

土 木 研 究 所 資 料

地中連続壁基礎の設計計算手法に 関する調査

昭和63年 3 月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright © (1988) 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。

地中連続壁基礎の設計計算手法に 関する調査

基礎研究室 室 長 岡 原 美知夫

研 究 員 福 井 次 郎^{※1}

田 口 敬 二

部外研究員 船 越 敦^{※2}

要 旨

地中連続壁基礎の設計法の確立を目的として、地中連続壁基礎の水平支持機構に関する設計計算手法の現状とその検討課題について調査した。そして、設計計算手法に関する要因について、種々のパラメータ解析を実施した。また設計計算プログラムの作成を行い、地中連続壁基礎の水平支持機構に関する設計計算手法を確立した。

キーワード：地中連続壁基礎，設計計算手法，地盤バネ，抵抗特性，基礎本体

※1 (現, 建設省中国地方建設局鳥取工事事務所 調査設計課長)

※2 (現, ㈱大林組 土木本部設計部設計課)

まえがき

従来、地中連続壁は土留め壁や止水壁等の仮壁として、その後建築物の地下壁や耐震壁等の本体構造物として利用されてきた。近年、壁体間相互を連結し、応力伝達を図りうる鉛直継手の開発に伴い、構造物基礎として適用されるようになった。このような地中連続壁基礎は、現在まで橋梁基礎として数十基と着実に施工実績を増やしているが、道路橋基礎としての設計法はまだ確立されたものはなく、既存のケーソン基礎の設計法を参考にし、本基礎の支持機構を考慮した国鉄提案の設計法を用いているのが現状である。

そこで、基礎研究室では地中連続壁基礎の設計法の確立を目的として、設計計算手法の現状とその検討課題を調査し、設計計算に係わる要因について種々のパラメータ計算による検討を行った。さらに、設計計算基本式ならびに設計計算プログラムの作成を試みた。なお、ここではとくに水平力および曲げモーメントの作用した場合の水平支持に関する設計計算手法について検討した。

ここに、これらの成果について報告するものであるが、地中連続壁基礎の設計法の一助となれば幸いである。

昭和63年3月

目 次

1. 地中連続壁基礎の設計計算手法の現状	1
1.1 概 説	1
1.2 設計の基本的な考え方	1
1.3 設計計算手法の現状	2
1.4 設計計算手法の検討課題	4
2. 設計計算手法の検討	5
2.1 概 説	5
2.2 検 討 方 法	5
2.3 鉛直方向せん断バネの水平支持に対する効果	10
2.4 地盤バネの抵抗特性	14
2.5 基礎本体の取扱い	19
2.6 内周面の地盤バネの効果	20
2.7 側面の水平方向せん断バネの効果	22
2.8 検討結果のまとめ	25
3. 実物載荷試験に基づく検討	27
3.1 概 説	27
3.2 地中連続壁基礎	27
3.3 杭 基 礎	35
3.4 検討結果のまとめ	49
4. 地中連続壁基礎の設計計算手法の提案	51
4.1 設計計算手法の基本的な考え方	51
4.2 設計計算基本式と解析法	52
4.3 設計計算プログラム	55
あ と が き	63
参 考 文 献	64
プ ロ グ ラ ム リ ス ト	65

1. 地中連続壁基礎の設計計算手法の現状

1.1 概 説

地中連続壁基礎は比較的新しく開発された基礎形式であり、現時点では橋梁基礎の施工実績として数十基と他の基礎形式に比べて極くわずかといえる。一方、設計計算手法は施工実績とともに検討が進められており、地中連続壁基礎として最初の実施例となった首都高速横羽線高架橋基礎（1978年着工）では、鉛直継手部の剛性に対して鋼管矢板基礎と同様に合成効率の低減という考え方を導入して設計されている。また東北新幹線飯坂街道架道橋基礎（1979年着工）では、ケーソンとしての安定計算手法を取入れている。このように当初の基礎では既存の基礎形式の設計法を準用して設計されていたが、これ以後の基礎では各方面の技術検討の結果、基礎の構造特性を勘案して、周囲地盤を各種の地盤バネにモデル化した弾性床土上の剛体あるいは弾性体の梁として計算する方法を用いているのが現状である。

以上のように、地中連続壁基礎の設計計算手法はまだ確立されているとは言えないものの、幾つかの設計法が提案されており、ここではその概要を述べるとともに、今後の検討課題について述べることにする。

1.2 設計の基本的な考え方

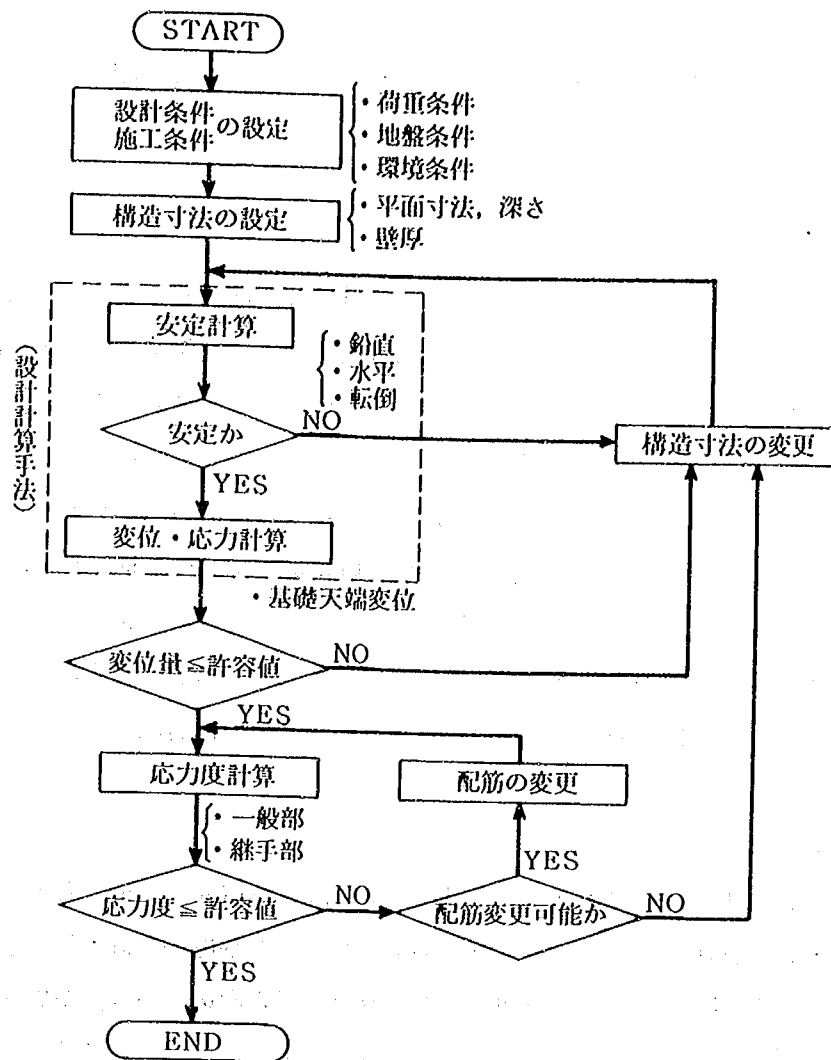
地中連続壁基礎は、設計上、杭基礎とケーソン基礎との中間に位置するものと考えられるが、剛性・支持力ともにケーソン基礎に匹敵することから、基本的にはケーソン基礎の設計手法に準ずることがよいと考えられている。しかしながら地中連続壁基礎は、ケーソン基礎と次のような点が異なることを留意しなければならない。

- ① 地中連続壁基礎は施工的に場所打ち杭とほぼ同様であることから周面摩擦力をかなり期待することができ、鉛直方向・水平方向支持力ともに周面のせん断抵抗力を十分考慮することが可能であること。
- ② 道路橋示方書Ⅳ下部構造編によれば、ケーソン基礎の設計上の区分は βl が0.5～1程度の範囲となっており、ケーソン基礎は設計上剛体として取り扱っているが、地中連続壁基礎の場合、工法上ケーソン基礎よりも施工断面・施工深度の自由度が大きいため、水平荷重に対する挙動は必ずしも剛体的な挙動をするとは限らないこと。

地中連続壁基礎の設計は、このような基本的な特性を考慮するとともに、一般の基礎構造物と同様に次の条件を満足するものでなければならない。

- ① 構造物が全体として安定であること。
- ② 構造物の変位量が許容値以下であること。
- ③ 構造物の各部材が所要の強度を有すること。

設計の基本的な流れを示すと図－1.1のようになる。ここでは、破線で囲んだ安定計算および変位・応力計算をまとめて設計計算手法とする。



図－1.1 設計の概略フロー

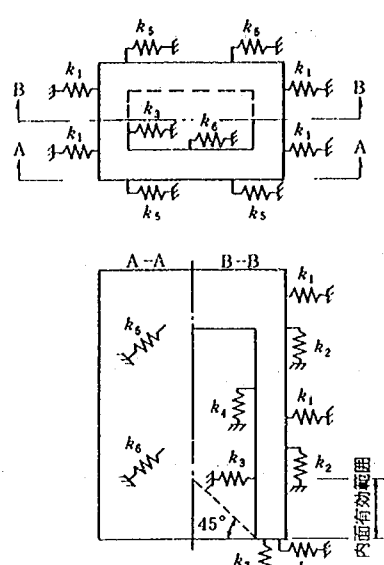
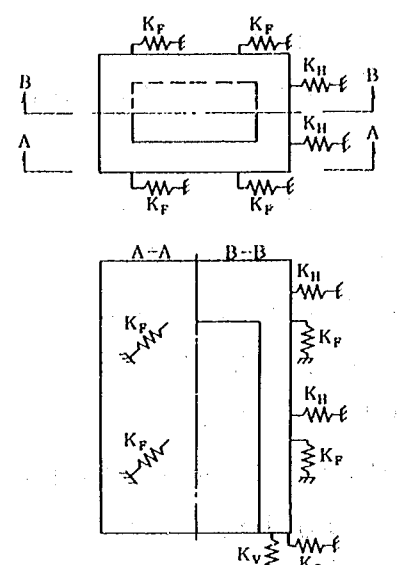
1.3 設計計算手法の現状

地中連続壁基礎の設計計算手法はこれまで各方面で種々検討されている。現段階で設計実績がある手法は、①国鉄提案の方法（以下、国鉄法と略す。）と②阪神高速道路公団提案の方法（以下、阪高法と略す。）がある。阪高法の適用例は現在まで1事例であり、それ以外はほとんど国鉄法であることを考えると、現状では地中連続壁基礎の設計計算手法は国鉄法が一般的であると言える。

両者の設計計算手法の比較を表－1.1に示す。

表-1.1 設計方法の比較

	固 鉄 法	阪 高 法																									
(1) 安定計算	① 鉛直・水平・転倒の各荷重を各々の地盤の抵抗力(極限支持力)と比較し, 所要の安全率を満足していることを照査する。 ② 安全率: F_s <table> <tr> <th></th><th>F_s</th></tr> <tr> <td>常 時</td><td>3</td></tr> <tr> <td>一 時</td><td>2</td></tr> <tr> <td>地 震 時</td><td>1.5</td></tr> <tr> <td>地震時(活荷重含)</td><td>1.2</td></tr> </table>		F_s	常 時	3	一 時	2	地 震 時	1.5	地震時(活荷重含)	1.2	① ②変位・地盤反力・応力の計算において算出される各地盤反力度が各々の極限支持力を所要の安全率で除した地盤の許容支持力値を下回るようにする。 ② 安全率: F_s <table> <tr> <th></th><th>常 時</th><th>地震時</th></tr> <tr> <td>前面の水平支持力度</td><td>1.5</td><td>1.1</td></tr> <tr> <td>外周面のせん断支持力度</td><td>4</td><td>3</td></tr> <tr> <td>底面の鉛直支持力度</td><td>3</td><td>2</td></tr> <tr> <td>底面のせん断支持力度</td><td>1.5</td><td>1.2</td></tr> </table>		常 時	地震時	前面の水平支持力度	1.5	1.1	外周面のせん断支持力度	4	3	底面の鉛直支持力度	3	2	底面のせん断支持力度	1.5	1.2
	F_s																										
常 時	3																										
一 時	2																										
地 震 時	1.5																										
地震時(活荷重含)	1.2																										
	常 時	地震時																									
前面の水平支持力度	1.5	1.1																									
外周面のせん断支持力度	4	3																									
底面の鉛直支持力度	3	2																									
底面のせん断支持力度	1.5	1.2																									

(2) 変位, 地盤反力, 応力の計算	① 1本の剛体をばね支承上の梁として計算する ② 計算モデル  k_1: 前後外壁の水平地盤係数 k_2: 前後外壁のせん断地盤係数(鉛直方向) k_3: 前後内壁の水平地盤係数 k_4: 前後内壁のせん断地盤係数(鉛直方向) k_5: 側面外壁のせん断地盤係数(水平方向) k_6: 側面内壁のせん断地盤係数(水平方向) k_7: 底面の鉛直地盤係数 k_8: 底面のせん断地盤係数(水平方向)	① 1本の弾性体(EI)あるいは剛体をばね支承上の梁として計算する。 ② 計算モデル  K_H: 荷重方向前面および背面で圧縮に対して効く水平ばね K_V: 基礎底面の壁体断面に対して効く鉛直ばね K_S: 基礎底面のせん断ばね K_F: 基礎外周面に対して効くせん断ばね
---------------------	---	--

	③ 地盤ばねと極限地盤反力度の算定 <table> <tr> <th>地盤ばね</th><th>地盤ばねの算定 (kg/cd)</th><th>許容値の算定 (t/m)</th></tr> <tr> <td>k_1</td><td>$k_1 = 12.8 k_{H0} \cdot B_H^{-(3/4)}$</td><td>最大圧縮反力: $P_{1c} = \text{受働土圧}$ 最大引張反力: $P_{1t} = \text{静止土圧}$ - 静止土圧 - 主動土圧</td></tr> <tr> <td>k_2</td><td>$k_2 = (0.15 + 0.35 Z/D) \cdot k_1$</td><td>砂 質 土: $P_{2c} = 0.5 N$ (≤ 20) 粘 性 土: $P_{2c} = c$ または N (≤ 15)</td></tr> <tr> <td>k_3</td><td>$Z/D < 0.9: k_3 = 0$ $0.9 \leq Z/D \leq 1.0: k_3 = 0.21 k_1$</td><td>最大圧縮反力: $P_{3c} = 0.5 P_w$ 最大引張反力: $P_{3t} = 0.5 P_w$</td></tr> <tr> <td>k_4</td><td>$Z/D < 0.5: k_4 = 0$ $0.5 \leq Z/D \leq 1.0: k_4 = (0.2 Z/D - 0.4) \cdot k_2$</td><td>砂 質 土: $P_{4c} = 0.5 P_2$ 粘 性 土: $P_{4c} = 0.5 P_2$</td></tr> <tr> <td>k_5</td><td>$k_5 = 0.6 k_1$</td><td>砂 質 土: $P_{5c} = 0.5 N$ (≤ 20) 粘 性 土: $P_{5c} = c$ または N (≤ 15)</td></tr> <tr> <td>k_6</td><td>$Z/D < 0.5: k_6 = 0$ $0.5 \leq Z/D \leq 1.0: k_6 = (0.8 Z/D - 0.4) \cdot k_5$</td><td>砂 質 土: $P_{6c} = 0.5 P_4$ 粘 性 土: $P_{6c} = 0.5 P_4$</td></tr> <tr> <td>k_7</td><td>$k_7 = 12.8 k_{V0} \cdot B_V^{-(3/4)}$</td><td>最大圧縮反力: 極限鉛直支持力 最大引張反力: 連壁井筒基礎自重</td></tr> <tr> <td>k_8</td><td>$k_8 = 0.5 k_7$</td><td>砂 質 土: $P_{8c} = 0.5 N$ (≤ 20) 粘 性 土: $P_{8c} = c$ または N (≤ 15)</td></tr> </table> 注1) Z: 着目点の深さ (m), D: 基礎の長さ (m) 2) k_2, k_4, k_5, k_6 に対する極限値の算出は遺式IV下部構造図による。	地盤ばね	地盤ばねの算定 (kg/cd)	許容値の算定 (t/m)	k_1	$k_1 = 12.8 k_{H0} \cdot B_H^{-(3/4)}$	最大圧縮反力: $P_{1c} = \text{受働土圧}$ 最大引張反力: $P_{1t} = \text{静止土圧}$ - 静止土圧 - 主動土圧	k_2	$k_2 = (0.15 + 0.35 Z/D) \cdot k_1$	砂 質 土: $P_{2c} = 0.5 N$ (≤ 20) 粘 性 土: $P_{2c} = c$ または N (≤ 15)	k_3	$Z/D < 0.9: k_3 = 0$ $0.9 \leq Z/D \leq 1.0: k_3 = 0.21 k_1$	最大圧縮反力: $P_{3c} = 0.5 P_w$ 最大引張反力: $P_{3t} = 0.5 P_w$	k_4	$Z/D < 0.5: k_4 = 0$ $0.5 \leq Z/D \leq 1.0: k_4 = (0.2 Z/D - 0.4) \cdot k_2$	砂 質 土: $P_{4c} = 0.5 P_2$ 粘 性 土: $P_{4c} = 0.5 P_2$	k_5	$k_5 = 0.6 k_1$	砂 質 土: $P_{5c} = 0.5 N$ (≤ 20) 粘 性 土: $P_{5c} = c$ または N (≤ 15)	k_6	$Z/D < 0.5: k_6 = 0$ $0.5 \leq Z/D \leq 1.0: k_6 = (0.8 Z/D - 0.4) \cdot k_5$	砂 質 土: $P_{6c} = 0.5 P_4$ 粘 性 土: $P_{6c} = 0.5 P_4$	k_7	$k_7 = 12.8 k_{V0} \cdot B_V^{-(3/4)}$	最大圧縮反力: 極限鉛直支持力 最大引張反力: 連壁井筒基礎自重	k_8	$k_8 = 0.5 k_7$	砂 質 土: $P_{8c} = 0.5 N$ (≤ 20) 粘 性 土: $P_{8c} = c$ または N (≤ 15)	③ 地盤ばねと許容地盤支持力度の算定 <table> <tr> <th>地盤ばね</th><th>地盤ばねの算定 (kg/cd)</th><th>許容値の算定 (t/m)</th></tr> <tr> <td>K_H</td><td>$K_H = 12.8 K_{H0} \cdot B_H^{-(3/4)}$</td><td>受働土圧 / F_s</td></tr> <tr> <td>K_F</td><td>$K_F = 0.6 K_H$</td><td>砂質土: $0.5 N (\leq 20) / F_s$ 粘性土: (または $N (\leq 15)$) / F_s</td></tr> <tr> <td>K_V</td><td>$K_V = 12.8 K_{V0} \cdot A_o^{-(3/4)}$</td><td>砂れきまたは砂層: $300 / F_s$ 硬質粘土層: $3q_u / F_s$</td></tr> <tr> <td>K_S</td><td>$K_S = (\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}) K_V$</td><td>$(\sigma_v \tan \phi + c) / F_s$</td></tr> </table>	地盤ばね	地盤ばねの算定 (kg/cd)	許容値の算定 (t/m)	K_H	$K_H = 12.8 K_{H0} \cdot B_H^{-(3/4)}$	受働土圧 / F_s	K_F	$K_F = 0.6 K_H$	砂質土: $0.5 N (\leq 20) / F_s$ 粘性土: (または $N (\leq 15)$) / F_s	K_V	$K_V = 12.8 K_{V0} \cdot A_o^{-(3/4)}$	砂れきまたは砂層: $300 / F_s$ 硬質粘土層: $3q_u / F_s$	K_S	$K_S = (\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}) K_V$	$(\sigma_v \tan \phi + c) / F_s$
地盤ばね	地盤ばねの算定 (kg/cd)	許容値の算定 (t/m)																																										
k_1	$k_1 = 12.8 k_{H0} \cdot B_H^{-(3/4)}$	最大圧縮反力: $P_{1c} = \text{受働土圧}$ 最大引張反力: $P_{1t} = \text{静止土圧}$ - 静止土圧 - 主動土圧																																										
k_2	$k_2 = (0.15 + 0.35 Z/D) \cdot k_1$	砂 質 土: $P_{2c} = 0.5 N$ (≤ 20) 粘 性 土: $P_{2c} = c$ または N (≤ 15)																																										
k_3	$Z/D < 0.9: k_3 = 0$ $0.9 \leq Z/D \leq 1.0: k_3 = 0.21 k_1$	最大圧縮反力: $P_{3c} = 0.5 P_w$ 最大引張反力: $P_{3t} = 0.5 P_w$																																										
k_4	$Z/D < 0.5: k_4 = 0$ $0.5 \leq Z/D \leq 1.0: k_4 = (0.2 Z/D - 0.4) \cdot k_2$	砂 質 土: $P_{4c} = 0.5 P_2$ 粘 性 土: $P_{4c} = 0.5 P_2$																																										
k_5	$k_5 = 0.6 k_1$	砂 質 土: $P_{5c} = 0.5 N$ (≤ 20) 粘 性 土: $P_{5c} = c$ または N (≤ 15)																																										
k_6	$Z/D < 0.5: k_6 = 0$ $0.5 \leq Z/D \leq 1.0: k_6 = (0.8 Z/D - 0.4) \cdot k_5$	砂 質 土: $P_{6c} = 0.5 P_4$ 粘 性 土: $P_{6c} = 0.5 P_4$																																										
k_7	$k_7 = 12.8 k_{V0} \cdot B_V^{-(3/4)}$	最大圧縮反力: 極限鉛直支持力 最大引張反力: 連壁井筒基礎自重																																										
k_8	$k_8 = 0.5 k_7$	砂 質 土: $P_{8c} = 0.5 N$ (≤ 20) 粘 性 土: $P_{8c} = c$ または N (≤ 15)																																										
地盤ばね	地盤ばねの算定 (kg/cd)	許容値の算定 (t/m)																																										
K_H	$K_H = 12.8 K_{H0} \cdot B_H^{-(3/4)}$	受働土圧 / F_s																																										
K_F	$K_F = 0.6 K_H$	砂質土: $0.5 N (\leq 20) / F_s$ 粘性土: (または $N (\leq 15)$) / F_s																																										
K_V	$K_V = 12.8 K_{V0} \cdot A_o^{-(3/4)}$	砂れきまたは砂層: $300 / F_s$ 硬質粘土層: $3q_u / F_s$																																										
K_S	$K_S = (\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}) K_V$	$(\sigma_v \tan \phi + c) / F_s$																																										

国鉄法の特徴を列挙すると、

- ① 計算モデルは弾性床上の剛体を仮定し、剛体の力のつり合いを電子計算機を用いて収束計算を行うことによって、安定の検討および変位・応力計算を行う。
- ② 計算モデルに地盤の抵抗機構を可能な限り考慮して、地盤バネを8種類考えており、地盤バネの抵抗特性をbi-linear型の完全弾塑性と考えている。
- ③ 地盤バネの算定は基本的にはケーソン基礎の設計に用いる算定方法に従っており、せん断地盤バネ(k_2, k_5, k_8)の極限值は場所打ち杭の周面摩擦力度の推定値を適用している。
- ④ 安定の検討は、鉛直・水平ならびに転倒に関して、収束計算結果に基づいて算出された極限支持力および極限抵抗モーメントが作用外力に対して所要の安全率を満足するように照査するという方法をとっている。

次に、阪高法の特徴を列挙すると、

- ① 計算モデルは原則として弾性床上の弾性体を仮定している。ただし、 βl の値が1以下の場合には剛体として取扱ってもよいとしている。
- ② 基礎周囲の地盤は、4種類の地盤バネによってモデル化し、その抵抗特性はbi-linear型の完全弾塑性としている。
- ③ 地盤バネの算定は、道路橋示方書IV下部構造編のケーソン基礎に従って算出され、許容値の算定は場所打ち杭の規定に基づいている。
- ④ 安定の検討は、変位・応力計算における各地盤反力度が各々の許容地盤支持力度を上回らないようにすることで照査しており、安定計算は変位・応力計算に組込む方法を採用している。

1.4 設計計算手法の検討課題

既往の地中連続壁基礎の設計計算手法は、まだいくつかの検討課題が残されており、それをまとめると次のようになる。

- ① 地中連続壁基礎は βl の値が0.5～3の範囲にあると考えられるので、基礎本体を常に剛体として扱うのは不適切であり、剛体をも包含する弾性体として扱うことが合理的である。
- ② 基礎周囲地盤を国鉄法のように8種類もの地盤バネでモデル化することは、設計計算手法として煩雑であるため、設計手法として十分な精度を保持するよう合理的で、かつ簡易なモデル化が望まれる。
- ③ 設計計算式として、概略的な手計算も可能な微分方程式による定式化が望まれる。

以上のような検討課題を踏まえて、地中連続壁基礎の設計計算に係わる要因について検討することとした。

2. 設計計算手法の検討

2.1 概 説

地中連続壁基礎は、ケーソン基礎と同程度のかかなり大きな剛性を持ち、かつ場所打ち杭と同等以上に基礎周囲のせん断抵抗を期待できるといった構造特性を有している。これらの特性を十分考慮した合理的な設計計算手法を作成するために、本章では国鉄法で提案している計算手法に係わる要因について、比較・検討して、設計計算に考慮すべき要因について採ったものである。ここで検討した要因を以下に示す。

- ① 鉛直方向せん断バネの水平支持に対する効果
- ② 地盤バネの抵抗特性（線形あるいは非線形）
- ③ 基礎本体の取扱い（剛体あるいは弾性体）
- ④ 内周面のせん断地盤バネの取扱い
- ⑤ 側面の水平方向せん断バネの効果

2.2 検討方法

2.2.1 検討に用いる計算基本式

本検討では、基礎を弾性床土上の梁と仮定した計算式を用いることとした。すなわち、図-2.1に示すように土中に埋込まれた棒状基礎としてモデル化し、基礎天端に水平力 H_0 、曲げモーメント M_0 および鉛直力 V_0 が作用している状態を考える。

作用荷重に対する地盤の抵抗要素として、基本的に6種類の地盤バネを考える。つまり、基礎の前面および背面における受働抵抗ならび側面における水平方向せん断抵抗に水平バネ（ k_x ）、基礎内外周面における鉛直方向せん断抵抗による鉛直バネ（ k_z ）、基礎の回転（たわみ角）に対して鉛直せん断バネが抵抗することにより生ずる回転バネ（ k_ϕ ）および底面地盤におけるせん断、鉛直および回転バネ（ K_s, K_v, K_M ）である。

このとき、つり合い式と力学的境界条件は次のようになる。

$$EI \frac{d^4 u}{dx^4} - k_\phi \frac{d^2 u}{dx^2} - k_x u = 0 \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

$$-EA \frac{d^2 w}{dz^2} + k_z w = 0 \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

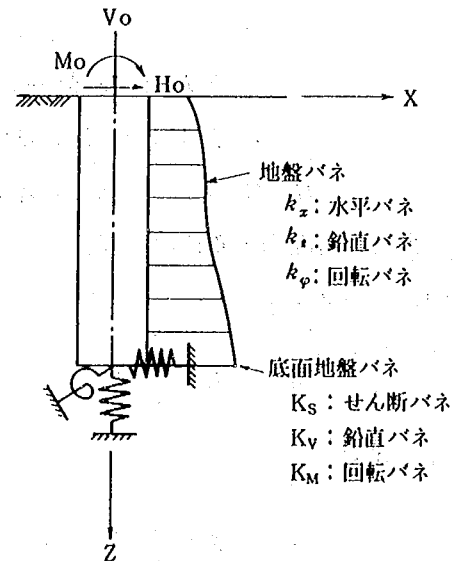


図-2.1 検討モデル

基礎天端において

$$\left. \begin{aligned} H_o &= EI \frac{d^3 u}{dx^3} - K_\varphi \frac{du}{dx} \\ M_o &= EI \frac{d^2 u}{dx^2} \\ V_o &= -EA \frac{dw}{dZ} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.3)$$

基礎下端において

$$\left. \begin{aligned} -K_s u &= -EI \frac{d^3 u}{dx^3} + k_\varphi \frac{du}{dx} \\ K_M \frac{du}{dx} &= -EI \frac{d^2 u}{dx^2} \\ -K_v w &= EA \frac{dw}{dZ} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.4)$$

ここに、 x ; 基礎の水平方向の座標

Z ; 基礎の深さ方向の座標

u, w ; 各々基礎の x, Z 方向の変位

EI ; 基礎の曲げ剛性

EA ; 基礎の軸剛性

H_o, M_o, V_o ; 各々基礎天端の水平力, モーメント, 鉛直力

また、断面力と変位の関係は

曲げモーメント

$$\left. \begin{aligned} M &= -EI \frac{d^2 u}{dx^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.5)$$

せん断力

$$S = -EI \frac{d^3 u}{dx^3} + k_\varphi \frac{du}{dx}$$

となる。

式(2.1), (2.2)の微分方程式で解析解が得られるのは、 k_x, k_z, k_φ が一定値の場合だけであるが、一般にはそれらは深さ方向に変化する。そこで本検討では、有限要素法による数値解法を採用することとした。

2.2.2 検討要因および計算モデル

設計計算手法は基礎の構造特性や地盤の抵抗機構を熟慮し、十分な精度を保持した上で、簡易な方法であることが要求される。ここでは、現在まで多くの設計実績のある国鉄法を参考にし、種々の検討要因について感度分析を行った。

本検討では、水平支持に関する安定計算に係わる次のような項目を取り上げることとした。

(1) 鉛直方向せん断バネの水平支持に対する効果

基礎が水平力に対して変形（たわみ角 θ ）すると、基礎外周面の鉛直方向せん断抵抗力が基礎の水平支持に関する回転抵抗力としても作用することになる。これを考慮するため図-2.2のように基礎の前面幅を B 、側面幅を D 、前面変位を δ 、そして外周面の鉛直方向せん断バネを k_z とすると、基礎本体に考慮する回転バネ k_φ は次のようになる。

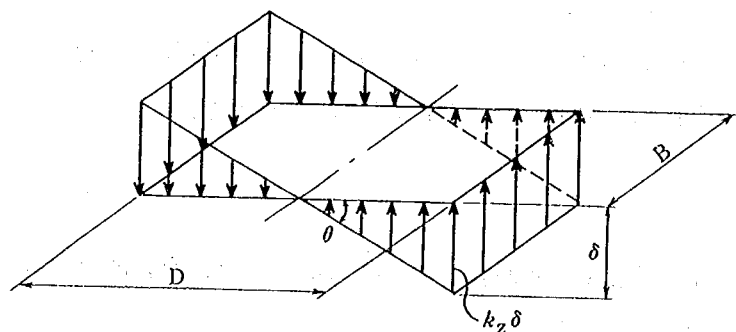


図-2.2 回転バネの考え方

$$k_\varphi \cdot \theta = k_z \delta (BD + D^2/3)$$

$$\theta \approx \delta / (D/2) \text{ より}$$

$$k_\varphi = k_z \left(\frac{BD^2}{2} + \frac{D^3}{6} \right) \dots\dots\dots (2.6)$$

この k_φ の効果を検討することになる。

(2) 地盤バネの抵抗特性

国鉄法では地盤バネの抵抗特性は抵抗力の極限值を有する、いわゆる bi-linear 型の非線形バネとして取扱っている（図-2.3 参照）。そこで、地盤バネの抵抗特性が設計計算に及ぼす影響について検討することとした。

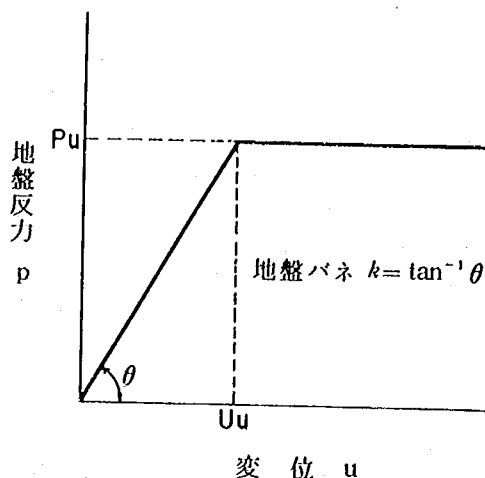


図-2.3 地盤バネの抵抗特性

(3) 基礎本体の取扱い

基礎本体は設計上、国鉄法では剛体、阪高法では弾性体として取扱っている。既存の基礎形状ならびに将来の見通しを考えると、地中連続壁基礎の βl の値は大体0.5～3の範囲にあると想定できる。したがって、多くの場合基礎本体は弾性体と考えられるが、ここでは基礎形状による影響について検討することとした。

(4) 内周面のせん断地盤バネの取扱い

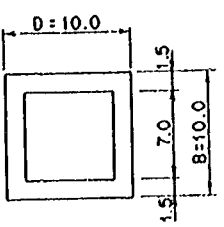
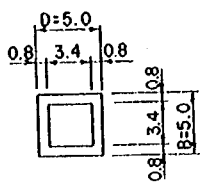
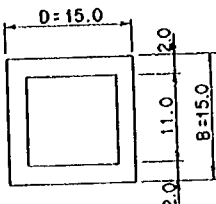
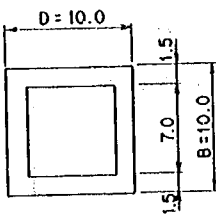
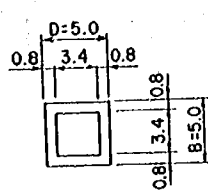
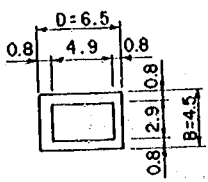
基礎内部の地中連続壁に囲まれた地盤に関して、国鉄法では地中連続壁内周面とのせん断抵抗を考慮しており、これを内周面のせん断地盤バネと考えている。この地盤バネの設計計算に及ぼす影響度合はかなり小さいと推察されることと基礎内部の地盤抵抗を考えるには不明な点があることを勘案して、検討することとした。

(5) 側面の水平方向せん断バネの効果

地中連続壁基礎工法は施工的に周囲地盤を乱さないため、基礎外周面と地盤とのせん断抵抗をかなり期待できる。特に水平力に対する基礎側面の水平方向せん断抵抗力を設計計算式に盛込むことは重要であると考えられる。

以上の検討要因に対応する計算モデルを表－2.1に示す。また、検討に用いる地盤バネの算定は、基本的に表－1.1に示す国鉄法によることとした。

表-2.1 検討項目と計算モデル

検 討 項 目		計 算 モ デ ル			
		$B \times D$	L	A	I
①	鉛直方向せん断バネ の水平支持に対する 効果		—	51.0	633.3
			—	13.44	40.95
②	地盤バネの抵抗特性		20	104.0	2999.0
③	基礎本体の取扱い				
④	内周面の地盤バネの 取扱い		25	51.0	633.3
			30	13.44	40.95
⑤	側面の水平方向せん 断バネの効果		17	15.04	74.55
			34		

ここに、 B ；前面幅（m）， D ；側面幅（m）

L ；基礎の長さ（m）

A ；基礎断面積（ m^2 ）

I ；基礎断面2次モーメント（ m^4 ）

2.3 鉛直方向せん断バネの水平支持に対する効果

2.3.1 計算条件

鉛直方向せん断バネによる回転バネの効果を検討するために、基礎の断面形状を変化させるほか、地盤条件を変化させることとした。

(1) 断面形状

- タイプⅠ： $B 10.0 \text{ m} \times D 10.0 \text{ m}$
- タイプⅡ： $B 5.0 \text{ m} \times D 5.0 \text{ m}$

