

ISSN 0836—7858

土研資料 第1715号

杭頭回転バネおよび合理的水平変位量を 考慮した杭基礎設計法

昭和56年 8 月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright © 1981 年度 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

ま え が き

(1) 杭基礎において、杭とフーチングの結合部は上部工からの荷重が地盤に伝わる流れの中の主要点であるだけでなく、その結合条件が杭基礎の反力分配、変形性状に大きな影響を与える。

現行の道路橋示方書¹⁾は、杭頭がフーチングに剛結されていることを前提にしているところから、杭頭曲げモーメントが極端に大きな値となり、そのために杭断面の設計に苦慮している。しかし現在、一般に行われている杭頭部の結合構造は厳密な意味での完全剛結ではなく、有限の杭頭回転バネ定数を持っている。(杭頭回転バネ定数は ∞ が完全剛結であり、0が完全ヒンジであるが、一般の杭頭回転バネ定数は $10^3 \sim 10^5 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ である。)現在の計算式は、この結合部を完全剛結か、完全ヒンジの場合にしか適用できないが、ここでは杭頭の回転バネという概念を導入して、半剛結の状態を定量化する計算式を提示するが、それによると、杭頭バネ定数 $10^3 \sim 10^5 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ の範囲は、杭頭の負の曲げモーメントと地中部の正の最大曲げモーメントの値が近づき、杭としては非常に平均した曲げモーメントの分布になることが判明した。

(2) 杭の水平変位量に対する規制値としては許容変位量と基準変位量がある。許容変位量は上部構造の機能と安全性を保持するに必要な制約であり、基準変位量は基礎の剛性を確保するために必要とされている。一般に杭基礎の設計は、許容変位量から定まることがなく、ほとんど常時10 mm、地震時15 mmという基準変位量で制約される。とくに鋼杭のように材質の許容応力度が高い場合には、応力に余裕があっても、この変位量で杭本数が定まる傾向にある。

基準変位量の規定値は、あくまで慣例であり、根拠が明白ではないが、軟弱地盤の杭基礎や多柱基礎の場合には、この基準変位量に特例値を設けないと非常に不経済の設計になる。

ここでは、日本道路公団で行った東京湾横断道路水平載荷試験データ²⁾に基づいて、弾塑性体としての杭の挙動を追跡し、合理的な水平変位量の設計を提言する。弾塑性境界以深の極限水平地盤反力強度と横方向地盤反力係数K値から、水平変位量の根拠を求め、境界以浅の範囲は杭の自由長として扱うことによって、K値は変位量如何に拘らず一定、地表面における変位量は、杭の自由長の関数として与えられることが分かった。

以上、これまで、杭基礎の設計法の中で、空白地帯であった杭頭の剛結とヒンジの中間の結合構造の場合の設計手法、また、大きな水平変位量の場合における杭基礎の設計手法について調査検討した結果を取りまとめる。

昭和56年7月

前 構造橋梁部長	浅 間 達 雄
(本州四国連絡橋公団建設部長)	
基礎研究室長	塩 井 幸 武
同 主任研究員	浅 沼 秀 弥
同 研究員	神 長 耕 二
同 研究員	福 井 次 郎

目 次

ま え が き

1. 実験による検証Ⅰ（鉛直荷重に対する照査）	1
2. 実験による検証Ⅱ（水平荷重に対する照査）	9
3. 杭頭回転バネの検討	25
4. 杭頭回転バネ定数の実験値	33
5. 水平変位	39
5.1 水平変位量の考え方	39
5.2 大变位載荷試験例による検証	42
5.3 杭の自由長を考慮した簡易計算	64
6. ま と め	73
あ と が き	77

1. 実験による検証（鉛直荷重に対する照査） ー鋼管杭によるものー³⁾

1.1 試験方法

杭頭とフーチングの結合部について道路橋示方書でとりあげている方法A，方法Bを対象に耐力性状および応力伝達機構を明らかにするために，以下の試験計画を立案した。

なお，方法Aはフーチング中に杭頭を杭径分埋込むもので，方法Bはフーチング内への杭頭の埋め込み分は10 cmとし杭頭にアンカー鉄筋を溶接するものである。（図－1.1）

試験体の種類を表1－1に，結合方法の詳細を図1－1に杭頭の天蓋の形状を図1－2に使用材料を表1－2に示す。フーチングに用いたコンクリートの強度は $\sigma_{ck}=210 \text{ kg/cm}^2$ ，弾性係数 $E_c \doteq 210000 \text{ kg/cm}^2$ ，ポアソン比 $\nu = 0.16$ であった。

表1－1 試験体の種類一覧

供試体名		A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5	B-6	B-7
項 目	結合方法 (図－1)	Aタイプ	○	○	○	○	○	○							
	Bタイプ								○	○	○	○	○	○	○
天 蓋 (図－2)	有	○					○		○	○	○				
	無		○	○	○	○		○				○	○	○	○
天 蓋 板厚(t_c) (図－2)	9 mm								○						
	22	○					○			○					
	32										○				
鋼 管 肉厚(t_p) (図－1)	6.4 mm			○									○		
	9.5	○	○				○	○	○	○	○	○			
	12.7				○									○	
	14.3					○									○
杭周面 の付着	有	○	○	○	○	○			○	○	○	○	○	○	○
	無						○	○							

表1－2 使用材料

種 類	使 用 材 料
鋼 管	STK 41 (406.4 ϕ)
鋼 板	SS 41
鉄 筋	SD 30
フーチングコンクリート	$\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ ，最大粗骨材粒径20 mm

載荷順序は20¹まで静的に数回繰返し載荷する。その後いったん除荷し、段階的に荷重を増加させ破壊に至らしめた。

① 抗体のフーチングへのめり込み量

A diagram of a beam of length 1.5 m, supported at its ends by two rollers. A central support is located at the midpoint of the beam. A load of 100 N is applied vertically downwards at the center of the beam, 7.5 cm above the central support. The beam is shown in cross-section with a central vertical line indicating the axis of symmetry.

