

引張側鉄筋ひずみ (μ)

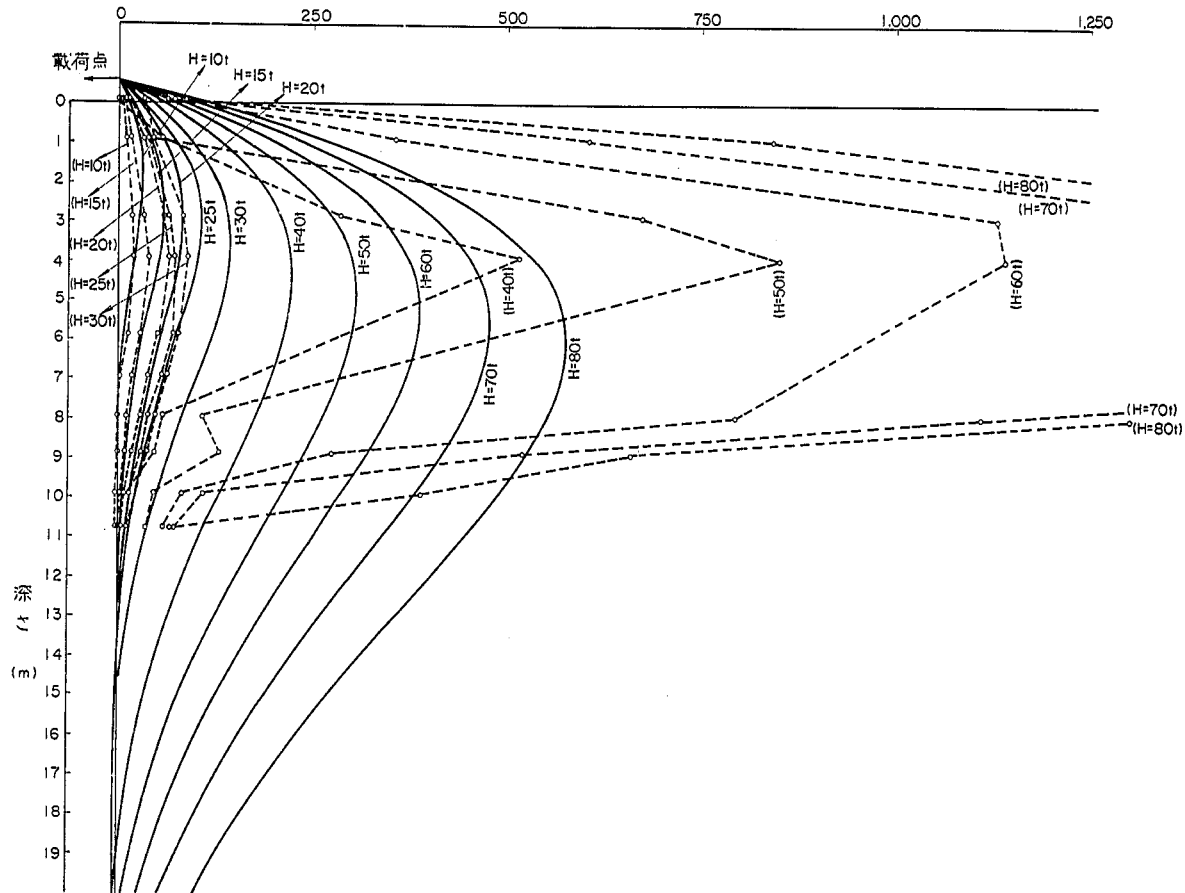


図-44 引張側鉄筋ひずみ分布

みの測定は、他の2つに比べて、くい施工時の衝撃、測定時の温度変化等の外的条件の影響をもっとも受け易く、それだけデータの信頼性が劣ると考えられる。そこで、定量的な考察を行なう前提として、次のような方法で、各測定データの照合を行ない、信頼度の検討を行なった。

ところで、変位測定と傾斜角測定から得られる既知量は次の6つである。

- $Y = Y_0$ (载荷点位置)
- $M = 0$ (")
- $S = H$ (")
- $\theta = \theta_1$ (傾斜計1の位置)
- $\theta = \theta_2$ (" 2 ")
- $\theta = \theta_3$ (" 3 ")

今、くい体の変形を

$$y = ax^5 + bx^4 + cx^3 + dx^2 + ex + f \dots\dots\dots(1)$$

という5次の方程式で近似すれば、各荷重段階ごとに上記の6つの既知量から係数 $a \sim f$ が一義的に定まることになる。(ここで用いた計算方法については付録を参照されたい。)こうして求めたくいの変形曲線を図-45、さらに、それをもとに得られる傾斜角の分布を図-46、引張鉄筋位置の曲げひずみ分布を図-47に示す。ただし、傾斜計の位置が一番深いものでも地表面下約7mなので、(1)式で近似できる範囲もそれと同程度の深さまでである。図-45~47にはそれぞれ実測値もプロットしてあるが、すべての測定値が正確であり、かつ(1)式の近似が妥当であれば、変位と傾斜角の測定値から計算される曲げひずみの分布とひずみゲージの読みとは一致するはずである。ところで、図-47によると、バラツキはあるものの、最終荷重(80t)に至るまで両者はほぼ一致しており測定結果の妥当性を示している。従って前節で明らかになった、弾性床上の梁としての計算と測定結果とのギャップは、測定誤差によるのではなく、くい体が弾性体としての挙動からはずれることによるという推論が裏づけられる。なお、図-47の曲げひずみは、中立軸をくいの中心と考えているので、くい体に引張破壊が生じて中立点が移動する場合には、その分だけ、実測値より小さい値を示すことになる。

5.4 最大曲げモーメント

水平荷重と引張鉄筋位置の最大曲げひずみの関係について、実測値といくつかの仮定のもとでの計算値を図-48に図示する。最大曲げモーメントではなく、最大曲げひずみで図示したのは、くい体が弾性領域からはずれると、ひずみからモーメントに変換するのが困難なためである。図-48で①の曲線は実測結果である。ただし、荷重が大きくなって最大ひずみの位置でのゲージが読み取り不能となった場合には、近傍の測定値から推定した。次に、②の曲線で示したのは、5.1の図-42に図示した逆算 K 値を使って弾性床上の梁として計算した最大モーメント値から、コンクリートを全断面有効として求めた最大曲げひずみであり、③の曲線は、同じ最大モーメント値をもとに、コンクリートの引張部分を無視して求めた最大曲げひずみである。すなわち、各荷重段階につき、図-42の相当する逆算 K 値を使ってChangの式からくいの最大モーメント M_{max} を計算する。