(2) 地盤条件

基礎の中間地盤および支持地盤の地盤条件を各々一様地盤とし、 N 値を図-2.4および表-2.2に示すように与えた。

(3) 荷重条件

荷重は基礎頭部に水平力 H_0 ($= 1,000 \text{ t}$)とした。

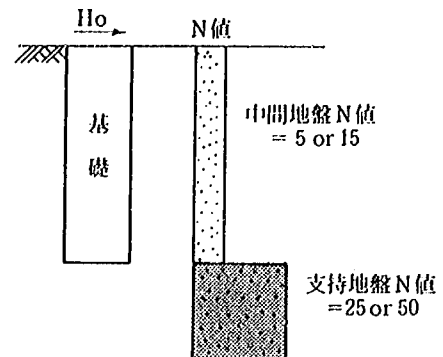


図-2.4 N 値分布

(4) 計算モデルおよび地盤バネ

計算モデルは図-2.5のような地盤バネを有する弾性体とする。このとき、地盤バネは線形バネとし、以下のように各地盤反力係数より求める。

表-2.2 地盤条件

		中間地盤 N 値	
		5	15
支持地盤 N 値	25	(Ⅰ)	(Ⅱ)
	50	(Ⅲ)	(Ⅳ)

$$\left. \begin{aligned} k_x &= \tilde{k}_h (B + 2\mu D) \\ k_\varphi &= \mu_1 \tilde{k}_h (BD^2/2 + D^3/6) \\ K_s &= \mu_2 \tilde{k}_v A \\ K_M &= \tilde{k}_v I \end{aligned} \right\} \dots\dots (2.7)$$

ここに、 $B \cdot D$ ：基礎の前面幅、側面幅

$\tilde{k}_h$ ：水平方向地盤反力係数

$\tilde{k}_v$ ：鉛直方向地盤反力係数

μ_1 ：基礎周面のせん断地盤反力係数の水平方向地盤反力係数に対する比率 ($= 0.6$)

μ_2 ：基礎底面のせん断地盤反力係数の鉛直方向地盤反力係数に対する比率 ($= 1/3$)

各々の検討ケースについて地盤バネ値を算定すると、表-

2.3のようになる。

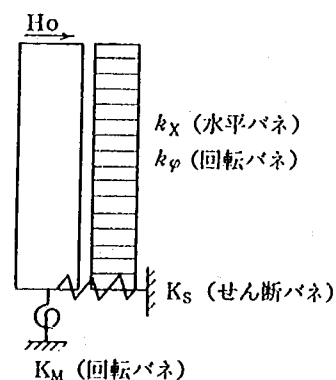


図-2.5 計算モデル

表－ 2.3 地盤バネ

断面形状	地盤条件	k_x (t / m ²)	k_φ (t・m/m)	K_s (t / m)	K_M (t・m)
I	(I)	14 740	267 900	73 500	2 750 000
	(II)	44 220	803 700	73 500	2 750 000
	(III)	14 740	267 900	147 000	5 500 000
	(IV)	44 220	803 700	147 000	5 500 000
II	(I)	12 430	56 400	31 900	292 500
	(II)	37 290	169 200	31 900	292 500
	(III)	12 430	56 400	63 800	585 000
	(IV)	37 290	169 200	63 800	585 000

2.3.2 計算結果および考察

基礎の断面形状を変化させた各ケースについて、各々の地盤条件と基礎の長さを変化させるとともに、回転バネ k_φ を考慮する場合と考慮しない場合について計算した。計算結果として各々の場合の最大水平変位 $\delta_{\max}$ および最大曲げモーメント $M_{\max}$ について整理したものを図－ 2.6 ～ 2.9 に示す。また表－ 2.4～2.5 には $k_\varphi = 0$ に対し、 k_φ を考慮した場合の諸量の減少率を示す。

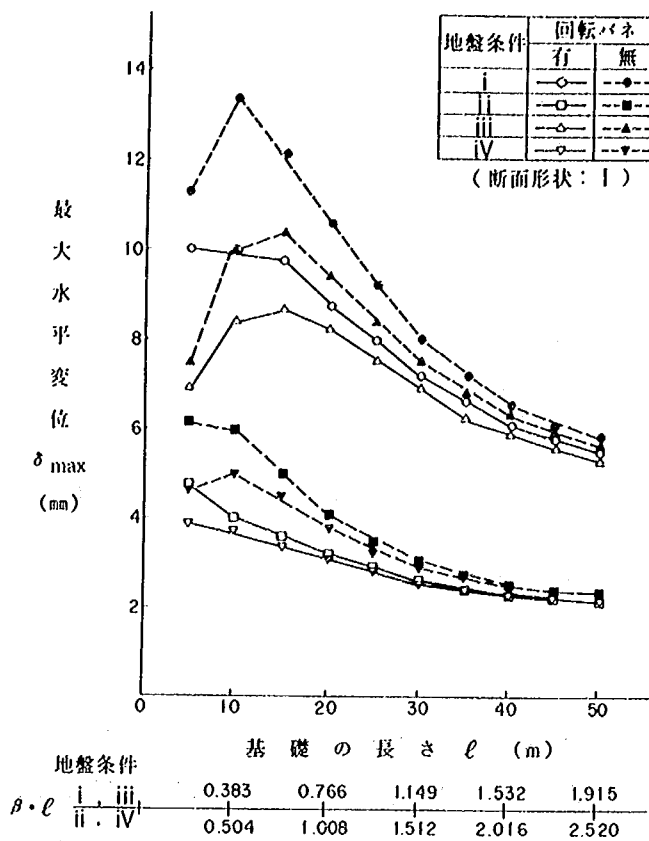


図-2.6 基礎の長さ～最大水平変位曲線

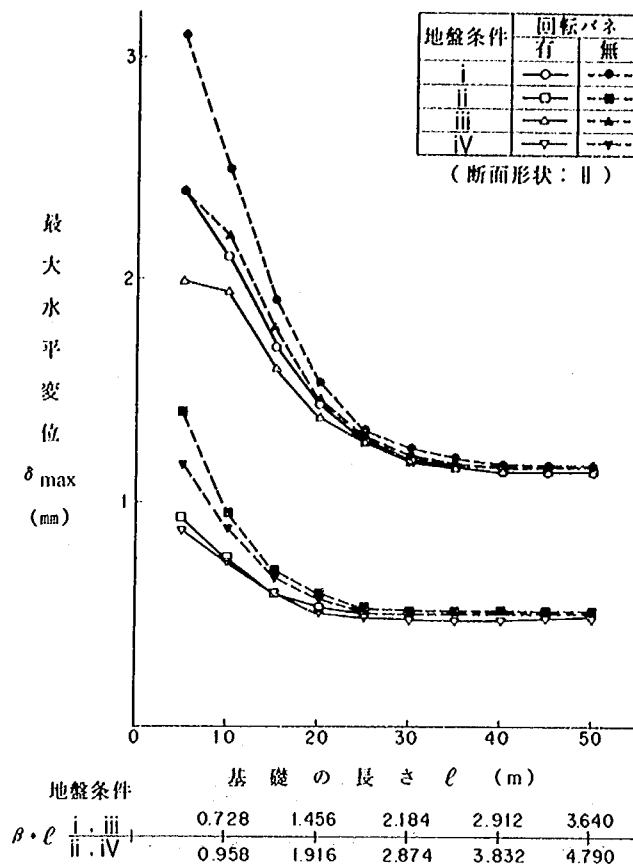


図-2.7 基礎の長さ～最大水平変位曲線

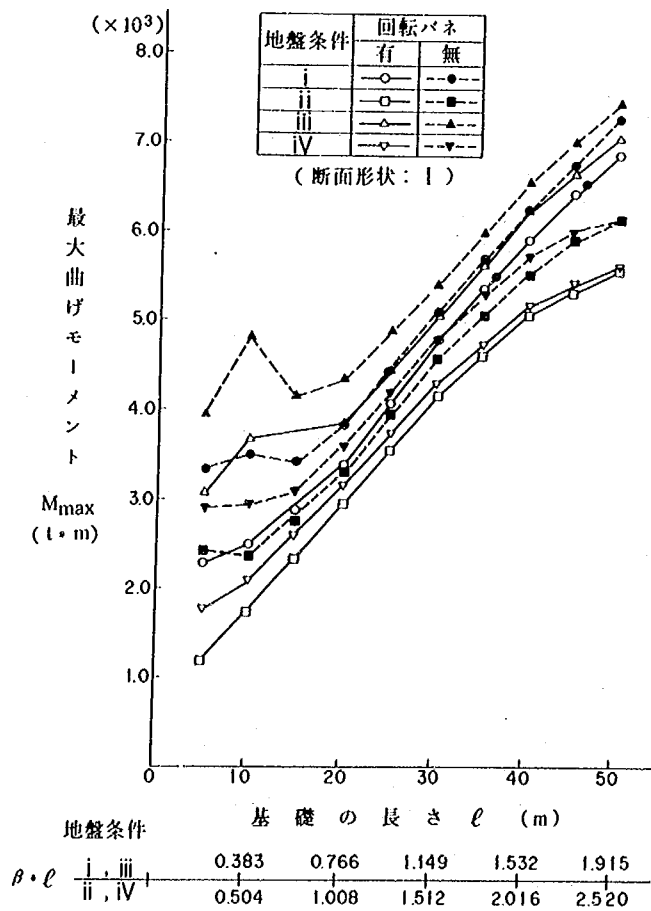


図-2.8 基礎の長さ～最大曲げモーメント曲線

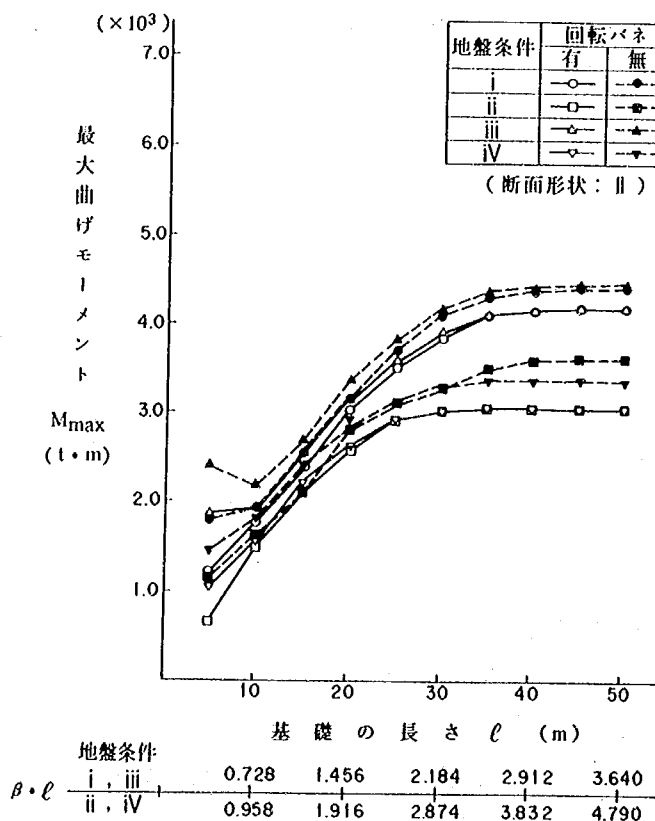


図-2.9 基礎の長さ～最大曲げモーメント曲線

表-2.4 変位に対する k_{ϕ} の効果 ($\Delta \delta / \delta_{k_{\phi}=0} \%$)

βl 断面 地盤	I				II			
	(I)	(II)	(III)	(IV)	(I)	(II)	(III)	(IV)
0.3	19	29	13	20	21	30	13	21
0.5	22	35	16	27	21	32	16	27
1.0	12	22	10	19	11	21	10	17
1.5	7	13	6	12	6	13	6	11
2.0	7	9	4	8	4	8	4	7
2.5	—	6	—	7	4	6	3	7

表-2.5 曲げモーメントに対する k_{ϕ} の効果 ($\Delta M / M_{k_{\phi}=0} \%$)

βl 断面 地盤	I				II			
	(I)	(II)	(III)	(IV)	(I)	(II)	(III)	(IV)
0.3	34	47	24	41	35	43	21	41
0.5	20	26	21	31	17	24	18	28
1.0	8	12	8	13	7	9	7	12
1.5	5	9	6	10	5	7	6	9
2.0	5	9	5	9	5	8	5	8
2.5	—	10	—	9	5	8	5	8

以上より、次のことが考えられる。

- ① 中間地盤が強くなると、すなわち回転バネ k_{ϕ} が大きくなる程、最大変位、最大曲げモーメントともに影響が大きくなる。
- ② 回転バネ k_{ϕ} の効果は、変位に対して $\beta l = 0.5$ 付近で最も顕著となり、曲げモーメントに対して βl が小さい程大きい傾向が見られる。
- ③ 底面地盤が弱い程、最大変位、最大曲げモーメントに対して影響が大きくなる。
- ④ βl が小さくなるにつれて、変位、曲げモーメントとも k_{ϕ} の効果が大きくなる傾向にあり、その影響度は約 30～40% 程度あるといえる。一方、 βl が 2 以上になると、その効果はほぼ一定値に近づき、10% 以下の影響度合となる。

2.4 地盤バネの抵抗特性

2.4.1 計算条件

(1) 計算モデル

断面形状と根入れ長さの比を変えた3つのモデルについて検討した。これを図-2.10のように、タイプⅠ、Ⅱ、Ⅲとする。

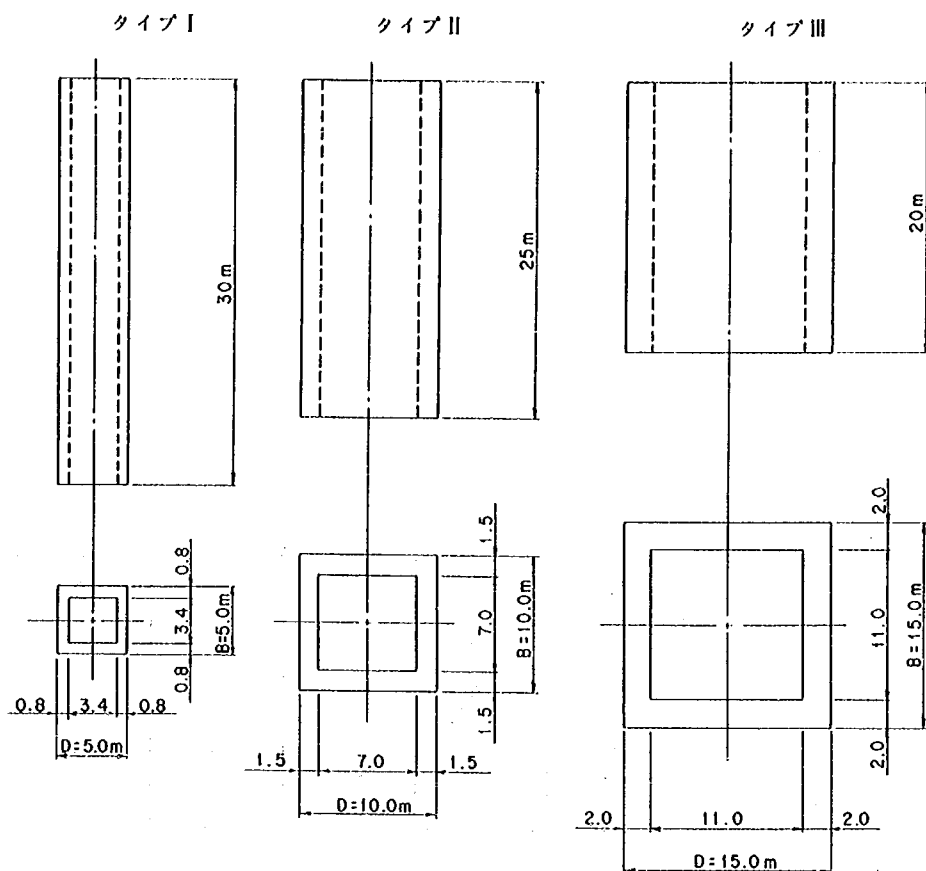


図-2.10 基礎形状のタイプ

(2) 地盤条件

基礎の中間地盤および支持地盤を各々一様地盤とし、図-2.11のように与えた。なお、中間地盤における土圧係数は

- 地震時受働土圧係数 $K_{EP} = 3.0$
- 地震時主働土圧係数 $K_{EA} = 0.5$
- 静止土圧係数 $K_S = 0.5$

とする。

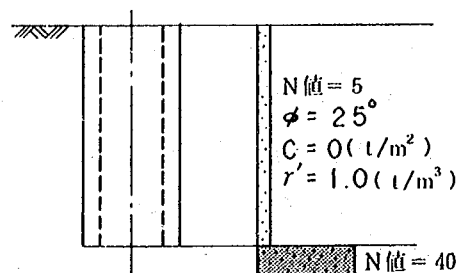


図-2.11 地盤条件

(3) 荷重条件

作用水平荷重 H の値は、作用力による基礎底面でのモーメント M_H と地盤の極限水平支持力による基礎底面における抵抗モーメント M_R が所定の比になるように定める。

図-2.12において、 p_{1c} とは基礎前面における受働抵抗、 p_{1t} とは基礎背面における主働抵抗、 p_2 とは基礎側面におけるせん断抵抗である。したがって、

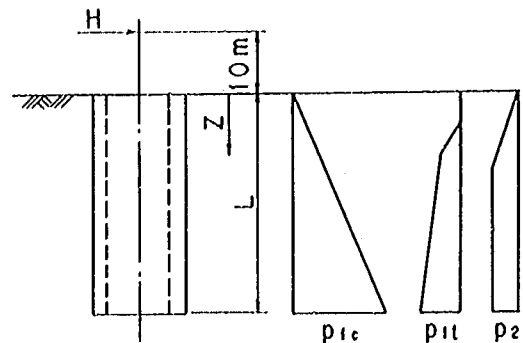


図-2.12 荷重条件

$$\left. \begin{aligned} M_H &= H \times (10.0 + L) \\ M_R &= \int_0^L (p_{1c} \cdot B + p_{1t} \cdot B + p_2 \cdot 2D) (L - Z) dZ \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.8)$$

$$\text{荷重強度 } \alpha = M_H / M_R$$

となる。

各タイプについて、水平支持力による抵抗モーメントと荷重強度 $\alpha = 0.2 \sim 1.0$ における作用荷重を表-2.6に示す。

表-2.6 抵抗モーメント M_R と作用荷重 H

タイプ	抵抗モーメント M_R (t・m)	作用荷重 H (t)				
		$\alpha = 0.2$	$\alpha = 0.4$	$\alpha = 0.6$	$\alpha = 0.8$	$\alpha = 1.0$
I	71 029	355	710	1 065	1 421	1 776
II	80 729	461	923	1 384	1 845	2 307
III	59 102	398	788	1 182	1 576	1 970

(4) 地盤バネ

地盤バネおよび地盤抵抗の極限値の算定方法は、基本的に国鉄法に従うこととする（表-1.1参照）。なお、地盤の変形係数 E_0 は N 値より $E_0 = 28 N (kg / cm^2)$ として算定した。

地盤反力係数は道路橋示方書Ⅳ下部構造編のケーソン基礎の設計と同様の方法により、地震時の値として算出した。

各タイプについて、各バネ値および βl を表-2.7に示す。

表-2.7 各タイプにおける地盤バネ

タイプ	水平支持地盤		底面支持地盤		
	$\tilde{k}_h$ (t/m ²)	$\beta \cdot l$	$\tilde{k}_v$ (t/m ²)	K_s (t/m)	K_M (t·m)
I	1 130	2.18	11 400	76 600	4.67×10^5
II	670	0.96	6 920	176 000	4.38×10^6
III	500	0.53	5 300	276 000	1.59×10^7

注) $\beta = \sqrt[4]{k B / 4 E I}$

$k = \tilde{k}_h (B + 0.6 \times 2 D)$, $E = 2.7 \times 10^6$ (t/m²)

2.4.2 計算結果および考察

3種類の計算モデルについて、地盤バネの抵抗特性が及ぼす影響を検討するために、国鉄法に基づく、bi-linear 型の非線形な地盤の抵抗特性を用いた場合と線形な抵抗特性を用いた場合について計算し、検討した。

図-2.13～2.16には地盤のバネ特性をbi-linear 型の非線形であるとして計算した結果を示す。すなわち各タイプについて、図-2.13には荷重強度と基礎天端水平変位の関係、図-2.14には荷重強度と基礎天端回転角の関係、図-2.15には荷重強度と最大曲げモーメントの関係、図-2.16には荷重強度と最大水平地盤反力度の関係を示す。また、図-2.17には各タイプにおける非線形計算の線形計算に対する比率を示す。

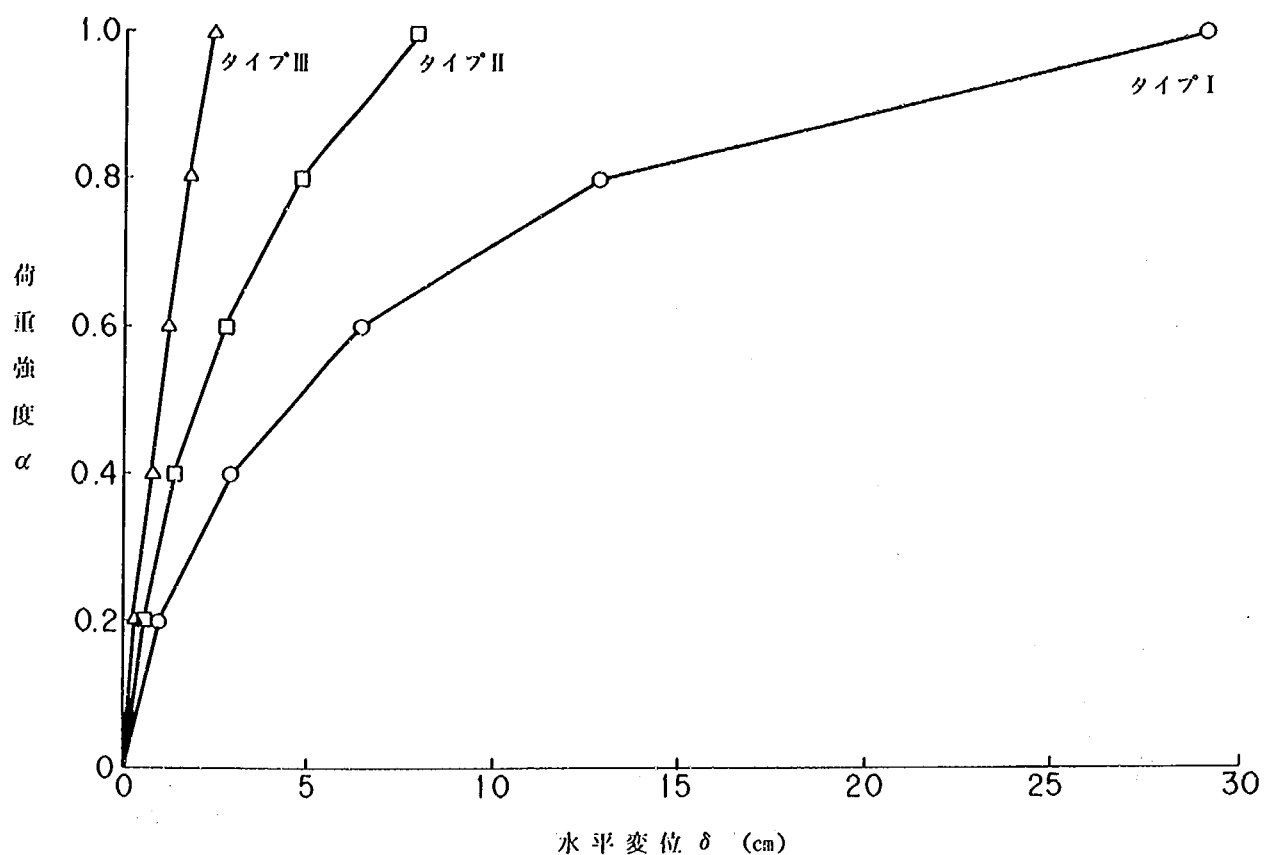


図-2.13 荷重強度～基礎天端水平変位曲線

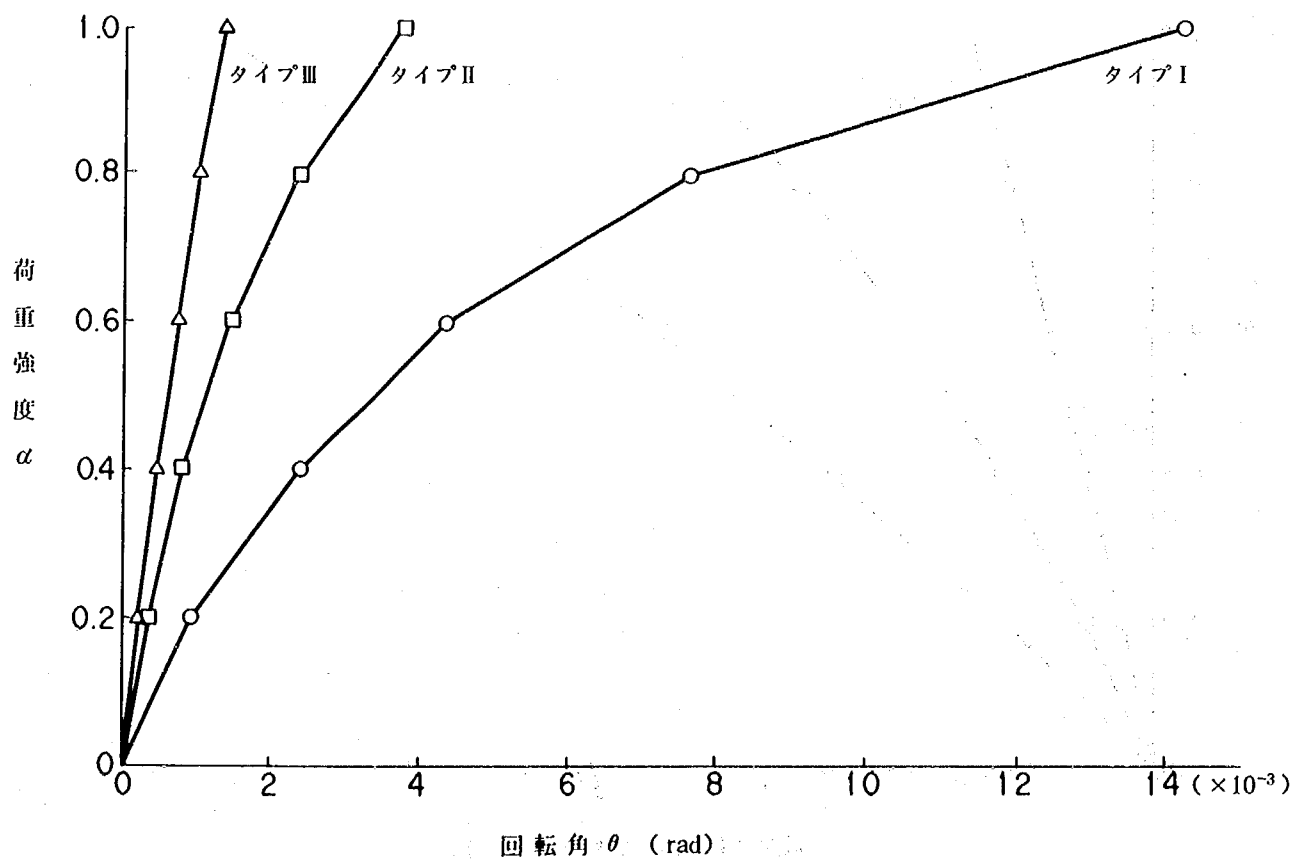


図-2.14 荷重強度～基礎天端回転角曲線

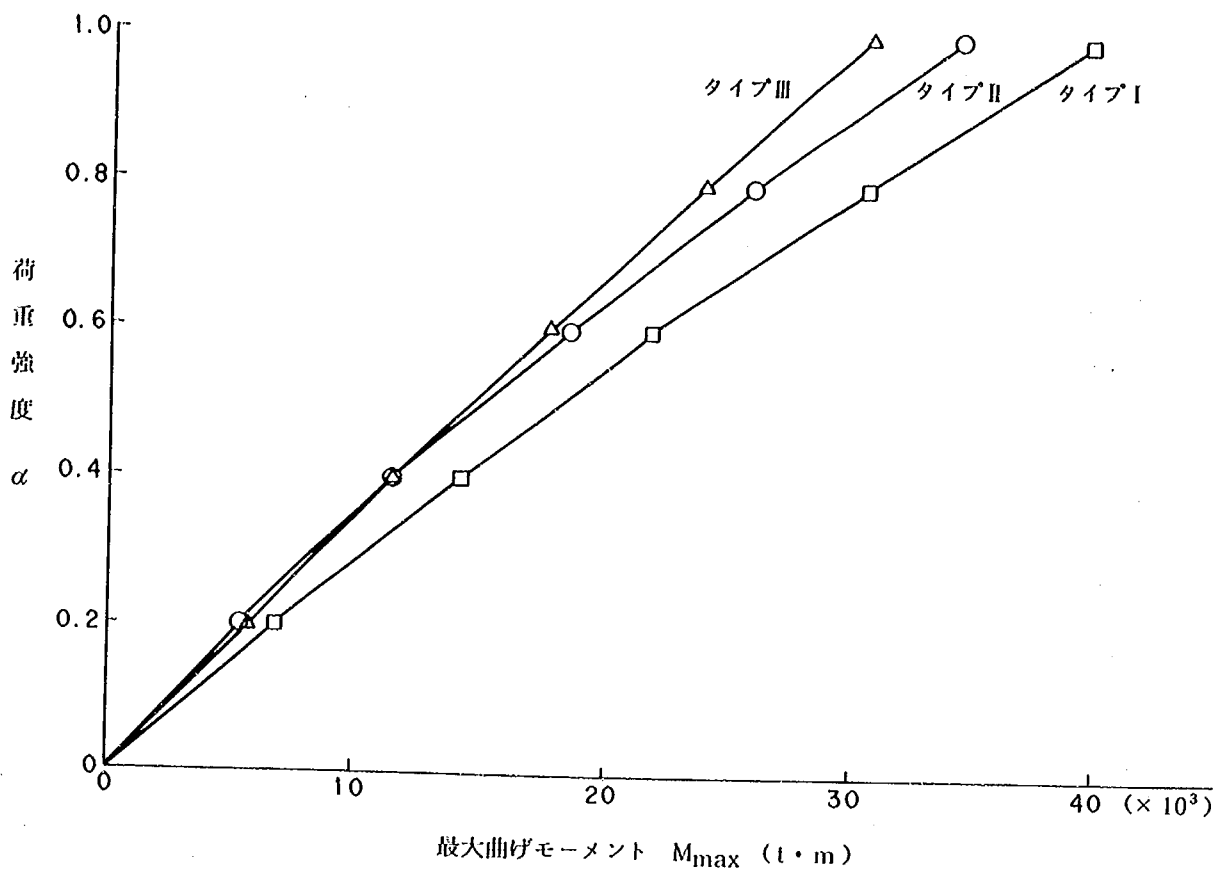


図-2.15 荷重強度～最大曲げモーメント曲線

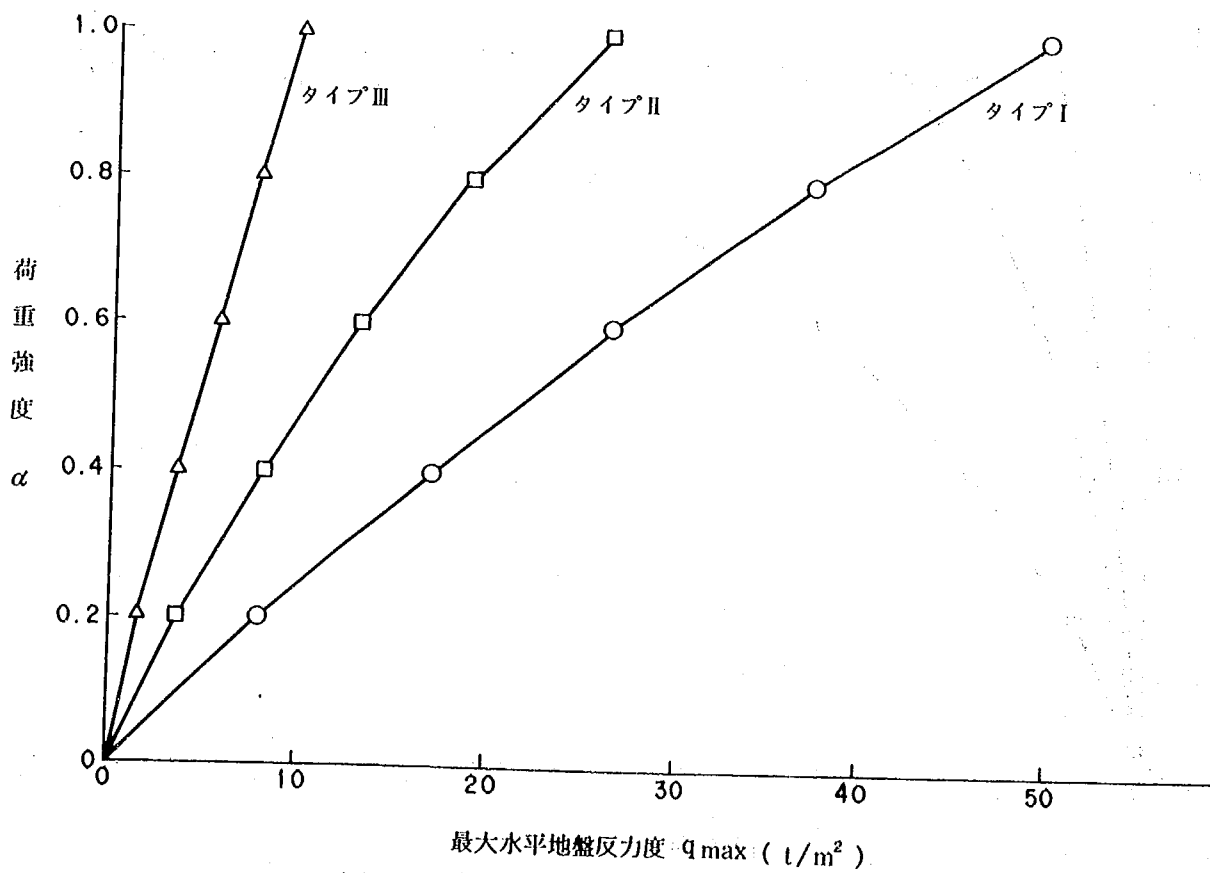


図-2.16 荷重強度～最大水平地盤反力度曲線

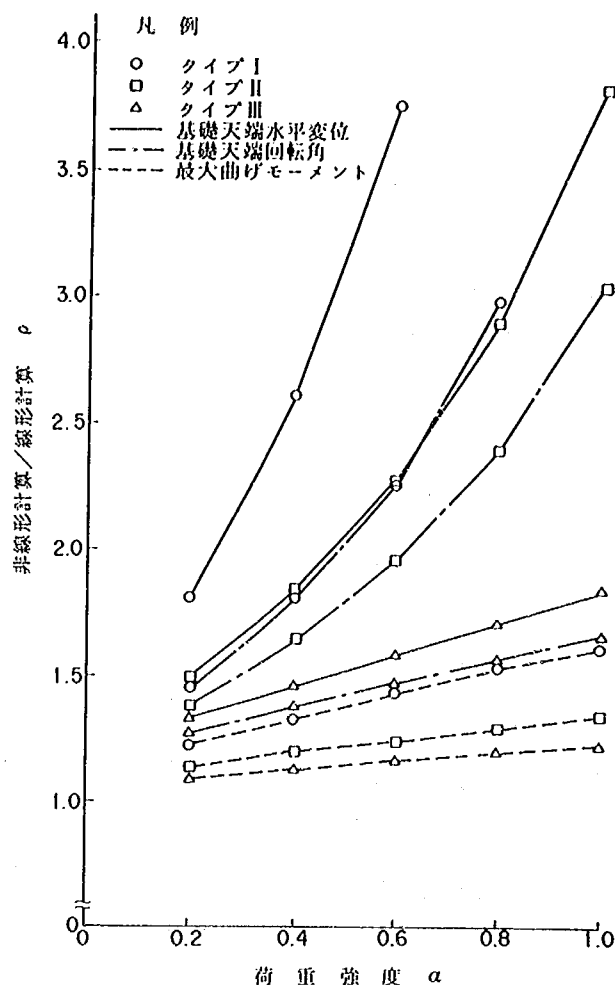


図-2.17 線形計算と非線形計算の比較

以上の結果により、次のことが考察される。

- ① 基礎天端における水平変位、回転角および最大曲げモーメントともに、 βl の大きい基礎形状のもの程、地盤バネの抵抗特性の非線形性が計算結果に対して大きく影響することがわかった。これは βl の小さい太短い基礎の場合、水平支持力における基礎底面の地盤バネの効果が相対的に大きくなり、中間地盤の水平地盤抵抗に依存する度合が少なくなるために、地盤の弱い中間地盤の地盤バネの非線形性の影響が大きく現われないことが推察される。
- ② 地盤バネの抵抗特性の非線形性を考慮すると、その影響は水平変位に対して大きく、最大曲げモーメントに対しては比較的小さいことがわかった。