図 1-4 ダイヤルゲージ位置

試験体 A-1, B-1, B-2 および B-3 について図 1-6 に示す位置にロゼット, クロス, シングルのひずみゲージを貼付して測定する。

[illegible]

図 1-5 杭体のひずみゲージ位置

破壊後の試験体について、フーチング上面のひびわれ分布を観察する。

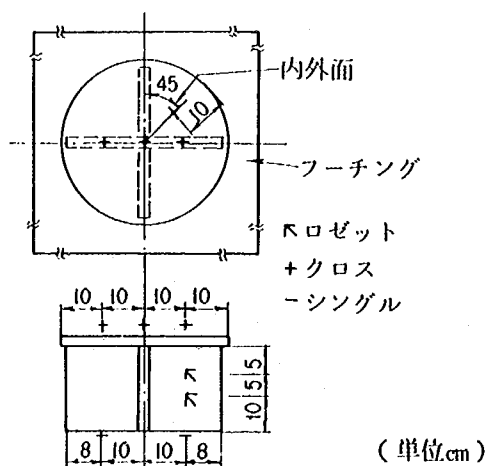


図 1-6 天蓋のひずみゲージ位置

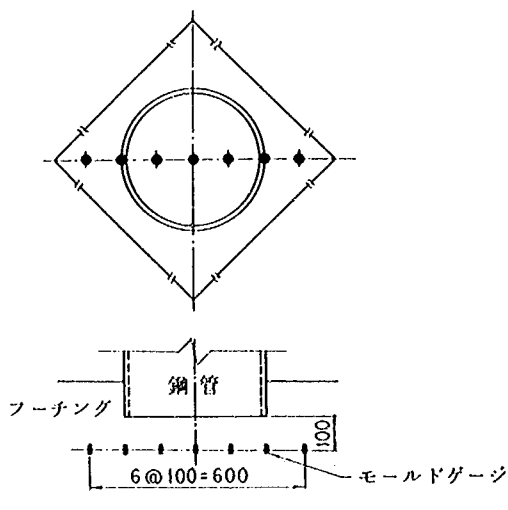


図 1-7 フーチングコンクリートのゲージ位置

1.2 試験結果と考察

方法Aの各供試体の最大耐力 P_u ，目視によるひびわれ発生荷重 P_c を表1-3に示す。同じく，方法Bの各供試体のものを表1-4に示す。両者は鋼管の頭部からフーチング上端までの長さを等しくとっているために埋込長の大きい方法Aの供試体のフーチングが厚いので，1対1の比較をすることができない。しかし，鉛直荷重に対しては鋼管とフーチングコンクリートの付着力が有効に効いて耐力，荷重の分散，ひびわれ発生荷重とも鋼管内へコンクリートを充填した場合は優れた特性を有する。また，天蓋を取付けた場合との差は明確にならなかった。鋼管の肉厚の差についても明確な傾向を見出すことができない。

方法A，および方法Bにおける鋼管の各荷重に対する応力の測定値を表1-5，1-6に示す。鋼管の応力についてはいずれも鋼管内コンクリートの補剛効果や鋼管周面の付着力による応力低減効果が認められる。 σ_N は鋼管の軸方向， σ_H は鋼管の周方向の各応力を示し， σ_M は鋼管の内外側の応力の差，すなわち軸方向面外曲げ応力を示す。

次に杭頭部の直上10 cmのフーチングのコンクリートの支圧応力をモールドゲージを用いて測定した結果を図1-8～12に示す。また，鋼管のフーチングへのめり込み量を図1-13～14に示す。

表1-3 耐力一覧表

供 試 体	杭肉厚(mm)	天蓋厚(mm)	目視によるひびわれ発生荷重 P_c (t)	最大耐力 P_u (t)
A-1	9.5	22	115	125
A-2	9.5	なし	110	125
A-3	6.4	なし	110	155
A-4	12.7	なし	130	185
A-5	14.3	なし	110	135.5
A-6 (付着なし)	9.5	22	90	114.5
A-7 (付着なし)	9.5	なし	85	120

表1-4 耐力一覧表

供 試 体	杭肉厚(mm)	天蓋厚(mm)	目視によるひびわれ発生荷重 P_c (t)	最大耐力 P_u (t)
B-1	9.5	9	65	130
B-2	9.5	22	75	122
B-3	9.5	32	75	125
B-4	9.5	なし	70	118
B-5	6.4	なし	70	130
B-6	12.7	なし	65	135
B-7	14.3	なし	85	115

方法Aの支圧応力のうち、50t、100tはひびわれ発生前で、180tはひびわれ発生後である。ひびわれ発生とともに天蓋のあるものの動きが顕著になる。方法Bの支圧応力は埋込長が短いために乱れが著しいが、ひびわれ発生前の50tの場合と発生後の100tの場合では天蓋のあるものの圧縮から引張への変化が目される。めり込み量の測定結果ともあわせてみると鋼管とコンクリートの付着力の介在の影響の大きいことがわかる。

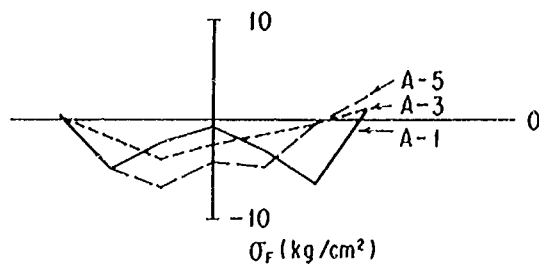
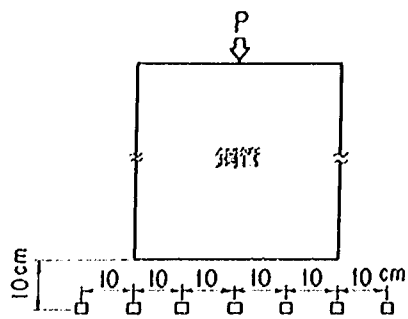
なお、天蓋のひずみ量、フーチングのひび割れ分布の測定結果は割愛する。

表 1-5 鋼管の各種応力の最大絶対値 (kg/cm²) (方法A)

荷重範囲	0～50tまで			0～最大耐力まで		
供試体	A-1	A-2	A-6	A-1	A-2	A-6
鋼管板厚	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5
天蓋板厚	22	—	22	22	—	22
付着の有無	有り	有り	無し	有り	有り	無し
σ_{NI}	-454	-436	-481	-160	-1185	-1026
σ_{HI}	-24	-26	-19	-57	-70	-61
σ_{MI}	58	34	32	133	98	78
σ_{NII}	-322	-155	-500	-931	-599	-1185
σ_{HII}	-103	-44	-72	-271	-143	-170
σ_{MII}	-30	17	-81	-30	30	-566
σ_{NIII}	-312	-82	—	-1088	-337	—
σ_{HIII}	-50	-15	—	-147	-75	—
σ_{MIII}	-54	5	—	-114	63	—

表 1-6 鋼管の各種応力の最大絶対値 (kg/cm²) (方法B)

荷重範囲	0～50tまで		0～最大耐力まで	
供試体	B-2	B-4	B-2	B-4
鋼管板厚	9.5	9.5	9.5	9.5
天蓋板厚	22	—	22	—
σ_{NI}	-484	-426	-1180	-1005
σ_{HI}	-72	-51	-237	-182
σ_{MI}	135	111	426	332
σ_{NII}	-270	-229	-629	-487
σ_{HII}	-234	-169	-667	-285
σ_{MII}	82	71	377	423