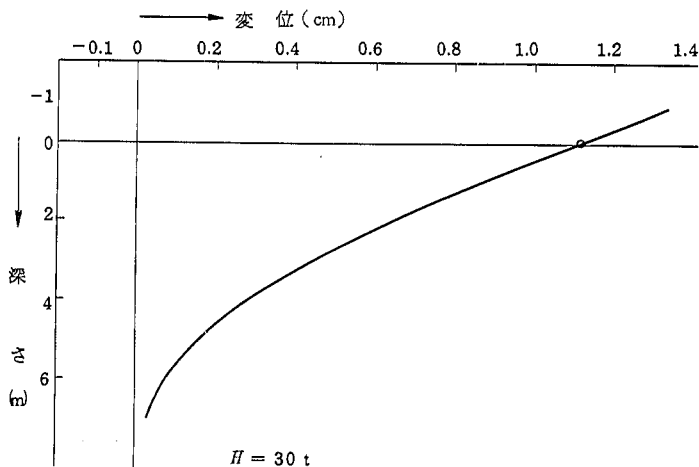
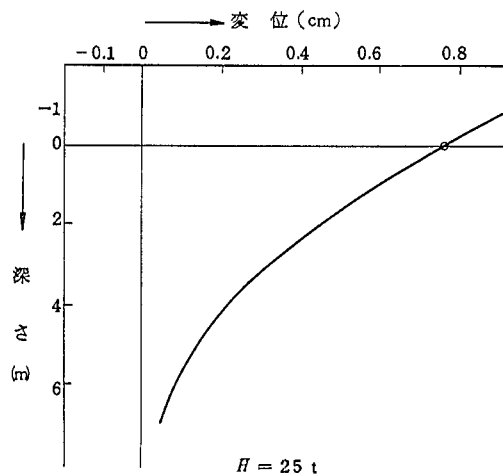
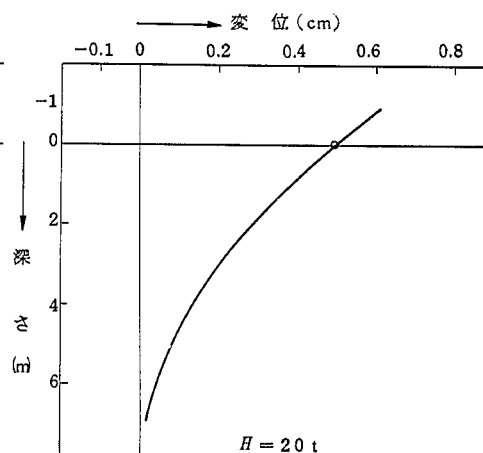
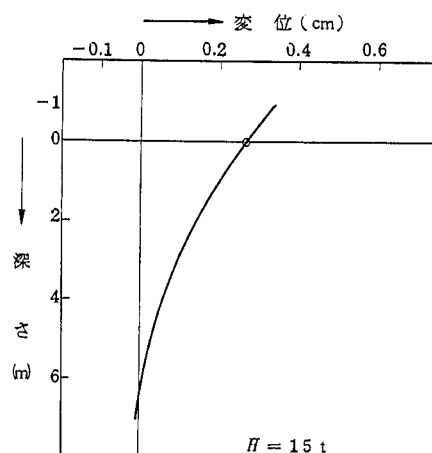
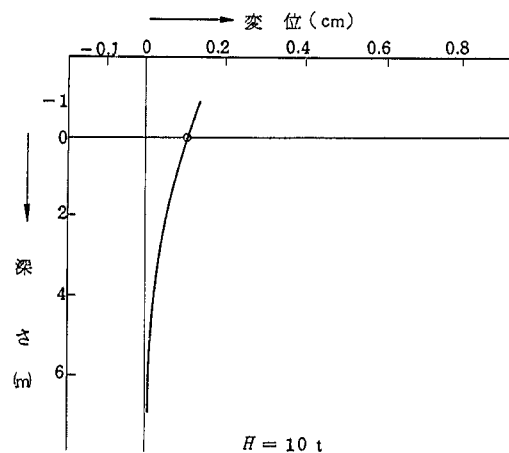


图-4 5(1) 变位分布

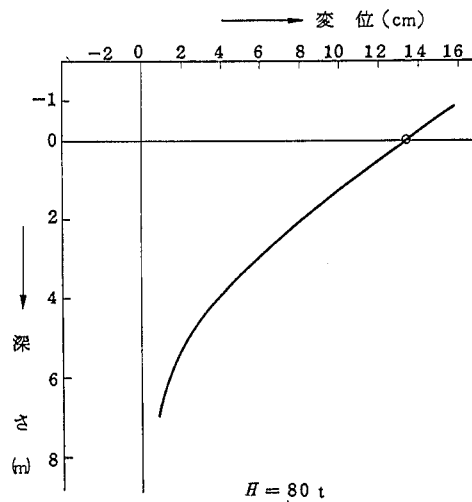
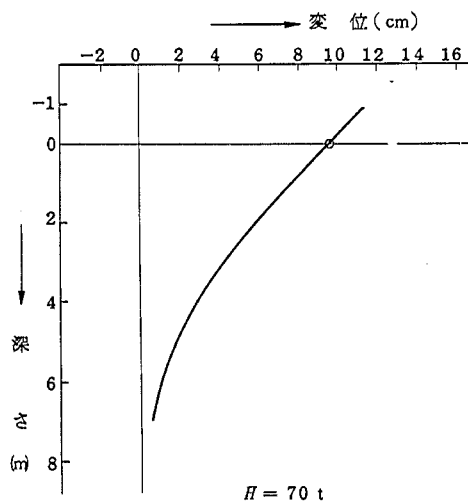
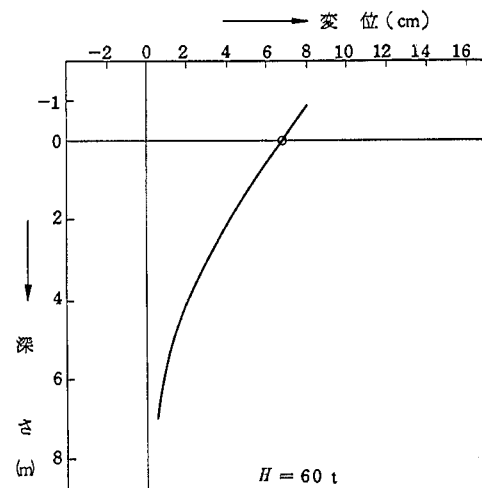
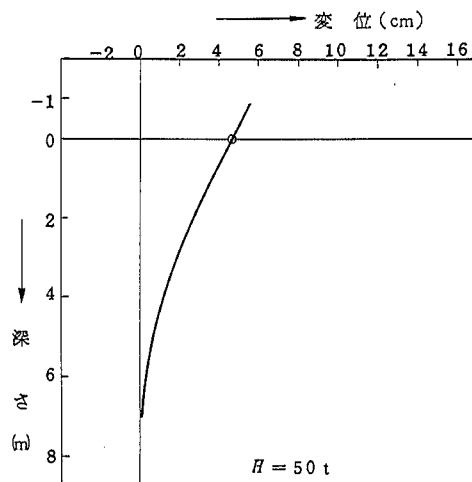
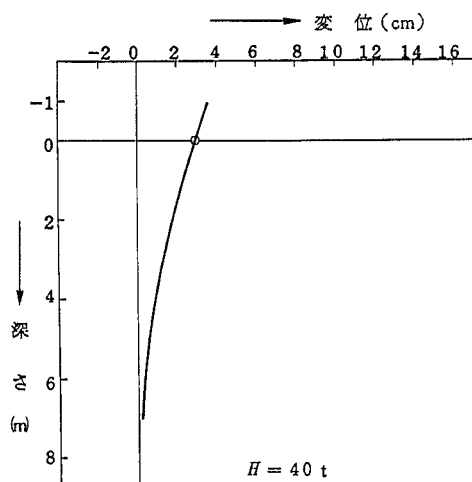


图-4 5(2) 变位分布

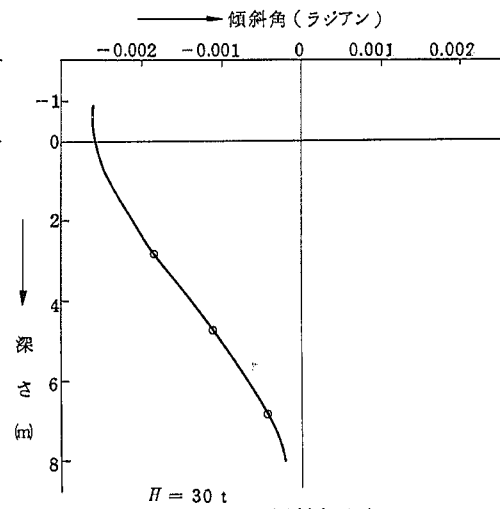
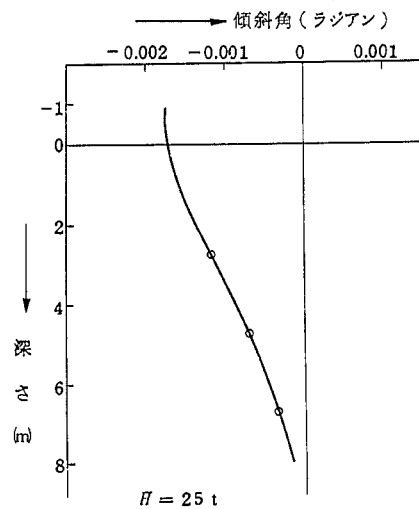
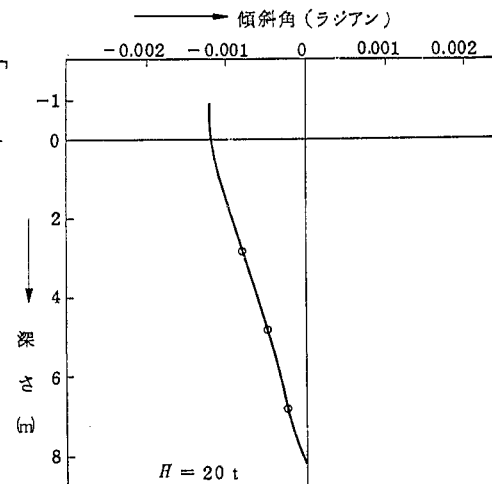
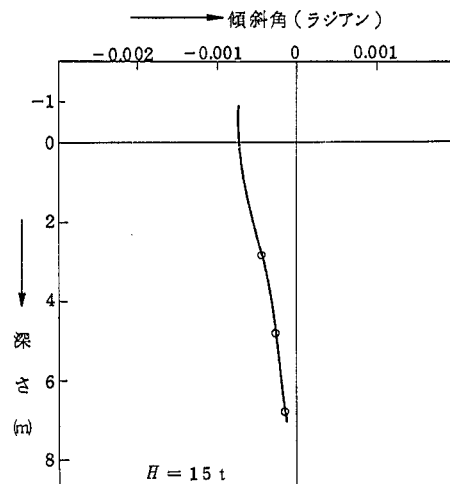
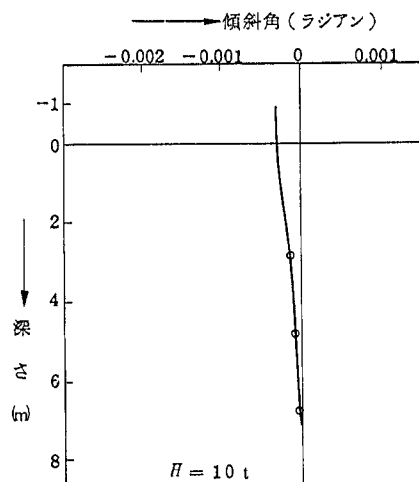