2.5 基礎本体の取扱い

2.5.1 計算条件

2.4と同様である。ただし、基礎本体の曲げ剛性を考慮した場合（基礎本体を弾性体）と考慮しない場合（基礎本体を剛体）について比較計算した。

2.5.2 計算結果および考察

3種類の計算モデルに対して、基礎本体を弾性体とする場合と剛体とする場合について計算し、比較検討した。

図-2.18には基礎本体について弾性体計算に対する剛体計算の比率を整理したものを示す。これは基礎天端の水平変位、基礎天端の回転角および最大曲げモーメントと荷重強度との関係を示したものである。

この結果より、次のことがわかった。

- ① 基礎を剛体として取扱う場合、弾性体として取扱う場合に比べて、最大曲げモーメントの誤差は5%以内となり、大きな違いは見られない。一方、基礎天端における水平変位や回転角に対する影響はかなり大きい。
- ② 基礎が太短い形状の場合、すなわち βl が0.5程度のタイプⅢの場合には、基礎本体を弾性体としても剛体としてもほとんど差異はないが、基礎が細長い形状で、 βl が2程度のタイプⅠではその影響度はかなり大きい。これより、 βl が小さく、大体1以下の場合には基礎本体を剛体と仮定しても大きな誤差とはならないが、 βl が大きく、2程度の場合には基礎本体を弾性体として取扱う必要があることが考察される。
- ③ 一般に、荷重強度が大きくなるに従い、基礎の剛性の影響が次第に小さくなる。

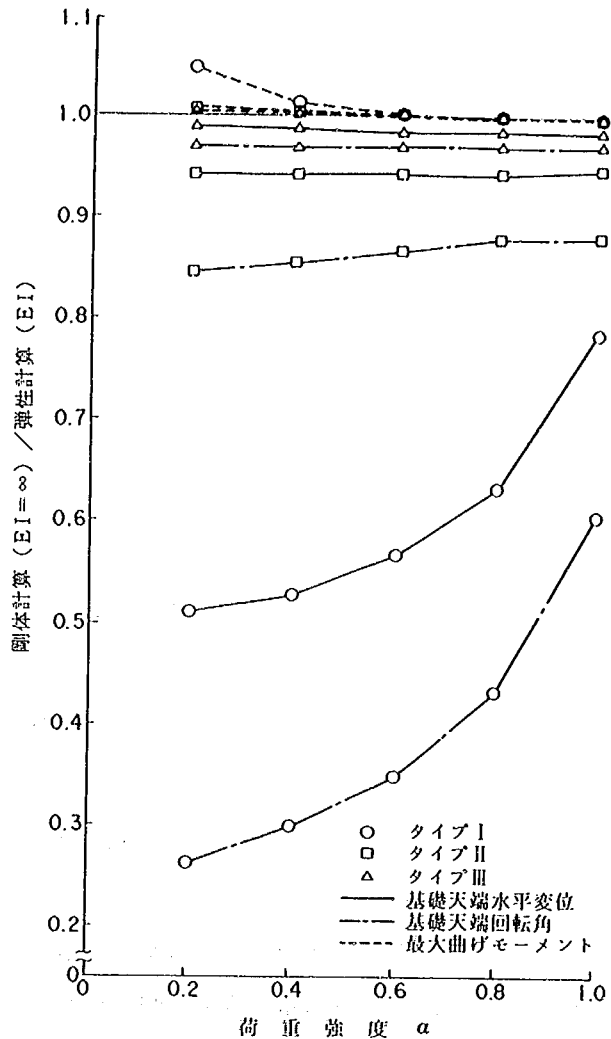


図-2.18 基礎本体の取扱い

2.6 内周面のせん断地盤バネの効果

2.6.1 計算条件

2.4と同様である。ただし、基礎の内周面のせん断地盤バネを考慮する場合と考慮しない場合について検討した。

基礎の内周面のせん断地盤バネは、表-1.1に示す国鉄法に基づいて、基礎の内のりの1/2だけの深さを内周面の有効範囲と考えて算出し考慮した。

2.6.2 計算結果および考察

3種類の計算モデルに対して、基礎の内周面のせん断地盤バネを有する場合と無い場合について比較した。

図-2.19は、基礎天端における水平変位について内周面のせん断地盤バネを考慮しない場合の結果($\delta_{無}$ とする。)と考慮する場合の結果($\delta_{有}$ とする。)の比率($=\delta_{無}/\delta_{有}$)と荷重強度の関係を示したものである。同様に、図-2.20は、基礎天端における回転角について $\theta_{無}/\theta_{有}$ と荷重強度の関係を示し、図-2.21は最大曲げモーメントについて $M_{無}/M_{有}$ と荷重強度の関係を示したものである。

以上の結果より、基礎の内周面のせん断地盤バネを考慮しない場合は、考慮した場合に比べて、基礎天端における水平変位ならびに回転角は若干大きくなり、最大曲げモーメントは小さくなる傾向が認められるが、その差は最大2%程度であり、結果としてほとんど差異はないものと判断される。

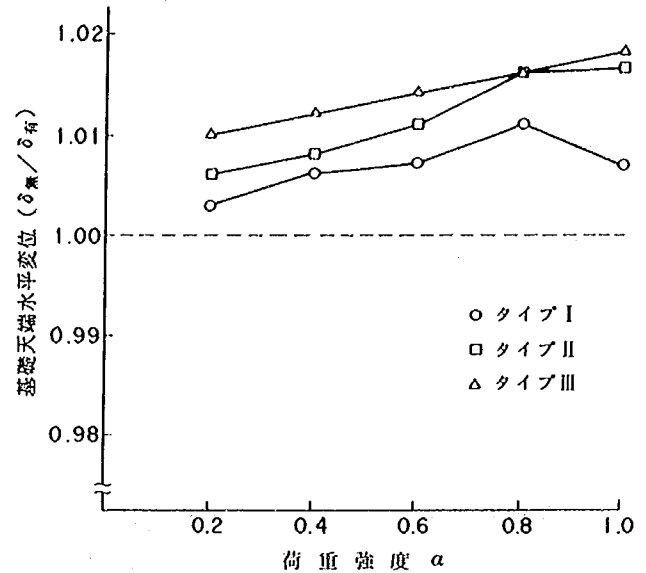


図-2.19 内周面の地盤バネの効果
(基礎天端水平変位)

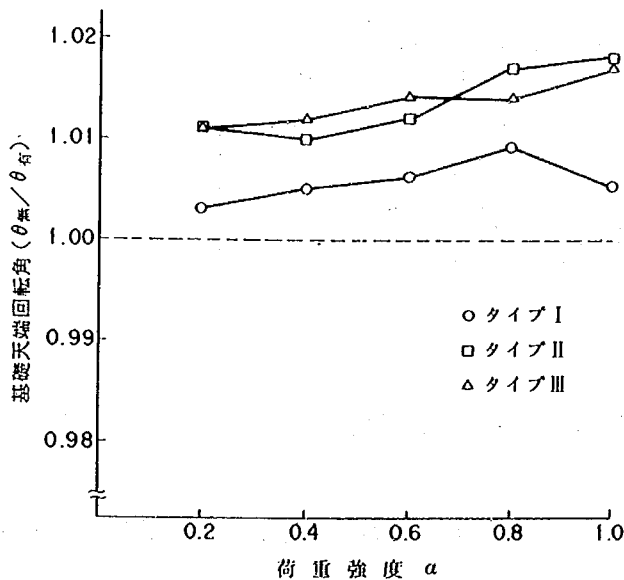


図-2.20 内周面の地盤バネの効果
(基礎天端回転角)

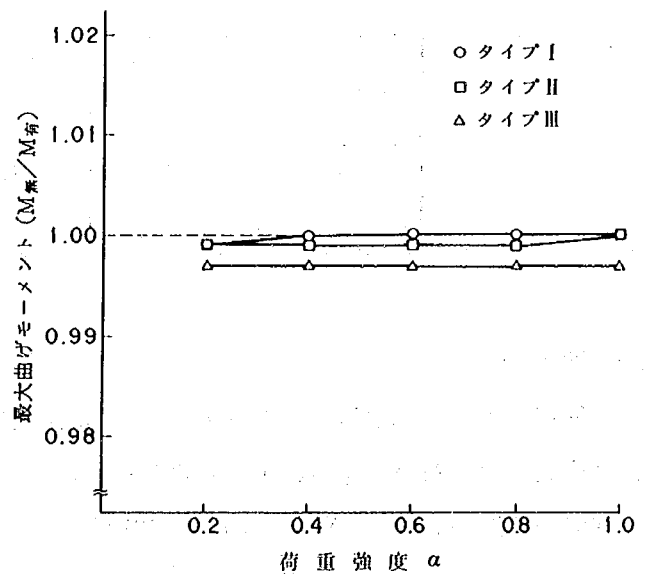


図-2.21 内周面の地盤バネの効果
(最大曲げモーメント)

2.7 側面の水平方向せん断バネの効果

2.7.1 計算条件

(1) 計算モデルおよび地盤条件

図-2.22 に示すような計算モデルおよび地盤条件を設定した。

計算モデルは同一の断面形状で、基礎の長さを2種類とする。また地盤は中間地盤および支持地盤を各々一様地盤とし、土圧係数は次のようにした。

- ・地震時受働土圧係数 $K_{EP} = 3.0$
- ・地震時主働土圧係数 $K_{EA} = 0.5$
- ・静止土圧係数 $K_S = 0.5$

(2) 荷重条件

作用荷重 H の値は2.4で述べた算出方法と同様にして定める。ここでは荷重強度 α を0.4と0.8として荷重を作用させるものとする。

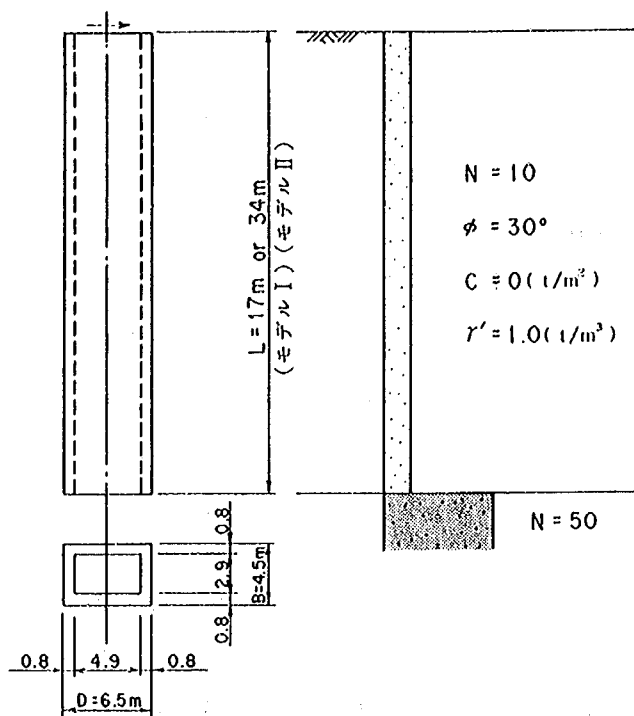


図-2.22 計算モデルおよび地盤条件

表-2.8 荷重条件

計算モデル	基礎の長さ L (m)	抵抗モーメント M_R (t・m)	作用水平力 H (t)	
			$\alpha = 0.4$	$\alpha = 0.8$
I	17	13 642	321	642
II	34	108 083	1 271	2 543

(3) 地盤バネ

地盤バネおよび極限値の算出方法は、基本的に国鉄法に従うこととし、地盤バネは表-2.9の4種類および側面のせん断バネを考慮するものとする。

地盤の変形係数 E_0 は N 値より $E_0 = 28 N$ として算出する。また地盤反力係数はケーソン基礎と同様の方法で地震時の値として算出する。

用いた地盤バネ値および計算モデルの βl の値を表-2.9, 2.10に示す。

表-2.9 地盤バネ

水平方向地盤反力係数 $\tilde{k}_h$	2 450 (t/m ³)
底面の鉛直方向地盤反力係数 $\tilde{k}_v$	13 690 (t/m ³)
底面のせん断バネ K_s	1.029×10^5 (t/m)
底面の回転バネ K_M	1.021×10^6 (t/m)

表-2.10 計算モデルの βl

計算モデル	基礎の長さ(m)	μ	βl
I	17	0	0.697
		0.6	0.897
II	34	0	1.395
		0.6	1.794

注) $\mu = \frac{\text{せん断地盤反力係数}}{\text{水平方向地盤反力係数}} = \frac{\tilde{k}_F}{\tilde{k}_h}$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_1 (B + 2\mu D)}{4EI}}$$

2.7.2 計算結果および考察

基礎の長さを変えた2種類の計算モデルに対して、側面の水平方向せん断バネを考慮する場合($\mu=0.6$)と考慮しない場合($\mu=0$)について計算し、側面の水平方向せん断バネの効果について検討した。

図-2.23~2.26には、各計算モデルに対するたわみ曲線および曲げモーメント分布を示す。

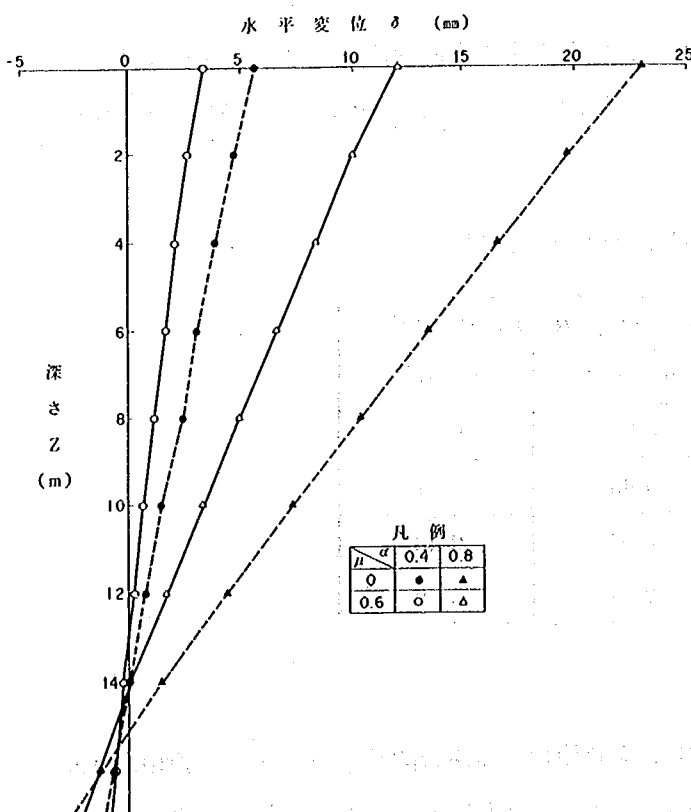


図-2.23 たわみ曲線(計算モデルI)

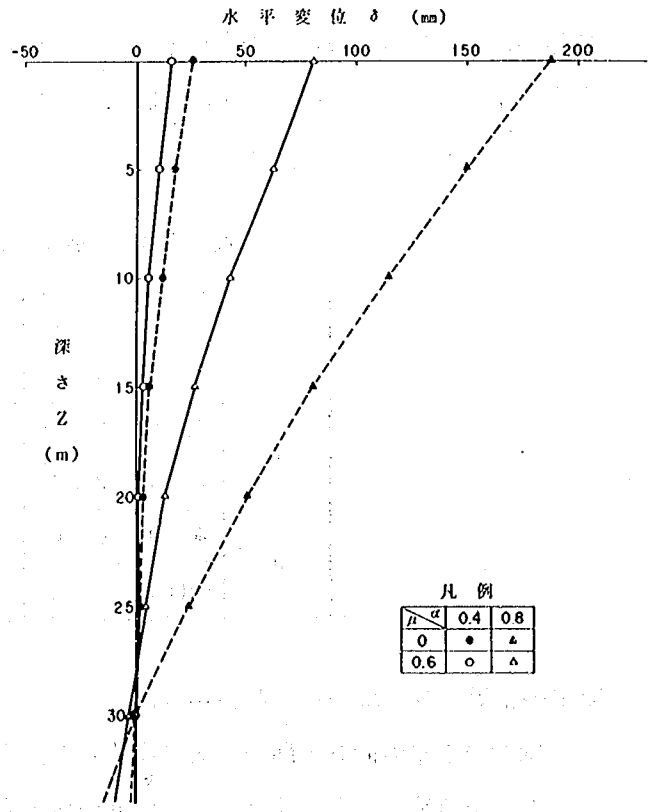


図-2.24 たわみ曲線(計算モデルII)

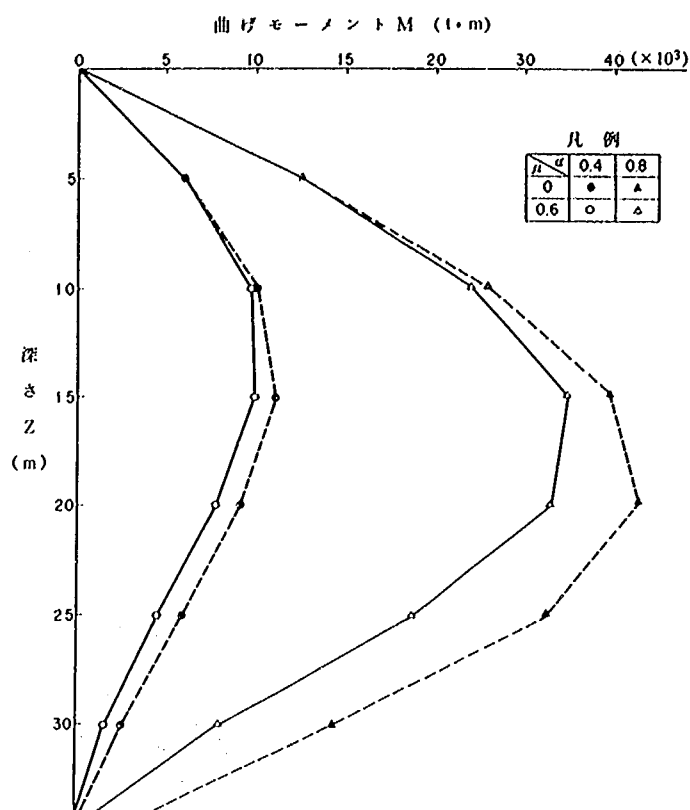
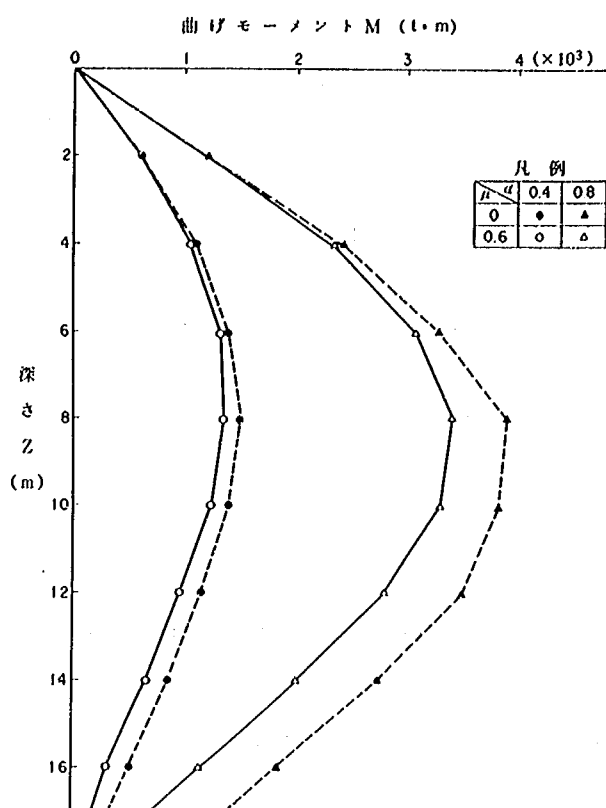


図- 2.25 曲げモーメント分布 (計算モデル I) 図- 2.26 曲げモーメント分布 (計算モデル II)

基礎の水平変位ならびに最大曲げモーメントに対して、側面の水平方向せん断バネの有無が及ぼす影響度合を比率で表わすと、表- 2.11 のようになる。なお、比率はせん断バネを考慮する時の結果を考慮しない時の結果で除したものとする。

表- 2.11 水平方向せん断バネの効果

		荷重強度 α の時の比率	
		$\alpha = 0.4$	$\alpha = 0.8$
I	水 平 変 位	0.57	0.52
	曲げモーメント	0.93	0.87
II	水 平 変 位	0.64	0.43
	曲げモーメント	0.91	0.89

以上の結果より、次のことがわかった。

- ① 側面の水平方向せん断バネを考慮すると、水平変位で約 50 %, 最大曲げモーメントで約 10 % 低減することが認められた。すなわち、側面の水平方向せん断バネは曲げモーメントに対しての影響は大きくないが、水平変位については顕著であることがわかった。
- ② 側面の水平方向せん断バネの効果は荷重強度や基礎の形状に対して、ほとんど無関係であることが認められた。

2.8 検討結果のまとめ

主として国鉄法の設計計算手法に基づいた数値計算によって、種々の地盤バネの効果および基礎本体の曲げ剛性の評価について検討した。その結果を要約すると次のようである。

(1) 回転バネ k_φ の効果について

基礎の外周面および内周面に作用する鉛直方向せん断バネによる地盤抵抗は、基礎に対して分布回転バネ k_φ として作用するが、その効果は表－2.12に示すようになる。

表－2.12 弾性計算と弾塑性計算による回転バネ k_φ の効果

βl	弾 性 計 算		弾 塑 性 計 算	
	水 平 変 位	曲げモーメント	水 平 変 位	曲げモーメント
0.5	27 %	31 %	32 %	10 %
1.0	19 %	13 %	27 %	6 %
1.5	12 %	10 %	—	—
2.0	8 %	9 %	15 %	3 %

- (注) 1) 一様地盤として計算
 2) βl の計算は塑性化前の状態で算出
 3) 数値は、 $k_\varphi = 0$ とした場合の計算値に対する k_φ を考慮した場合の減少率を表わす。

このことより、 βl の値が小さくなるほど、 k_φ の効果は増大していく傾向が認められる。その影響は基礎天端の水平変位について、弾性計算、弾塑性計算ともに最大約30%程度小さくなる。また最大曲げモーメントについては弾性計算では約30%程度であるが、弾塑性計算では約10%程度小さくなる。このように k_φ の効果は水平変位に対してはかなり大きいですが、設計計算に用いる地盤定数の推定精度や設計計算式の簡略化等を勘案すると、設計計算式に k_φ を考慮しなくてもよいと考えられる。

(2) 基礎の内部地盤の抵抗について

国鉄法では基礎内部の地中連続壁に囲まれた地盤の抵抗を図－2.27に示すように、底面から内空寸法 D' の1/2までの範囲を内部土の有効範囲として運用している。しかしながら、内周面の地盤バネは外周面の地盤バネに比較して、バネ値も小さくかつ基礎底部付近にしか作用しないとすれば、基礎の設計計算にはその影響は小さいものと推察される。そこで内周面の地盤抵抗を無視した場合と考慮した場合を比較した結果、基礎の水平変位や最大曲げモーメントに与える影響は1%以下となった。以上のことより、基礎の内部地盤の抵抗は設計計算には考慮しなくてもよいと考えられる。

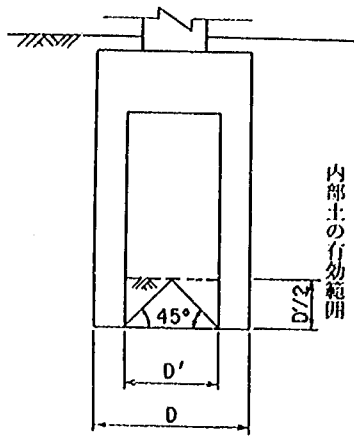


図- 2.27 内部地盤の考え方

表- 2.13 基礎の曲げ剛性の取扱い
(弾塑性計算, 荷重強度 $\alpha = 0.6$)

βl	弾 性 体 / 剛 体		
	水 平 変 位	た わ み 角	曲 げ モ ー メ ン ト
0.5	1.02	1.03	1.00
1.0	1.06	1.15	1.00
2.0	1.77	2.86	1.01

注) 数値は剛体とした場合に対する弾性体とした場合の比率を示す。

(3) 基礎の曲げ剛性の取扱いについて

地中連続壁基礎は従来、設計上ケーソン基礎と同等に扱われ、基礎を剛体として計算するのが一般的であるが、施工法的に自由度が高く、断面形状や基礎の長さが種々に変えられるため、 βl の値が2~3という細長い基礎も建設されることも予想される。このような基礎にも対応でき得る計算手法が必要となる。そこで、基礎本体の曲げ剛性の取扱い方について検討した結果、表- 2.13に示すように βl の値が大きくなると、基礎天端における水平変位やたわみ曲線はかなり顕著な差が生じる。また基礎に作用する水平方向地盤反力にも差異が生じてくるため、水平方向の応力度照査に対しても影響が及ぶことになる。したがって、設計計算式には基礎の曲げ剛性を考慮することが望ましいと考えられる。ただし、 βl の値が1より小さい場合には、設計計算式の簡略化を考えて、剛体と見なしてもよいと考えられる。

(4) 地盤バネの抵抗特性

基礎の水平荷重による挙動は、地盤抵抗の非線形性を考慮しなければ表現できないことは一般に知られており、本検討ではbi-linear型の非線形バネと線形バネの両者を用いて比較したところ、 βl の大きい細長い基礎ほど大きな差異が現われ、また基礎に発生する最大曲げモーメントよりも水平変位に対して影響が大きいことがわかった。

既往の地中連続壁基礎の設計計算においても、国鉄法ならびに阪高法ともに地盤をbi-linear型の非線形バネとして取扱っており、杭や鋼管矢板基礎等ではひずみ依存型の非線形バネを用いている。いずれにしても地盤バネの抵抗特性は非線形性を考慮する必要があると考えられる。

3. 実物載荷試験に基づく検討

3.1 概 説

既存の設計計算手法（ここでは原則として1.3に述べた国鉄法）を用い、実物載荷試験結果と対比することによって、計算上の地盤バネ定数とその極限值について検討することとした。

実物載荷試験は、地中連続壁基礎1例、杭基礎10例（場所打ち杭5例、鋼管杭5例）を用いた。

3.2 地中連続壁基礎

3.2.1 対象とした載荷試験

対象とした載荷試験は、大阪府道高速大阪東大阪線・東大阪インターチェンジ（阪神高速道路公団）において実施された水平載荷試験である。

基礎形状ならびに土質定数を図－3.1に示す。

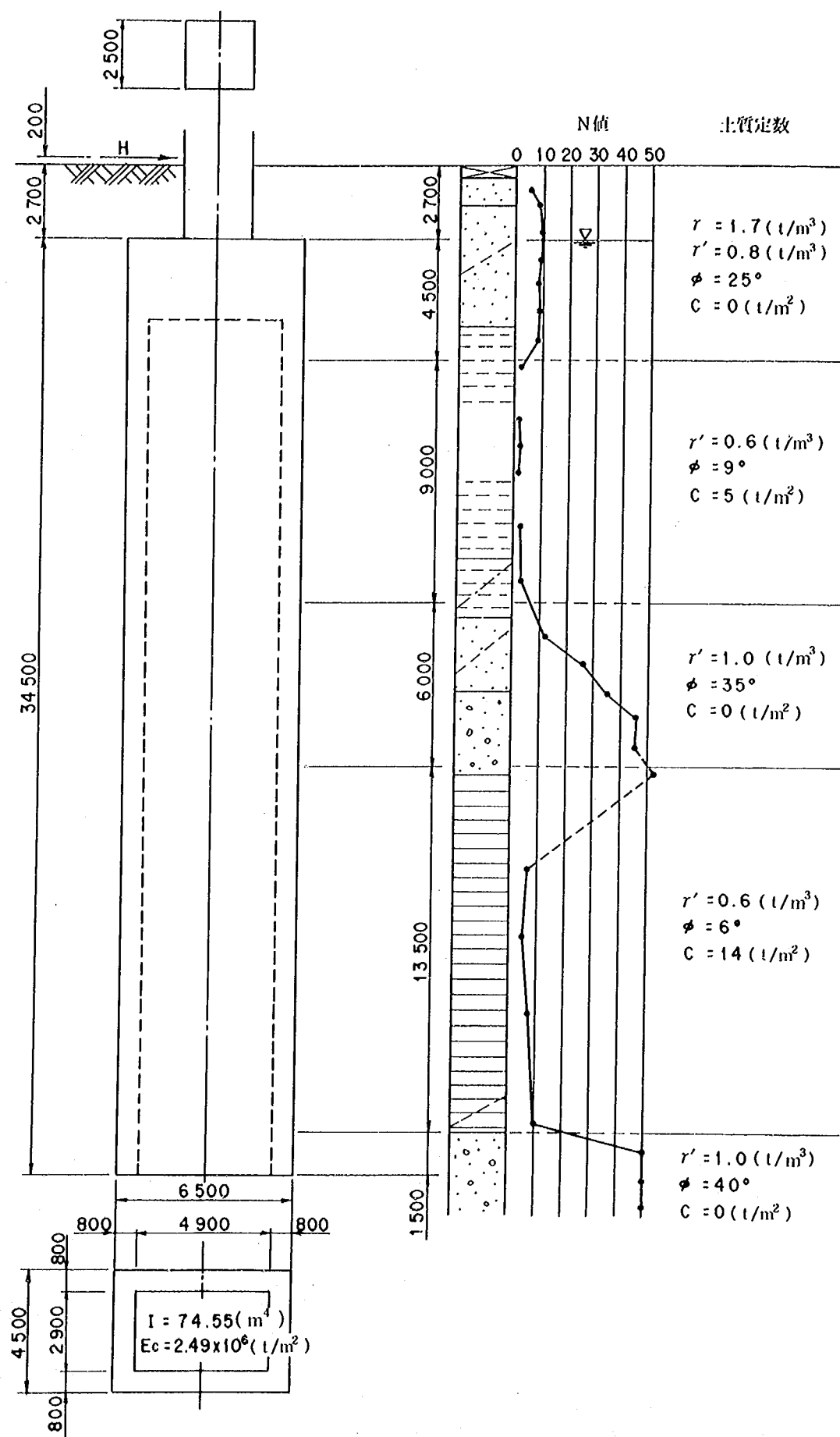


図- 3.1 基礎形状ならびに土質定数

3.2.2 計算条件

(1) 計算手法

原則として国鉄法を適用し、具体的な計算手法は2.2で述べたとおりとする。

(2) 地盤バネおよび極限值

地盤バネおよび極限値の算定は、表-3.1に示すとおりである。なお、計算に用いる地盤バネおよび極限値は次のようにする。

計算に用いる地盤バネ

$$k_i = a \cdot k_i^*, \quad i = 1 \sim 8$$

計算に用いる極限值

$$p_i = \beta \cdot p_i^*, \quad i = 1 \sim 8$$

ここに、 a ; 地盤バネの補正係数

β ; 極限値の補正係数

k_i^* ; 表-3.1より算出した地盤バネ

p_i^* ; 表-3.1より算出した極限值

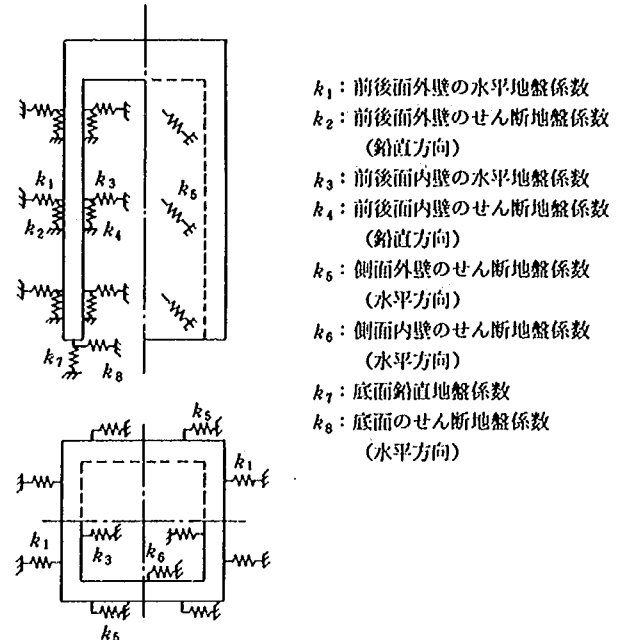


表-3.1 地盤バネおよび極限値の算定

地盤係数	地盤バネの算出式 (kg/cm ²)	極限値の算出式 (t/m ²)
k_1	$k_1 = 12.8 k_{H0} \cdot B_H^{-(3/4)}$	最大圧縮反力: $P_{1c} = \text{受働土圧} - \text{静止土圧}$ 最大引張反力: $P_{1t} = \text{静止土圧} - \text{主働土圧}$
k_2	$k_2 = (0.15 + 0.35 Z/D) \cdot k_1$	砂質土: $P_2 = 0.5 N$ (≤ 20) 粘性土: $P_2 = C$ または N (≤ 15)
k_3	$Z/D < 0.9 : k_3 = 0$ $0.9 \leq Z/D \leq 1.0 : k_3 = 0.21 k_1$	最大圧縮反力: $P_{3c} = 0.5 P_{1c}$ 最大引張反力: $P_{3t} = 0.5 P_{1t}$
k_4	$Z/D < 0.5 : k_4 = 0$ $0.5 \leq Z/D \leq 1.0 : k_4 = (0.8 Z/D - 0.4) \cdot k_2$	砂質土: $P_4 = 0.5 P_2$ 粘性土: $P_4 = 0.5 P_2$
k_5	$k_5 = 0.6 k_1$	砂質土: $P_5 = 0.5 N$ (≤ 20) 粘性土: $P_5 = C$ または N (≤ 15)
k_6	$Z/D < 0.5 : k_6 = 0$ $0.5 \leq Z/D \leq 1.0 : k_6 = (0.8 Z/D - 0.4) \cdot k_5$	砂質土: $P_6 = 0.5 P_5$ 粘性土: $P_6 = 0.5 P_5$
k_7	$k_7 = 12.8 k_{V0} \cdot B_V^{-(3/4)}$	最大圧縮反力: 極限鉛直支持力 最大引張反力: 基礎自重
k_8	$k_8 = 0.5 k_7$	砂質土: $P_8 = 0.5 N$ (≤ 20) 粘性土: $P_8 = C$ または N (≤ 15)

注1) Z : 着目点の深さ (m), D : 基礎の長さ (m)

2) k_2, k_4, k_5, k_6 に対する極限値の算出式は道示IV下部構造編による。

3.2.3 計算ケース

実物載荷試験との対比を行うため、設計上では考慮しない土中の橋脚部における地盤抵抗も考慮する場合も考えて、計算ケースを次のように3種類に大別する。

ケース A：橋脚部の地盤抵抗を考慮しない設計どおりの計算ケース

ケース B：橋脚部の地盤抵抗を考慮し、地盤バネや基礎の曲げ剛性を変えて、それらの効果を検討するための計算ケース

ケース C：橋脚部の地盤抵抗を考慮し、載荷試験結果に一致するように地盤バネおよび極限值を修正した計算ケース

橋脚部における地盤抵抗は図-3.2のように地表面での地盤反力係数 k' を

$$k' = k \frac{2.5}{4.5}$$

と換算して、基礎天端と地表面との間を直線補間した。

各計算ケースの内容を表-3.2に示す。

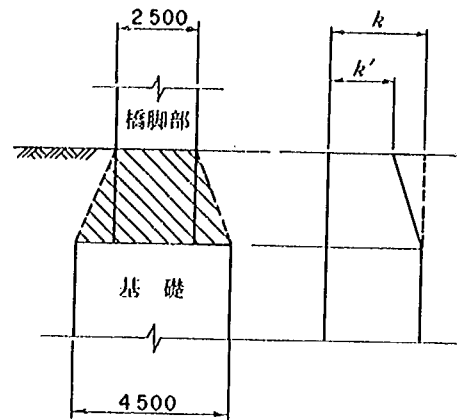


図-3.2 橋脚部の地盤バネ

表-3.2 計算ケース

		地 盤 バ ネ k_i	極 限 値 p_i	基礎曲げ剛性 EI
A	橋脚部の地盤抵抗を考慮しない設計上の計算方法	k_i^*	p_i^*	EI^*
B-0	橋脚部の地盤抵抗を考慮したケース(以下、同様)	k_i^*	p_i^*	EI^*
B-1	基礎を剛体とした計算	k_i^*	p_i^*	∞
B-2	全地盤バネを1.6倍とした計算	$1.6 k_i^*$	p_i^*	EI^*
B-3	内部土の地盤バネを無視した計算	$k_i = 0$ ($i = 3, 4, 6$) その他は $k_i = 1.6 k_i^*$	p_i^*	EI^*
B-4	内部土の地盤バネおよび分布回転バネを無視した計算 ※ (k_5) _H ; k_5 の水平成分	$k_i = 0$ ($i = 2 \sim 6$) ただし、(k_5) _H = k_5^* その他は $k_i = 1.6 k_i^*$	p_i^*	EI^*
B-5	前背面の水平地盤バネのみを考慮した計算	$k_1 = k_1^*$ その他は $k_i = 0$	p_i^*	EI^*
B-6	ケーソン基礎の計算 (地盤バネ：水平バネの1.2倍 極限值：前面の受働抵抗のみを考慮)	$k_1 = 1.2 (1.6 k_1^*)$ その他は $k_i = 0$	p_i^*	∞
C	載荷試験に合わせた計算	$2.5 k_i^*$	$0.5 p_i^*$	EI^*