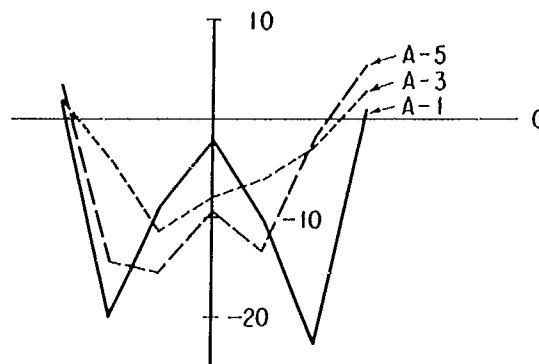
$P = 50 \text{ t}$

$A-1. \sigma_{sp} = 422 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

$A-3. \sigma_{sp} = 621 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

$A-5. \sigma_{sp} = 284 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

図 1-8 鋼管直上のフーチング支圧応力分布



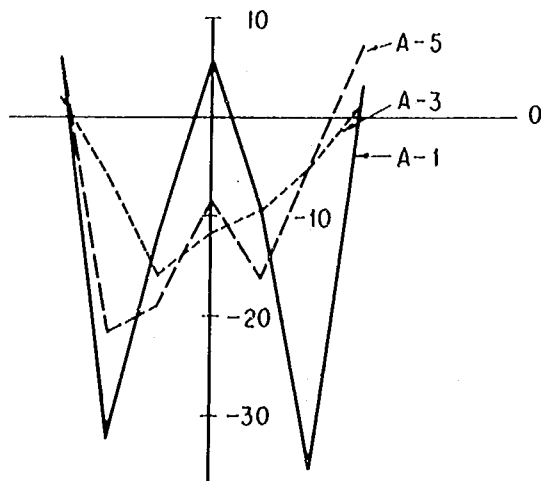
$P = 100 \text{ t}$

$A-1. \sigma_{sp} = 844 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

$A-3. \sigma_{sp} = 1242 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

$A-5. \sigma_{sp} = 568 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