図--4 6(1) 傾斜角分布

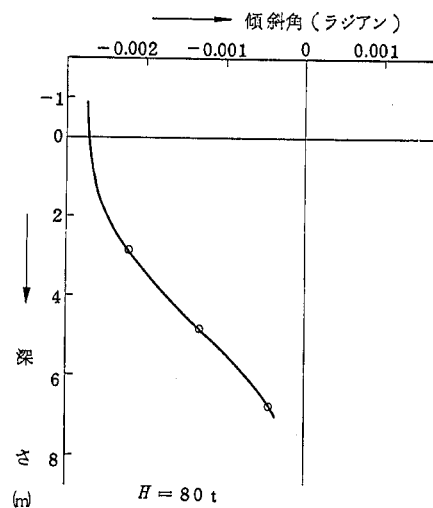
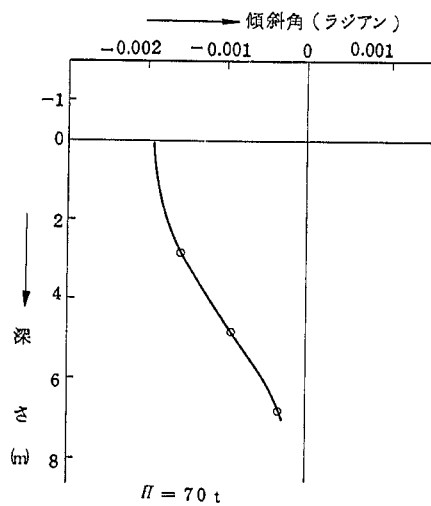
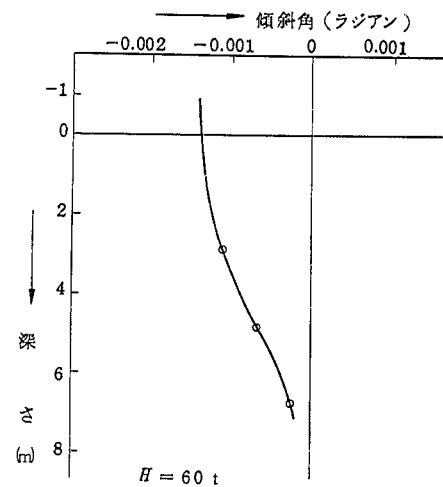
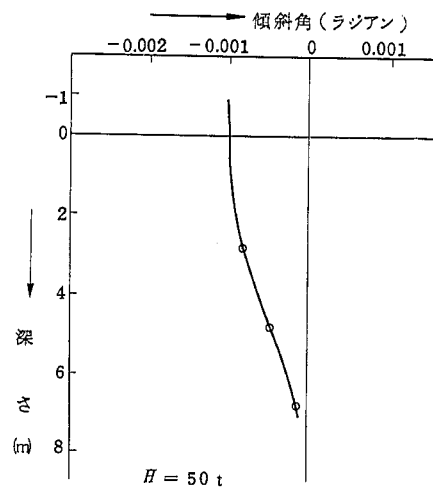
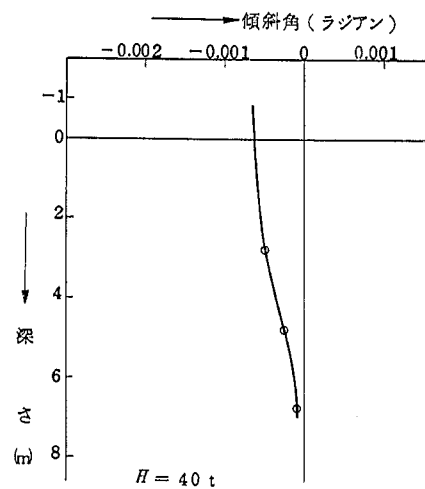


図-4 6(2) 傾斜角分布

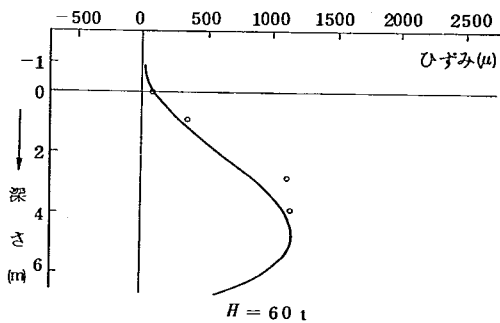
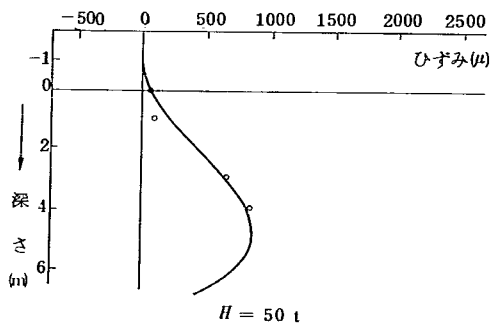
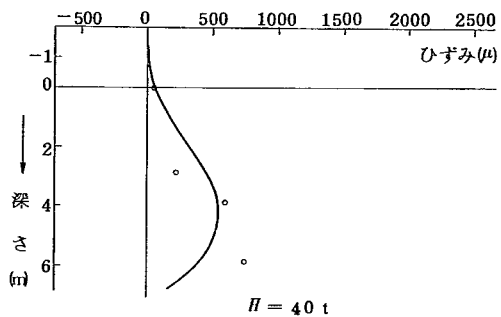
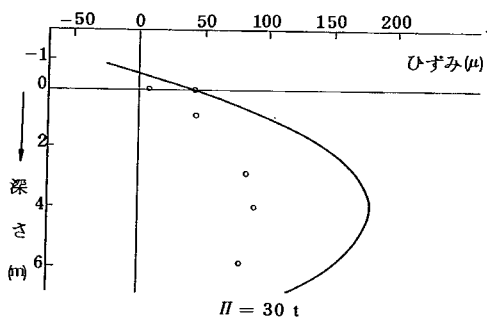
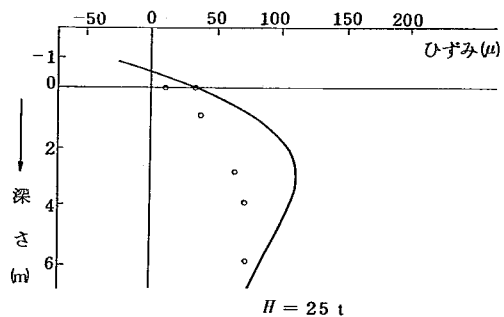
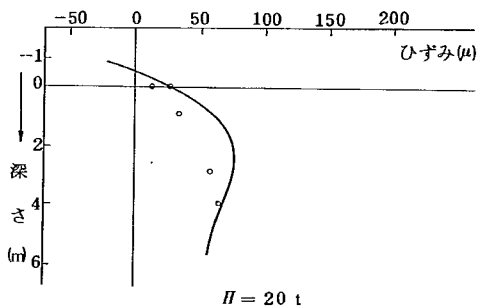
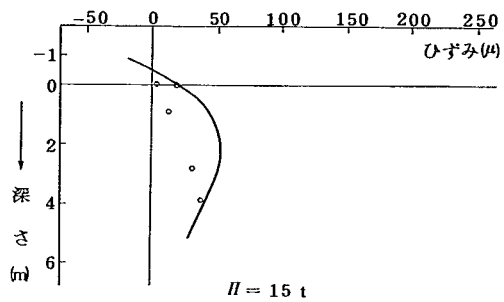
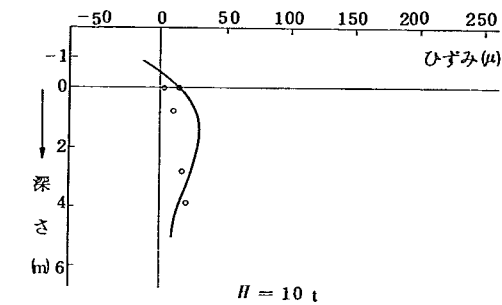