ここに、 k_i^* ; 基準となる表-3.1より算出した地盤バネ、 $i = 1 \sim 8$

p_i^* ; 基準となる表-3.1より算出した極限值、 $i = 1 \sim 8$

EI^* ; 基準となる基礎の曲げ剛性 ($E_c = 2.94 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ とする)

3.2.4 計算結果および考察

(1) 計算ケース A, B

計算ケース A および B について計算結果を図-3.3 ~ 3.6 に示す。

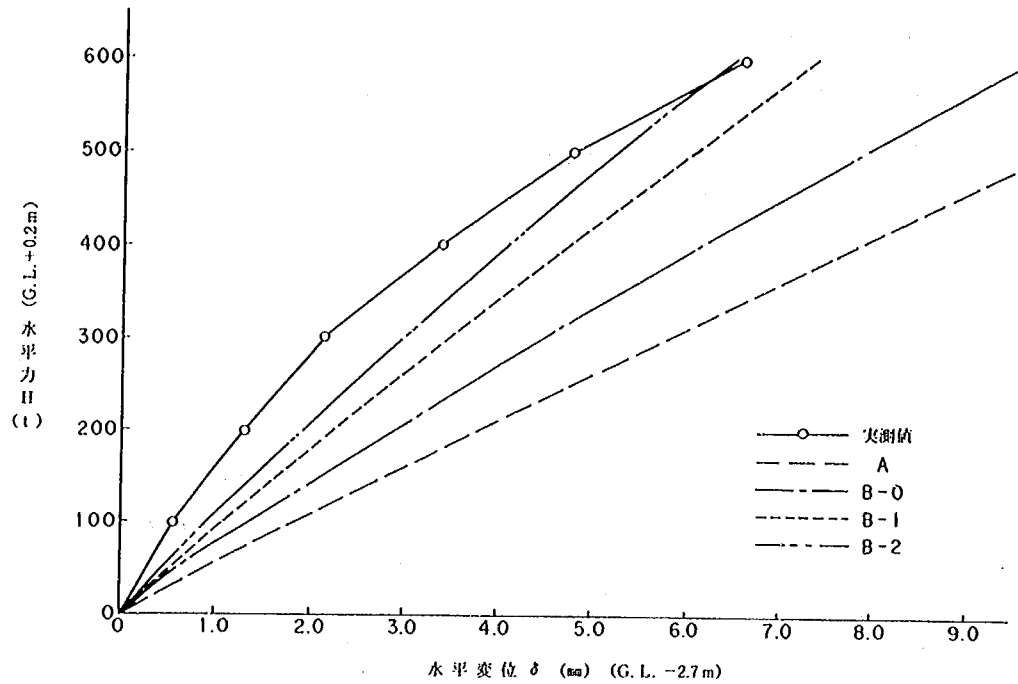


図-3.3 水平力～水平変位曲線 (モデルA, B-0, 1, 2)

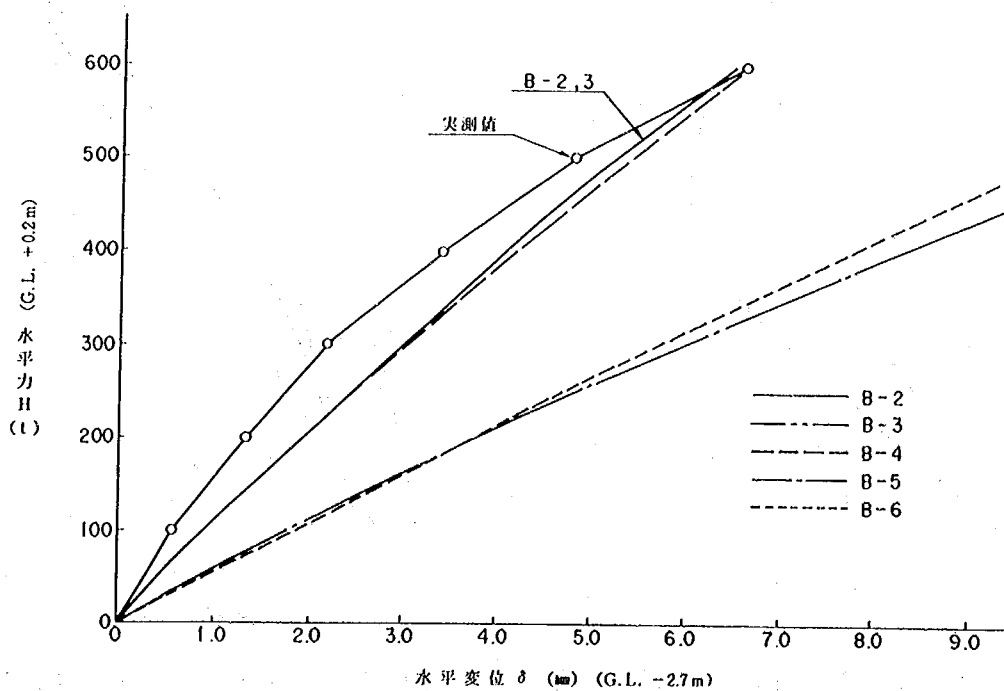


図-3.4 水平力～水平変位曲線 (モデルB-2 ~ 6)

図-3.3～3.4は、荷重～水平変位曲線について示したものである。国鉄法に基づいた設計上の計算方法による計算ケースAは、実測値に比べて水平変位はかなり大きいことが認められる。橋脚部の地盤抵抗を考慮した計算ケースB-0ではAに比べると、水平変位は若干小さくなるが、実測値よりは大きい。また、地盤バネを1.6倍した計算ケースB-2では、最大荷重 $H=600t$ において水平変位が一致した。同様に、地盤バネを1.6倍し、内部土の地盤バネを無視した計算ケースB-3および分布回転バネも無視した計算ケースB-4についても最大荷重において水平変位が一致した。このことは、2で検討したように、内部土の地盤バネや βl の大きい細長い基礎における分布回転バネの効果は大きくないことを示している。

計算ケースB-1はB-0と地盤バネの条件を同一とし、基礎を剛体として計算したが、基礎の曲げ剛性を考慮していないので、B-0の水平変位に比べて若干大きめの変位が生じている。計算ケースB-6はケーソン基礎の設計と全く同様にして、前面の水平バネだけを考慮し、所要の水平バネに対して側面のせん断地盤バネ分を加味して1.2倍の地盤バネを用いて計算した。これより、国鉄法によった計算ケースB-0とはほぼ同様の結果が得られたが、B-6の場合、B-0より地盤抵抗は小さいが、基礎を剛体として取扱っているために、その効果が相殺されてほぼ同様の結果になったものと考えられる。

図-3.5～3.6では、最大荷重($H=600t$)での曲げモーメント分布とたわみ曲線を示す。曲げモーメント分布はどの計算ケースについてもほぼ同様の傾向があり、若干実測値の方が大きい値を示している。また実測値によるたわみ曲線は基礎の曲げ剛性を考慮した計算ケースよりも曲率が大きいことが認められる。このような βl の値が約3の基礎では基礎本体を剛体として扱うのは不適当であると考えられる。

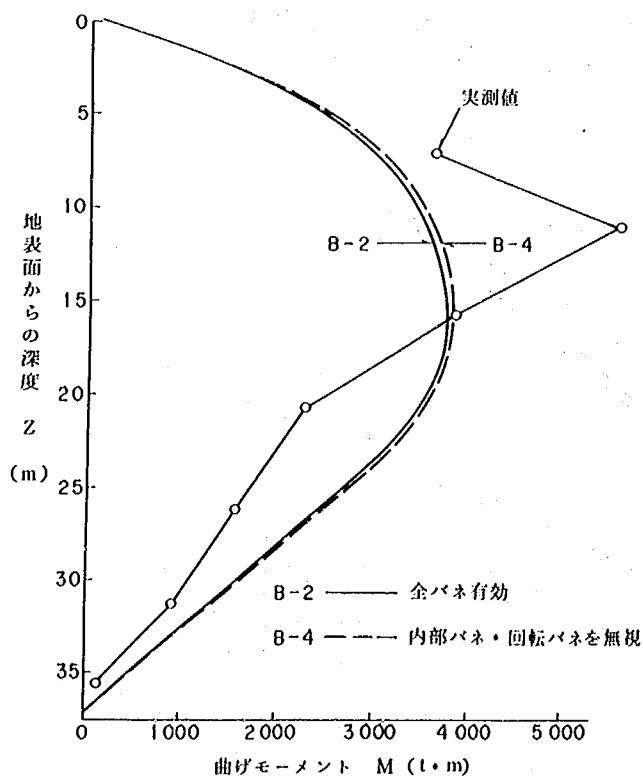


図-3.5 内部バネ、回転バネの効果(曲げモーメント分布) $k=1.6k_0$
 $H=600(t)$

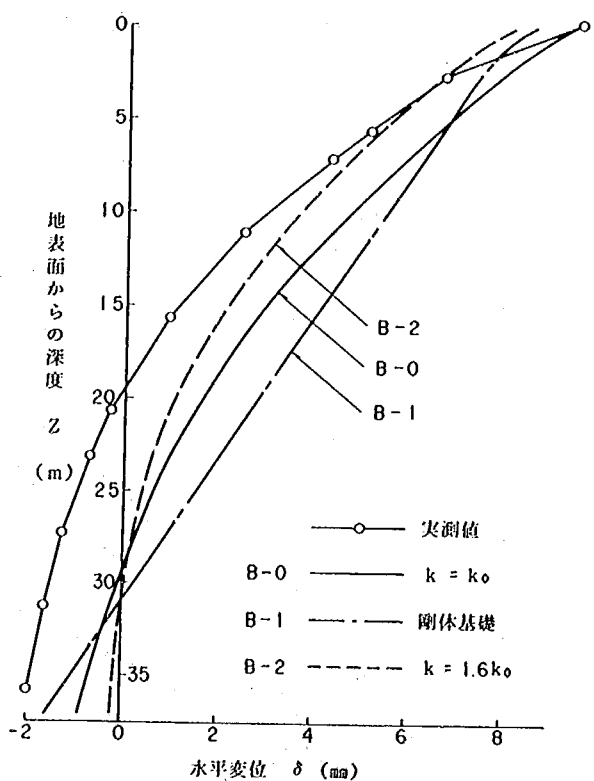


図-3.6 各種モデルの比較(たわみ曲線)
 $H=600(t)$

(2) 計算ケースC

以上のように、計算ケースA、Bでは実測の荷重～水平変位曲線に示される非線形性状を表現できない。そこで、地盤バネと極限值を変えて計算した。

図-3.7は、地盤バネおよび極限值を変えた4ケースについて荷重～水平変位曲線を示したものである。この図より、実測値と最もよく一致するものは $\alpha = 2.5$ 、 $\beta = 0.5$ の場合、すなわち、地盤バネを2.5倍、極限值を1/2倍とする場合であることがわかる。

図-3.8～3.9には実測値と最も一致した $\alpha = 2.5$ 、 $\beta = 0.5$ について、曲げモーメント分布およびたわみ曲線を示す。この図より、実測値と計算値はほぼ一致していることがわかる。

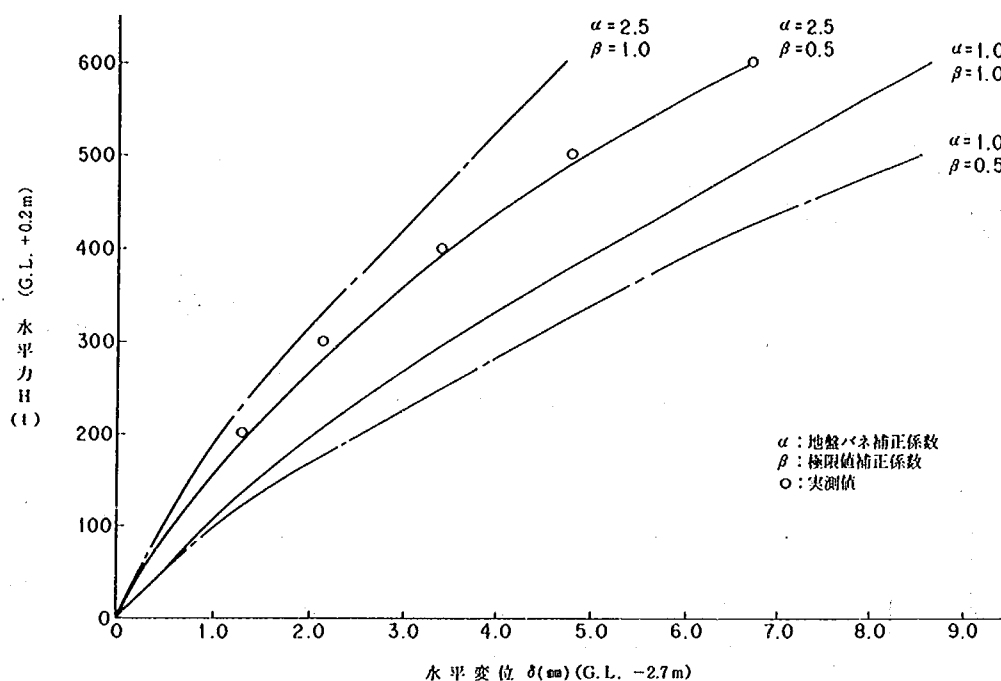


図-3.7 地中連続壁基礎 東大阪線 水平力～水平変位曲線

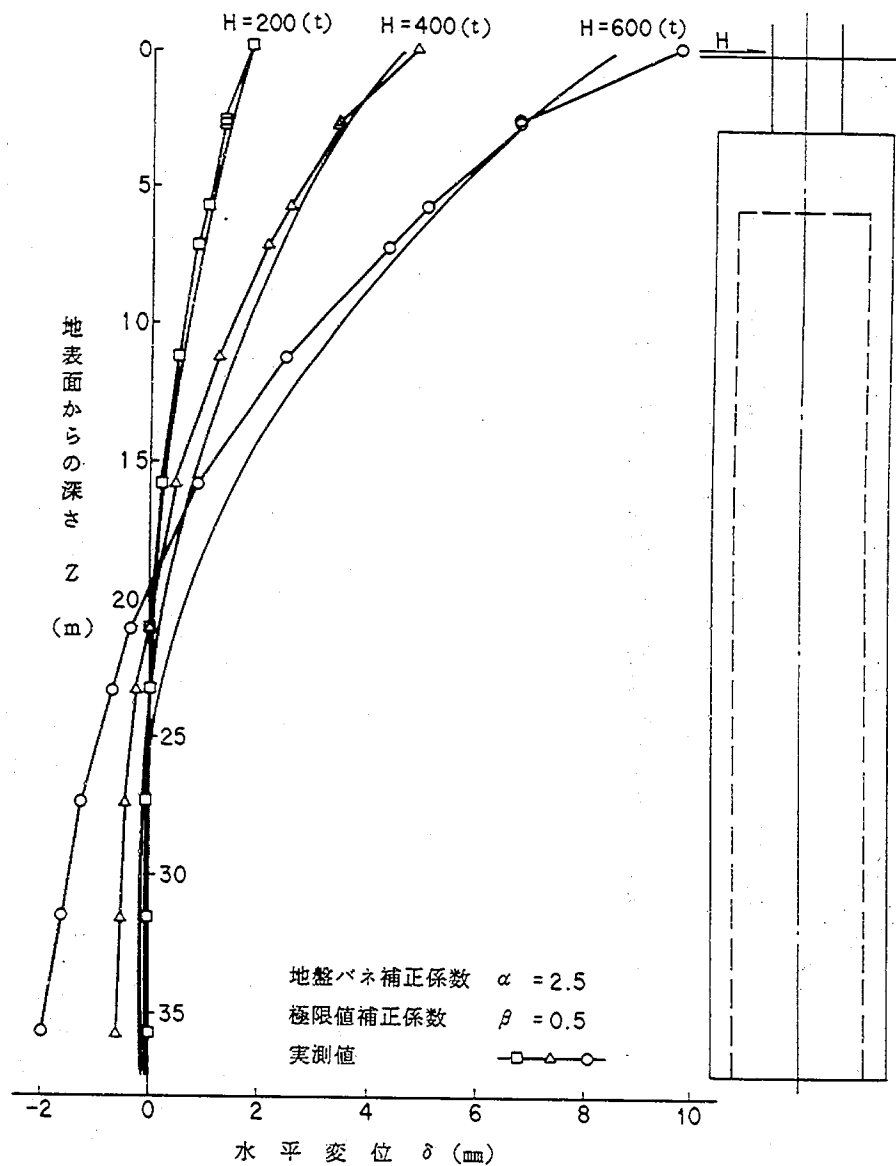


図-3.8 たわみ曲線 ($H=200, 400, 600(t)$)

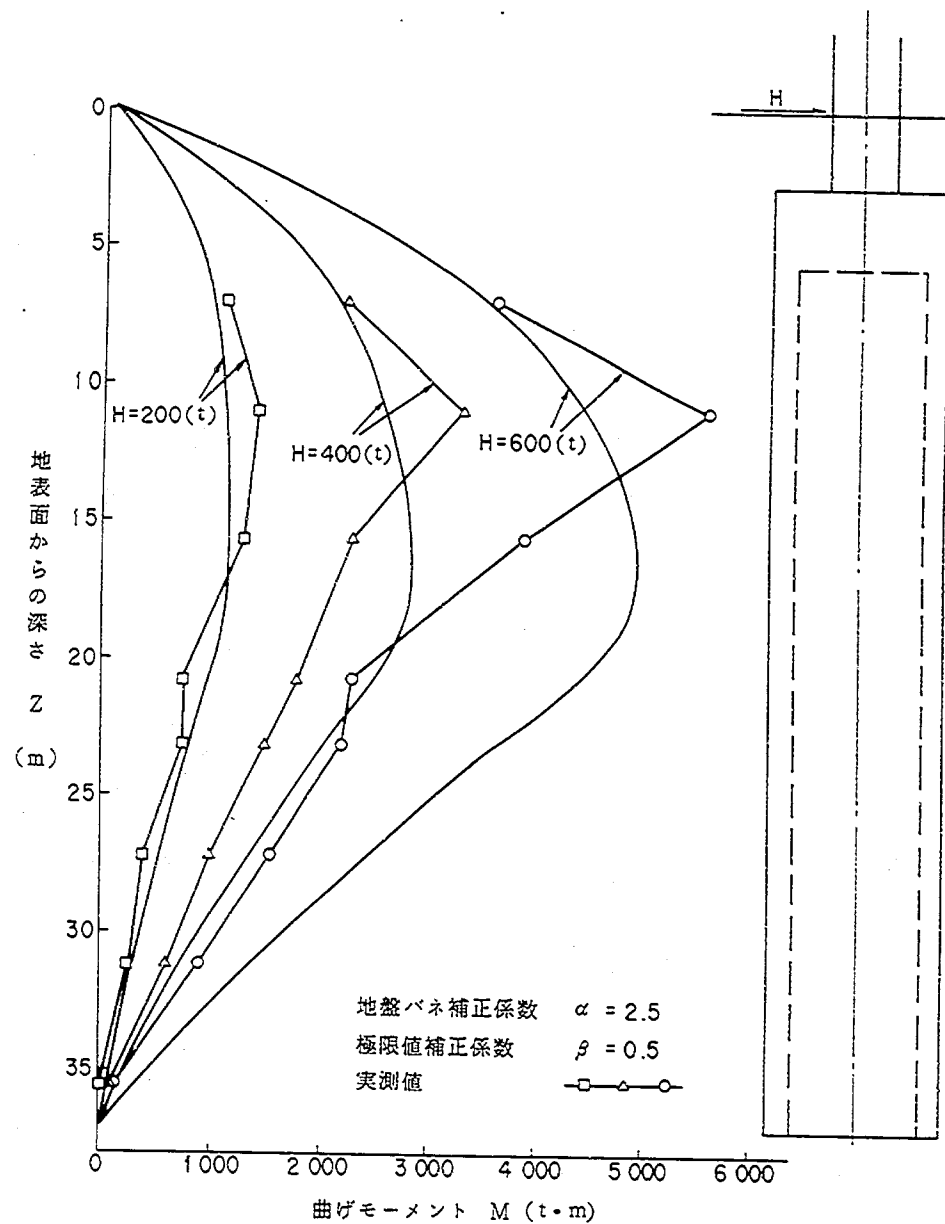


図-3.9 曲げモーメント分布 ($H=200, 400, 600(t)$)

3.3 杭 基 礎

3.3.1 対象とした載荷試験

対象とした載荷試験は、場所打ち杭 5 例および鋼管杭 5 例の計 10 例である。杭の諸元および土質条件を表- 3.3 および図- 3.10～3.19に示す。

表- 3.3 杭 の 諸 元

杭 種	記 号	杭 の 諸 元			
		杭 径 D (mm)	杭 長 l (m)	E (t/m^2)	I (m^4)
場所打ち杭	C-1	1,000	19.0	2.6×10^6	5.26×10^{-2}
	C-2	1,000	6.8	2.8×10^6	5.68×10^{-2}
	C-3	1,000	11.0	2.1×10^6	4.93×10^{-2}
	C-4	1,000	20.0	2.9×10^6	4.91×10^{-2}
	C-5	800	7.6	2.7×10^6	2.01×10^{-2}
鋼 管 杭	S-1	813	30.0	2.1×10^7	2.80×10^{-3}
	S-2	2,000	40.0	2.1×10^7	6.50×10^{-2}
	S-3	1,016	24.0	$EI = 8.64 \times 10^4 (t \cdot m^2)$	
	S-4	813	22.0	$EI = 5.37 \times 10^4 (t \cdot m^2)$	
	S-5	600	18.0	$EI = 2.99 \times 10^4 (t \cdot m^2)$	

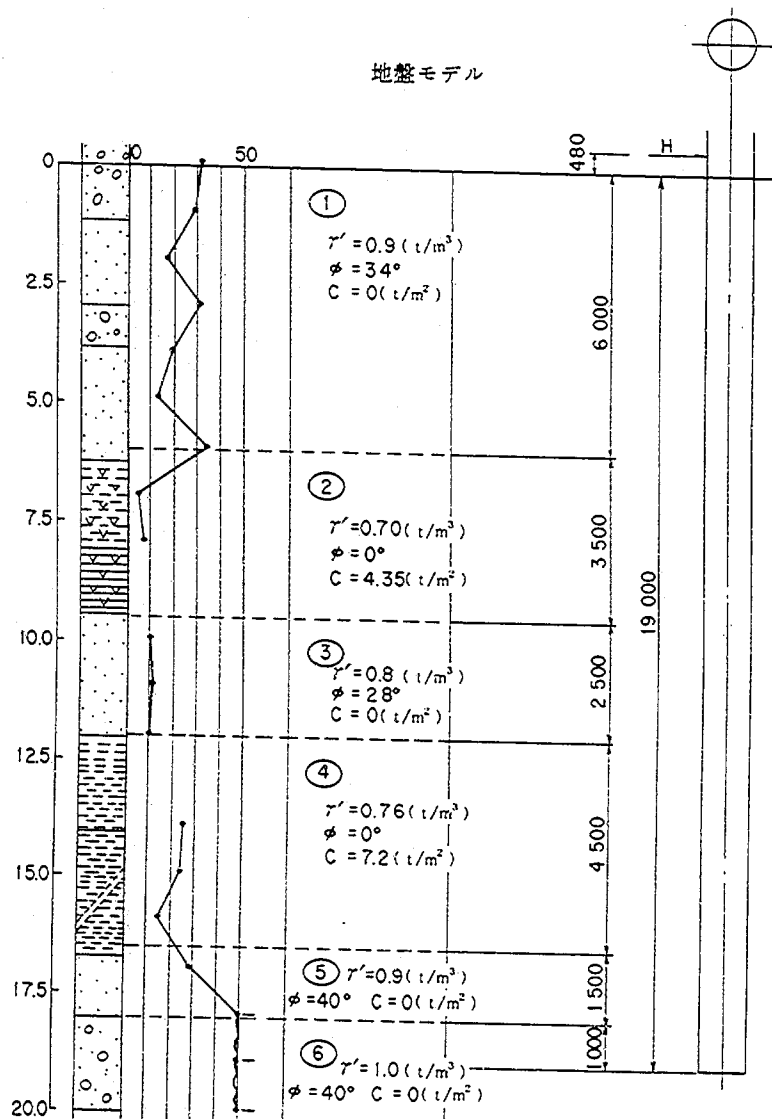


図- 3.10 C - 1 の土質条件

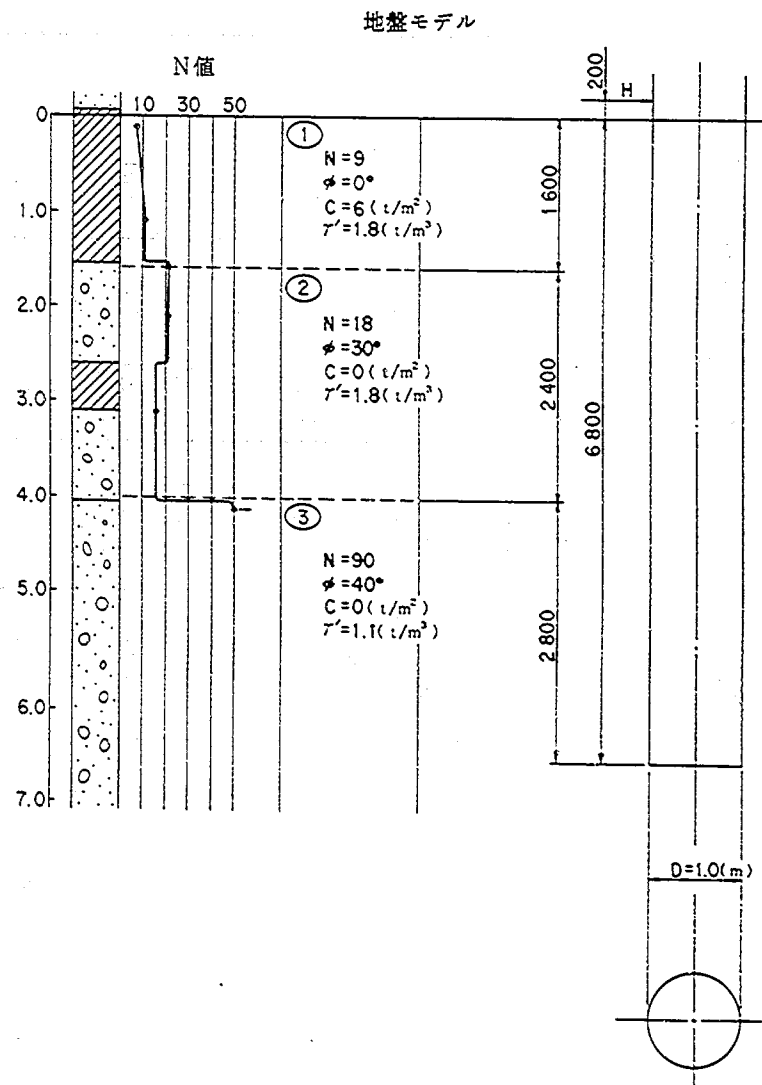
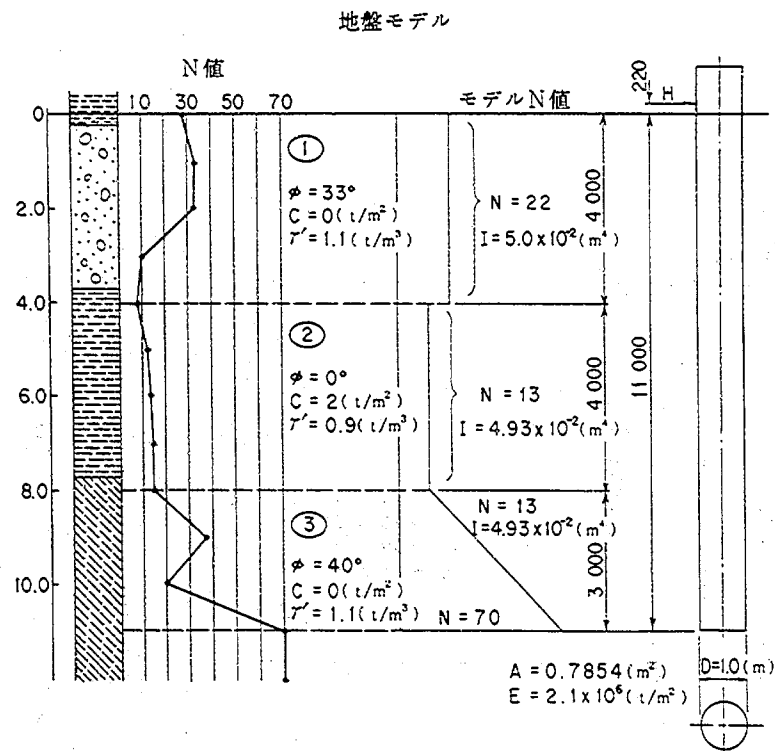


図- 3.11 C - 2 の土質条件



	①		②		③	
K_A	0.273		1.000		0.202	
K_P	4.984		1.000		8.147	
K_S	0.5		0.7		0.5	
P_a	0	1.201	0.4	4.0	1.616	2.283
P_P	0	21.930	8.4	12.0	65.176	92.061
P_S	0	2.2	3.08	5.6	4.0	5.65