図 1-9 鋼管直上のフーチング支圧応力分布



$P = 120 \text{ t}$

$A-1. \sigma_{sp} = 1013 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

$A-3. \sigma_{sp} = 1491 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

$A-5. \sigma_{sp} = 681 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

図 1-10 鋼管直上のフーチング支圧応力分布

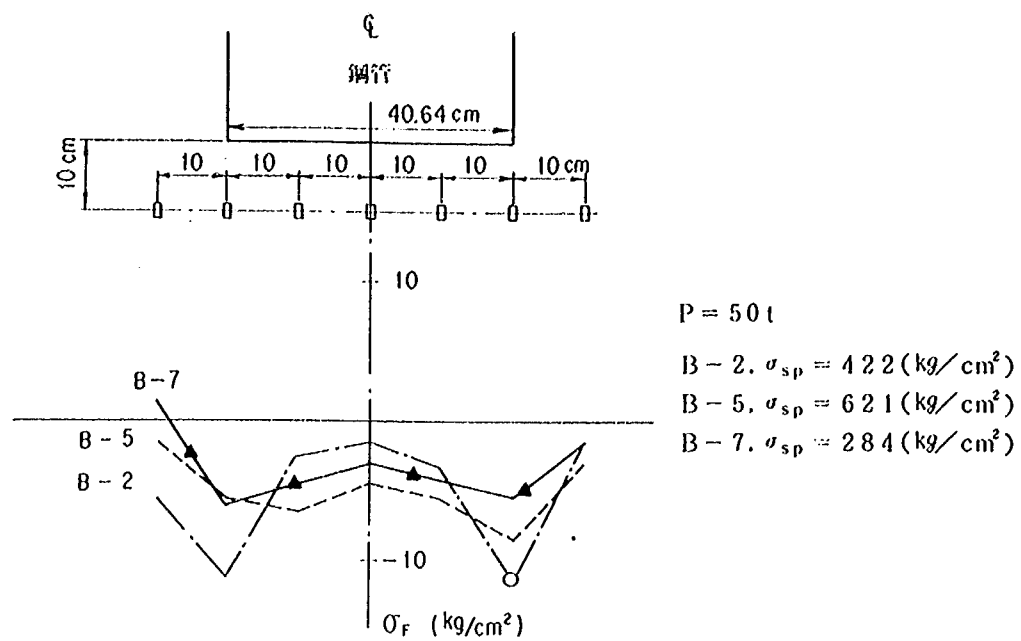


図 1-11 鋼管直上のフーチング支圧応力分布 (方法 B) 50 t

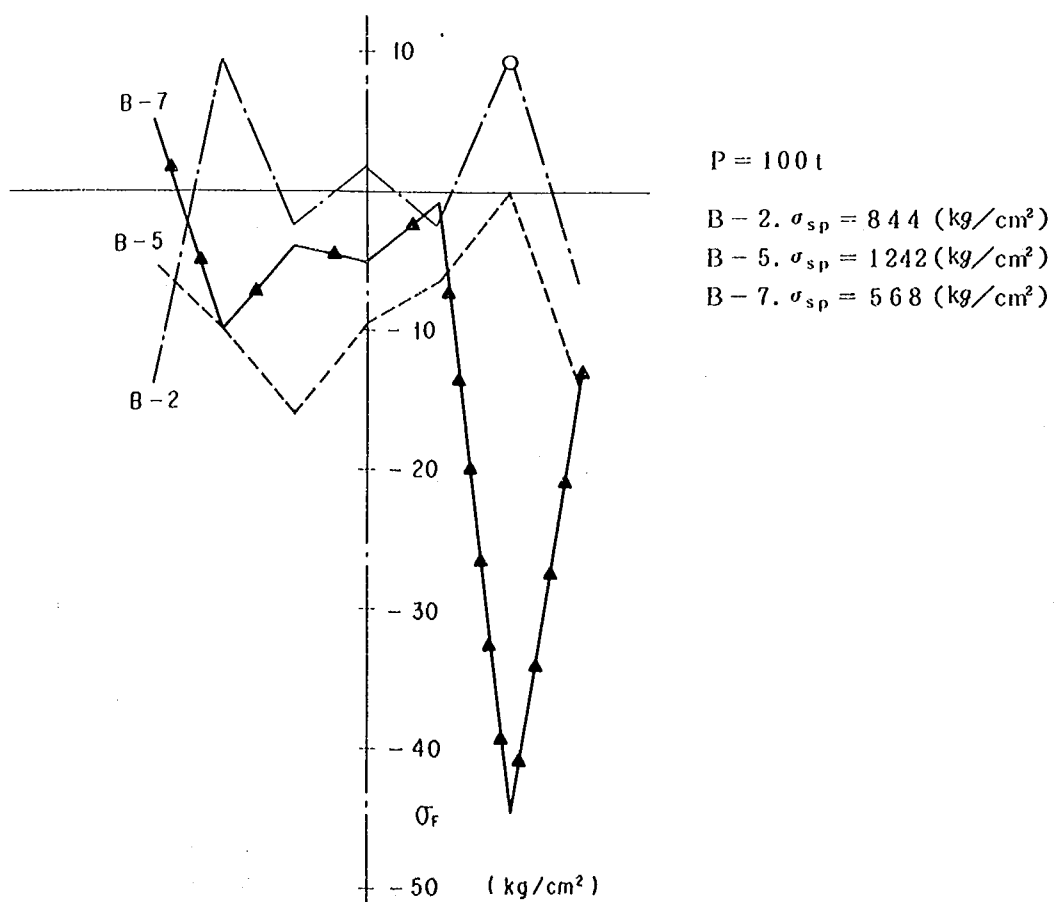


図 1-12 鋼管直上のフーチング支圧応力分布 (方法 B) 100 t

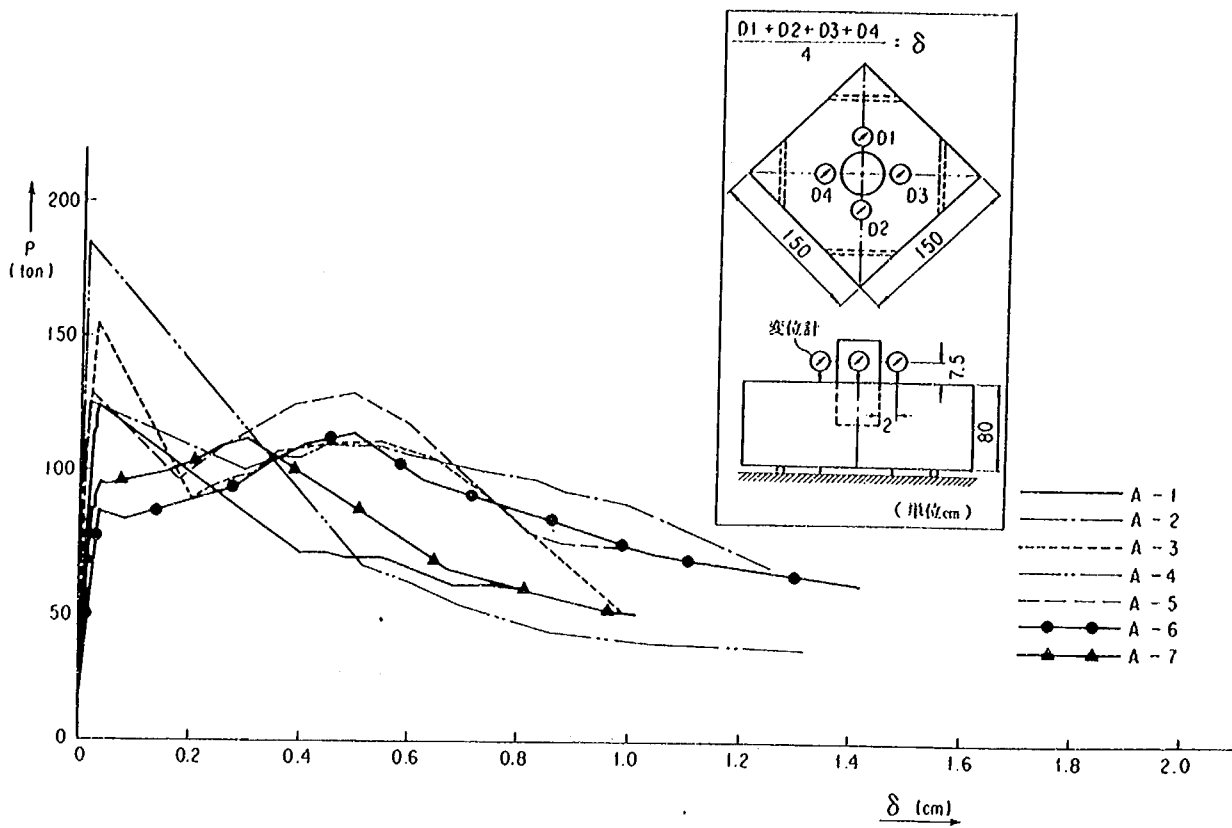


図 1-13 荷重と鋼管のフーチングへのめり込み量 (方法 A)

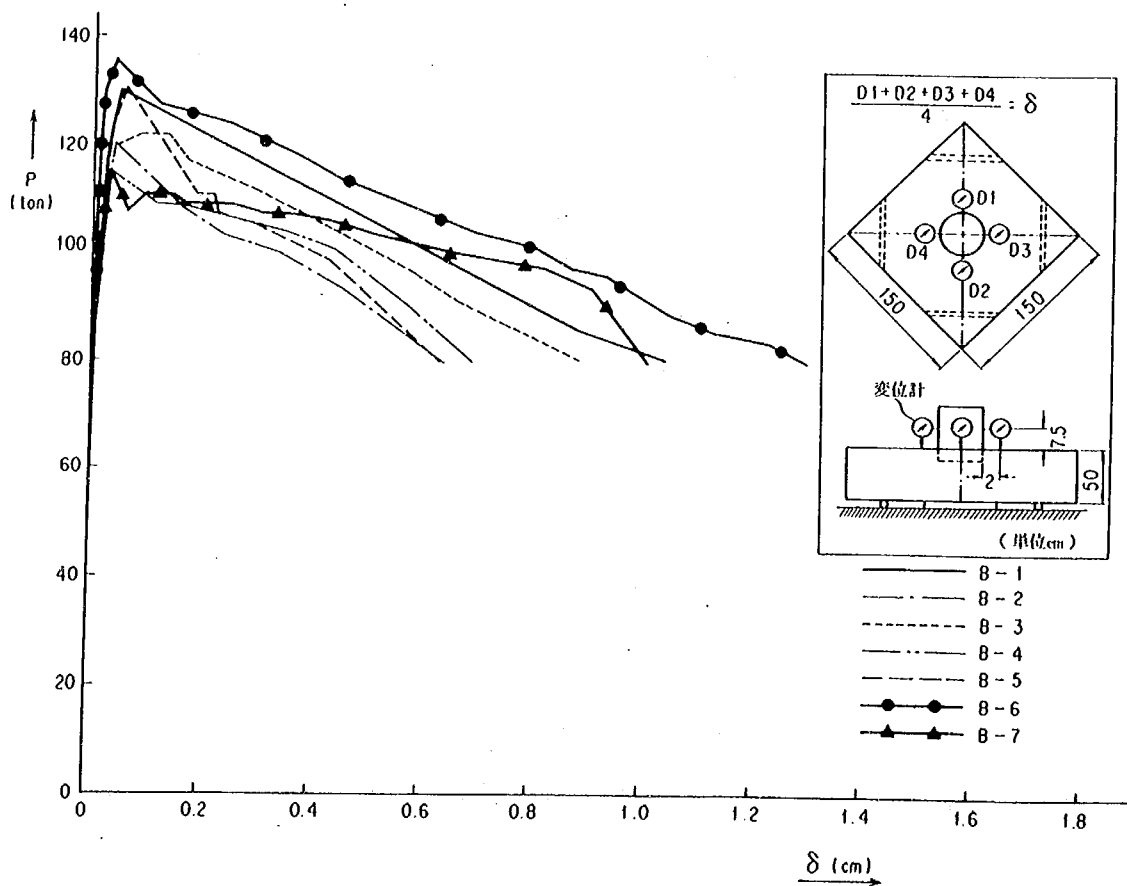


図 1-14 荷重と鋼管のフーチングへのめり込み量 (方法 B)