図-4 7(1) 引張側鉄筋ひずみ分布

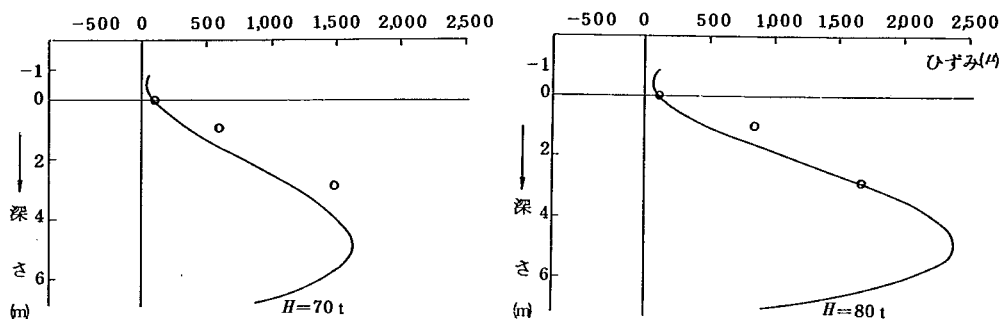


図-4.7(2) 引張側鉄筋ひずみ分布

まず、くいを全断面有効と考え、コンクリートに換算した断面2次モーメントを I 、コンクリートの弾性係数を E 、中心から鉄筋位置までの距離を y とすると②の曲線は

$$\epsilon_{max} = \frac{M_{max}}{E I} y$$

で計算される最大引張ひずみ ϵ_{max} をプロットしたものである。

一方、くいの引張部分を無視した場合の換算断面2次モーメントを I' 、新たな中立軸から引張鉄筋位置までの距離を y' とすると、②の曲線は

$$\epsilon'_{max} = \frac{M_{max}}{E I'} y'$$

で計算される最大引張ひずみ ϵ'_{max} をプロットしたものである。ただし、実際には、 ϵ'_{max} は計算図表によって求めた。この②の曲線を求める方法が、RCくいの設計で、鉄筋の応力を照査するのに一般に用いられている。 $H=34$ tのところで②と②'の間を点線で結んであるが、これは次の方法で求めた、コンクリートに引張破壊が生じる時の水平力を意味している。すなわち、表-1から、くい体コンクリートの圧縮強度は $\sigma_c=350$ kg/cm²であるから、引張強度はその1/10と仮定して $\sigma_t=35$ kg/cm²と考える。コンクリートを全断面有効と見なした時の換算断面2次モーメントは $I=1.3 \times 10^7$ cm⁴であるからコンクリート縁端部が引張強度に達する時のモーメントは

$$M = \frac{\sigma_t \times I}{y} = \frac{35 \times 1.3 \times 10^7}{60} = 75 \text{ t} \cdot \text{m}$$

となり、さらに、逆算 K 値を使って計算した最大モーメントが75 t-mとなる時の水平荷重を求めると、 $H=34$ tと計算される。

一方、③の曲線は、5.3の図-4.7に示した、変位と傾斜角の測定値から推定される最大曲げひずみであり、前述したように実測値とほぼ一致している。

図-4.8から明らかなように初期の荷重段階では、実測の最大曲げひずみは、コンクリートの全断面を有効と考えた時の計算値(曲線②)にほぼ等しいが、あるところで急激に増大し、それ以後はコンクリートの引張部分を無視した計算値(曲線②')に近い挙動を示す。そして、その境界となる荷重は、図-4.8に点線で示したコンクリートの引張強度から逆算した荷重34 tと同程度である。

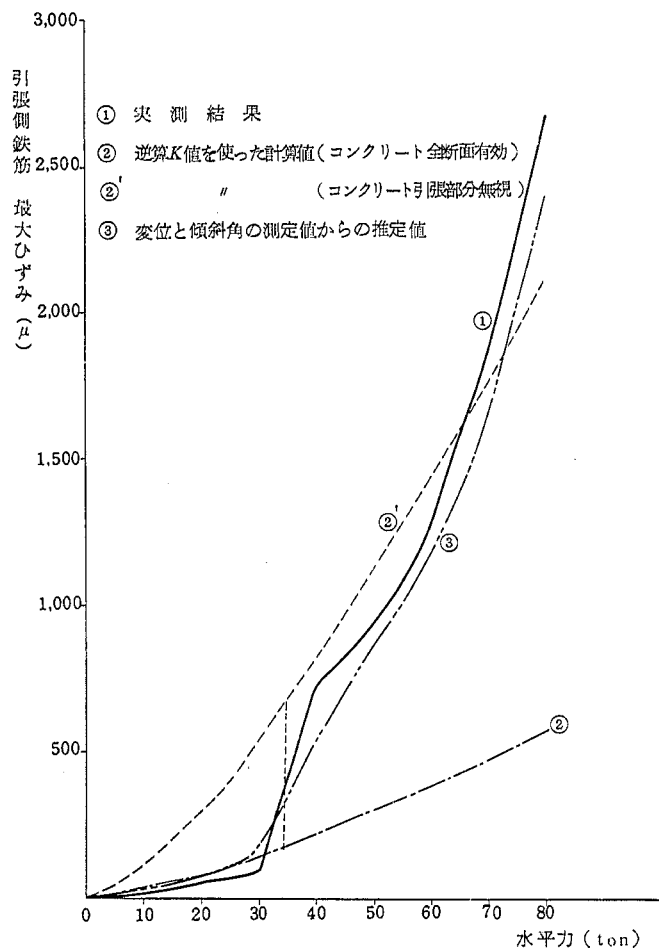


図-4 8 引張側鉄筋最大ひずみの推移

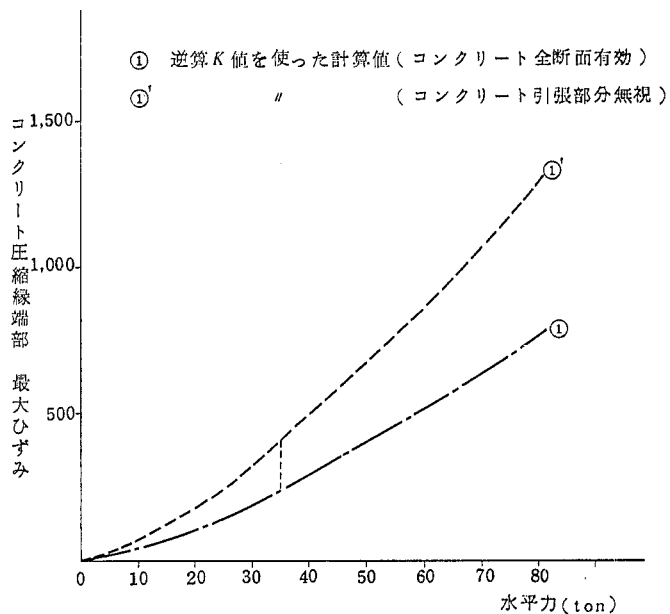


図-4 9 コンクリート圧縮縁端部最大ひずみの推移

次に、コンクリートの圧縮部縁端ひずみを同様の方法で計算したのが図-49である。すなわち、逆算 K 値を使った計算で、コンクリートを全断面有効とした場合を①の曲線、コンクリートの引張部分を無視した場合を④の曲線で示す。コンクリート応力は測定していないが、鉄筋の場合と同様に $H=34\text{ t}$ 前後を境にして①から④へと推移するものと推定される。