図-3.12 C-3の土質条件

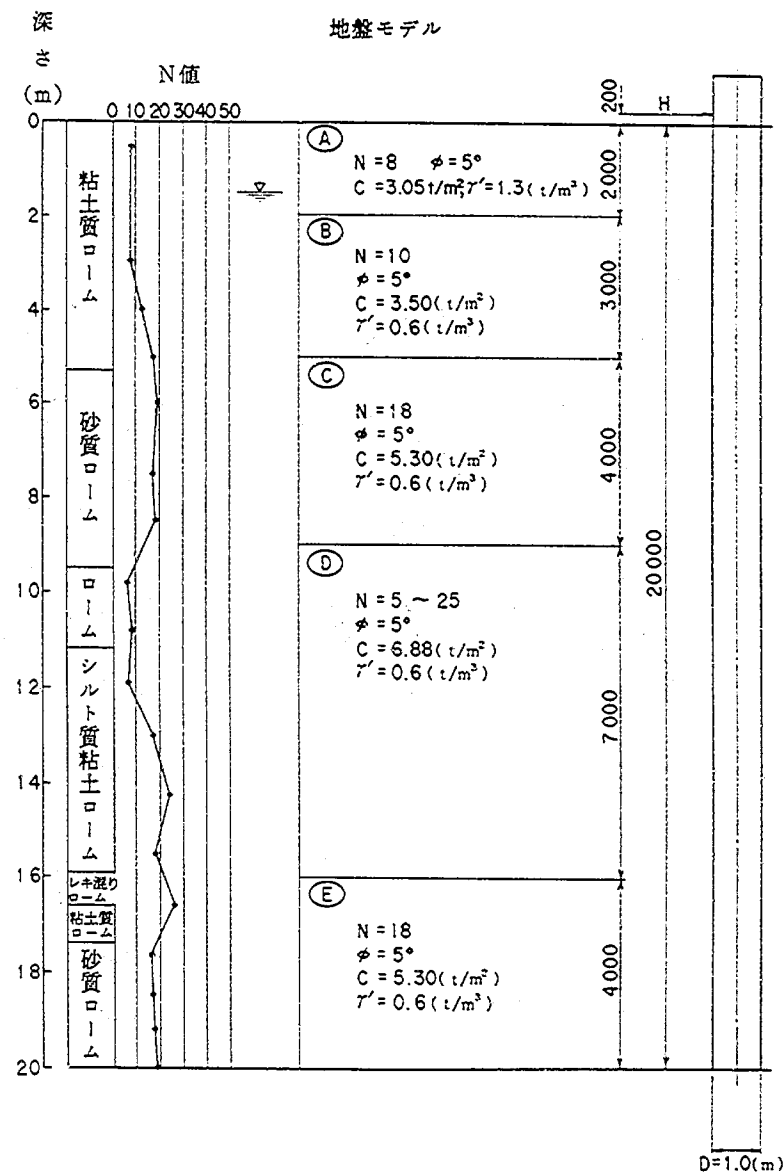


図-3.13 C-4の土質条件

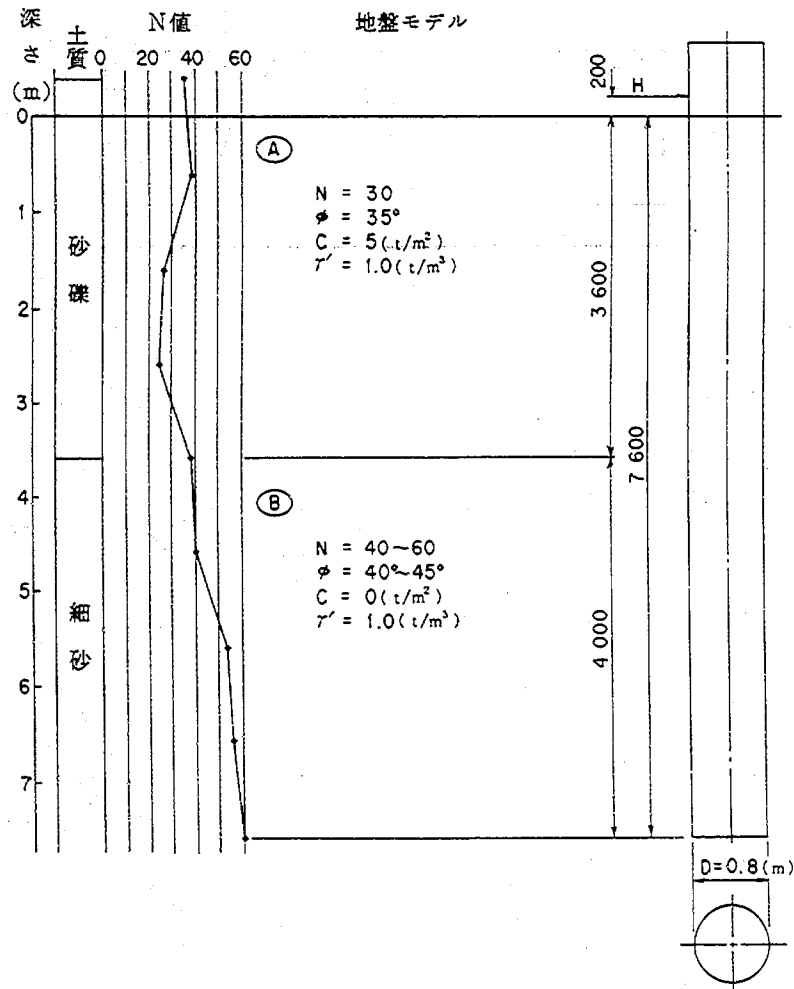


図-3.14 C-5の土質条件

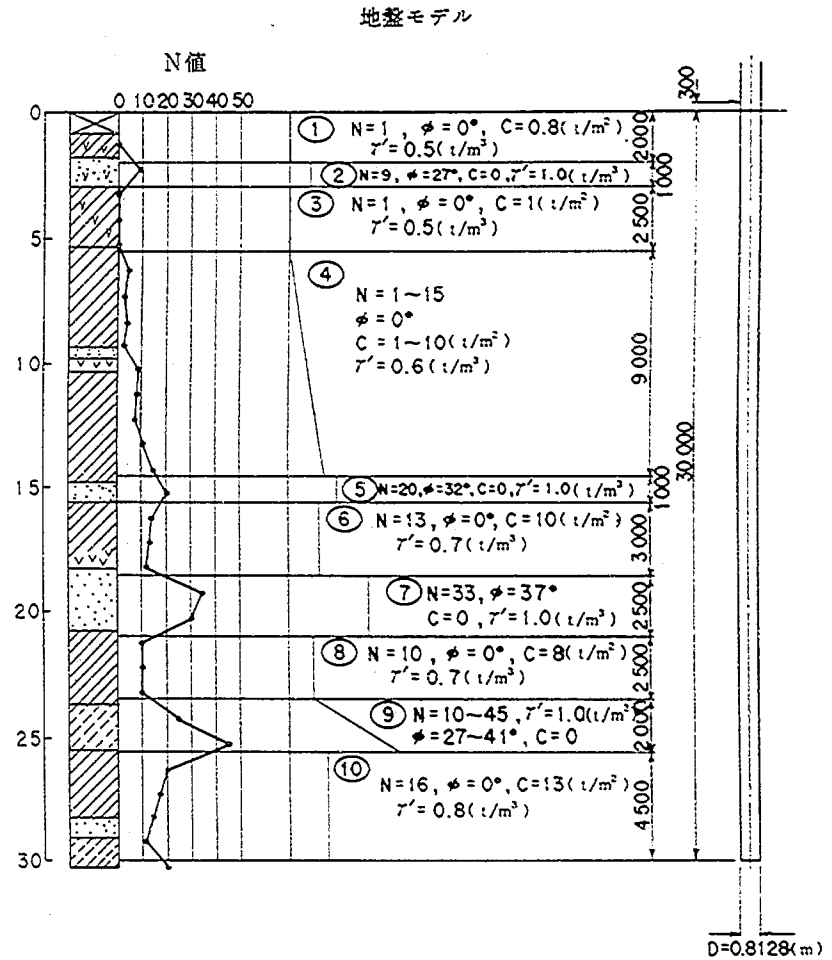


図-3.15 S-1の土質条件

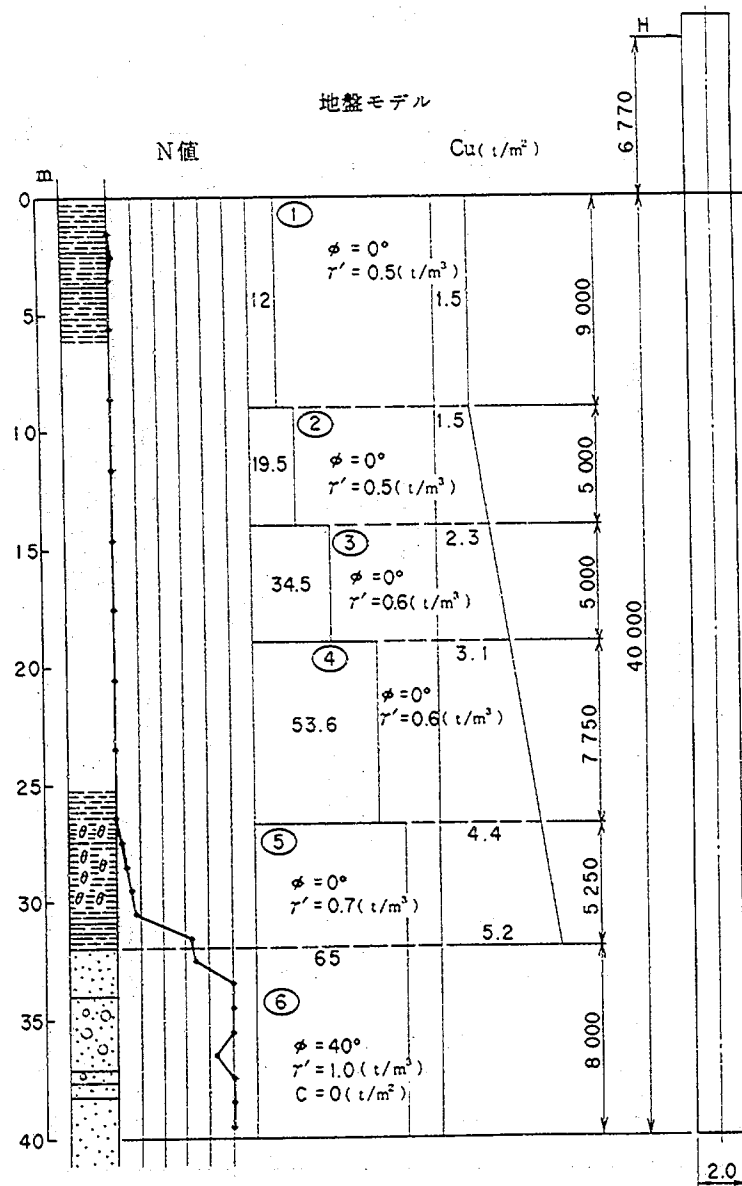


図-3.16 S-2の土質条件

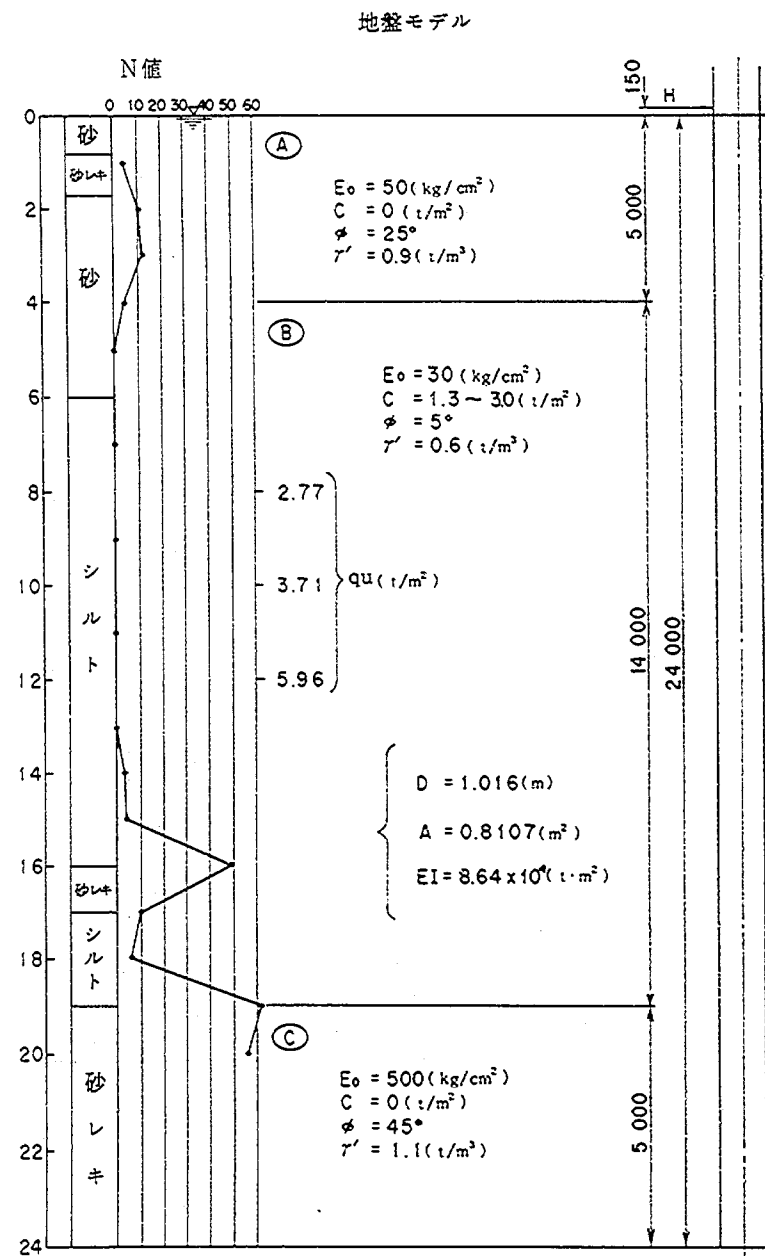


図-3.17 S-3の土質条件

3.3.2 計算条件

計算方法は、3.2における計算ケースCと同様にして、杭基礎の載荷試験結果との対比を行う。したがって、地盤反力係数の算出はケーソン基礎と同一の方法で求めることとなり、道路橋示方書IV下部構造編で規定される杭基礎の設計上の値と異なる。

3.3.3 計算結果

(1) C-1

図-3.20に載荷点における荷重～水平変位曲線を示す。設計上の地盤バネおよび極限值を用いると、水平変位は実測値よりもかなり大きくなり、地盤バネ補正係数 $\alpha = 2.0$ 、極限值補正係数 $\beta = 1.5$ の場合に最も良い対応を示した。

図-3.21～3.22には、 $\alpha = 2.0$ 、 $\beta = 1.5$ における曲げモーメント分布およびたわみ曲線を示す。この図より、曲げモーメント分布、たわみ曲線ともに計算値は実測値とはほぼ一致しているといえる。

(2) C-2

図-3.23に載荷点における荷重～水平変位曲線を示す。この例では地盤バネ、極限值ともに設計上の算定値($\alpha = 1$ 、 $\beta = 1$)のままで、実測値に良い対応を示している。

(3) C-3

図-3.24に載荷点における荷重～水平変位曲線を示す。この例では低荷重域では差異が認められるが、 $\alpha = 1.5$ 、 $\beta = 1.5$ のときに大体良い対応を示している。

(4) C-4

図-3.25に載荷点における荷重～水平変位曲線を示す。この例では設計上の算定値($\alpha = 1$ 、 $\beta = 1$)を用いた計算値よりも実測値はかなり小さい変位しか生じていないことがわかる。 $\alpha = 2$ 、 $\beta = 2.5$ のとき実測値とはほぼ一致することがわかった。

(5) C-5

図-3.26に載荷点における荷重～水平変位曲線を示す。この例もC-4と同様に、 $\alpha = 2$ 、 $\beta = 2.5$ のときに最も良い対応を示している。

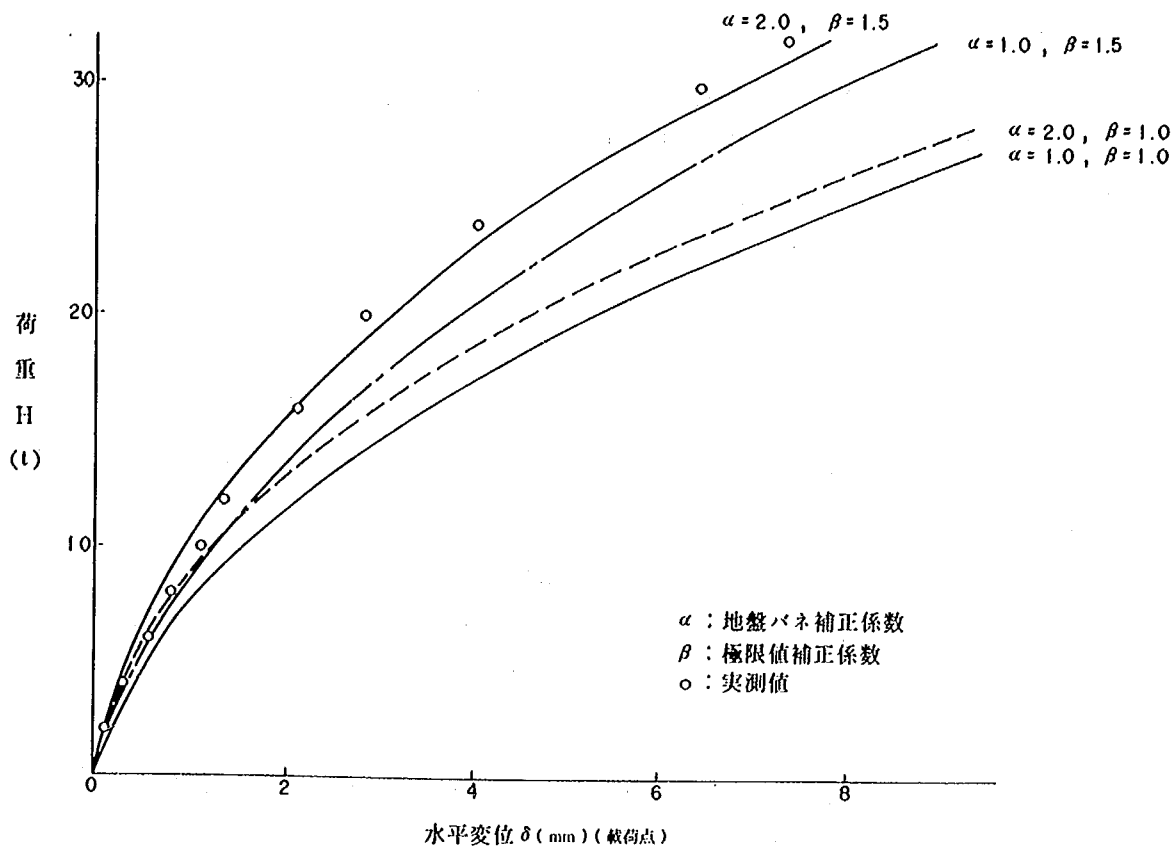


図-3.20 C-1 荷重～水平変位曲線

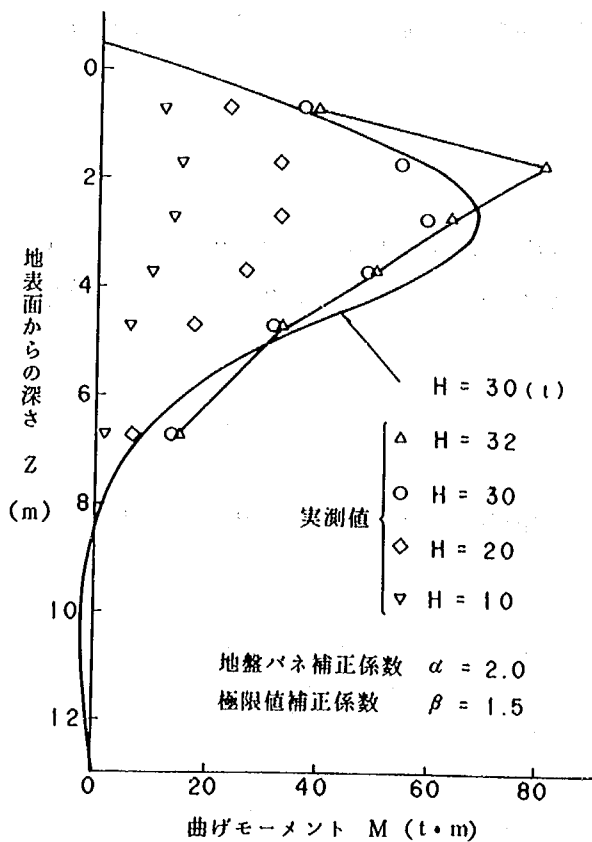


図-3.21 C-1 曲げモーメント分布

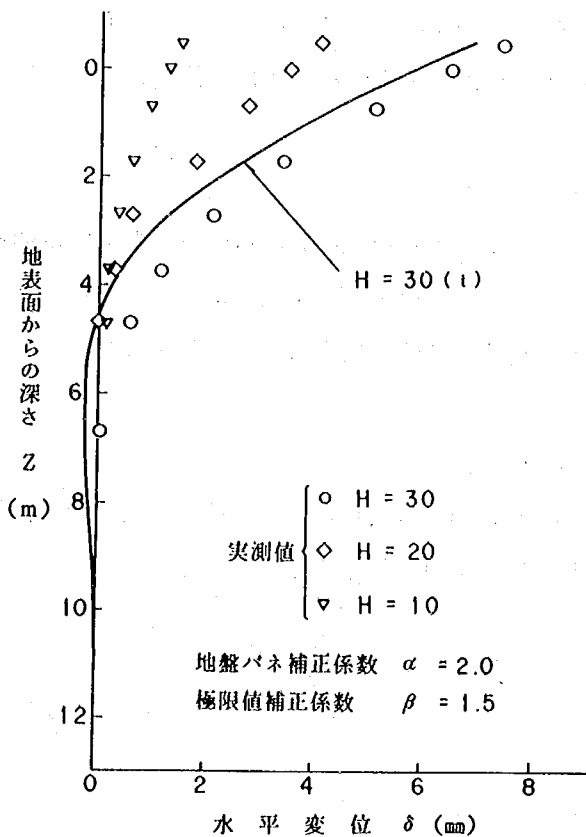


図-3.22 C-1 たわみ曲線

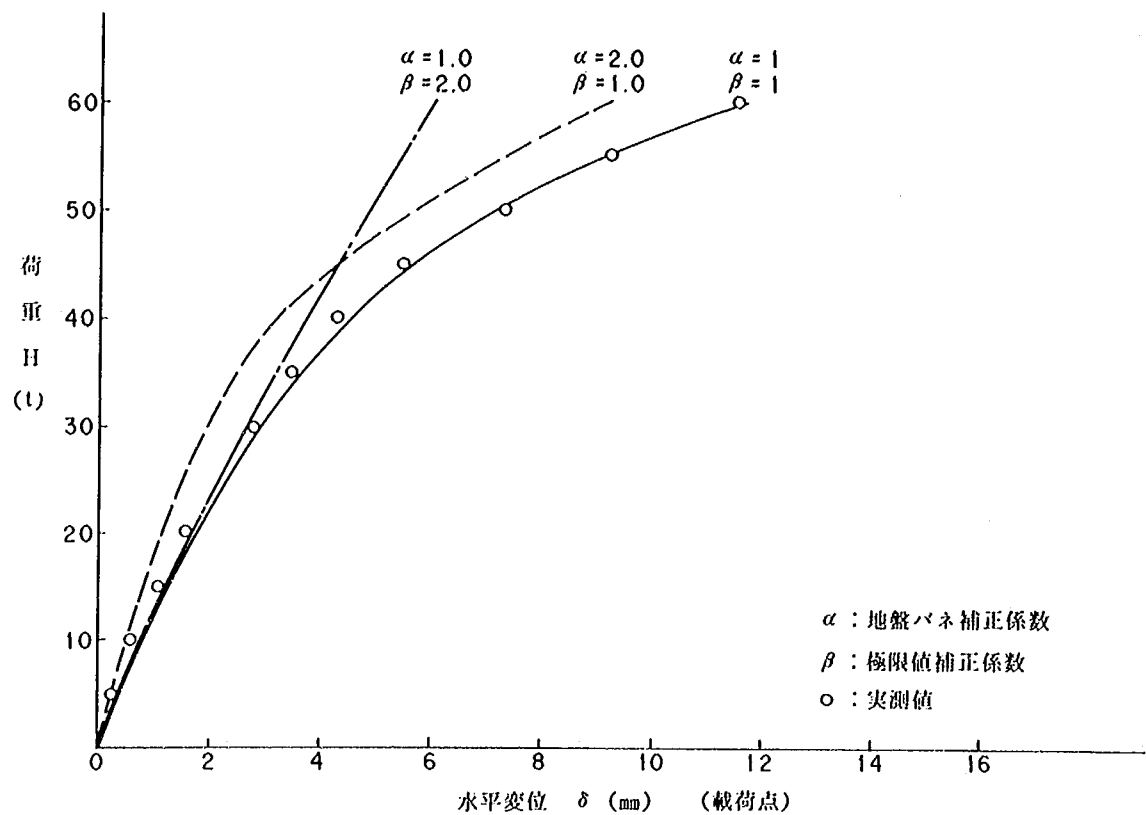


図- 3.23 C - 2 荷重～水平変位曲線

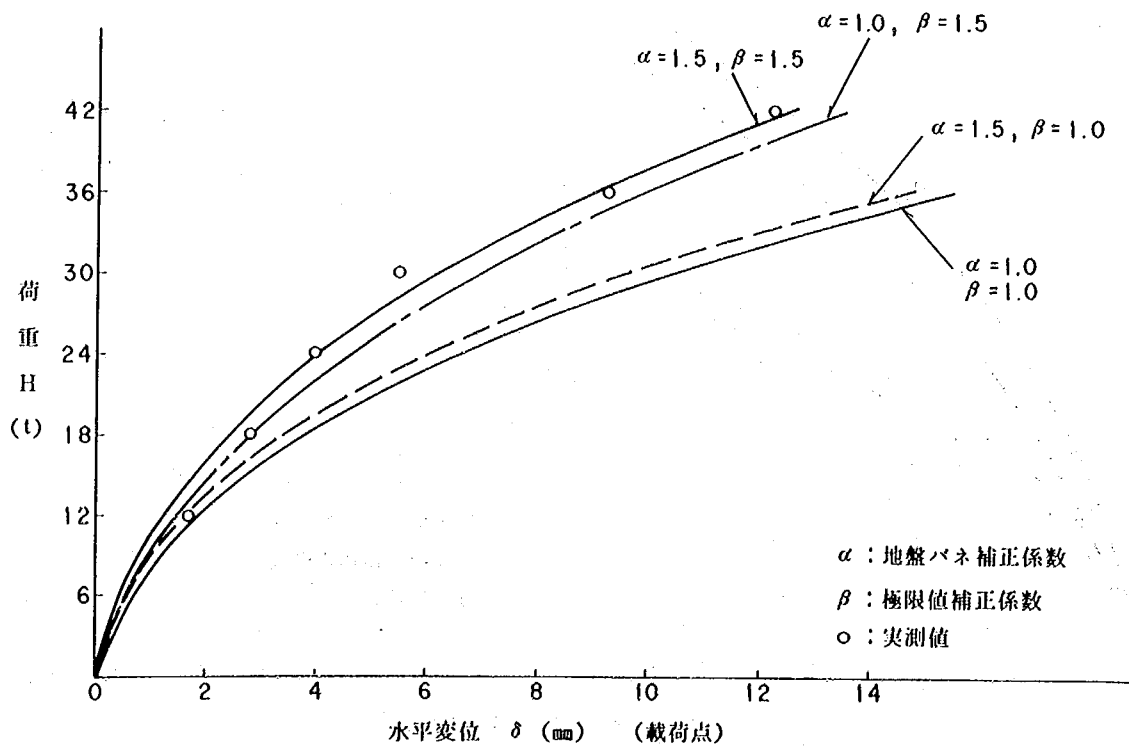


図3.24 C - 3 荷重～水平変位曲線

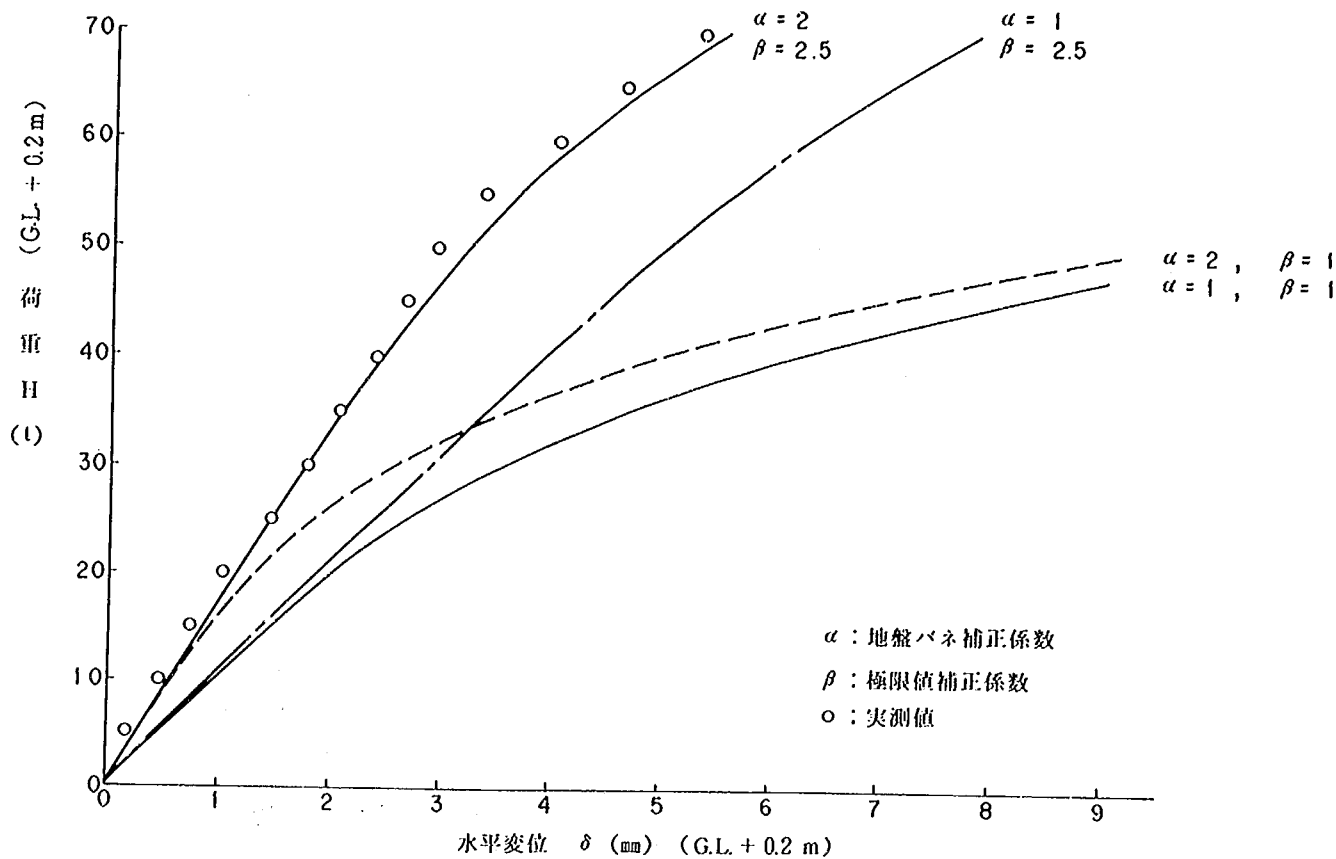


図-3.25 C-4 荷重～水平変位曲線

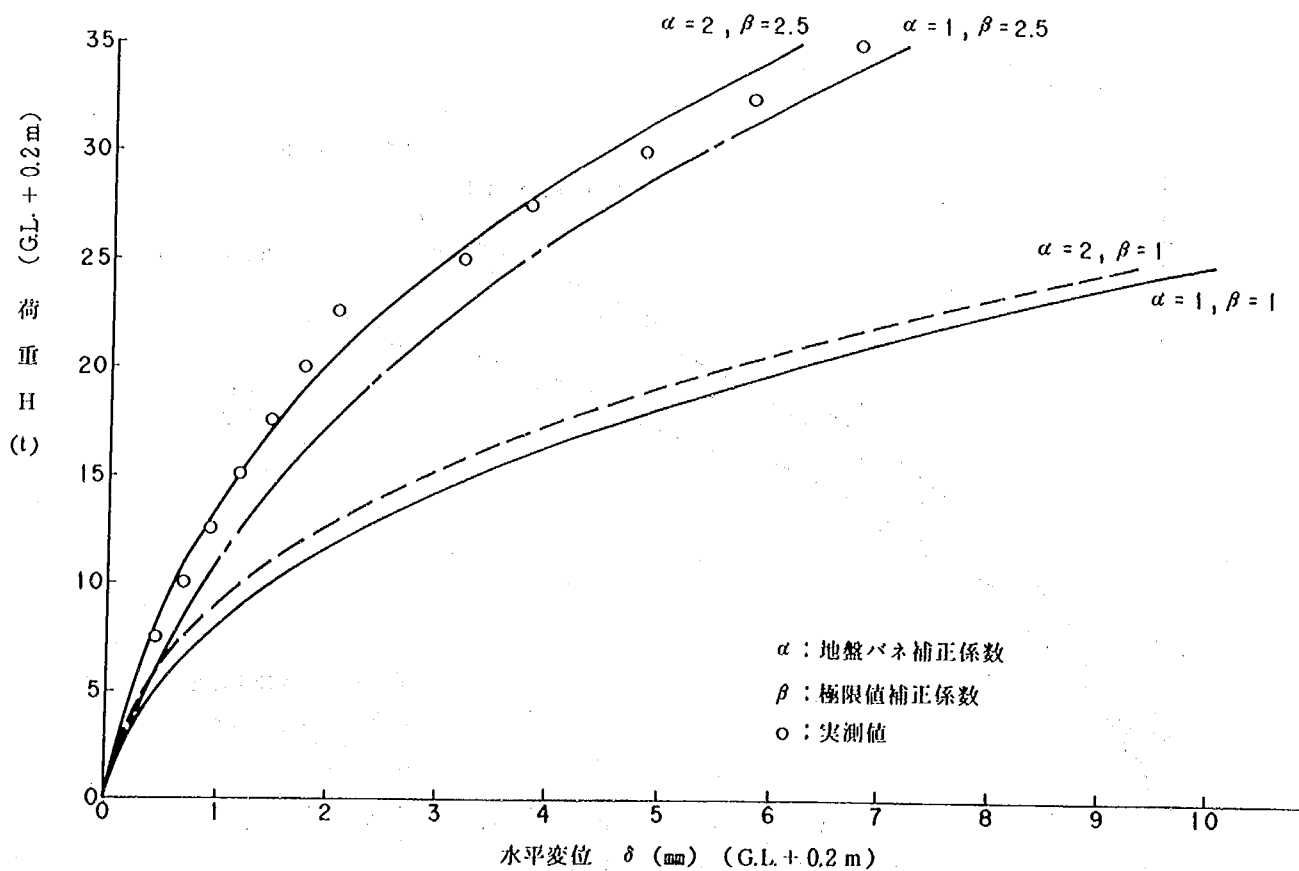


図-3.26 C-5 荷重～水平変位曲線

(6) S-1

図-3.27に載荷点における荷重～水平変位曲線を示す。地盤バネおよび極限値の補正係数を $\alpha = 0.5$, $\beta = 3$ にすると、実測値とほぼ一致した結果が得られた。

図-3.28には、 $\alpha = 0.5$, $\beta = 3$ を用いた場合の曲げモーメント分布を示す。計算値は実測値に対して非常に良い対応を示していることが認められる。

(7) S-2

図-3.29に載荷点における荷重～水平変位曲線を示す。この例では $\alpha = 0.2$, $\beta = 0.7$ のとき、実測値と一致し、地盤バネや極限値ともに比較的小さく評価された。

図-3.30には、 $\alpha = 0.2$, $\beta = 0.7$ を用いた場合の曲げモーメント分布を示す。実測値と計算値の曲げモーメント分布形状は良く適合している。

(8) S-3

図-3.31に載荷点における荷重～水平変位曲線を示す。この例では $\alpha = 0.25$, $\beta = 1.5$ のときに実測値にほぼ対応した変位曲線となった。

(9) S-4

図-3.32に載荷点における荷重～水平変位曲線を示す。この例では $\alpha = 0.5$, $\beta = 1.8$ のときに実測値とほぼ一致している。

(10) S-5

図-3.33に載荷点における荷重～水平変位曲線を示す。この例では $\alpha = 0.3$, $\beta = 1.5$ のときに実測値とほぼ対応している。

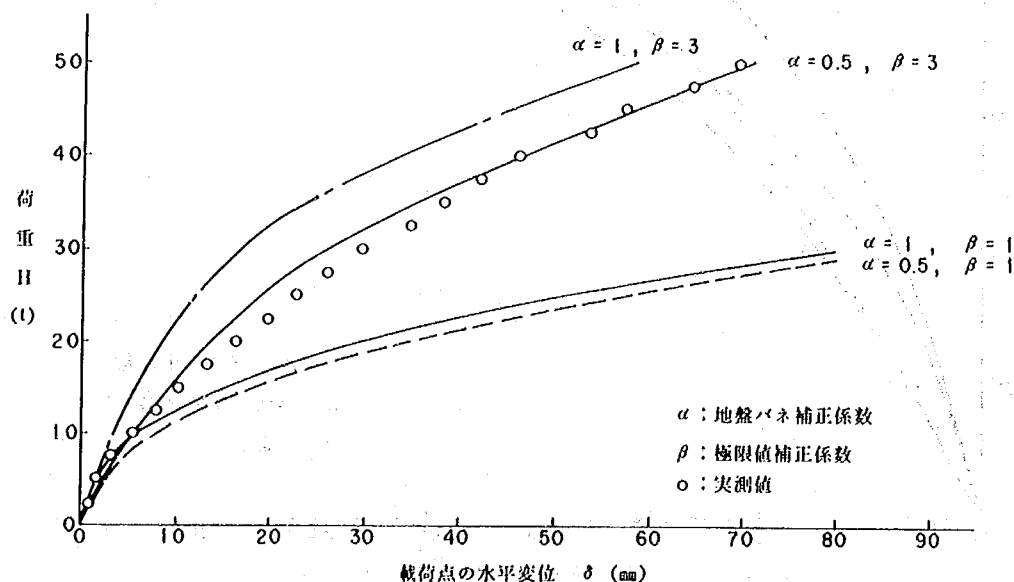


図-3.27 S-1 荷重～水平変位曲線

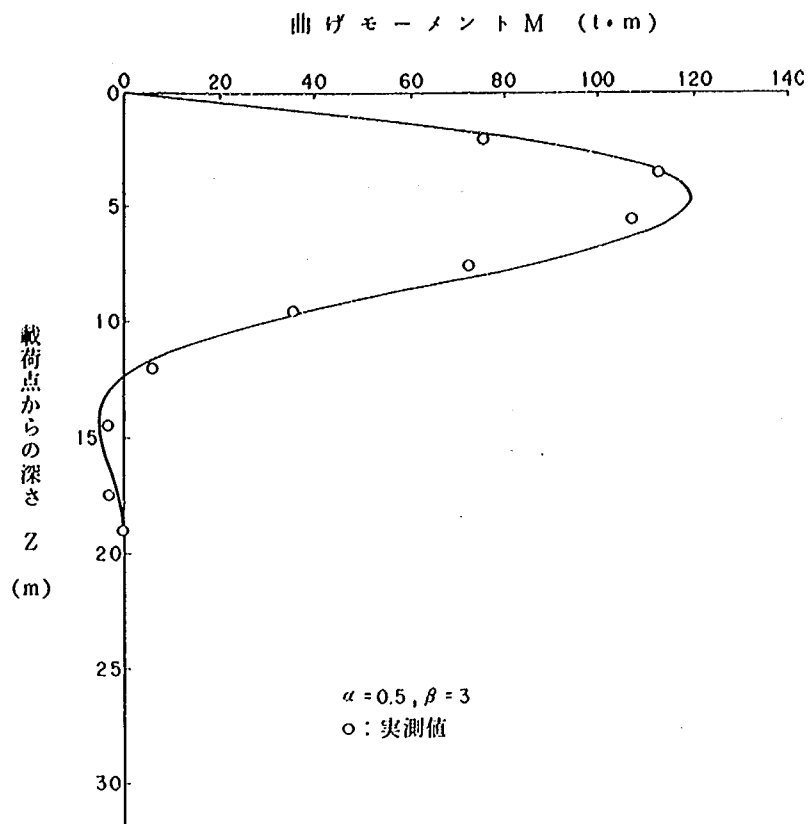


図-3.28 S-1 曲げモーメント分布 ($H = 50$ (t))