2. 実験による検証（水平荷重に対する照査）－S C杭によるもの⁴⁾

2.1 試験方法

方法A フーチング中に杭頭を杭径分埋め込む。

方法B フーチング内への杭頭の埋め込み分は10 cmとし、杭頭にアンカー鉄筋を溶接する。

供試体は、常圧蒸気養生して製造した外殻鋼管付きコンクリート杭（S C杭）で、杭の断面性能は次表のとおりである。

表 2－1

外径 (mm)	厚 ざ (mm)			曲げモーメント (t・m)		
	鋼 管	コンクリート	合 計	常 時	地 震 時	破 壊
400	6	59	65	11.3	17.0	40.8

なお、この杭に用いた鋼管材料は JIS G 3444 一般構造用炭素鋼鋼管 2種 STK 41 である。また、破壊モーメントについてはコンクリートの引張りを無視し、全断面完全塑性として計算し、鋼管の応力度としては実際の降伏点に近い値を採用してある。

供試体の形状寸法は図 2－1、図 2－2 に、フーチング内の配筋図は図 2－3、図 2－4 に示す。フーチングのコンクリートは $\sigma_{ck} = 270 \text{ kg/cm}^2$ である。載荷点には一方向より載荷し、図 2－5、図 2－6 に示すように各部にワイヤーストレインゲージ、モールドゲージおよび変位計を配置した。