5.5 くいの挙動と終局耐力

以上の結果をもとにして、今回試験を行なった場所打ちコンクリートぐいについて、コンクリートおよび鉄筋が許容応力または降伏応力に達した時の荷重を算定する。最初に、使用する定数を次のように定める。

コンクリート

圧縮強度： 350 kg/cm^2 （圧縮試験結果）

引張強度： 35 kg/cm^2 （圧縮強度の $1/10$ と仮定）

圧縮許容応力： 105 kg/cm^2 （設計値）

弾性係数： $150,000\text{ kg/cm}^2$ （圧縮試験結果）

鉄筋（SD30）

降伏応力： $3,000\text{ kg/cm}^2$

許容応力： $2,700\text{ kg/cm}^2$ （設計値）

弾性係数： $2,100,000\text{ kg/cm}^2$

鉄筋応力は図-48に示した実測ひずみ分布をもとにし、コンクリート応力は、図-49で $H<34\text{ t}$ では①の曲線、 $H>34$ では④の曲線で示した計算ひずみを使って計算し、それぞれ許容応力、降伏応力に達した点を実測の荷重-載荷点変位曲線に書き入れると図-50のようになる。この場合、コンクリートの弾性係数を一定とみなしているの、その誤差が含まれるが、 $H=50\text{ ton}$ でコンクリートが許容応力に達し、設計上の許容耐力とみなされる。

ところで、くい頭自由の状態で水平力 H が作用した時の地中部最大モーメント（ $M_m = -0.32 H/\beta$ ）は、地盤反力係数が一定するとくい頭固定（回転角を拘束した状態）で水平力 H が作用した時の固定モーメント（ $M_o = 0.5 H/\beta$ ）の約0.64倍であるから、ここで使った試験ぐいをくい頭固定で載荷したとすると、くい本体の耐力上の許容水平力は

$$50 \times 0.64 = 32\text{ ton}$$

となる。ただし、くい頭が固定と自由とでは同じ水平力に対する変位が異なり、従って地盤反力係数にも差がある。今、くい頭固定で許容耐力に対する時の変位を、くい頭自由で許容耐力に達する時の変位の $1/2$ と仮定すると、今回の試験ぐいの場合、対応する変位はそれぞれ、ほぼ 3 cm と 6 cm になるので、図-42より K 値では約3倍の開きがあり、 β 値によると $\sqrt[4]{3} \approx 1.3$ 倍の差となる。従って、前式の値にこの β 値の差を考慮すると、くい頭固定状態で水平力だけを作用させた時の試験ぐいの耐力上の許容値は

$$32\text{ ton} \times 1.3 \approx 42\text{ ton}$$

となる。

一方、試験ぐいと同じ鉄筋配置をもつ基礎ぐいの設計書によると、水平力約 3.6 ton、引抜力約 2.8 ton、の荷重条件に対して断面が決定されており、上述した試験ぐいの耐力はこの設計値の妥当性を裏付けている。また、 $H \approx 6.4$ ton になると、引張側鉄筋が降伏し、ここで、最大曲げモーメント位置でのぐい体の塑性ヒンジ化が始まると考えられる。従って、それ以後の荷重に対しては、主として塑性ヒンジより上のぐいが、いわゆる短ぐいとして抵抗することになり、最終的には前面地盤の破壊によってぐいの終局耐力が決定されることになろう。今回の試験では最大 8.0 ton、地表面変位約 1.5 cm まで水平載荷したが、この段階では、ぐい体の一部塑性ヒンジ化が生じ、短ぐいとしての抵抗形態に変化してはいるが、いまだ前面地盤は破壊していない状態であると想定される。

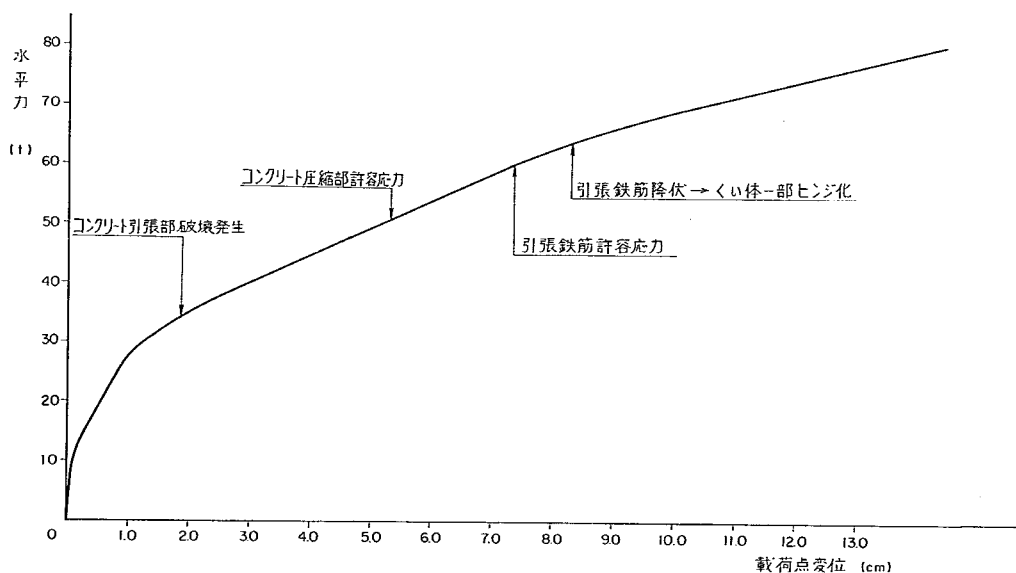


図-50 試験ぐいの耐力と変位

6. 結 論

以上をまとめると、場所打ち鉄筋コンクリートぐいの大変形下の挙動について次のように結論される。

- 1) 載荷試験により K 値を判定すると、施工条件が大きな影響を与えて、地盤調査結果より推定される K 値より大きくなりがちである。この場合にも重機の与えた影響が明らかに表われている。このように施工条件により地盤が変化する状態の把握が従来おろそかにされていたが、今回の実験で明らかになったとみてよい。したがって、載荷試験の結果からいたずらに大きく K 値を評価することはよくない。
- 2) 載荷試験において、ぐい体が許容応力に達した時の水平力は設計上の許容耐力とほぼ対応した値になっており、許容応力度法の範囲では従来の設計法の妥当性が証明された。
- 3) コンクリート引張側縁端応力がいったん引張強度に達すると、引張破壊は急速に内部まで進み、その荷重の前後で引張鉄筋応力は不連続に近い急激な変化をする。
- 4) コンクリートが引張破壊をすると、ぐい体の変形および応力は弾性床上の梁としての計算値とは異なった挙動をする。しかし、ぐい体最大応力については、弾性床上の梁として最大モーメントを求め、コンクリートの引張部分を無視して応力計算を行なう通常の設計方法で、実測値と近い結果が得られる。
- 5) ぐい頭自由で載荷した場合、ある荷重に達すると（今回の試験では水平荷重約6.4 ton、地表面変位約8 cm）、ぐい体の一部が塑性ヒンジ化（引張鉄筋が降伏した状態）し、それ以後の荷重に対しては、ヒンジ部より上方のぐいが短ぐいとして抵抗するようになる。したがって、ぐいの支持形態が、前面地盤の逐次破壊現象から、塑性ヒンジ形成後はぐい上部前面地盤の受働抵抗へと変化することになる。
- 6) 各種原位置試験と一軸圧縮試験との相互の比較資料を得た。これらとぐい前面地盤の反力特性の関連を明らかにするためにさらに資料を集積し、試験値と設計値との結びつきをはかることが、特に軟らかい地盤における K 値の推定精度を高めるために有効であると考えられる。