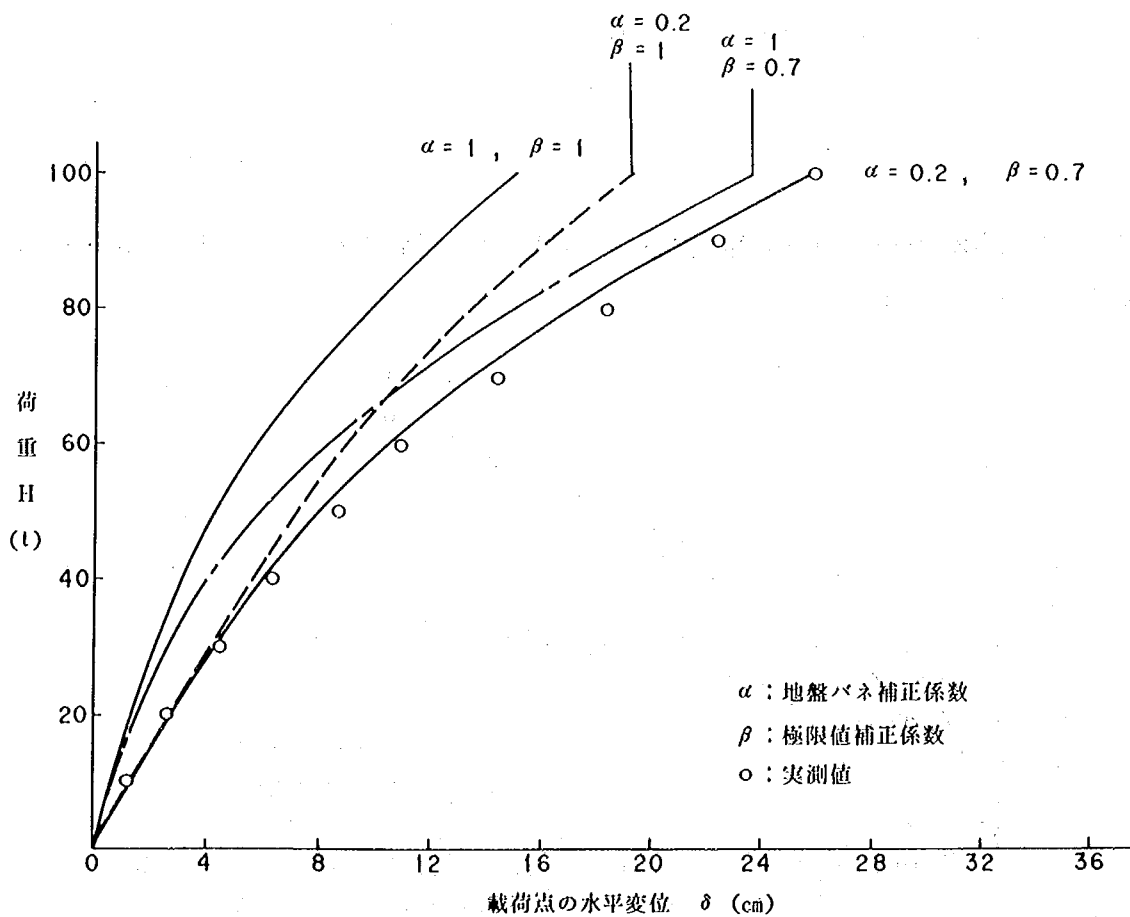
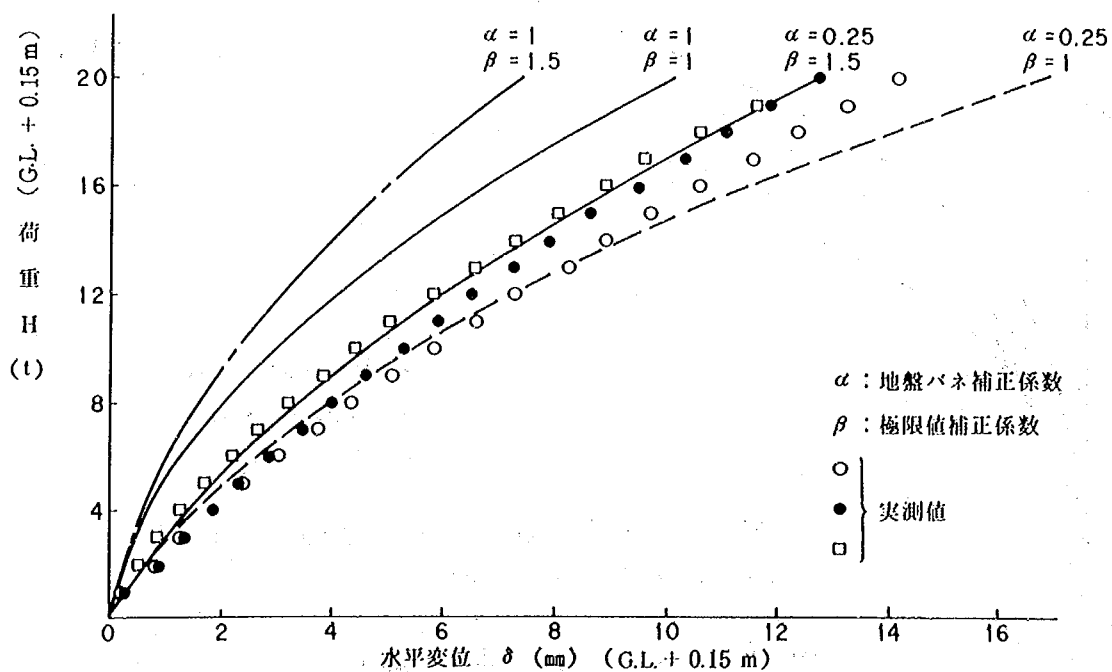
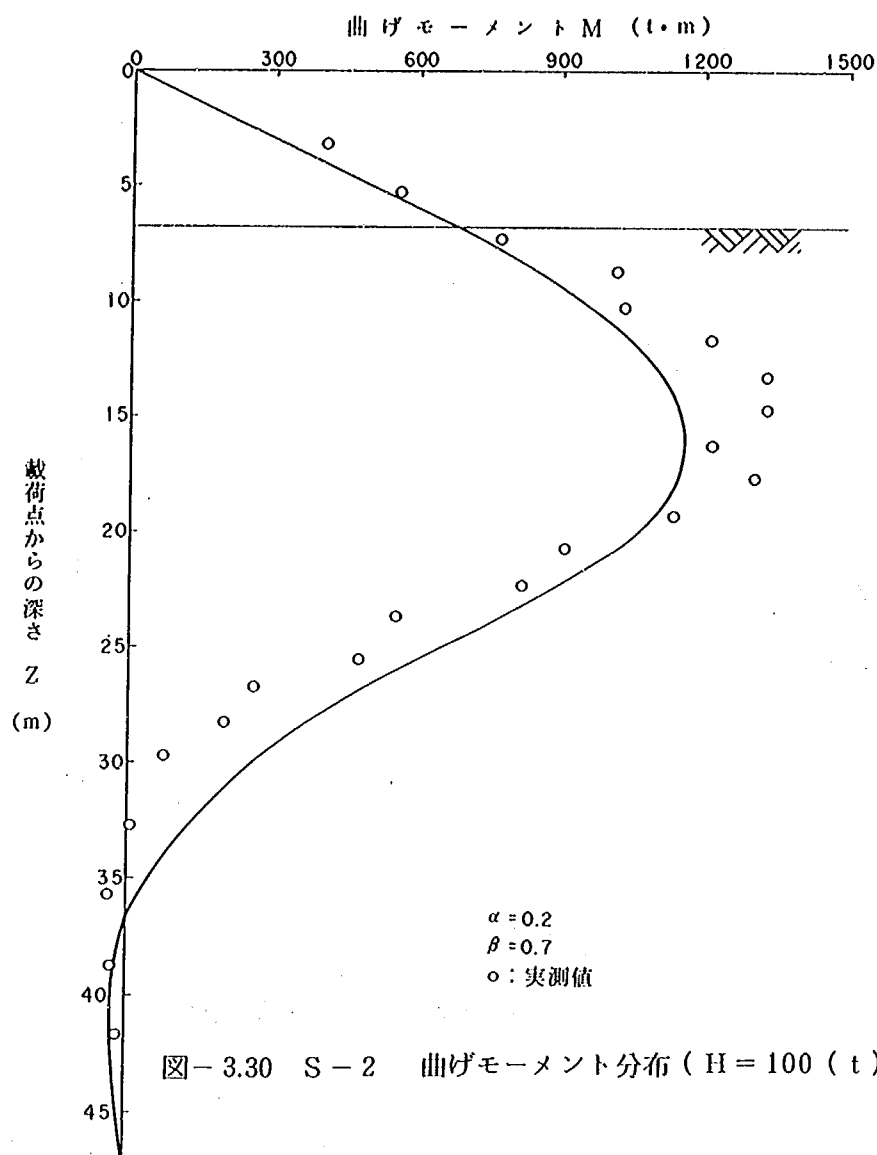


図-3.29 S-2 荷重～水平変位曲線



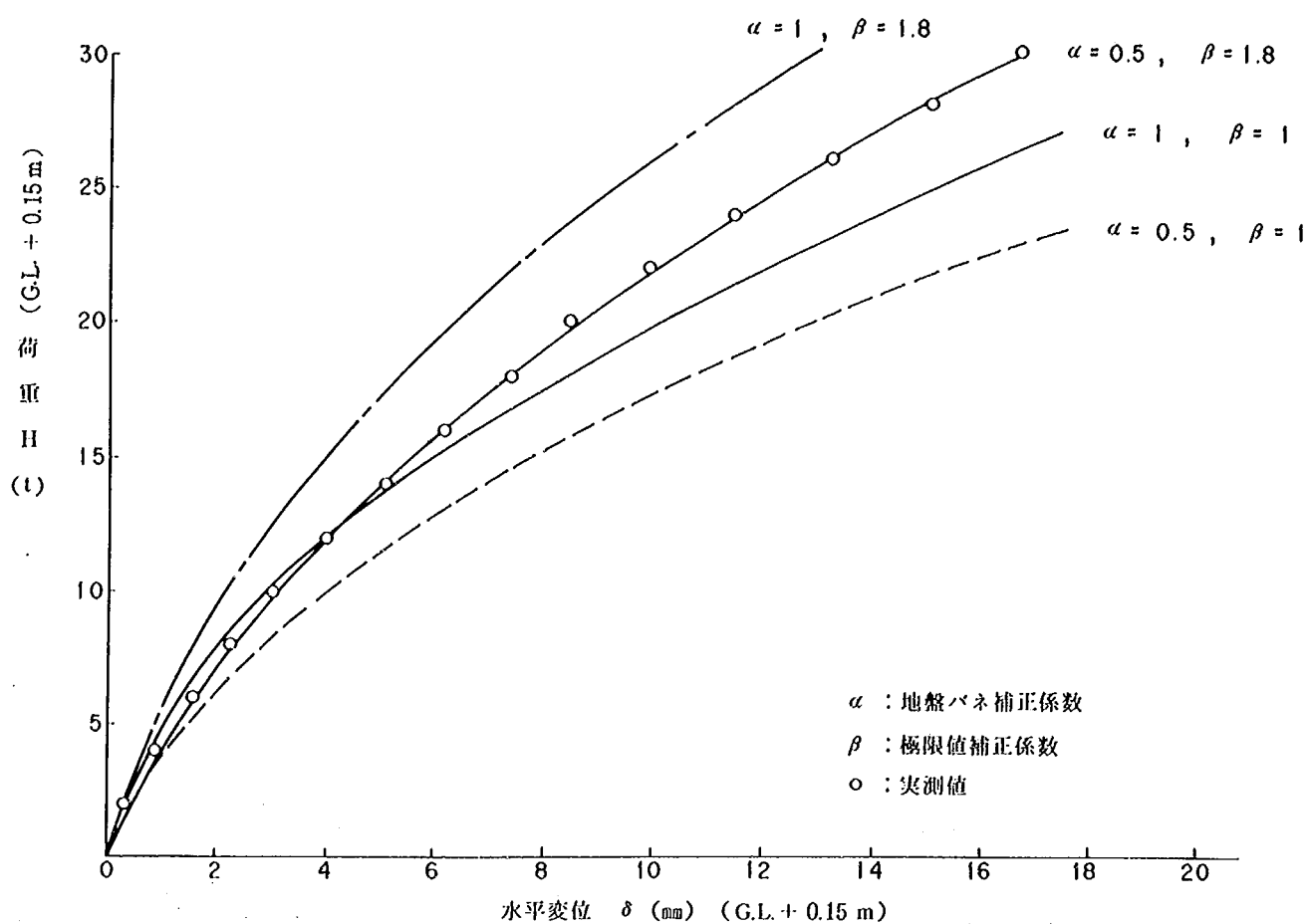


図-3.32 S-4 荷重～水平変位曲線

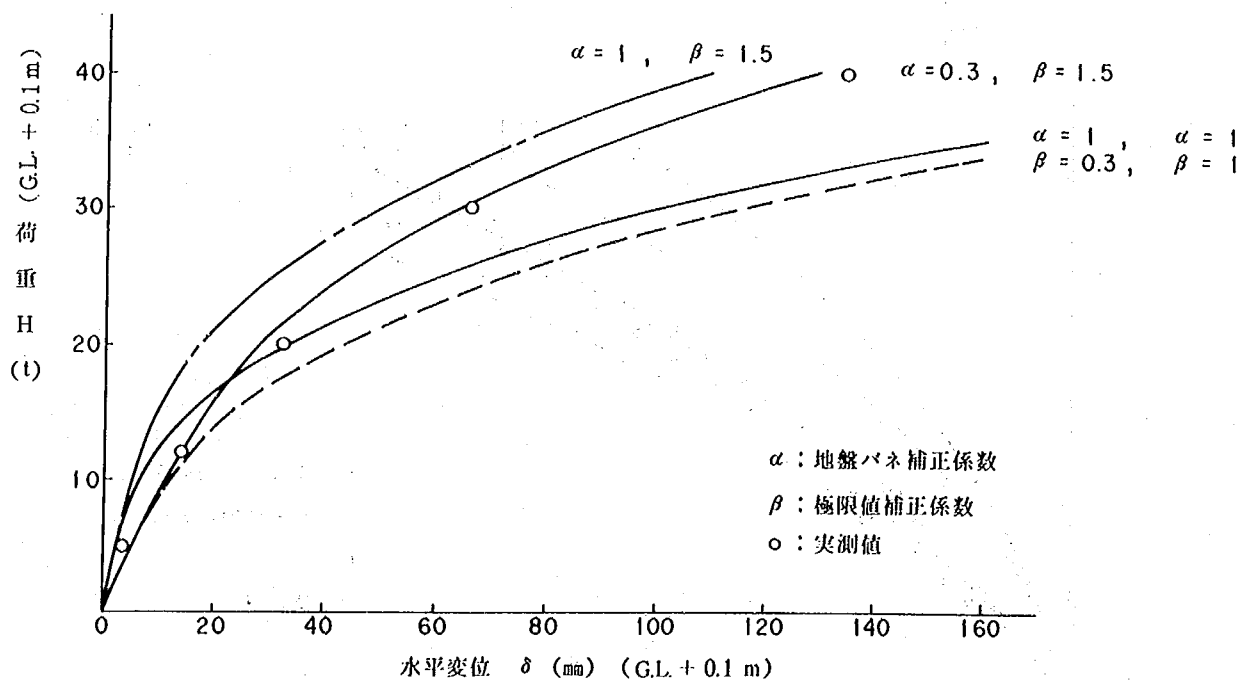


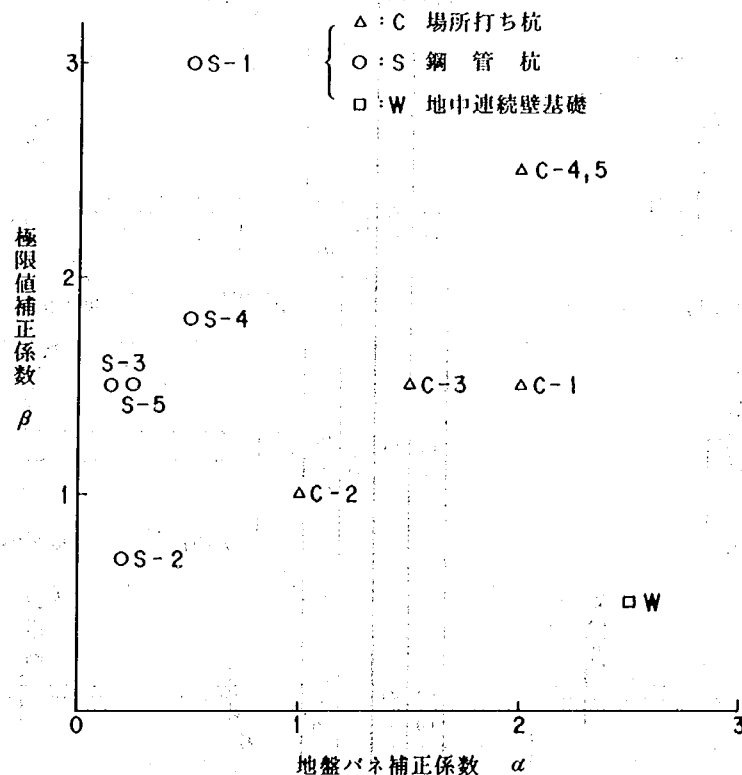
図-3.33 S-5 荷重～水平変位曲線

3.4 検討結果のまとめ

国鉄提案の地中連続壁基礎の設計計算手法に基づいて、地中連続壁基礎と杭基礎の実物載荷試験に対して、荷重～水平変位曲線が一致するように地盤バネと極限值をパラメータにしてシミュレーション計算を行った。その結果をまとめて、表－3.4 および図－3.34に示す。

図－3.34より明らかなように、鋼管杭の地盤バネ補正係数 α は0.5未満で、場所打ち杭では1以上という傾向が認められる。つまり、場所打ち杭の方が鋼管杭よりも地盤バネを大きくとった方が実測値と良く対応すると考えられる。これは場所打ち杭の場合、鋼管杭よりも施工法的に杭の周面摩擦力が大きくなり、見かけ上地盤バネが大きいものとして考えられるためと推察される。このことと同様に、地中連続壁基礎の場合は形状も矩形であり、側面のせん断抵抗も大きく、かなり大きな地盤バネとなっている。

杭基礎は地中連続壁基礎より地盤の極限值を大きくとった方が実測値と良く対応している。これは杭のような柱状体に対する地盤の受働抵抗は、地中連続壁基礎のような壁状体に対する受働抵抗より大きいためではないかと推察される。しかしながら、本検討で使用した地中連続壁基礎の載荷試験例は1例と少なく、また荷重レベルも比較的小さいため、必ずしも地中連続壁基礎の構造特性を正確に表現しているとは限らないことを注意しておく必要がある。



図－3.34 地盤バネおよび極限值補正係数

表-3.4 載荷試験と地盤バネおよび極限值補正係数

種 別	場 所 打 ち 杭					地中連続壁基礎
	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	W
形 状						
地盤バネ補正係数 α	2.0	1.0	1.5	2.0	2.0	2.5
極限值補正係数 β	1.5	1.0	1.5	2.5	2.5	0.5
種 別	鋼 管 杭					
	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	
形 状						
地盤バネ補正係数 α	0.5	0.2	0.25	0.5	0.3	
極限值補正係数 β	3.0	0.7	1.5	1.8	1.5	

4. 地中連続壁基礎の設計計算手法の提案

4.1 設計計算手法の基本的な考え方

これまで、既往の地中連続壁基礎の設計計算手法について検討を行ってきた結果、次に示すような基本的な考え方に基づいた設計計算手法が妥当と考えられる。

- (1) 基礎は弾性床にある単一棒状の基礎とする。
- (2) 基礎は実断面より算出される曲げ剛性を有する弾性体とする。
- (3) 基礎に作用する水平力および曲げモーメントに対する地盤による抵抗要素は、前背面の地盤の水平抵抗、側面の地盤のせん断抵抗および底面の地盤のせん断抵抗と鉛直抵抗による回転抵抗の計4種類を考慮する。この地盤抵抗を地盤バネとしてモデル化し、図-4.1に示す。
- (4) 地盤の抵抗特性は図-4.2に示すようなbi-linear型の完全弾塑性とする。なお、地盤バネは直線の傾きとし、地盤反力の極限值 p_u を上限值とする。

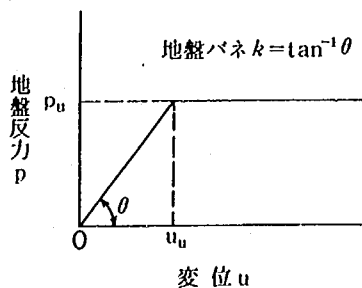


図-4.2 地盤バネの抵抗特性

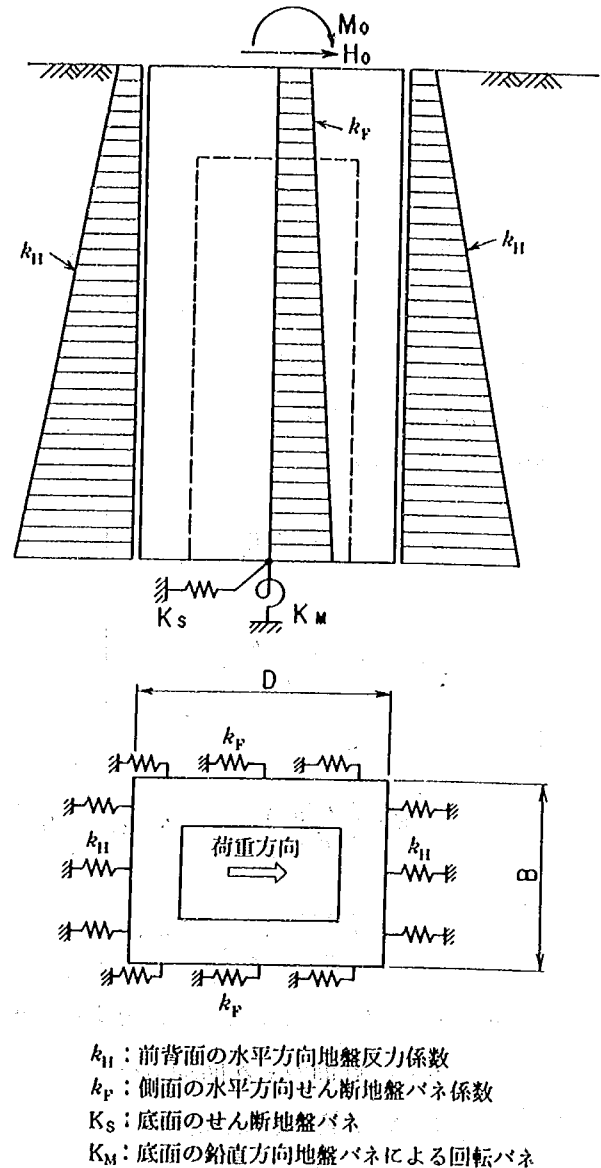


図-4.1 地盤バネの種類

4.2 設計計算基本式と解析法

4.2.1 設計計算基本式

水平力および曲げモーメントに関するつり合いと、鉛直力に関するつり合いが互いに独立であると仮定すると、水平方向のつり合い式は次のようになる。(図4.3 参照)

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + (k_H \cdot B + k_F \cdot 2D)y - p_y = 0 \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、

EI : 基礎の曲げ剛性

k_H : 前背面の水平方向地盤反力係数

k_F : 側面の水平方向せん断地盤バネ係数

p_y : 水平方向分布荷重

境界条件は次のようになる。

○基礎天端において

$$\left. \begin{aligned} H_0 &= EI \left(\frac{d^3 y}{dx^3} \right)_{y=0} \\ M_0 &= EI \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)_{y=0} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.2)$$

○基礎下端において

$$\left. \begin{aligned} -EI \left(\frac{d^3 y}{dx^3} \right)_{y=l} + K_S u_l &= 0 \\ -EI \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)_{y=l} + K_M \theta_l &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.3)$$

ここに、 H_0, M_0 : 基礎天端に作用する水平力と曲げモーメント

K_S : 底面のせん断地盤バネ

K_M : 底面の回転地盤バネ

u_l : 基礎下端における y 方向変位

θ_l : 基礎下端における回転角

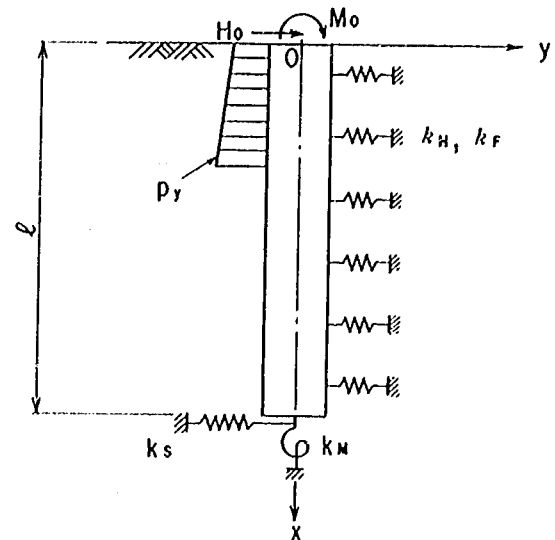


図-4.3 計算モデル

4.2.2 基本式の解析法

式(4.1)に基づいて設計計算を行う場合、地盤定数、荷重ならびに基礎の曲げ剛性が深さ方向に変化することを考慮しなければならない。これに対応するため、地盤定数等の変化に応じて、図-4.4に示すようにいくつかの区間に分割して考え、各区間内では地盤バネは一定値とする。

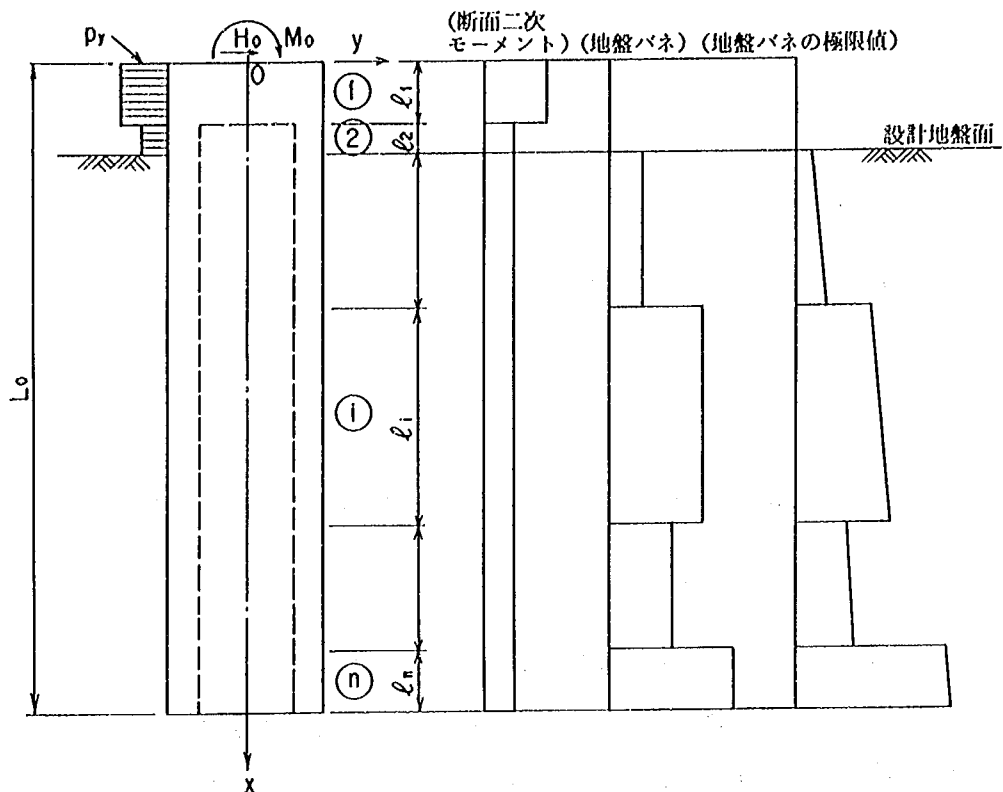


図-4.4 設計計算モデル概念図

解析には、伝達マトリックス法を用いることとする。

任意の区間 i において、上・下端の変位、断面力を表わすベクトルを $U(\xi)_i$ とすると、次のように示される。

(図-4.5 参照)

$$U(\xi)_i = \begin{bmatrix} u(\xi) \\ \theta(\xi) \\ M(\xi) \\ S(\xi) \end{bmatrix}_i \quad \dots\dots (4.4)$$

ここに、 u : y 方向変位

θ : 回転角

M : 曲げモーメント

S : せん断力

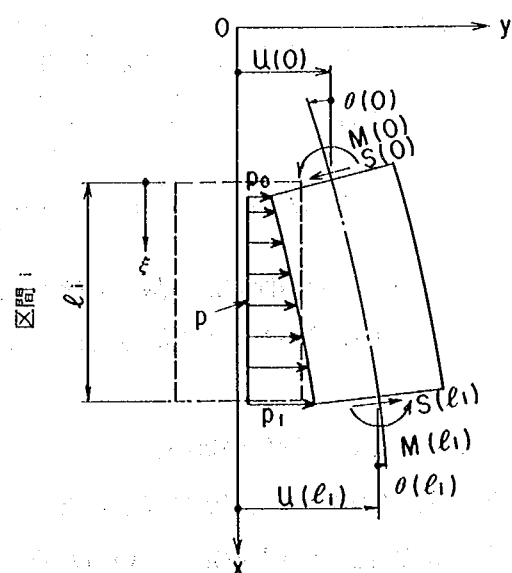


図-4.5 区間 i の変位と断面力

この区間に作用している分布水平荷重 p_i を

$$p_i = p_{0i} + C_{pi} \xi,$$

$$\text{ただし、} C_{pi} = \frac{p_1 - p_0}{l_i} \quad \dots\dots (4.5)$$

と表わし、

$$P_i = \begin{bmatrix} p_0 \\ C_p \end{bmatrix}_i \dots\dots\dots (4.6)$$

とし、さらに

$$U^*(0)_i = \begin{bmatrix} U(0)_i \\ P_i \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.7)$$

と表わす。このとき、 $U(l_i)_i$ と $U(0)_i$ の関係を

$$U(l_i)_i = F_i U^*(0)_i \dots\dots\dots (4.8)$$

と表わせる。ここに、 F_i は区間 i の伝達マトリックスである。

区間 i の終点 ($\xi = l_i$) と区間 $i+1$ の始点 ($\xi = 0$) における変位と応力の連続性より、

$$U(0)_{i+1} = U(l_i)_i \dots\dots\dots (4.9)$$

となり、式(4.7)から式(4.9)の演算を順次繰返していけば、基礎天端の諸量により基礎下端の諸量を表わすことができる。ただし、最初は基礎天端の変位 u_0 と回転角 θ_0 は未知量であるから、それを基礎下端の境界条件を用いて決める必要がある。そのための境界条件は次のように表わせる。

基礎下端は区間 n とし、その区間の終点の変位、断面力を $U(l_n)_n$ と表わし、下端の境界条件は式(4.3)より

$$K = \begin{bmatrix} K_S & 0 & 0 & 1 \\ 0 & -K_M & 1 & 0 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.10)$$

となることより、

$$K \cdot U(l_n)_n = 0 \dots\dots\dots (4.11)$$

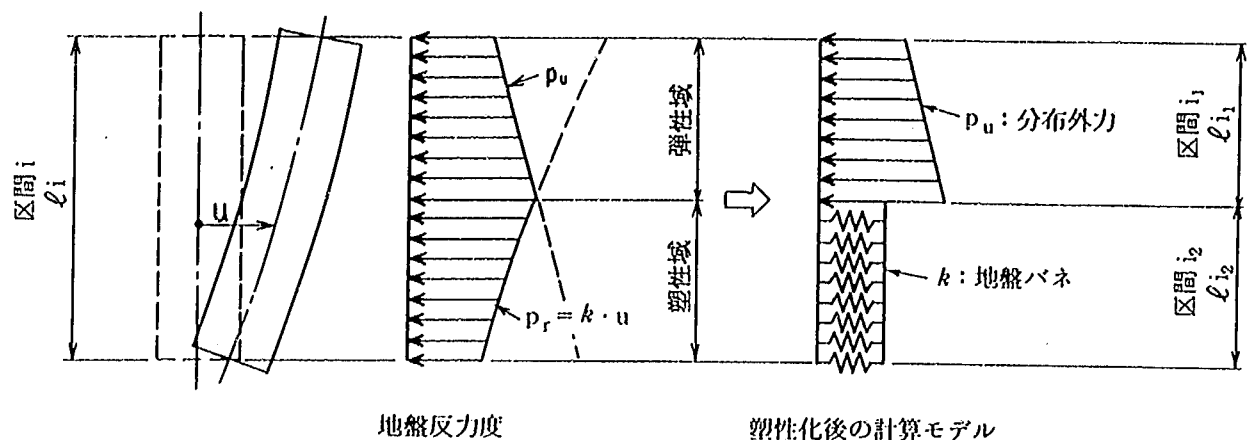
と表わせる。この条件式から基礎天端の u_0 と θ_0 が求まることになり、これより基礎天端に戻って式(4.7)から式(4.9)の演算を行えば、各区間の諸量が得られることになる。

4.2.3 地盤の塑性化の扱い方

地盤反力度がその極限值に達すると、それ以後は変位が増加しても地盤反力度は変化しない。すなわち、地盤を完全弾塑性体と仮定しているため、変位に無関係に地盤反力度が確定するわけであるから、塑性化した部分の地盤反力度は図-4.6に示すように、分布水平荷重に置き換えることができる。一方、塑性化した区間においては地盤バネは $k=0$ と置き換える。

このように区間 i に塑性域が生じると、弾性域と塑性域を判別して区間 $i-1$ と区間 $i+2$ に分割する。この分割によって生じた区間は、はじめに設定した区間と同様に扱い、先の伝達マトリックス法の計算を行う。

以上のように塑性化の判定を行いながら、順次、収束繰返し計算を行っていくことになる。



図－4.6 塑性化後のモデル化

4.3 設計計算プログラム

4.3.1 プログラムの内容

プログラムは表－4.1のようにメインプログラムと4つのサブルーチンから成る。

表－4.1 プログラムの内容

MAIN PROGRAMM	○弾性域と塑性域の判定を行う。 ○区間内に弾性域と塑性域のある場合、各々の領域をブロックに細分化する。 ○仮定した塑性域が再計算結果による塑性域と1 mm 以内の誤差かどうかの収束の判定を行う。 ○区間を細分割したブロックの諸定数をプリントする。
SUBROUTINE RINP	○インプットデータの読み込みとそのプリントを行う。
SUBROUTINE RXZERO	○伝達マトリックス法による計算において、その出発点を基礎天端にとり、天端と下端の境界条件から天端の変位と回転角を求める。
SUBROUTINE FLDMAT	○各区間あるいはそれを細分化した各ブロックの伝達マトリックスの作成を行う。
SUBROUTINE ROUT	○計算結果のプリントを行う。

4.3.2 プログラムのインプット仕様

インプットマニュアルを表－4.2に示す。

表-4.2 インプットマニュアル

B(1)	B(2)	B(3)			
基礎の前面幅 $B^1(\text{m})$	基礎の側面幅 $D^1(\text{m})$	基礎の長さ $L^0(\text{m})$			
B(6)					
ヤング係数 (t/m^2)					
B(7)	B(8)				
紙面のせん断地盤係数 $K_s(\text{t}/\text{m})$	紙面の回転地盤係数 $K_R(\text{t} \cdot \text{m}/\text{rad})$				
B(9)					
プリントアウトの隔間 $\lambda^2(\text{m})$					
B(10)	B(11)				
作用するモーメント $M_0(\text{t} \cdot \text{m})^2$	作用する水平力 $H_0(\text{t})^2$				
NKO					
(区間数) ^{2), 3)}					

1) 基礎方向

2) 区間数 n の例

3) 地盤、その他の諸項に応じて 2) に示すように長さ l_i を n 個の区間に分割する。
ただし、番号は上から順に付ける。

4) $L_0 = \sum_{i=1}^n l_i$ であること。

データインプットに際しては、以下の項目に注意しなければならない。

- (1) 基礎の長さ L_0 は必ずしも基礎全長をとる必要はない。すなわち、設計地盤面以下について計算する際には、設計地盤面以下の長さを L_0 とすればよい。
- (2) 基礎の前背面に働く水平方向地盤反力係数 k_H は、前背面同一の値とする。地盤の極限值は圧縮側を（受働土圧強度－静止土圧強度）、引張側を（静止土圧強度－主働土圧強度）として計算してよい。
- (3) 基礎の側面に働く水平方向せん断バネ係数 k_F は、地中連続壁基礎の場合ケーソン基礎とは異なり、基礎周囲の地盤との密着性が高いため、かなり大きいものと考えられる。一般には、 $k_F = \nu k_H$ として求めてよいが、 ν の値は十分検討のうえ定めなければならない。
- (4) 底面のせん断地盤バネおよび回転地盤バネは次のようにして定めてよい。

$$\left. \begin{aligned} K_S &= \alpha K_v A \\ K_M &= k_v I \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.12)$$