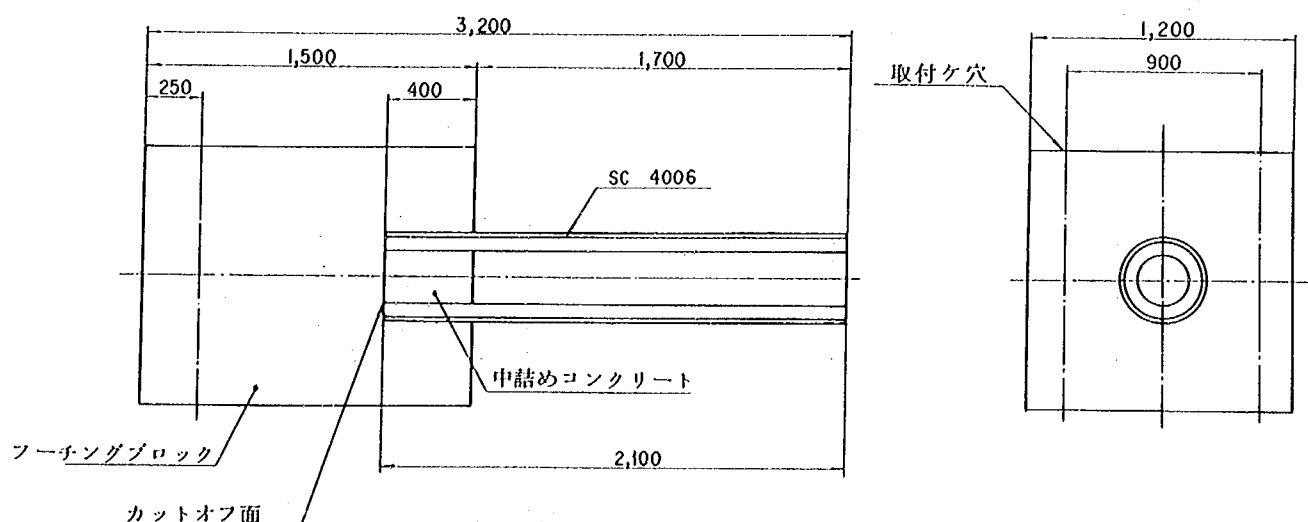


図 2－1 供試体寸法 A型供試体

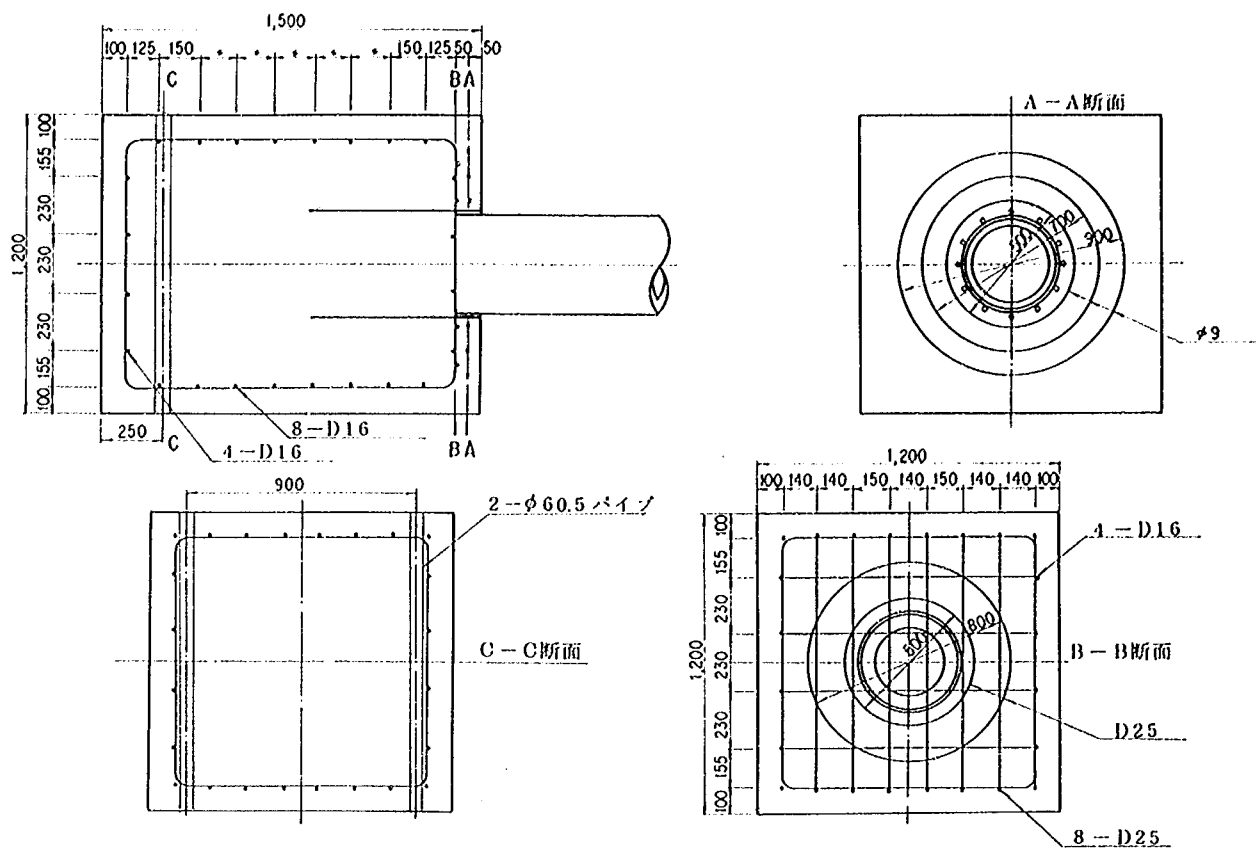


図 2-4 配筋図 B型供試体

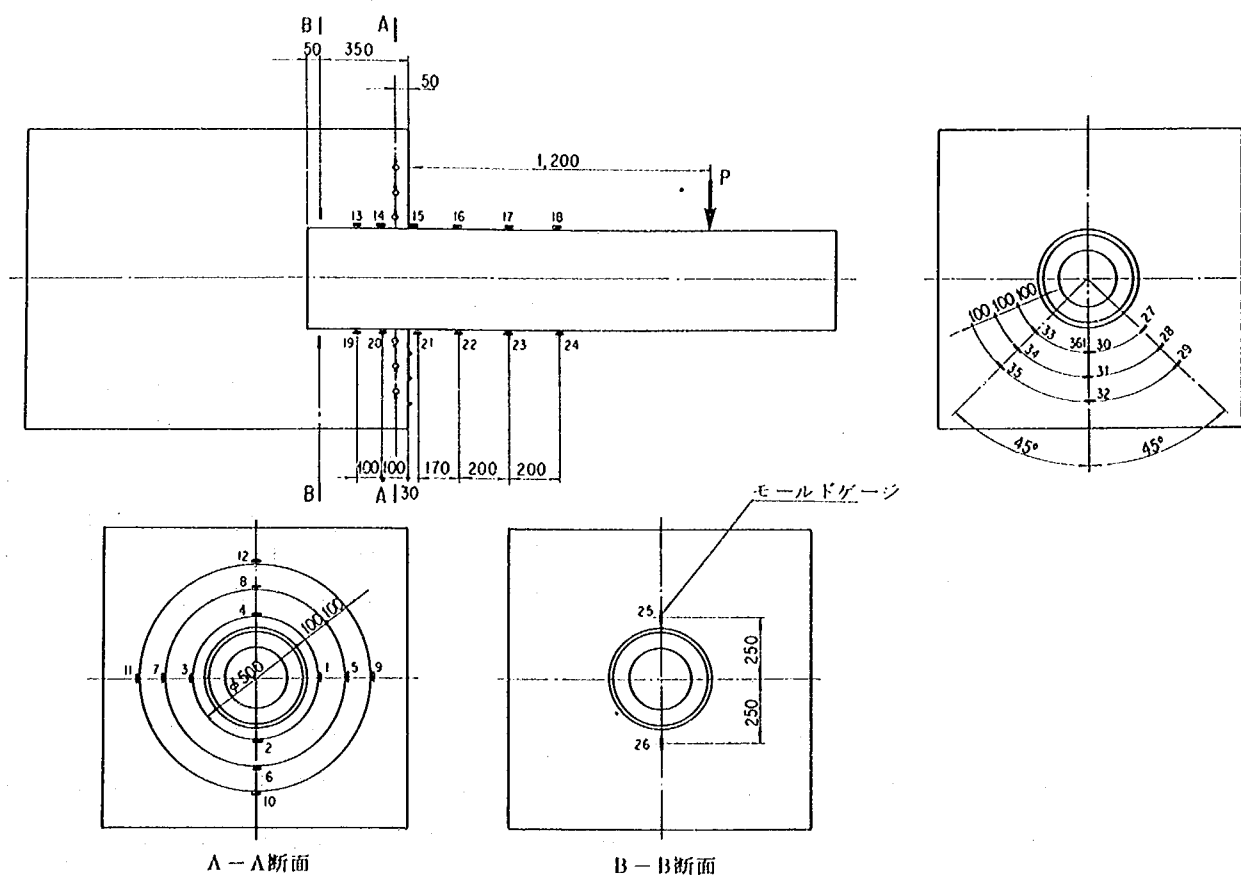


図 2-5 ワイヤストレンゲージ貼付位置 A型供試体

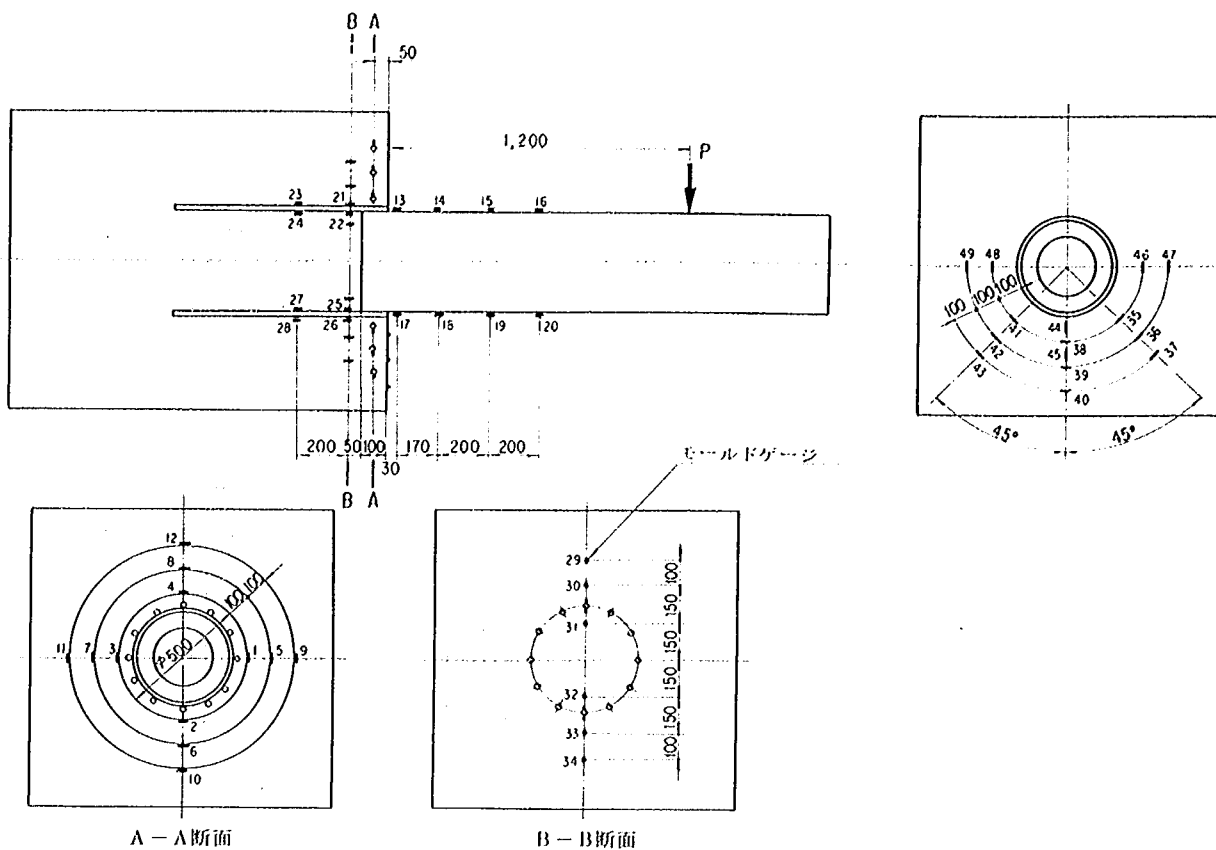


図 2-6 ワイヤストレンゲージ貼付位置 B型供試体

2.2 試験結果と考察

破壊曲げモーメント時の測定結果は次表のとおりである。

表 2-2

種別	最大荷重 (t)	荷重点の 最大たわみ (mm)	最大荷重時のひずみ(10 ⁻⁶)				破壊形状
			SC杭付根の鋼管		アンカー鉄筋		
			圧縮	引張	圧縮	引張	
A	21.7 (1.18)	51.0 (40t 載荷時)	16,462	2,003	—	—	SC杭の引張側の拔出が大きくなり、付根の圧縮側鋼管の座屈の進行により破壊
B	47.8 (1.41)	21.7 (37.6t 載荷時)	25,000	9,818	2,185 (34t)	1,657	アンカー筋の定着部コンクリートが破壊して拔出し、付根の圧縮側鋼管の座屈の進行により破壊

ただし、()内は計算値との比を示す。

上表のとおり、破壊荷重は計算値をかなり上まわっているのので、方法A、方法Bとも、フーチングのコンクリート強度が 270 kg/cm^2 程度あり、適切な設計、施工が行われるならば、強度的には十分結合機能を持つと判断される。特に方法Bの比率が大きいのは、中詰コンクリートが杭中空部に約 30 cm 、フーチング外まで充填されていたことによるものと思われる。

地震時荷重に対し、それぞれ10回繰り返し片振載荷試験を行ったが、次表に示すとおり、ひずみの進行はなかった。(図2-7、図2-8参照)

表 2-3

種別	S C杭付根の鋼管ひずみ (10^{-6})				荷重点たわみ (mm)		アンカー鉄筋のひずみ (10^{-6})			
	1 回 目		10 回 目		1 回目	10 回目	1 回 目		10 回 目	
	圧 縮	引 張	圧 縮	引 張			圧 縮	引 張	圧 縮	引 張
A	545 (0.89)	770 (0.77)	579 (0.95)	803 (0.80)	3.2 (2.5)	3.2 (2.5)	—	—	—	—
B	569 (0.93)	571 (0.57)	601 (0.99)	576 (0.58)	2.8 (2.2)	2.8 (2.2)	323 (1.06)	747 (0.80)	352 (1.15)	800 (0.86)