付録—最小自乗法による、各種計測値からのくい体挙動の推定

一般に、載荷試験の際には、各種計測装置により以下の測定値が得られる。

- 1) 変位量 $Y_1 \sim Y_a$ (ダイヤルゲージ等の読み)
- 2) 傾斜角 $\theta_1 \sim \theta_b$ (傾斜角等の読み)
- 3) せん断力 $S_1 \sim S_c$ (荷重計等の読み)
- 4) モーメント $M_1 \sim M_d$ (ひずみゲージ、鉄筋計等の読み)

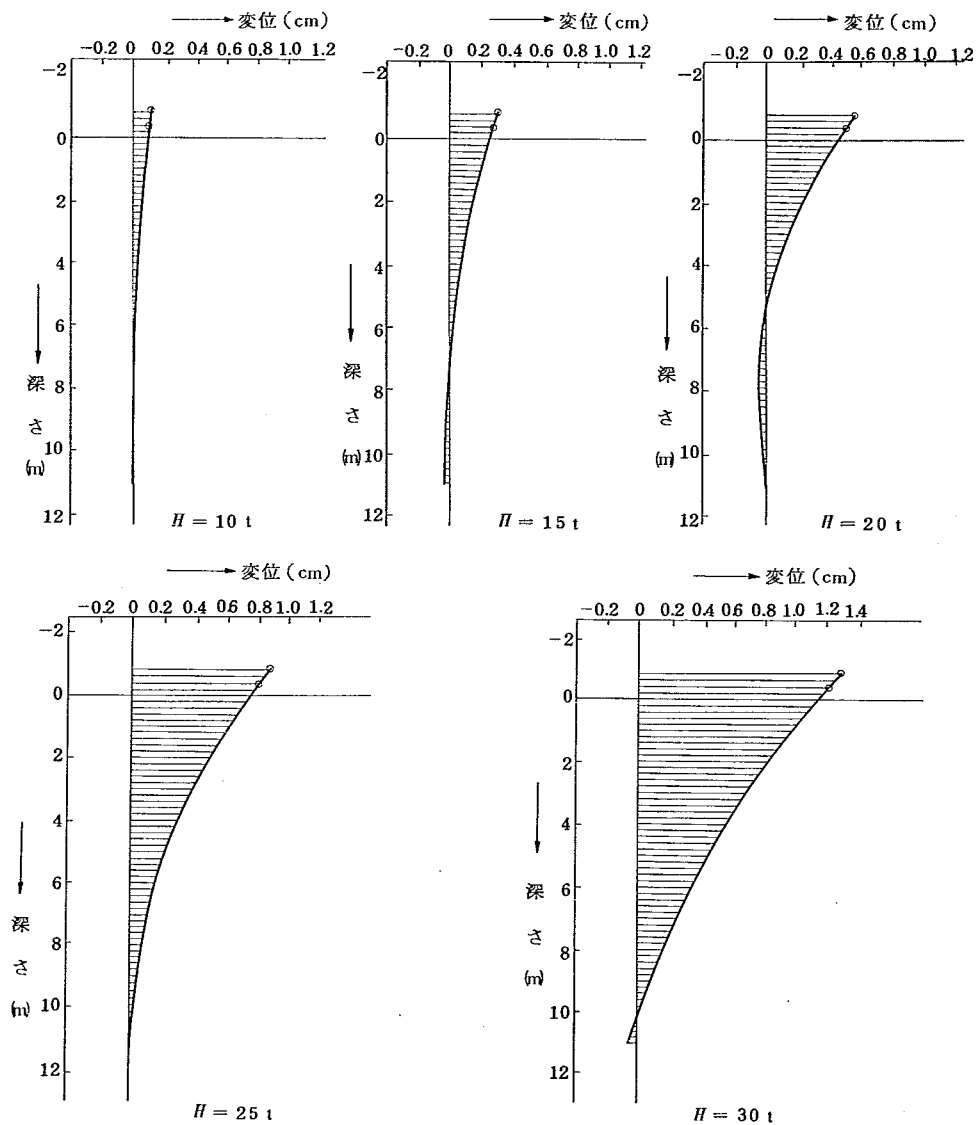
一方、くいの変形を次の T 次式で近似する。

$$Y = A_T X^T + A_{T-1} X^{T-1} + A_{T-2} X^{T-2} \cdots \cdots + A_1 X + A_0 \cdots \cdots \quad (\text{付-1})$$

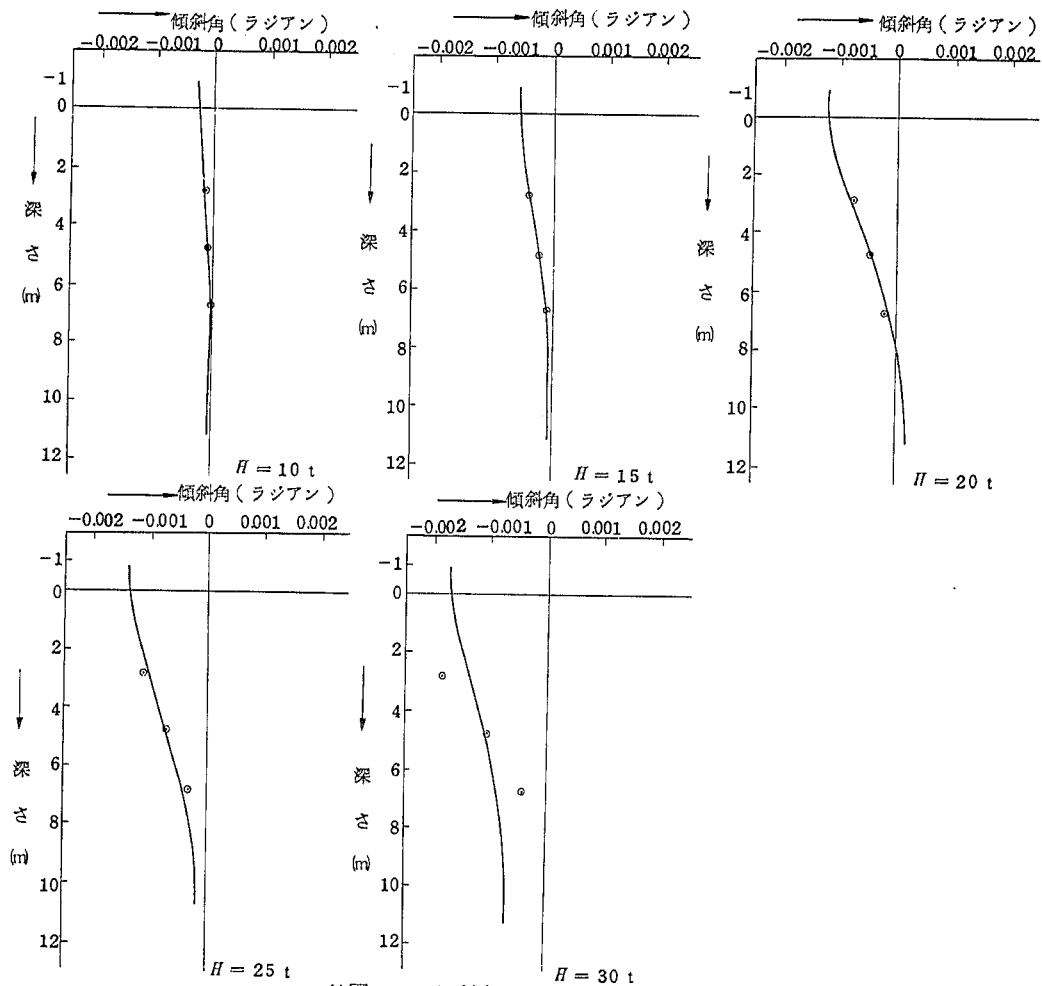
この $A_0 \sim A_T$ の $(T+1)$ 個の未知量を上記の $(a+b+c+d) = N$ 個の既知量から推定する方法として最小自乗法を適用する(ただし、 $N \geq T+1$)。こうして未知量がわかれば、(付-1)式を微分することにより、傾斜角、せん断力、モーメント、地盤反力の分布も推定できる。ここでは計算式の詳細は略するが、末尾に、FORTRAN で書き表わしたプログラムを掲げる。