ここに、 K_s : 底面のせん断地盤バネ

 K_M : 底面の回転地盤バネ k_v : 底面の鉛直方向地盤反力係数

α : 底面のせん断バネ係数の鉛直方向地盤反力係数に対する比

A : 基礎の底面積

I : 基礎底面の断面二次モーメント

- (5) インプットに用いる単位はすべて〔t〕,〔m〕単位である。したがって、アウトプットもすべて〔t〕,〔m〕の単位で出力される。

4.3.3 プログラムのアウトプット仕様

(1) インプットデータのアウトプット

インプットデータの打出し順序は、インプットデータのインプット順序と全く同様である。

“ (7) KUKAN DATA-1 ” に示す Z_0 および L は、図 4.7 に示すように各区間における基礎天端から区間 i の上端までの距離および区間 i の長さを表わす。

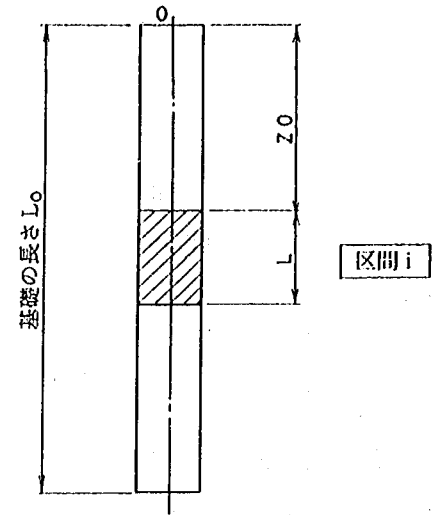


図-4.7 区間の長さとその位置

(2) ブロックデータのアウトプット

最初の計算の結果、地盤が塑性化すると区間をさらに細分割して繰返し計算することになる。このような区間を細分割したものをブロックと呼ぶ。以下はブロックの内容を示すものである。

TRIAL: 収束計算に要した繰返し計算の数

Z_0 : 基礎天端から各ブロック上端までの距離 (m)

SL : 各ブロックの長さ (m)

EI : 基礎の曲げ剛性 ($t \cdot m^2$)

KX : 各ブロックの分布地盤バネ強度 k_x (t/m^2)

$k_x (= KX)$ は次の値である。

$$k_x = (f_c + f_t) \cdot B \cdot k_H + 2 f_F \cdot D \cdot k_F$$

ここに、 f_c, f_t, f_F は地盤の塑性化を表わす係数であり、

$$f_c = \begin{cases} 1: \text{前背面の地盤が圧縮に対し弾性のとき} \\ 0: \text{前背面の地盤が圧縮に対し塑性のとき} \end{cases}$$

$$f_t = \begin{cases} 1: \text{前背面の地盤が引張に対し弾性のとき} \\ 0: \text{前背面の地盤が引張に対し塑性のとき} \end{cases}$$

$$f_F = \begin{cases} 1: \text{側面地盤が弾性のとき} \\ 0: \text{側面地盤が塑性のとき} \end{cases}$$

P0, P1: 次の定義による換算分布水平荷重 p^* のブロック上下端の値 (t/m)

$$p^* = p - f_u \{ (1 - f_c) p_{cu} + (1 - f_t) p_{tu} \} \cdot B - 2(1 - f_s) p_{fu} \cdot D$$

ここに,

p : 荷重として与えた分布水平外力 (t/m)

$$f_u = \begin{cases} 1: \text{変位が正のとき} \\ 0: \text{変位が負のとき} \end{cases}$$

p_u : 前背面地盤の圧縮に対する地盤の極限值 (t/m²)

p_{tu} : 前背面地盤の引張に対する地盤の極限值 (t/m²)

p_{fu} : 側面地盤のせん断に対する地盤の極限值 (t/m²)

$RP(C)$
 $RP(T)$
 $RP(S)$

各ブロックの地盤の弾性 (—E—), 塑性 (*Y*) の種別を表わす。ただし, () 内の C, T, S は前背面地盤の圧縮, 前背面地盤の引張, 側面地盤のせん断を表わす。

(3) 変位と断面力のアウトプット

変位と断面力をインプットデータで指定したプリントアウト間隔ごとおよび地盤の弾塑性の変化点, すなわちブロックの端点について出力するものである。ここではアウトプットする点をポイント (P'T) とする。

Z: 基礎天端から各ポイントまでの深さ (m)

U: 水平変位 (cm)

ALFA: 回転変位 (radian)

B.MOMENT: 曲げモーメント (t・m)

SHEAR: せん断力 (t)

(4) 地盤反力度のアウトプット

各ポイントの地盤反力度のアウトプットを行うが, 区間 (あるいはブロック) の境界ではその境界における上下の値をプリントする。

RP(C): 前背面地盤の圧縮の地盤反力度 (t/m²)

RP(T): 前背面地盤の引張の地盤反力度 (t/m²)

RP(S): 側面地盤のせん断地盤反力度 (t/m²)

なお, () 内には上記の地盤反力度に対する極限值を表わす。

4.3.4 計算例

(1) インプットデータ例

図-4.8に示すような地中連続壁基礎 (B 5 m × D 6 m × L 30 m) が, 3層地盤にある場合を想定する。

インプットデータ例を図-4.9に示す。

(2) アウトプット例

計算結果のアウトプット例を図-4.10に示す。


```

*****
***** CHICHUU-HEKI-KISO NO KEISAN *****
*****
*****

```

// INPUT DATA //

- (1) KISO NO SUNPOU $B \cdot D \cdot L_0 = 5.000 * 6.000 * 30.000$ (M)
 (2) KISO NO YOUNG'S MODULUS $E = 2.700E+06$ (T/M**2)
 (3) TEIMEN NO JIBAN-BANE $KS = 3.000E+05$ (T/M)
 $KM = 5.000E+05$ (T*M)
 (4) PRINT-OUT NO KANKAKU $S = 2.0$ (M)
 (5) TEMBA NO GAIRYOKU $M_0 = 10000.0$ (T*M)
 $H_0 = 1000.0$ (T)
 (6) KUKAN NO KAZU $N = 3$

(7) KUKAN DATA -1-

KUKAN NO.	Z0 (M)	L (M)	I (M**4)	KH (T/M**3)	KS (T/M**3)	P0 (T/M)	P1 (T/M)
1	0.0	3.000	90.0000	500.0	150.0	2.000	2.000
2	3.000	12.000	66.0000	1000.0	300.0	0.0	0.0
3	15.000	15.000	66.0000	2000.0	700.0	0.0	0.0

(8) KUKAN DATA -2- う JIBAN-HANRYOKU-DO NO KYOKUGEN-CHI (T/M**2) 〃

KUKAN NO.	<-----COMP.----->		*<-----TENS.----->		*<-----SOKUMEN----->	
	PCU0	PCU1	PTU0	PTU1	PSU0	PSU1
1	2.00	10.00	0.50	5.00	0.0	5.00
2	15.00	30.00	7.50	10.00	10.00	20.00
3	20.00	50.00	5.00	2.00	15.00	40.00

図-4.10 アウトプット例(1)

// OUTPUT DATA //

(1) BLOCK DATA (TRIAL= 5)

BLOCK NO.	KUKAN NO.	ZO (M)	SL (M)	EI (T*M**2)	KX (T/M**2)	P0 (T/M)	P1 (T/M)	RP(C)	RP(T)	RP(S)
1	1	0.0	1.783	2.430E+08	0.0	-10.5	-83.3	*Y*	*Y*	*Y*
2	1	1.783	0.896	2.430E+08	1800.0	-47.6	-66.3	*Y*	*Y*	-E-
3	1	2.679	0.321	2.430E+08	4300.0	-20.6	-23.0	-E-	*Y*	-E-
4	2	3.000	0.956	1.782E+08	3600.0	-112.5	-119.5	*Y*	*Y*	-E-
5	2	3.956	5.359	1.782E+08	8600.0	-38.5	-44.1	-E-	*Y*	-E-
6	2	9.315	5.685	1.782E+08	13600.0	0.0	0.0	-E-	-E-	-E-
7	3	15.000	1.783	1.782E+08	18400.0	-25.0	-23.2	-E-	*Y*	-E-
8	3	16.783	9.607	1.782E+08	28400.0	0.0	0.0	-E-	-E-	-E-
9	3	26.389	3.611	1.782E+08	18400.0	13.6	10.0	-E-	*Y*	-E-

(2) HEN'I TO DANMEN-RYOKU

P'T NO.	KUKAN NO.	Z (M)	U (CM)	ALFA (RAD.)	B.MOMENT (T*M)	SHEAR (TON)
1	1	0.0	2.295	-1.802E-03	-10000.0	-1000.0
2	1	1.783	1.981	-1.722E-03	-11727.6	-916.4
3	1	2.000	1.944	-1.712E-03	-11924.6	-897.9
4	1	2.679	1.829	-1.678E-03	-12513.0	-834.6
5	1	3.000	1.775	-1.661E-03	-12776.0	-802.7
6	2	3.956	1.619	-1.591E-03	-13462.7	-633.4
7	2	4.000	1.613	-1.587E-03	-13490.3	-625.6
8	2	6.000	1.311	-1.430E-03	-14403.5	-295.5
9	2	8.000	1.041	-1.266E-03	-14702.5	-10.4
10	2	9.315	0.882	-1.158E-03	-14605.4	155.2
11	2	10.000	0.804	-1.102E-03	-14471.9	233.7
12	2	12.000	0.600	-9.430E-04	-13805.0	423.9
13	2	14.000	0.426	-7.934E-04	-12810.5	562.8
14	2	15.000	0.351	-7.232E-04	-12220.5	615.5
15	3	16.000	0.282	-6.564E-04	-11562.6	698.1
16	3	16.783	0.232	-6.068E-04	-10994.2	753.5
17	3	18.000	0.163	-5.350E-04	-10033.0	821.5
18	3	20.000	0.066	-4.319E-04	-8316.8	885.6
19	3	22.000	-0.011	-3.486E-04	-6523.5	900.4
20	3	24.000	-0.074	-2.854E-04	-4741.7	875.4
21	3	26.000	-0.127	-2.418E-04	-3043.5	817.9
22	3	26.389	-0.136	-2.355E-04	-2727.8	803.3
23	3	28.000	-0.172	-2.165E-04	-1486.3	736.9
24	3	30.000	-0.215	-2.078E-04	-103.8	643.7

図-4.10 アウトプット例(2)

(3) JIBAN-HANRYOKU-DO

P'T NO.	KUKAN NO.	Z (M)	RP(C) (T/M**2)		RP(T) (T/M**2)		RP(S) (T/M**2)	
1	1	0.0	2.00	Y(2.00)	0.50	Y(0.50)	0.0	Y(0.0)
2	1	1.783	6.75	Y(6.75)	3.17	Y(3.17)	2.97	Y(2.97)
2	1	1.783	6.75	Y(6.75)	3.17	Y(3.17)	2.97	(2.97)
3	1	2.000	7.33	Y(7.33)	3.50	Y(3.50)	2.92	(3.33)
4	1	2.679	9.14	Y(9.14)	4.52	Y(4.52)	2.74	(4.46)
4	1	2.679	9.14	(9.14)	4.52	Y(4.52)	2.74	(4.46)
5	1	3.000	8.87	(10.00)	5.00	Y(5.00)	2.66	(5.00)
5	2	3.000	15.00	Y(15.00)	7.50	Y(7.50)	5.32	(10.00)
6	2	3.956	16.20	Y(16.20)	7.70	Y(7.70)	4.86	(10.80)
6	2	3.956	16.19	(16.20)	7.70	Y(7.70)	4.86	(10.80)
7	2	4.000	16.13	(16.25)	7.71	Y(7.71)	4.84	(10.83)
8	2	6.000	13.11	(18.75)	8.12	Y(8.12)	3.93	(12.50)
9	2	8.000	10.41	(21.25)	8.54	Y(8.54)	3.12	(14.17)
10	2	9.315	8.82	(22.89)	8.82	Y(8.82)	2.64	(15.26)
10	2	9.315	8.82	(22.89)	8.82	(8.82)	2.64	(15.26)
11	2	10.000	8.04	(23.75)	8.04	(8.96)	2.41	(15.83)
12	2	12.000	6.00	(26.25)	6.00	(9.37)	1.80	(17.50)
13	2	14.000	4.26	(28.75)	4.26	(9.79)	1.28	(19.17)
14	2	15.000	3.51	(30.00)	3.51	(10.00)	1.05	(20.00)
14	3	15.000	7.01	(20.00)	5.00	Y(5.00)	2.45	(15.00)
15	3	16.000	5.63	(22.00)	4.80	Y(4.80)	1.97	(16.67)
16	3	16.783	4.64	(23.57)	4.64	Y(4.64)	1.63	(17.97)
16	3	16.783	4.64	(23.57)	4.64	(4.64)	1.63	(17.97)
17	3	18.000	3.25	(26.00)	3.25	(4.40)	1.14	(20.00)
18	3	20.000	1.33	(30.00)	1.33	(4.00)	0.46	(23.33)
19	3	22.000	-0.23	(-34.00)	-0.23	(-3.60)	-0.08	(-26.67)
20	3	24.000	-1.49	(-38.00)	-1.49	(-3.20)	-0.52	(-30.00)
21	3	26.000	-2.54	(-42.00)	-2.54	(-2.80)	-0.89	(-33.33)
22	3	26.389	-2.72	(-42.78)	-2.72	(-2.72)	-0.95	(-33.98)
22	3	26.389	-2.72	(-42.78)	-2.72	Y(-2.72)	-0.95	(-33.98)
23	3	28.000	-3.45	(-46.00)	-2.40	Y(-2.40)	-1.21	(-36.67)
24	3	30.000	-4.29	(-50.00)	-2.00	Y(-2.00)	-1.50	(-40.00)

図-4.10 アウトプット例(3)

あ と が き

本調査は、地中連続壁基礎の設計法の確立を目的として実施したものであり、設計計算基本式ならびに設計計算プログラムを作成したことによって、一応の成果を得ることができた。この基本式ならびにプログラムの特徴を簡単にまとめると次のようになる。

- (1) 水平力および曲げモーメントが作用する地中連続壁基礎の変位・応力計算は微分方程式によって定式化され、他の有限長の弾性体基礎の設計計算との整合を図った。なお、基礎は前背面の水平バネ、側面のせん断バネおよび底面におけるせん断バネ、回転バネの計4種類の地盤バネに支持された弾性床上の梁としてモデル化した。
 - (2) 地盤バネの抵抗特性は、地盤抵抗の上限値を与えた bi-linear 型の完全弾塑性と仮定し、地盤抵抗の非線形性を考慮した。
 - (3) 基礎本体の曲げ剛性や地盤が深さ方向に変化する場合にも対応でき、より実状に合った計算が可能である。
 - (4) 微分方程式の解法として伝達マトリックス法を用いることによって、地盤の非線形性や多層地盤等を考慮した計算を比較的簡単化した。なお、この解法により小型計算機にも適用しうる。
- 以上のように、本調査で得られた成果に基づいて本基礎の設計法の確立を図るためには、次のような問題点ならびに今後の課題を解決しなければならない。

- (1) 今回調査した設計計算手法は、水平力および曲げモーメントが作用した場合の水平方向の安定および変位・応力計算に用いる手法であり、鉛直力が作用した場合の鉛直方向の安定照査方法についても検討しなければならない。
- (2) 本設計計算手法では、地盤反力係数等の算定方法は既往の設計法を準用しているが、側面のせん断地盤バネの算定方法や地盤抵抗の極限値のとり方などについて、本基礎の構造特性等を勘案して検討する必要がある。
- (3) 本設計計算手法の適用性について、(2)で述べたことも含めて、十分な荷重によって行われた実物載荷試験結果等により、さらに確認していく必要がある。

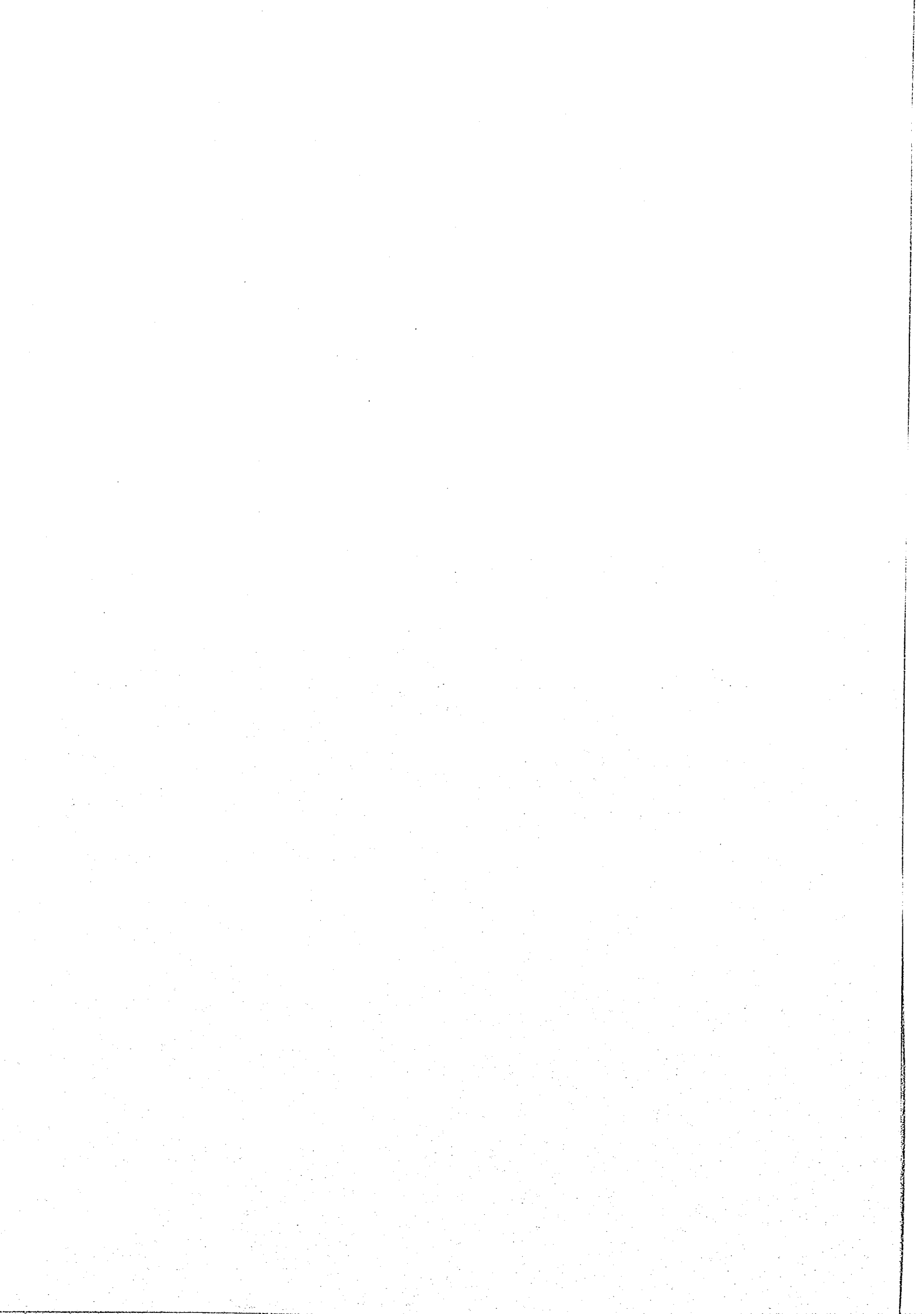
最後に本調査を進めるにあたり、貴重な御意見を頂いた日本道路協会「地中連続壁基礎分科会」の各委員の方々に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 海野隆哉：連続地中壁を用いた兩体剛体基礎，土木学会誌，1980. 4
- 2) 河井章好，福岡 悟，岡田鉄三：大型連続地中壁基礎の設計，橋梁と基礎，1985. 4
- 3) 地中連続壁基礎協会：地中連続壁基礎工法技術資料集，1987. 1
- 4) 大志方和也，船越 敦：地中連続壁基礎の設計，橋梁と基礎，1986. 1
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編 1980. 5
- 6) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，1986. 1

プログラムリスト

今回作成したプログラムのリストを以下に示す。



*EFFECTIVE OPTIONS: NAME(MAIN),OPTIMIZE(2),SIZE(MAX,MAX),LINECOUNT(60),AUTODBL(NONE),FLAG(0),LEVEL(I),
 ,SOURCE,EBCDIK,OBJECT,NOMAP,NOXREF,NODECK,NOLIST,ALC,ERSTMT,NOMEMBER,FIXED,NOCOUNT,NOTERM,NODLINE
 ,NOTEST,NOSYMD8G,INLINE(ERCHK),NOPROD,NODOCHK,NOISCHEDULE,NOMCHECK,OPLIST,PAUSE,SUBCHK,NOBREAK
 ,ANS66,NODIVOPT,NONUM,COE(N),NOANSCHK,NOOCHK,NOIAP
 ,NOGO,ARGCHK,EXMOVE,NODXR,NOFIXOVR,NOAGOCK,RUNOPT

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
1		C	000010
2		C	000020
3		C	000030
4	00001	COMMON /A/ F(4,6)	000040
5	00002	COMMON /B/ A(20,12)	000050
6	00003	COMMON /C/ FC(60,10),NKK,AMO,AHO,VO,ALFO	000060
7	00004	COMMON /D/ B(12),NKO,NERR(4),ND1,ND4	000070
8	00005	DIMENSION IKB(20),IPY(20,40),SLPY(20,10)	000080
9	00006	DIMENSION NT(20),TSL(20,201),TU(20,201),FA(60,10)	000090
10	00007	DIMENSION FV(6),FV1(6),SDS(3,10),ISDS(3,10),NSDS(3)	000100
11	00008	DIMENSION SS(10),ZZ(10),CC(3)	000110
12		C	000120
13		C	000130
14		C	000140
15	00009	ND1=20	000150
16	00010	ND2=60	000160
17	00011	ND3=201	000170
18	00012	ND4=50	000180
19		C	000190
20		C	000200
21		C	000210
22		C	000220
23		C	000230
24		C	000240
25		C	000250
26		C	000260
27		C	000270
28		C	000280
29		C	000290
30		C	000300
31		C	000310
32		C	000320
33		C	000330
34		C	000340
35	00013	100 FORMAT(1H1)	000350
36	00014	200 FORMAT(1H)	000360
37	00015	300 FORMAT(1H0)	000370
38	00016	DLTZ=0.25	000380
39	00017	ERR=0.001	000390
40	00018	MAXTRY=51	000400
41	00019	DO 350 I=1,4	000410
42	00020	350 NERR(I)=0	000420
43		C	000430
44	00021	NRUN=0	000440
45		C	000450
46		C	000460
47	00022	CALL RINP	000470
48	00023	IF (NERR(1).EQ.0) GO TO 400	000480
49	00024	GO TO 8950	000490

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
50	00025	400 IF (NRUN.EQ.2) GO TO 8400	000500
51		C	000510
52		C	000520
53		C *****// BLOCK DATA (SYOKI-CHI) //*****	000530
54	00026	DO 1800 I=1,NK0	000540
55	00027	N=INT((A(I,1)+DLTZ-0.001)/DLTZ)	000550
56	00028	NT(I)=N	000560
57	00029	IF (N+1.GT.ND3) GO TO 1850	000570
58	00030	C=A(I,1)/N	000580
59	00031	TSL(I,1)=0	000590
60	00032	TU(I,1)=0	000600
61	00033	DO 1800 J=1,N	000610
62	00034	TSL(I,J+1)=J*C	000620
63	00035	TU(I,J+1)=0	000630
64	00036	1800 CONTINUE	000640
65	00037	GO TO 1860	000650
66	00038	1850 NERR(3)=1	000660
67	00039	GO TO 8950	000670
68		C **	000680
69	00040	1860 DO 2000 I=1,NK0	000690
70	00041	IKB(I)=1	000700
71	00042	SLPY(I,1)=A(I,1)	000710
72	00043	DO 1900 J=1,40	000720
73	00044	1900 IPY(I,J)=0	000730
74	00045	DO 2000 J=2,10	000740
75	00046	SLPY(I,J)=0	000750
76	00047	2000 CONTINUE	000760
77	00048	ITRY=0	000770
78	00049	NKK=0	000780
79		C *****	000790
80		C *****// TRIAL ROUTINE //*****	000800
81		C *****	000810
82	00050	2010 FORMAT(1H0,T6,'???// TRIAL STEP IS OVER !! ///???)	000820
83	00051	2020 FORMAT(1H0,T7,'---> PLEASE , CHECK THE INPUT DATA !!')	000830
84	00052	2100 ITRY=ITRY+1	000840
85	00053	IF (ITRY.LT.MAXTRY) GO TO 2150	000850
86	00054	WRITE(6,2010)	000860
87	00055	WRITE(6,2020)	000870
88	00056	GO TO 9000	000880
89	00057	2150 JKK=0	000890
90	00058	DO 2880 I=1,NK0	000900
91	00059	NB=IKB(I)	000910
92	00060	CZ=0	000920
93	00061	DO 2880 J=1,NB	000930
94	00062	JKK=JKK+1	000940
95	00063	FA(JKK,1)=SLPY(I,J)	000950
96	00064	C1=1-IPY(I,J)	000960
97	00065	C2=1-IPY(I,J+10)	000970
98	00066	C3=1-IPY(I,J+20)	000980
99	00067	FA(JKK,8)=IPY(I,J)	000990
100	00068	FA(JKK,9)=IPY(I,J+10)	001000
101	00069	FA(JKK,10)=IPY(I,J+20)	001010
102	00070	CP=(A(I,6)-A(I,5))/A(I,1)	001020
103	00071	FA(JKK,2)=B(1)*A(I,3)*(C1+C2)+B(2)*A(I,4)*C3*2.0	001030
104	00072	FA(JKK,3)=B(6)*A(I,2)	001040
105	00073	IF (J.EQ.1) GO TO 2480	001050

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
106	00074	CZ=CZ+FA(JKK-1,1)	001060
107	00075	2480 FA(JKK,4)=A(I,5)+CP*CZ	001070
108	00076	FA(JKK,5)=FA(JKK,4)+CP*FA(JKK,1)	001080
109	00077	DO 2760 K=1,3	001090
110	00078	M=J+10*(K-1)	001100
111	00079	IF (IPY(I,M).EQ.0) GO TO 2760	001110
112	00080	SL1=CZ	001120
113	00081	SL2=CZ+SLPY(I,J)	001130
114	00082	CP=(A(I,6+2*K)-A(I,5+2*K))/A(I,1)	001140
115	00083	C=B(1)	001150
116	00084	IF (K.EQ.3) C=B(2)*2.0	001160
117	00085	C1=A(I,5+2*K)+CP*SL1	001170
118	00086	C2=A(I,5+2*K)+CP*SL2	001180
119	00087	FA(JKK,4)=FA(JKK,4)-IPY(I,J+30)*C*C1	001190
120	00088	FA(JKK,5)=FA(JKK,5)-IPY(I,J+30)*C*C2	001200
121	00089	2760 CONTINUE	001210
122	00090	C=0	001220
123	00091	IF (JKK.GT.1) C=FA(JKK-1,6)+FA(JKK-1,1)	001230
124	00092	FA(JKK,6)=C	001240
125	00093	FA(JKK,7)=I	001250
126	00094	2880 CONTINUE	001260
127		C *	001270
128		C ***** SYUSOKU NO HANTEI *****	001280
129		C *	001290
130	00095	IF (NKK.EQ.JKK) GO TO 3000	001300
131	00096	CE=100	001310
132	00097	GO TO 3120	001320
133	00098	3000 CE=0	001330
134	00099	DO 3012 I=1,NKK	001340
135	00100	DO 3012 K=1,3	001350
136	00101	C=FA(I,K+7)-FC(I,K+7)	001360
137	00102	C=ABS(C)	001370
138	00103	IF (C.GT.ERR) GO TO 3014	001380
139	00104	3012 CONTINUE	001390
140	00105	GO TO 3020	001400
141	00106	3014 CE=100	001410
142	00107	GO TO 3120	001420
143	00108	3020 DO 3100 I=1,NKK	001430
144	00109	C=FA(I,1)-FC(I,1)	001440
145	00110	C=ABS(C)	001450
146	00111	IF (C.GT.CE) CE=C	001460
147	00112	3100 CONTINUE	001470
148	00113	3120 WRITE(5,300)	001480
149	00114	3140 FORMAT(1H',T6,***** TRIAL N=',I2,' ERR=',F8.4,' (M)')	001490
150	00115	WRITE(5,3140) ITRY,CE	001500
151	00116	NKK=JKK	001510
152	00117	IF (NKK.LE.ND2) GO TO 3250	001520
153	00118	NERR(2)=1	001530
154	00119	GO TO 8950	001540
155	00120	3250 DO 3260 I=1,NKK	001550
156	00121	DO 3260 J=1,10	001560
157	00122	3260 FC(I,J)=FA(I,J)	001570
158		C	001580
159		C ***** TEIMEN NO BANE *****	001590
160	00123	3680 BKM=B(8)	001600
161	00124	BKS=B(7)	001610

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
162		C *****	
163		C ***** KOUZOU KEISAN *****	001620
164		C *****	001630
165	00125	AM0=B(10)	001640
166	00126	AH0=B(11)	001650
167	00127	CALL RXZERO(BKM,BKS)	001660
168	00128	IF (CE-LT.ERR) GO TO 8400	001670
169		C *	001680
170		C ***** BLOCK BUNKATSU *****	001690
171		C *	001700
172		C ***** SUIHEI HEN'I *****	001710
173	00129	FV0(1)=V0	001720
174	00130	FV0(2)=ALF0	001730
175	00131	FV0(3)=-AM0	001740
176	00132	FV0(4)=-AH0	001750
177	00133	DO 4780 IK=1,NK0	001760
178	00134	IF (IK-GT.1) GO TO 4000	001770
179	00135	NB0=0	001780
180	00136	GO TO 4020	001790
181	00137	4000 NB0=NB0+IKB(1K-1)	001800
182	00138	4020 NP=NT(1K)+1	001810
183	00139	Z0=0	001820
184	00140	IB=NB0+1	001830
185	00141	BKH=FC(1B,2)	001840
186	00142	EI=FC(1B,3)	001850
187	00143	FV0(5)=FC(1B,4)	001860
188	00144	FV0(6)=(FC(1B,5)-FC(1B,4))/FC(1B,1)	001870
189	00145	DO 4780 IP=1,NP	001880
190	00146	4160 ZK0=TSL(1K,IP)	001890
191	00147	SZL=Z0+FC(1B,1)-ZK0	001900
192	00148	IF (SZL-LT.0 .AND. ABS(SZL).GT.0.001) GO TO 4260	001910
193	00149	ZL=ZK0-Z0	001920
194	00150	GO TO 4280	001930
195	00151	4260 ZL=FC(1B,1)	001940
196		C	001950
197	00152	4280 CALL FLDMAT(ZL,BKH,EI)	001960
198		C	001970
199	00153	DO 4420 I=1,4	001980
200	00154	C=0	001990
201	00155	DO 4380 J=1,6	002000
202	00156	4380 C=C+F(1,J)*FV0(J)	002010
203	00157	FV1(1)=C	002020
204	00158	4420 CONTINUE	002030
205	00159	IF (IP-EQ.NP) GO TO 4500	002040
206	00160	IF (SZL-LT.0 .AND. ABS(SZL).GT.0.001) GO TO 4500	002050
207	00161	GO TO 4740	002060
208	00162	4500 DO 4520 I=1,4	002070
209	00163	4520 FV0(1)=FV1(1)	002080
210	00164	IF (SZL-LT.0 .AND. ABS(SZL).GT.0.001) GO TO 4600	002090
211	00165	IF (IP-EQ.NP) GO TO 4740	002100
212	00166	4600 Z0=Z0+FC(1B,1)	002110
213	00167	IB=IB+1	002120
214	00168	BKH=FC(1B,2)	002130
215	00169	EI=FC(1B,3)	002140
216	00170	FV0(5)=FC(1B,4)	002150
217	00171	FV0(6)=(FC(1B,5)-FC(1B,4))/FC(1B,1)	002160
			002170

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
218	00172	GO TO 4160	
219	00173	4740 TU(IK,IP)=FV1(1)	002180
220	00174	4780 CONTINUE	002190
221		C ***** JIBAN NO SOSEIKA *****	002200
222	00175	DO 8300 IK=1,NK0	002210
223	00176	NP=NT(IK)+1	002220
224	00177	SD=A(IK,1)/NT(IK)	002230
225	00178	DO 5920 K=1,3	002240
226	00179	IF (K.LT.3 .AND. A(IK,3).EQ.0) GO TO 5000	002250
227	00180	IF (K.EQ.3 .AND. A(IK,4).EQ.0) GO TO 5000	002260
228	00181	IF (K.EQ.1 .AND. (A(IK,7)+A(IK,8)).EQ.0) GO TO 5060	002270
229	00182	IF (K.EQ.2 .AND. (A(IK,9)+A(IK,10)).EQ.0) GO TO 5060	002280
230	00183	IF (K.EQ.3 .AND. (A(IK,11)+A(IK,12)).EQ.0) GO TO 5060	002290
231	00184	GO TO 5100	002300
232	00185	5000 NSOS(K)=1	002310
233	00186	ISOS(K,1)=0	002320
234	00187	5020 SOS(K,1)=0	002330
235	00188	SOS(K,2)=A(IK,1)	002340
236	00189	GO TO 5920	002350
237	00190	5060 NSOS(K)=1	002360
238	00191	ISOS(K,1)=1	002370
239	00192	GO TO 5020	002380
240	00193	5100 PO=A(IK,7+2*(K-1))	002390
241	00194	C=(A(IK,8+2*(K-1))-A(IK,7+2*(K-1)))/A(IK,1)	002400
242	00195	AKH=A(IK,3)	002410
243	00196	IF (K.EQ.3) AKH=A(IK,4)	002420
244	00197	RP=AKH*ABS(TU(IK,1))	002430
245	00198	C1=RP-PO	002440
246	00199	IB=1	002450
247	00200	SOS(K,1)=0.0	002460
248	00201	ISOS(K,1)=0	002470
249	00202	IF (C1.GT.0) ISOS(K,1)=1	002480
250	00203	DO 5880 IP=2,NP	002490
251	00204	RP=AKH*ABS(TU(IK,IP))	002500
252	00205	PP=PO+C*TSL(IK,IP)	002510
253	00206	T1=TU(IK,IP-1)	002520
254	00207	T2=TU(IK,IP)	002530
255	00208	C2=RP-PP	002540
256	00209	IF (T1*T2.LT.0) GO TO 5520	002550
257	00210	IF (C1*C2.GT.0) GO TO 5460	002560
258	00211	SOS(K,IB+1)=TSL(IK,IP-1)+SD/(ABS(C1)+ABS(C2))*ABS(C1)	002570
259	00212	5400 IB=IB+1	002580
260	00213	ISOS(K,IB)=0	002590
261	00214	IF (C2.GT.0) ISOS(K,IB)=1	002600
262	00215	5460 C1=C2	002610
263	00216	IF (IP.EQ.NP) SOS(K,IB+1)=A(IK,1)	002620
264	00217	GO TO 5880	002630
265	00218	5520 IF (C1.GT.0) GO TO 5640	002640
266	00219	IF (C2.LT.0) GO TO 5460	002650
267	00220	S1=AKH*ABS(TU(IK,IP-1))+PO+C*TSL(IK,IP-1)	002660
268	00221	S2=C2	002670
269	00222	5600 SOS(K,IB+1)=TSL(IK,IP-1)+SD/(ABS(S1)+ABS(S2))*ABS(S1)	002680
270	00223	GO TO 5400	002690
271	00224	5640 IF (C2.GT.0) GO TO 5720	002700
272	00225	S1=C1	002710
273	00226	S2=RP+PP	002720
			002730