ただし、()内は計算値との比あるいは計算値を示す。

載荷点のたわみは、いずれも方法Bの方が小さく、杭頭の固定度は方法Bの方が勝っている。地震荷重時の平均的な杭頭結合部の回転バネを出したのが図2-9で、方法Aで $K_R=1.01 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$ 、方法Bで $K_R=1.35 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$ で、BはAの30%増となっている。

結合部の破壊時の形状は、方法Aでは杭体の引張り側がかなり抜け出し、圧縮側の鋼管が付根で大きく座屈した。方法Bではアンカー筋の付着がよく働き、フーチングコンクリートを引張り側で引きはがし、圧縮側の鋼管が付根で大きく座屈した。

全体的に見て、フーチングの杭体の埋め込み表面および内部の測定ひずみを図2-10、図2-11に示すが、破壊時まで特に異常はない。方法Bにおいて図2-12に示すように、アンカー筋の有効かぶり厚が10cmの仮想鉄筋コンクリート杭としたひずみの計算値と実測値が割合によく一致している。

また、杭体の周囲のリング筋の中央水平断面におけるひずみ分布を図2-13、図2-14に示すが、杭体より離れるにしたがって、急激に小さくなっている。このことは、杭体埋め込み部の補強鉄筋の配置はできるだけ杭体に近づけて多量に配置するのが有効であることを示しており、本実験例では20cm以上離れているものは余り有効に働いていない。

図2-15、図2-16は、方法A、方法Bによる杭体のたわみを長さ方向に測定した結果である。方法Aは $37.67 \text{ t} \cdot \text{m}$ で降伏しているが、方法Bはまだ弾性挙動を示す。しかし、いずれも計算による破壊モーメント $34.0 \text{ t} \cdot \text{m}$ を超えているので、実用上問題はない。

図2-17、図2-18は、方法A、方法Bに対するフーチング表面の変位を測定したものである。変位量は破壊まで特に異常はみられなかった。しかし、曲げモーメントによってフーチング自体もかなりの弾性変形していることがわかる。

図2-19、図2-20は、方法A、方法Bによる場合の杭体内のひずみを、図2-21は、方法Aの場合のフーチング内コンクリートのひずみを、図2-22～図2-27は、方法Bの場合のアンカー鉄筋とそのまわりのコンクリートのひずみを測定したものである。方法Bによる場合もアンカー鉄筋のまわりに仮想のかぶりをもった杭体に類似した挙動を示すことがわかる。