5.3の図-45~47に示したのは、ひずみゲージの読み以外の既知量をもとにして鉄筋位置のひずみを計算したもので、これと実測値を比較することにより、ゲージの信頼度をチェックするという方法をとった。

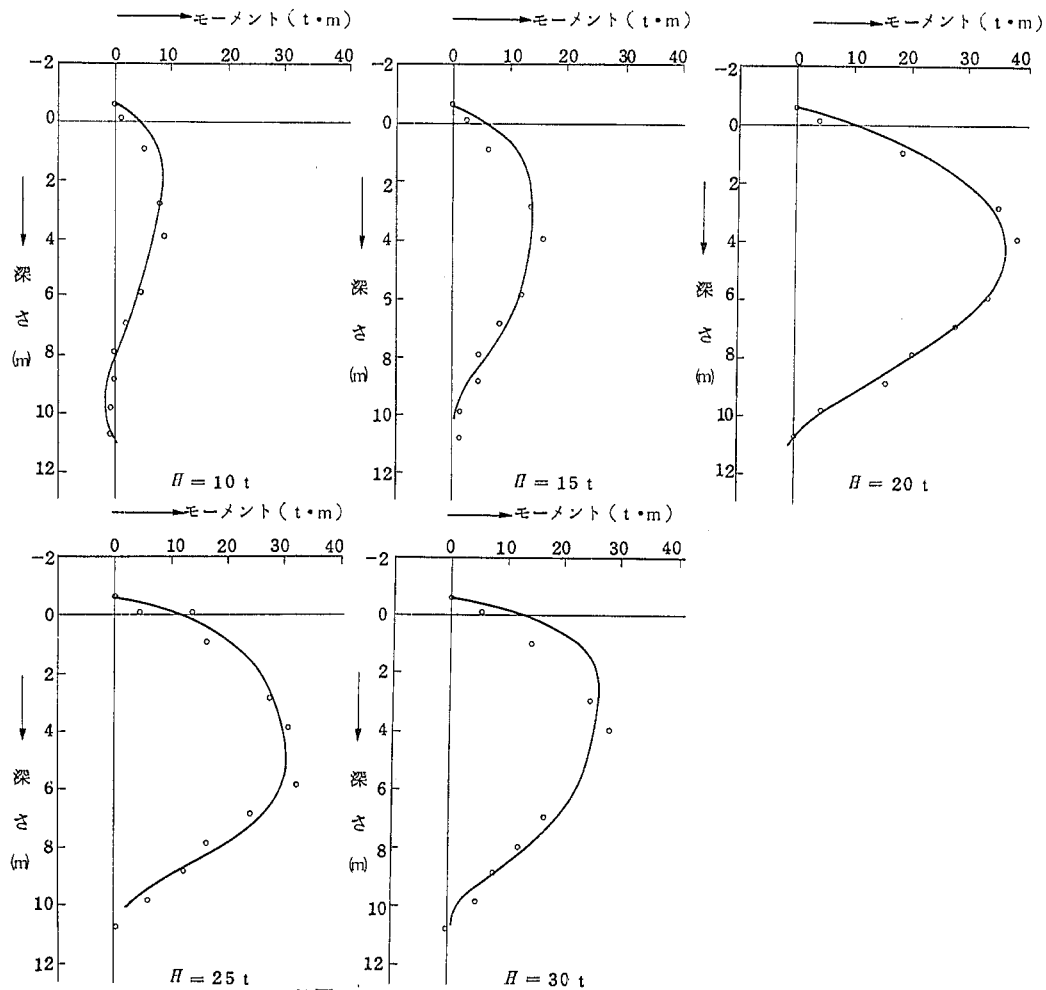
試験の結果、 $H = 30$ tonまでは、くい体はほぼ弾性的な挙動をしていることがわかったので、ひずみゲージの読みも既知量に加えて、30 tonまでのくいの挙動を推定してみることにする。まず、近似式(付-1)の次数 T をいくつにとるかが問題になるが、これは既知量の数 N とそのバラツキ程度によって最適次数が決まる。今回は、いくつかのケースで計算した結果、7次式とした場合が最も実際に近いと考えられたので、その計算値をグラフで示す。付図-1は変位分布、付図-2は傾斜角分布、付図-3はモーメント分布、付図-4は地盤反力分布であり、同時に実測値もプロットしてある。



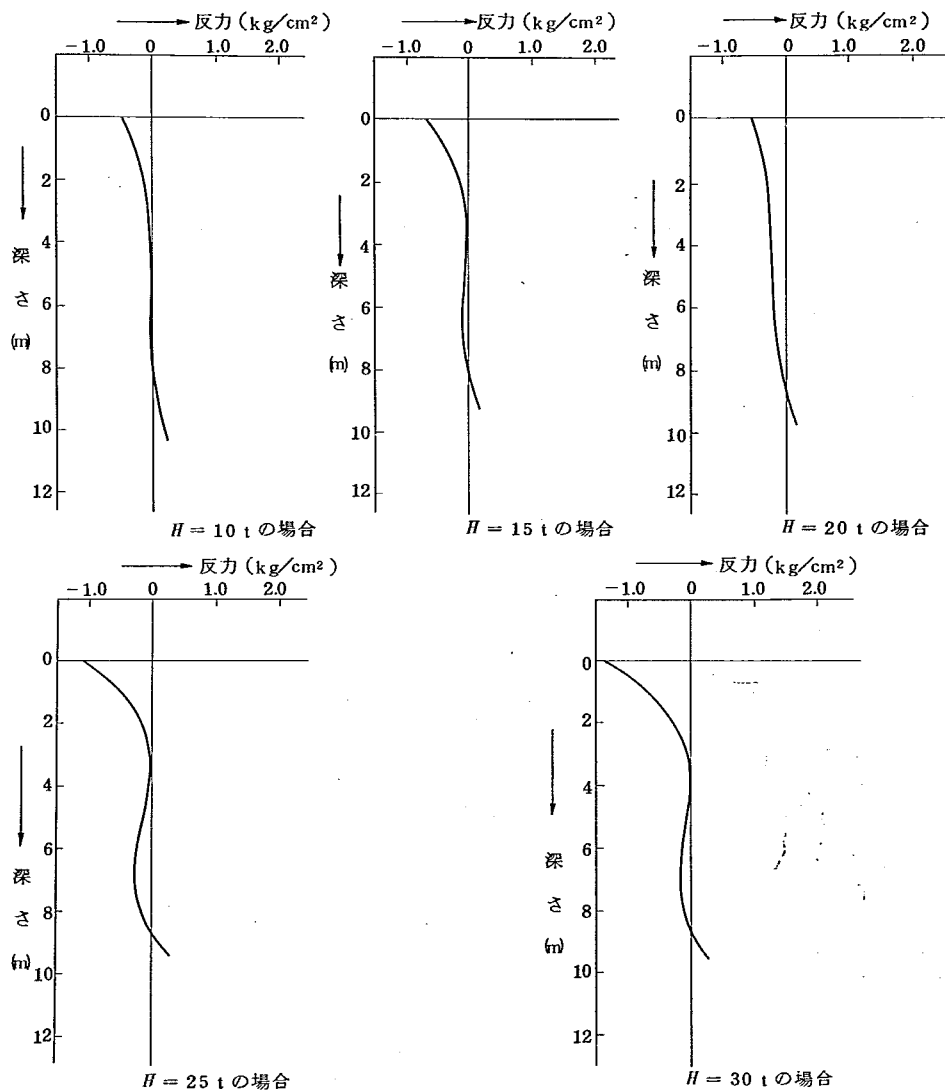
付図-1 変位分布(7次式近似)



付図-2 傾斜角分布 (7次式近似)



付図-3 モーメント分布 (7次式近似)