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
274	00227	GO TO 5600	002740
275	00228	5720 S1=C1	002750
276	00229	S2=RP+PP	002760
277	00230	SOS(K,IB+1)=TSL(IK,IP-1)+SD/(ABS(S1)+ABS(S2))*ABS(S1)	002770
278	00231	IB=IB+1	002780
279	00232	ISOS(K,IB)=0	002790
280	00233	S1=P0+C*TSL(IK,IP-1)+AKH*ABS(TU(IK,IP-1))	002800
281	00234	S2=C2	002810
282	00235	SOS(K,IB+1)=TSL(IK,IP-1)+SD/(ABS(S1)+ABS(S2))*ABS(S1)	002820
283	00236	GO TO 5400	002830
284	00237	5880 CONTINUE	002840
285	00238	NSOS(K)=IB	002850
286	00239	5920 CONTINUE	002860
287		C *****	002870
288		C ***** BLOCK NO SETTEI *****	002880
289	00240	6520 NP=NSOS(1)+1	002890
290	00241	DO 6560 I=1,NP	002900
291	00242	6560 SS(I)=SOS(1,I)	002910
292	00243	N=NP	002920
293	00244	DO 6780 K=2,3	002930
294	00245	NP=NSOS(K)	002940
295	00246	IF (NP.EQ.1) GO TO 6780	002950
296	00247	NP=NP-1	002960
297	00248	DO 6740 I=1,NP	002970
298	00249	N=N+1	002980
299	00250	6740 SS(N)=SOS(K,I+1)	002990
300	00251	6780 CONTINUE	003000
301	00252	NP=N	003010
302	00253	K=0	003020
303	00254	6840 C=100.	003030
304	00255	6860 DO 6880 I=1,NP	003040
305	00256	IF (SS(I).LT.C) C=SS(I)	003050
306	00257	6880 CONTINUE	003060
307	00258	DO 7020 I=1,NP	003070
308	00259	C1=C-SS(I)	003080
309	00260	IF (ABS(C1).GT.0.001) GO TO 7020	003090
310	00261	J=I	003100
311	00262	GO TO 7100	003110
312	00263	7020 CONTINUE	003120
313	00264	IF (C.GT.99) GO TO 7220	003130
314	00265	K=K+1	003140
315	00266	ZZ(K)=C	003150
316	00267	GO TO 6840	003160
317	00268	7100 SS(J)=1.1E+05	003170
318	00269	DO 7180 I=1,NP	003180
319	00270	C1=SS(J)-SS(I)	003190
320	00271	IF (ABS(C1).LT.0.001) SS(I)=1.1E+05	003200
321	00272	7180 CONTINUE	003210
322	00273	GO TO 6860	003220
323	00274	7220 KB=K-1	003230
324	00275	IKB(1K)=KB	003240
325	00276	DO 7640 I=1,KB	003250
326	00277	SZ=(ZZ(I)+ZZ(I+1))*0.5	003260
327	00278	DO 7460 K=1,3	003270
328	00279	N=NSOS(K)	003280
329	00280	DO 7420 J=1,N	003290

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
330	00281	S1=SOS(K,J)	003300
331	00282	S2=SOS(K,J+1)	003310
332	00283	M=J	003320
333	00284	IF (SZ.GT.S1 .AND. SZ.LT.S2) GO TO 7440	003330
334	00285	7420 CONTINUE	003340
335	00286	7440 IPY(IK,I+(K-1)*10)=ISOS(K,M)	003350
336	00287	7460 CONTINUE	003360
337	00288	K=INT(SZ/SD)+1	003370
338	00289	C=TU(IK,K+1)-TU(IK,K)	003380
339	00290	S=SZ-SD*K	003390
340	00291	C=S/SD*C+TU(IK,K)	003400
341	00292	S=1	003410
342	00293	IF (C.LT.0) S=-1	003420
343	00294	IPY(IK,I+30)=S	003430
344	00295	SLPY(IK,I)=ZZ(I+1)-ZZ(I)	003440
345	00296	7640 CONTINUE	003450
346	00297	8300 CONTINUE	003460
347	00298	IF (CE.LT.ERR) GO TO 8400	003470
348	00299	GO TO 2100	003480
349		C *****// OUTPUT DATA //*****	003490
350	00300	8380 FORMAT(1H ,T6,'****// OUTPUT DATA //****')	003500
351	00301	8400 WRITE(6,100)	003510
352	00302	WRITE(6,200)	003520
353	00303	WRITE(6,300)	003530
354	00304	WRITE(6,8380)	003540
355	00305	WRITE(6,300)	003550
356	00306	8440 FORMAT(1H ,T6,'(1) BLOCK DATA (TRIAL=',I2,')')	003560
357	00307	8460 FORMAT(1H ,T6,'BLOCK KUKAN ZO SL EI KX PO	003570
358		1 P1 RP(C) RP(T) RP(S)')	003580
359	00308	8500 FORMAT(1H ,T7,'NO. NO. (M) (M) (T*M**2) (T/M**2) (T/M	003590
360		1) (T/M)')	003600
361	00309	8540 FORMAT(1H ,T7,I2,4X,I2,3X,F6.3,1X,F6.3,2X,1PE9.3,1X,0PF8.1,1X,F7.1	003610
362		1,1X,F7.1,3(3X,A3))	003620
363	00310	WRITE(6,300)	003630
364	00311	WRITE(6,8440) ITRY	003640
365	00312	WRITE(6,200)	003650
366	00313	WRITE(6,8460)	003660
367	00314	WRITE(6,8500)	003670
368	00315	WRITE(6,200)	003680
369	00316	DO 8820 I=1,NKK	003690
370	00317	JJ=INT(FC(I,7)+0.1)	003700
371	00318	DO 8760 K=1,3	003710
372	00319	CC(K)='-E-'	003720
373	00320	IF (FC(I,K+7).GT.0.9) CC(K)='*Y*'	003730
374	00321	8760 CONTINUE	003740
375	00322	WRITE(6,8540) I,JJ,FC(I,6),FC(I,1),FC(I,3),FC(I,2),FC(I,4),	003750
376		1FC(I,5),CC(1),CC(2),CC(3)	003760
377	00323	8820 CONTINUE	003770
378	00324	RAMD=B(9)	003780
379	00325	CALL ROUT(RAMD)	003790
380	00326	8950 J=0	003800
381	00327	DO 8960 I=1,4	003810
382	00328	8960 J=J+NERR(I)	003820
383	00329	IF (J.GT.0) WRITE(6,8990)	003830
384	00330	DO 8970 I=1,4	003840
385	00331	IF (NERR(I).EQ.1) WRITE(6,8995) I	003850

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
386	00332	8970 CONTINUE	003860
387	00333	8990 FORMAT(1H0,T3,'????/// DIMENSION-ERROR !!! ///????')	003870
388	00334	8995 FORMAT(1H0,T4,'----> ND',I1,' NI AYAMARI GA ARU !!!')	003880
389	00335	9000 END	003890

*PROGRAM SIZE 64128(00FA80) BYTES, SOURCE STATEMENTS = 335, PROGRAM NAME = MAIN, NOT USED CORE = 647K BYTES

*NO ERROR IN THIS COMPILATION

*EFFECTIVE OPTIONS: NAME(MAIN),OPTIMIZE(2),SIZE(MAX,MAX),LINECOUNT(60),AUTODBL(NONE),FLAG(0),LEVEL(I),
 ,SOURCE,EBCDIK,OBJECT,NOMAP,NOXREF,NODECK,NOLIST,ALC,ERSTMT,NOMEMBER,FIXED,NOCOUNT,NOTERM,NODLINE,
 ,NOTEST,NOSYMDBG,INLINE(ERCHK),NOPROD,NODOCHK,NOISCHEDULE,NOMCHECK,OPLIST,PAUSE,SUBCHK,NOBREAK,
 ,ANS66,NODIVOPT,NONUM,CODE(N),NOANSCHK,NOOCHK,NOIAP,
 ,NOGO,ARGCHK,EXMOVE,NODXR,NOFIXOVR,NOAGOCK, RUNOPT

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
390		C	003900
391		C	003910
392		C	003920
393	00001	SUBROUTINE RINP	003930
394		C	003940
395	00002	COMMON /B/ A(20,12)	003950
396	00003	COMMON /D/ B(12),NKO,NERR(4),ND1,ND4	003960
397		C	003970
398		C	003980
399		C	003990
400		C	004000
401		C	004010
402	00004	10 FORMAT(6F10.5)	004020
403	00005	20 FORMAT(5I5)	004030
404		C	004040
405		C	004050
406		C	004060
407	00006	READ(7,10) B(1),B(2),B(3)	004070
408		C	004080
409		C	004090
410		C	004100
411	00007	READ(7,10) B(6)	004110
412		C	004120
413		C	004130
414		C	004140
415	00008	READ(7,10) B(7),B(8)	004150
416		C	004160
417		C	004170
418		C	004180
419	00009	READ(7,10) B(9)	004190
420		C	004200
421		C	004210
422		C	004220
423	00010	READ(7,10) B(10),B(11)	004230
424		C	004240
425		C	004250
426		C	004260
427	00011	READ(7,20) NK0	004270
428		C	004280
429		C	004290
430		C	004300
431	00012	DO 30 I=1,NKO	004310
432	00013	30 READ(7,10) (A(I,J),J=1,6)	004320
433		C	004330
434		C	004340
435		C	004350
436	00014	DO 40 I=1,NKO	004360
437	00015	40 READ(7,10) (A(I,J),J=7,12)	004370
438		C	004380

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
439		C *	004390
440		C *****// INPUT DATA NO PRINT //*****	004400
441		C *	004410
442	00016	100 FORMAT(1H1)	004420
443	00017	200 FORMAT(1H)	004430
444	00018	300 FORMAT(1H0)	004440
445	00019	340 FORMAT(1H .T6,'*****')	004450
446	00020	360 FORMAT(1H .T6,'*****')	004460
447	00021	380 FORMAT(1H .T6,'***** CHICHUU-HEKI-KISO NO KEISAN *****')	004470
448	00022	400 FORMAT(1H .T6,'****// INPUT DATA //****')	004480
449	00023	420 FORMAT(1H .T6,'(1) KISO NO SUNPOU B*D*LO = '.F6.3.' * '.F6.3	004490
450		1.' * '.F6.3.' (M)')	004500
451	00024	440 FORMAT(1H .T6,'(2) KISO NO YOUNG',1H', 'S MODULUS E= '.1PE9.3.' (T	004510
452		1/M**2)')	004520
453	00025	460 FORMAT(1H .T6,'(3) TEIMEN NO JIBAN-BANE KS= '.1PE9.3.' (T/M)')	004530
454	00026	480 FORMAT(1H .T6,' KM= '.1PE9.3.' (T*M)')	004540
455	00027	500 FORMAT(1H .T6,'(6) KUKAN NO KAZU N ='.I2)	004550
456	00028	520 FORMAT(1H .T6,'(4) PRINT-OUT NO KANKAKU S ='.F3.1.' (M)')	004560
457	00029	540 FORMAT(1H .T6,'(5) TEMBA NO GAIRYOKU MO='.F9.1.' (T*M)')	004570
458	00030	560 FORMAT(1H .T6,' HO='.F9.1.' (T)')	004580
459		C	004590
460	00031	IF (NKO.LE.ND1) GO TO 590	004600
461	00032	NERR(1)=1	004610
462	00033	GO TO 1600	004620
463	00034	590 IERR=0	004630
464	00035	C=0	004640
465	00036	DO 600 I=1,NKO	004650
466	00037	600 C=C+A(I,1)	004660
467	00038	C=ABS(C-B(3))	004670
468	00039	IF (C.GT.0.001) IERR=1	004680
469	00040	650 FORMAT(1H0.T3,'*** ???// KISO NO NAGASA NI AYAMARI GA ARU //???)	004690
470	00041	WRITE(6,100)	004700
471	00042	WRITE(6,200)	004710
472	00043	WRITE(6,300)	004720
473	00044	WRITE(6,340)	004730
474	00045	WRITE(6,360)	004740
475	00046	WRITE(6,380)	004750
476	00047	WRITE(6,360)	004760
477	00048	WRITE(6,340)	004770
478	00049	WRITE(6,300)	004780
479	00050	WRITE(6,400)	004790
480	00051	WRITE(6,200)	004800
481	00052	WRITE(6,420) B(1),B(2),B(3)	004810
482	00053	IF (IERR.EQ.1) WRITE(6,650)	004820
483	00054	WRITE(6,200)	004830
484	00055	WRITE(6,440) B(6)	004840
485	00056	WRITE(6,200)	004850
486	00057	WRITE(6,460) B(7)	004860
487	00058	WRITE(6,480) B(8)	004870
488	00059	WRITE(6,200)	004880
489	00060	WRITE(6,520) B(9)	004890
490	00061	WRITE(6,200)	004900
491	00062	WRITE(6,540) B(10)	004910
492	00063	WRITE(6,560) B(11)	004920
493	00064	WRITE(6,200)	004930
494	00065	WRITE(6,500) NK0	004940

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
495	00066	880 FORMAT(1H ,T6,'(7) KUKAN DATA -1-')	004950
496	00067	900 FORMAT(1H ,T7,'KUKAN ZO L I KH KS	004960
497		1 P0 P1')	004970
498	00068	940 FORMAT(1H ,T7,' NO. (M) (M) (M**4) (T/M**3) (T/M**3)	004980
499		1 (T/M) (T/M)')	004990
500	00069	980 FORMAT(1H ,T8,I2,1X,2(2X,F6.3),2X,F8.4,2(2X,F7.1),1X,2(1X,F8.3))	005000
501	00070	1020 FORMAT(1H ,T6,'(8) KUKAN DATA -2- 5 JIBAN-HANRYOKU-DO NO KYGUGEN-	005010
502		1CHI (T/M**2) 3')	005020
503	00071	1040 FORMAT(1H ,T7,'KUKAN <-----COMP.----->* <-----TENS.----->* <-----SOK	005030
504		1UMEN----->')	005040
505	00072	1060 FORMAT(1H ,T7,' NO. PCU0 PCU1 PTU0 PTU1 PSU0	005050
506		1 PSU1')	005060
507	00073	1080 FORMAT(1H ,T8,I2,1X,3(4X,F6.2,2X,F6.2))	005070
508	00074	IF (NK0.LT.20)GO TO 1180	005080
509	00075	WRITE(6,100)	005090
510	00076	WRITE(6,200)	005100
511	00077	WRITE(6,300)	005110
512	00078	WRITE(6,400)	005120
513	00079	WRITE(6,300)	005130
514	00080	GO TO 1200	005140
515	00081	1180 WRITE(6,300)	005150
516	00082	1200 WRITE(6,880)	005160
517	00083	WRITE(6,200)	005170
518	00084	WRITE(6,900)	005180
519	00085	WRITE(6,940)	005190
520	00086	WRITE(6,200)	005200
521	00087	DO 1360 I=1,NK0	005210
522	00088	IF (I.GT.1) GO TO 1320	005220
523	00089	C=0	005230
524	00090	GO TO 1340	005240
525	00091	1320 C=C+A(I-1,1)	005250
526	00092	1340 WRITE(6,980) I,C,A(I,1),A(I,2),A(I,3),A(I,4),A(I,5),A(I,6)	005260
527	00093	1360 CONTINUE	005270
528	00094	WRITE(6,300)	005280
529	00095	WRITE(6,1020)	005290
530	00096	WRITE(6,200)	005300
531	00097	WRITE(6,1040)	005310
532	00098	WRITE(6,1060)	005320
533	00099	WRITE(6,200)	005330
534	00100	DO 1500 I=1,NK0	005340
535	00101	1500 WRITE(6,1080) I,A(I,7),A(I,8),A(I,9),A(I,10),A(I,11),A(I,12)	005350
536	00102	1600 RETURN	005360
537	00103	END	005370

*PROGRAM SIZE 6860(001ACC) BYTES. SOURCE STATEMENTS = 103. PROGRAM NAME = RINP. NOT USED CORE = 741K BYTES

*NO ERROR IN THIS COMPILATION

*EFFECTIVE OPTIONS: NAME(MAIN),OPTIMIZE(2),SIZE(MAX,MAX),LINECOUNT(60),AUTODBL(NONE),FLAG(0),LEVEL(1)
 ,SOURCE,EBCDIK,OBJECT,NOMAP,NOXREF,NODECK,NOLIST,ALC,ERSTMT,NOMEMBER,FIXED,NOCOUNT,NOTERM,NODLINE
 ,NOTEST,NOSYDBG,INLINE(ERCHK),NOPROD,NODOCHK,NOISCHEDULE,NOMCHECK,OPLIST,PAUSE,SUBCHK,NOBREAK
 ,ANS66,NODIVOPT,NONUM,CODE(N),NOANSCHK,NOOCHECK,NOIAP
 ,NOGO,ARGCHK,EXMOVE,NODXR,NOFIXOVR,NOAGOCK, RUNOPT

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
538		C	005380
539		C	005390
540		C	005400
541	00001	SUBROUTINE RXZERO (BKM,BKS)	005410
542		C	005420
543	00002	COMMON /A/ FC(4,6)	005430
544	00003	COMMON /C/ FC(60,10),NKK,AM0,AH0,VO,ALFO	005440
545	00004	DIMENSION FM1(4,6),FM2(4,6),FV1(6),FV2(6)	005450
546		C	005460
547	00005	DO 800 I=1,4	005470
548	00006	FV1(I)=0	005480
549	00007	DO 800 J=1,6	005490
550	00008	800 FM1(I,J)=0	005500
551	00009	FM1(1,1)=1	005510
552	00010	FM1(2,2)=1	005520
553	00011	FV1(3)=-AM0	005530
554	00012	FV1(4)=-AH0	005540
555	00013	NP1=NKK+1	005550
556	00014	DO 4900 N=1,NP1	005560
557	00015	IF (N.LT.NP1) GO TO 2400	005570
558	00016	DO 2000 I=1,4	005580
559	00017	DO 2000 J=1,6	005590
560	00018	F(I,J)=0	005600
561	00019	IF (I.EQ.J) F(I,J)=1	005610
562	00020	2000 CONTINUE	005620
563	00021	F(3,2)=-BKM	005630
564	00022	F(4,1)=BKS	005640
565	00023	GO TO 2700	005650
566	00024	2400 SL=FC(N,1)	005660
567	00025	BKH=FC(N,2)	005670
568	00026	EI=FC(N,3)	005680
569	00027	CALL FLDMAT (SL,BKH,EI)	005690
570	00028	FV1(5)=FC(N,4)	005700
571	00029	FV1(6)=(FC(N,5)-FC(N,4))/SL	005710
572	00030	2700 DO 3400 I=1,4	005720
573	00031	DO 3400 J=1,4	005730
574	00032	C=0	005740
575	00033	DO 3100 K=1,4	005750
576	00034	3100 C=C+F(I,K)*FM1(K,J)	005760
577	00035	FM2(I,J)=C	005770
578	00036	3400 CONTINUE	005780
579	00037	DO 3700 I=1,4	005790
580	00038	DO 3700 J=1,4	005800
581	00039	3700 FM1(I,J)=FM2(I,J)	005810
582	00040	DO 4400 I=1,4	005820
583	00041	C=0	005830
584	00042	DO 4200 J=1,6	005840
585	00043	4200 C=C+F(I,J)*FV1(J)	005850
586	00044	4400 FV2(I)=C	005860

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
587	00045	DO 4800 I=1,4	005870
588	00046	FV1(I)=FV2(I)	005880
589	00047	4800 CONTINUE	005890
590	00048	4900 CONTINUE	005900
591		C **	005910
592	00049	A11=FM1(3,1)	005920
593	00050	A12=FM1(3,2)	005930
594	00051	C1=-FV1(3)	005940
595	00052	A21=FM1(4,1)	005950
596	00053	A22=FM1(4,2)	005960
597	00054	C2=-FV1(4)	005970
598	00055	C=A11*A22-A12*A21	005980
599	00056	V0=(C1*A22-C2*A12)/C	005990
600	00057	ALF0=-(C1*A21-C2*A11)/C	006000
601	00058	RETURN	006010
602	00059	END	006020

*PROGRAM SIZE 4624(001210) BYTES, SOURCE STATEMENTS = 59, PROGRAM NAME = RXZERO, NOT USED CORE = 745K BYTES

*NO ERROR IN THIS COMPILATION

*EFFECTIVE OPTIONS: NAME(MAIN),OPTIMIZE(2),SIZE(MAX,MAX),LINECOUNT(60),AUTODBL(NONE),FLAG(0),LEVEL(1)
 ,SOURCE,EBCDIK,OBJECT,NOMAP,NOXREF,NODECK,NOLIST,ALC,ERSTMT,NOMEMBER,FIXED,NOCOUNT,NOTERM,NODLINE
 ,NOTEST,NOSYMDBG,INLINE(ERCHK),NOPROD,NODOCHK,NOISCHEDULE,NOMCHECK,OPLIST,PAUSE,SUBCHK,NOBREAK
 ,ANS66,NODIVOPT,NONUM,CODE(N),NOANSCHK,NOCHECK,NOIAP
 ,NOGO,ARGCHK,EXMOVE,NODXR,NOFIXOVR,NOAGCHK,RUNOPT

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
603		C	
604		C	006030
605		C	006040
606	00001	*----- SUBROUTINE ROUT (RAMD)	006050
607		C	006060
608	00002	*----- COMMON /A/ DF(4,6)	006070
609	00003	COMMON /B/ A(20,12)	006080
610	00004	COMMON /C/ FC(60,10),NKK,AM0,AH0,V0,ALF0	006090
611	00005	COMMON /D/ B(12),NKO,NERR(4),ND1,ND4	006100
612	00006	DIMENSION FV0(6),FV1(6),Z(50),RP(3)	006110
613	00007	DIMENSION ZZ(60,51),UU(60,51),NN(60),PP(3),CC(3)	006120
614		C	006130
615	00008	* FV0(1)=V0	006140
616	00009	FV0(2)=ALF0	006150
617	00010	FV0(3)=-AM0	006160
618	00011	FV0(4)=-AH0	006170
619	00012	NP=1	006180
620		C	006190
621	00013	* 400 FORMAT(1H1)	006200
622	00014	500 FORMAT(1H)	006210
623	00015	550 FORMAT(1H0)	006220
624	00016	600 FORMAT(1H ,T6,'(2) HEN',1H', 'I TO DANMEN-RYOKU')	006230
625	00017	700 FORMAT(1H ,T7,3HP'T,2X,'KUKAN Z U ALFA B.MOM	006240
626		1ENT SHEAR')	006250
627	00018	800 FORMAT(1H ,T7,'NO. NO. (M) (CM) (RAD.) (T*M)	006260
628		1 (TON)')	006270
629	00019	900 FORMAT(1H ,T7,2(I2,4X),F6.3,2X,F8.3,2X,1PE10.3,1X,0PF9.1,1X,F8.1)	006280
630	00020	S=FC(NKK,6)+FC(NKK,1)	006290
631	00021	N=INT(S/RAMD)+1	006300
632	00022	IF (2*NKK+N.LT.41) GO TO 1000	006310
633	00023	WRITE(6,400)	006320
634	00024	WRITE(6,500)	006330
635	00025	1000 WRITE(6,550)	006340
636	00026	WRITE(6,600)	006350
637	00027	WRITE(6,550)	006360
638	00028	WRITE(6,700)	006370
639	00029	WRITE(6,800)	006380
640	00030	WRITE(6,500)	006390
641	00031	N=1	006400
642	00032	WRITE(6,900) NP,N,FC(1,6),FV0(1)*100,FV0(2),FV0(3),FV0(4)	006410
643	00033	UU(1,1)=FV0(1)	006420
644	00034	ZZ(1,1)=0	006430
645	00035	DO 4600 N=1,NKK	006440
646	00036	M=0	006450
647	00037	BKH=FC(N,2)	006460
648	00038	EI=FC(N,3)	006470
649	00039	FV0(5)=FC(N,4)	006480
650	00040	FV0(6)=(FC(N,5)-FC(N,4))/FC(N,1)	006490
651	00041	1700 M=M+1	006500
			006510

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
652	00042	DZ=FC(N,6)-M*RAMD	
653	00043	IF (DZ.GT.0) GO TO 1700	006520
654	00044	DZ=-DZ	006530
655	00045	M=1	006540
656	00046	IF (DZ-GE.FC(N,1)) GO TO 2500	006550
657	00047	Z(1)=DZ	006560
658	00048	2200 M=M+1	006570
659	00049	C=FC(N,1)-((M-1)*RAMD+DZ)	006580
660	00050	IF (C.LT.1E-03) GO TO 2500	006590
661	00051	Z(M)=(M-1)*RAMD+DZ	006600
662	00052	GO TO 2200	006610
663	00053	2500 Z(M)=FC(N,1)	006620
664	00054	JP=1	006630
665	00055	DO 4200 K=1,M	006640
666	00056	ZL=Z(K)	006650
667	00057	IF (ABS(ZL).LT.1E-3) GO TO 4200	006660
668	00058	CALL FLDMAT (ZL,BKH,EI)	006670
669	00059	DO 3600 I=1,4	006680
670	00060	C=0	006690
671	00061	DO 3400 J=1,6	006700
672	00062	C=C+DF(I,J)*FV0(J)	006710
673	00063	3400 CONTINUE	006720
674	00064	FV1(I)=C	006730
675	00065	3600 CONTINUE	006740
676	00066	NP=NP+1	006750
677	00067	JP=JP+1	006760
678	00068	UU(N,JP)=FV1(1)	006770
679	00069	ZZ(N,JP)=Z(K)	006780
680	00070	JJ=INT(FC(N,7)+0.1)	006790
681	00071	IF (NP.LT.51) GO TO 4100	006800
682	00072	WRITE(6,400)	006810
683	00073	WRITE(6,500)	006820
684	00074	WRITE(6,550)	006830
685	00075	WRITE(6,700)	006840
686	00076	WRITE(6,800)	006850
687	00077	WRITE(6,500)	006860
688	00078	4100 WRITE(6,900) NP,JJ,Z(K)+FC(N,6),FV1(1)*100,FV1(2),FV1(3),FV1(4)	006870
689	00079	4200 CONTINUE	006880
690	00080	NN(N)=JP	006890
691	00081	IF (JP.LE.ND4) GO TO 4250	006900
692	00082	NERR(4)=1	006910
693	00083	GO TO 7700	006920
694	00084	4250 IF (N-NKK.EQ.0) GO TO 4300	006930
695	00085	ZZ(N+1,1)=0	006940
696	00086	UU(N+1,1)=UU(N,JP)	006950
697	00087	4300 DO 4500 I=1,4	006960
698	00088	FV0(I)=FV1(I)	006970
699	00089	4500 CONTINUE	006980
700	00090	4600 CONTINUE	006990
701		C *****	007000
702	00091	4700 FORMAT(1H ,T6,'(3) JIBAN-HANRYOKU-DO')	007010
703	00092	4800 FORMAT(1H ,T7,4HP'T ,KUKAN Z',8X,'RP(C)',15X,'RP(T)',15X,'RP(S)	007020
704		1')	007030
705	00093	4900 FORMAT(1H ,T7,'NO. NO. (M)',5X,'(T/M**2)',12X,'(T/M**2)',12X,'(	007040
706		1T/M**2)')	007050
707	00094	5000 FORMAT(1H ,T4,2(3X,I2),2X,F6.3,3(2X,F7.2,1X,A1,'(F7.2,')'))	007060
			007070

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
708	00095	WRITE(6,400)	
709	00096	WRITE(6,500)	007080
710	00097	WRITE(6,550)	007090
711	00098	WRITE(6,4700)	007100
712	00099	WRITE(6,550)	007110
713	00100	WRITE(6,4800)	007120
714	00101	WRITE(6,4900)	007130
715	00102	WRITE(6,500)	007140
716	00103	NP=1	007150
717	00104	SF=0	007160
718	00105	KK=1	007170
719	00106	DO 7600 IK=1,NKK	007180
720	00107	N=NN(IK)	007190
721	00108	NP=NP-1	007200
722	00109	JJ=INT(FC(IK,7)+0.1)	007210
723	00110	IF (JJ.EQ.KK) GO TO 5765	007220
724	00111	SF=SF+A(JJ-1,1)	007230
725	00112	5765 KK=JJ	007240
726	00113	DO 7500 J=1,N	007250
727	00114	NP=NP+1	007260
728	00115	DO 7200 K=1,3	007270
729	00116	IF (FC(IK,7+K).GT.0.9) GO TO 6700	007280
730		C *	007290
731	00117	CP=(A(JJ,6+2*K)-A(JJ,5+2*K))/A(JJ,1)	007300
732	00118	C1=1	007310
733	00119	IF (UU(IK,J).LT.0) C1=-1	007320
734	00120	C2=ZZ(IK,J)+FC(IK,6)-SF	007330
735	00121	RP(K)=(A(JJ,5+2*K)+CP*C2)*C1	007340
736		C *	007350
737	00122	C=A(JJ,3)	007360
738	00123	IF (K.EQ.3) C=A(JJ,4)	007370
739	00124	PP(K)=C*UU(IK,J)	007380
740	00125	CC(K)=*	007390
741	00126	GO TO 7200	007400
742	00127	6700 CP=(A(JJ,6+2*K)-A(JJ,5+2*K))/A(JJ,1)	007410
743	00128	C1=1	007420
744	00129	IF (UU(IK,J).LT.0) C1=-1	007430
745	00130	C2=ZZ(IK,J)+FC(IK,6)-SF	007440
746	00131	PP(K)=(A(JJ,5+2*K)+CP*C2)*C1	007450
747	00132	CC(K)=*Y*	007460
748	00133	RP(K)=PP(K)	007470
749	00134	7200 CONTINUE	007480
750	00135	C1=ZZ(IK,J)+FC(IK,6)	007490
751	00136	WRITE(6,5000) NP,JJ,C1,PP(1),CC(1),RP(1),PP(2),CC(2),RP(2),PP(3),	007500
752		1CC(3),RP(3)	007510
753	00137	7500 CONTINUE	007520
754	00138	7600 CONTINUE	007530
755	00139	7700 RETURN	007540
756	00140	END	007550
			007560

*PROGRAM SIZE 35900(008C3C) BYTES, SOURCE STATEMENTS = 140, PROGRAM NAME = ROUT, NOT USED CORE = 724K BYTES

*NO ERROR IN THIS COMPILATION

*EFFECTIVE OPTIONS: NAME(MAIN),OPTIMIZE(2),SIZE(MAX,MAX),LINECOUNT(60),AUTODBL(NONE),FLAG(0),LEVEL(I)
 ,SOURCE,EBCDIK,OBJECT,NOMAP,NOXREF,NODECK,NOLIST,ALC,ERSTMT,NOMEMBER,FIXED,NOCOUNT,NOTERM,NODLINE
 ,NOTEST,NOSYDBG,INLINE(ERCHK),NOPROD,NODOCHK,NOISCHEDULE,NOMCHECK,OPLIST,PAUSE,SUBCHK,NOBREAK
 ,ANS66,NODIVOPT,NOUM,CODE(N),NOANSCHK,NOCHECK,NOIAP
 ,NOGO,ARGCHK,EXMOVE,NODXR,NOFIXOVR,NOAGOCK, RUNOPT

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
757		C	007570
758		C	007580
759		C	007590
760	00001	*----- SUBROUTINE FLOMAT (SL,BKH,EI) *-----	007600
761		C	007610
762		C	007620
763	00002	COMMON /A/ DF(4,6)	007630
764		C	007640
765	00003	IF (BKH.LT.1E-08) GO TO 3500	007650
766	00004	BET=0.25*BKH/EI	007660
767	00005	BET=SQRT(SQRT(BET))	007670
768	00006	C=BET*SL	007680
769	00007	CS=COS(C)	007690
770	00008	SN=SIN(C)	007700
771	00009	HS=SINH(C)	007710
772	00010	HC=COSH(C)	007720
773	00011	DF(1,1)=CS*HC	007730
774	00012	DF(1,2)=(CS*HS+SN*HC)*0.5/BET	007740
775	00013	DF(1,3)=-SN*HS*0.5/(EI*BET**2)	007750
776	00014	DF(1,4)=(CS*HS-SN*HC)*0.25/(EI*BET**3)	007760
777	00015	DF(1,5)=(1-CS*HC)/BKH	007770
778	00016	DF(1,6)=SL/BKH-DF(1,2)/BKH	007780
779	00017	DF(2,1)=BET*(CS*HS-SN*HC)	007790
780	00018	DF(2,2)=CS*HC	007800
781	00019	DF(2,3)=-CS*HS+SN*HC)*0.5/(EI*BET)	007810
782	00020	DF(2,4)=-SN*HS*0.5/(EI*BET**2)	007820
783	00021	DF(2,5)=-BET*(CS*HS-SN*HC)/BKH	007830
784	00022	DF(2,6)=(1-CS*HC)/BKH	007840
785	00023	DF(3,1)=2*EI*BET**2*SN*HS	007850
786	00024	DF(3,2)=EI*BET*(SN*HC-CS*HS)	007860
787	00025	DF(3,3)=CS*HC	007870
788	00026	DF(3,4)=(SN*HC+CS*HS)*0.5/BET	007880
789	00027	DF(3,5)=-2*EI*BET**2/BKH*SN*HS	007890
790	00028	DF(3,6)=-EI*BET/BKH*(SN*HC-CS*HS)	007900
791	00029	DF(4,1)=2*EI*BET**3*(CS*HS+SN*HC)	007910
792	00030	DF(4,2)=2*EI*BET**2*SN*HS	007920
793	00031	DF(4,3)=BET*(CS*HS-SN*HC)	007930
794	00032	DF(4,4)=CS*HC	007940
795	00033	DF(4,5)=-2*EI*BET**3/BKH*(CS*HS+SN*HC)	007950
796	00034	DF(4,6)=-2*EI*BET**2/BKH*SN*HS	007960
797	00035	GO TO 5900	007970
798	00036	3500 DF(1,1)=1	007980
799	00037	DF(1,2)=SL	007990
800	00038	SL2=SL*SL	008000
801	00039	SL3=SL*SL*SL	008010
802	00040	SL4=SL2*SL2	008020
803	00041	SL5=SL2*SL3	008030
804	00042	DF(1,3)=-0.5*SL2/EI	008040
805	00043	DF(1,4)=-SL3/(6*EI)	008050

CARD	ISN	SOURCE STATEMENT	
806	00044	DF(1,5)=SL4/(24*EI)	
807	00045	DF(1,6)=SL5/(120*EI)	008060
808	00046	DF(2,1)=0	008070
809	00047	DF(2,2)=1	008080
810	00048	DF(2,3)=-SL/EI	008090
811	00049	DF(2,4)=-SL2*0.5/EI	008100
812	00050	DF(2,5)=SL3/(6*EI)	008110
813	00051	DF(2,6)=SL4/(24*EI)	008120
814	00052	DF(3,1)=0	008130
815	00053	DF(3,2)=0	008140
816	00054	DF(3,3)=1	008150
817	00055	DF(3,4)=SL	008160
818	00056	DF(3,5)=-0.5*SL2	008170
819	00057	DF(3,6)=-SL3/6	008180
820	00058	DF(4,1)=0	008190
821	00059	DF(4,2)=0	008200
822	00060	DF(4,3)=0	008210
823	00061	DF(4,4)=1	008220
824	00062	DF(4,5)=-SL	008230
825	00063	DF(4,6)=-0.5*SL2	008240
826	00064	5900 RETURN	008250
827	00065	END	008260
			008270

*PROGRAM SIZE 5556(0015B4) BYTES, SOURCE STATEMENTS = 65, PROGRAM NAME = FLDMAT, NOT USED CORE = 753K BYTES

*NO ERROR IN THIS COMPILATION

*PROGRAM UNITS = 5, NO DIAGNOSTICS GENERATED

地中連続壁基礎の設計計算手法に
関する調査

ISSN 0386-5878

土木研究所資料 第2603号
昭和63年3月(1988年)

基礎研究室 室長 岡原美知夫
研究員 福井 次郎
田口 敬二
部外研究員 船越 敦

要 旨

地中連続壁基礎の設計法の確立を目的として、地中連続壁基礎の水平支持機構に関する設計計算手法の現状とその検討課題について調査した。そして、設計計算手法に関する要因について、種々のパラメータ解析を実施した。また設計計算プログラムの作成を行い、地中連続壁基礎の水平支持機構に関する設計計算手法を確立した。

キーワード：地中連続壁基礎, 設計計算手法, 地盤バネ, 抵抗特性, 基礎本体

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい

建設省土木研究所
構造橋梁部 基礎研究室 行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 074

No. 074

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 2603 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

土木研究所資料第 号