付図-4 反力分布(7次式近似)

```

EXTERNAL SLEQD1
REAL MS,M
INTEGER A,B,C,D,T,TT
DIMENSION X(50,51),P(50,51),Q(50),Y(20),SHE(20),M(20),S(20),
1 X1(20),X2(20),X3(20),X4(20),EP(20)
READ(5,100) A,B,C,D,T
100 FORMAT(5I5)
3000 CONTINUE
READ(5,110) H
110 FORMAT(F10.0)
IF(H,LT,0) GO TO 4000
IF(A,EQ,0) GO TO 112
READ(5,220)(Y(I),I=1,A)
112 CONTINUE
IF(B,EQ,0) GO TO 114
READ(5,220)(SHE(I),I=1,B)
114 CONTINUE
IF(C,EQ,0) GO TO 116
READ(5,220)(EP(I),I=1,C)
116 CONTINUE
IF(D,EQ,0) GO TO 118
READ(5,220)(S(I),I=1,D)
118 CONTINUE
220 FORMAT(F10.0)
READ(5,300) E,A1,R,XL,DS
300 FORMAT(5F15.0)
READ(5,218) AX
218 FORMAT(F10.0)
READ(5,230) IHA,IOW,IKA
230 FORMAT(3I5)
DO 19 IL=1,C
M(IL)=E*AI*EP(IL)*0.000001/R
19 CONTINUE
WRITE(6,2)
2 FORMAT(1H1,22HH=INITIAL LOAD NI YORU)
WRITE(6,4) H
4 FORMAT(1H0,3HH= ,E14.7,2X,4H(KG))
WRITE(6,5) E
5 FORMAT(1H0,3HE= ,E14.7,2X,8H(KG/CM2))
WRITE(6,6) AI
6 FORMAT(1H0,3HI= ,E14.7,2X,5H(CM4))
IF(C,EQ,0) GO TO 240
DO 75 IL=1,C
WRITE(6,7) IL,M(IL)
7 FORMAT(1H ,2HM(,I2,3H)= ,E14.7,2X,7H(KG,CM)/)
75 CONTINUE
240 CONTINUE
IF(D,EQ,0) GO TO 260
DO 85 I=1,D
WRITE(6,8) I,S(I)
8 FORMAT(1H 2HS(,I2,3H)= ,E14.7,2X,4H(KG)/)
85 CONTINUE

```

```

260 CONTINUE
    IF(A,EQ,0) GO TO 280
    DO 95 I=1,A
    WRITE(6,9) I,Y(I)
    9 FORMAT(1H ,2HY(,I2,3H)= ,E14,7,2X,4H(CM)/)
95 CONTINUE
280 CONTINUE
    IF(B,EQ,0) GO TO 290
    DO 96 I=1,B
    WRITE(6,97) I,SHE(I)
    97 FORMAT(1H ,4HSHE(,I2,3H)= ,E14,7,2X,5H(RED)/)
96 CONTINUE
290 CONTINUE
    IF(A,EQ,0) GO TO 500
    READ(5,400)(X1(I),I=1,A)
500 CONTINUE
    IF(B,EQ,0) GO TO 520
    READ(5,400)(X2(I),I=1,B)
520 CONTINUE
    IF(C,EQ,0) GO TO 540
    READ(5,400)(X3(I),I=1,C)
540 CONTINUE
    IF(D,EQ,0) GO TO 560
    READ(5,400)(X4(I),I=1,D)
560 CONTINUE
400 FORMAT(F10,0)
    IF(A,EQ,0) GO TO 25
    DO 15 IA=1,A
    IB=T*2
    X(IA,1)=1,0
    X(IA,IB)=Y(IA)
15 CONTINUE
    DO 25 II=1,A
    X1(II)=X1(II)/XL
    TT=T*1
    DO 30 JJ=2,TT
    X(II,JJ)=X1(II)**(JJ-1)
30 CONTINUE
25 CONTINUE
    IF(B,EQ,0) GO TO 60
    DO 50 IB=1,B
    IA=A*IB
    IC=T*2
    X(IA,1)=0,0
    X(IA,2)=1,0
    X(IA,IC)=SHE(IB)*XL
50 CONTINUE
    DO 60 IB=1,B
    X2(IB)=X2(IB)/XL
    II=A*IB
    TT=T*1
    DO 70 JJ=3,TT
    X(II,JJ)=(JJ-1)*X2(IB)**(JJ-2)
70 CONTINUE
60 CONTINUE

```

```

      IF(C, EQ, 0) GO TO 1020
      DO 1010 IB=1, C
      IA=A*B*IB
      IC=T+2
      X(IA,1)=0,0
      X(IA,2)=0,0
      X(IA,3)=2,0
      X(IA,IC)=M(IB)/(E*AI)*XL**2
1010  CONTINUE
      DO 1020 IB=1, C
      X3(IB)=X3(IB)/XL
      II=A*B*IB
      TT=T+1
      DO 1030 JJ=4, TT
      X(II, JJ)=(JJ=1)*(JJ=2)*X3(IB)**(JJ=3)
1030  CONTINUE
1020  CONTINUE
      IF(D, EQ, 0) GO TO 1050
      DO 1040 IB=1, D
      IA=A*B+C*IB
      IC=T+2
      X(IA,1)=0,0
      X(IA,2)=0,0
      X(IA,3)=0,0
      X(IA,4)=6,0
      X(IA,IC)=S(IB)/(E*AI)*XL**3
1040  CONTINUE
      DO 1050 IB=1, D
      X4(IB)=X4(IB)/XL
      II=A*B+C*IB
      TT=T+1
      DO 1060 JJ=5, TT
      X(II, JJ)=(JJ=1)*(JJ=2)*(JJ=3)*X4(IB)**(JJ=4)
1060  CONTINUE
1050  CONTINUE
      MI=A*B+C*D
      N=T+1
      DO 1140 K=1, N
      SK=0,0
      IB=N+1
      DO 1150 J=1, MI
      SK=X(J,K)*X(J,IB)*SK
1150  CONTINUE
      Q(K)=SK
      DO 1160 I=1, N
      SK=0,0
      DO 1162 J=1, MI
      SK=X(J,K)*X(J,I)*SK
1162  CONTINUE
      P(K,I)=SK
1160  CONTINUE
1140  CONTINUE
      DO 1170 I=1, N
      P(I, N+1)=Q(I)
1170  CONTINUE

```

```

      READ(5,1180) EPS
1180  FORMAT(E13,5)
      WRITE(6,1185) EPS
1185  FORMAT(1H ,E14,5)
      CALL SLEQQ1(N,P,ISW,EPS,50,51)
      IT=N+1
      IF(ISW) 10,10,20
20    WRITE(6,1200)
      GO TO 4000
1200  FORMAT(1H1,20X,11HNO SOLUTION/)
10    CONTINUE
      DO 23 I=1,N
23    Q(I)=P(I,IT)
      WRITE(6,7000)
      WRITE(6,8000)
      DO 1270 IS=IHA,IOW,IKA
      XY=IS*AX/XL
      YY=0,0
      DO 1280 II=1,T
      IB=II+1
      YY=Q(IB)*XY**II+YY
1280  CONTINUE
      YY=YY*Q(1)
      CHET=0,0
      DO 1290 II=2,T
      IB=II+1
      CHET=II*Q(IB)*XY**II+CHET
1290  CONTINUE
      CHET=(CHET*Q(2))/XL
      MS=0,0
      DO 1300 II=3,T
      IB=II+1
      MS=II*(II-1)*Q(IB)*XY**II+MS
1300  CONTINUE
      MS=(MS+2*Q(3))/XL**2
      MS=MS*E*AI
      SS=0,0
      DO 1310 II=4,T
      IB=II+1
      SS=II*(II-1)*(II-2)*Q(IB)*XY**II+SS
1310  CONTINUE
      SS=(SS+6*Q(4))/XL**3
      SS=SS*E*AI
      QQ=0,0
      DO 1320 II=5,T
      IB=II+1
      QQ=II*(II-1)*(II-2)*(II-3)*Q(IB)*XY**II+QQ
1320  CONTINUE
      QQ=(QQ+24*Q(5))/XL**4
      QQ=QQ*E*AI/DS
      WRITE(6,5000) XY,YY,CHET,MS,SS,QQ
1270  CONTINUE
7000  FORMAT(1H0,7X,1HX,19X,1HY,17X,6HSHETER,14X,6HMOMENT,16X,5HSHEAR,
113X,8HREACTION)
8000  FORMAT(1H ,6X,4H(CM),15X,4H(CM),16X,5H(RAD),14X,7H(KG,CM),14X,

```

14H(KG),15X,8H(KG/CM2))
5000 FORMAT(1H ,E14,7,6X,E14,7,6X,E14,7,6X,E14,7,6X,E14,7)
GO TO 3000
4000 CONTINUE
STOP
END