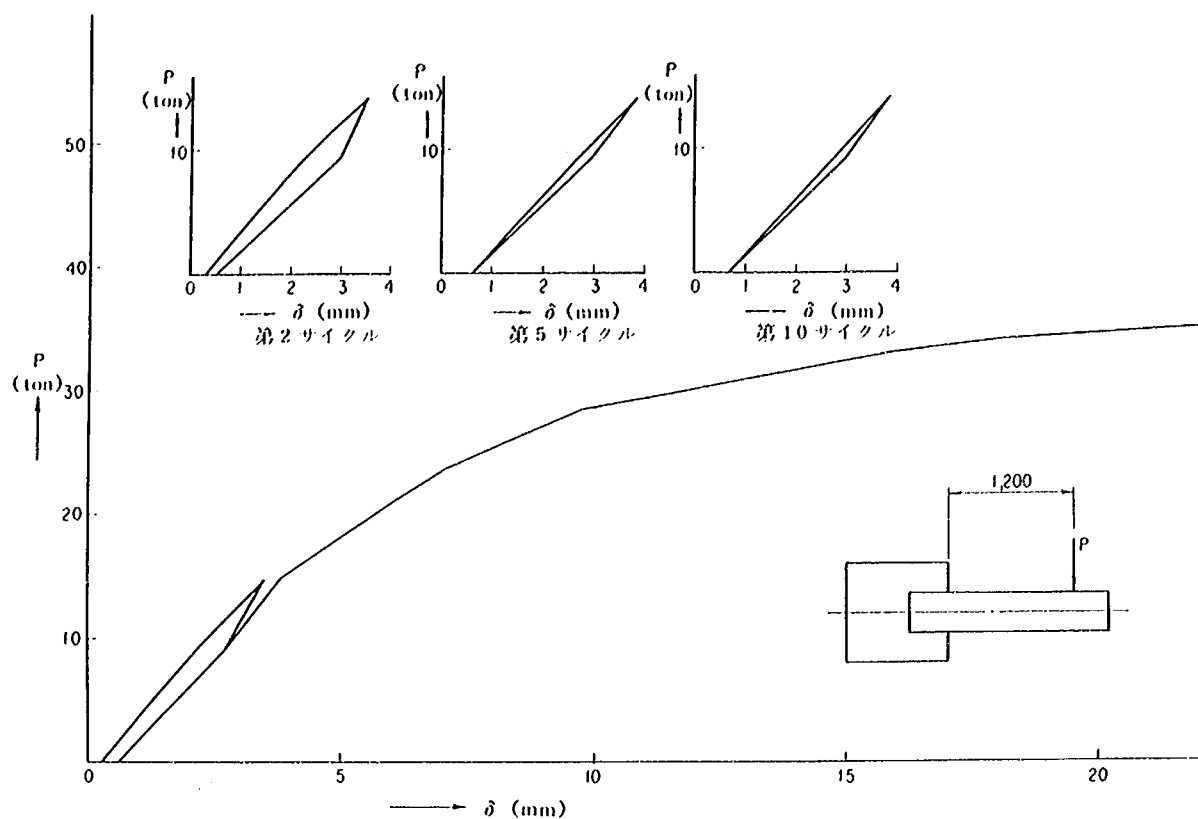


図 2-7 載荷点の荷重たわみ曲線 (A型)

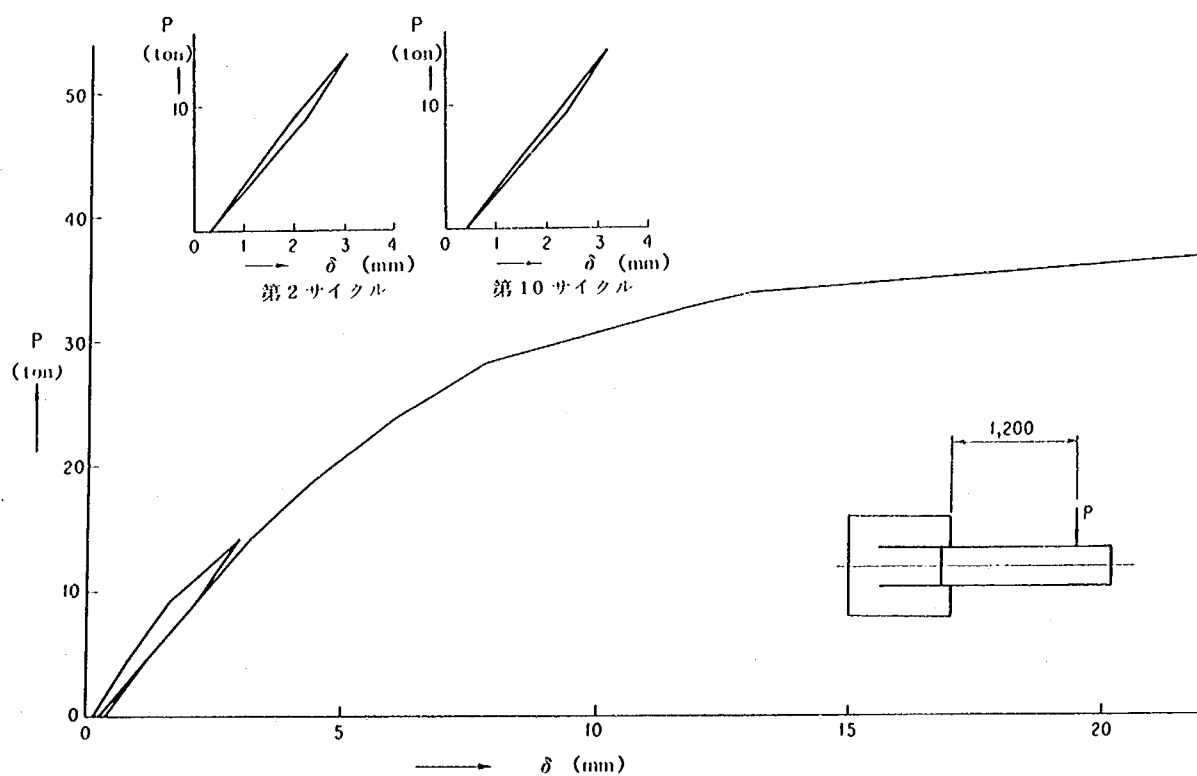


図 2-8 載荷点の荷重たわみ曲線 (B型)

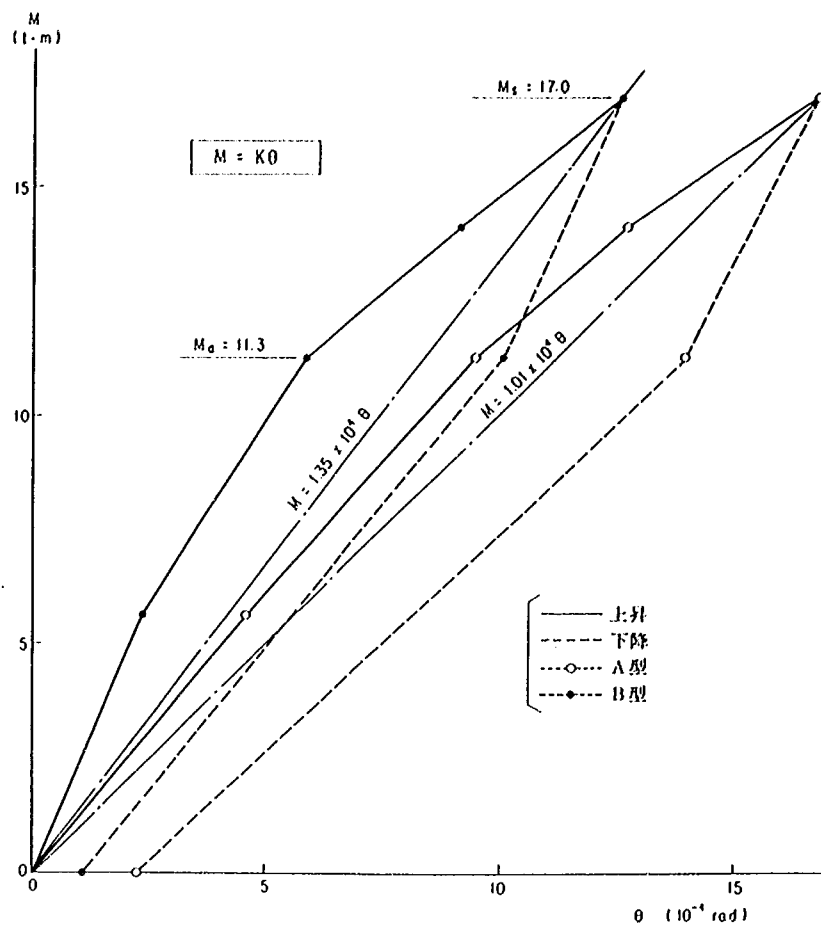


図 2-9 杭頭結合部の回転バネこわさ (A 型, B 型)
(荷重階③の 1 サイクル目) (載荷点のたわみより)

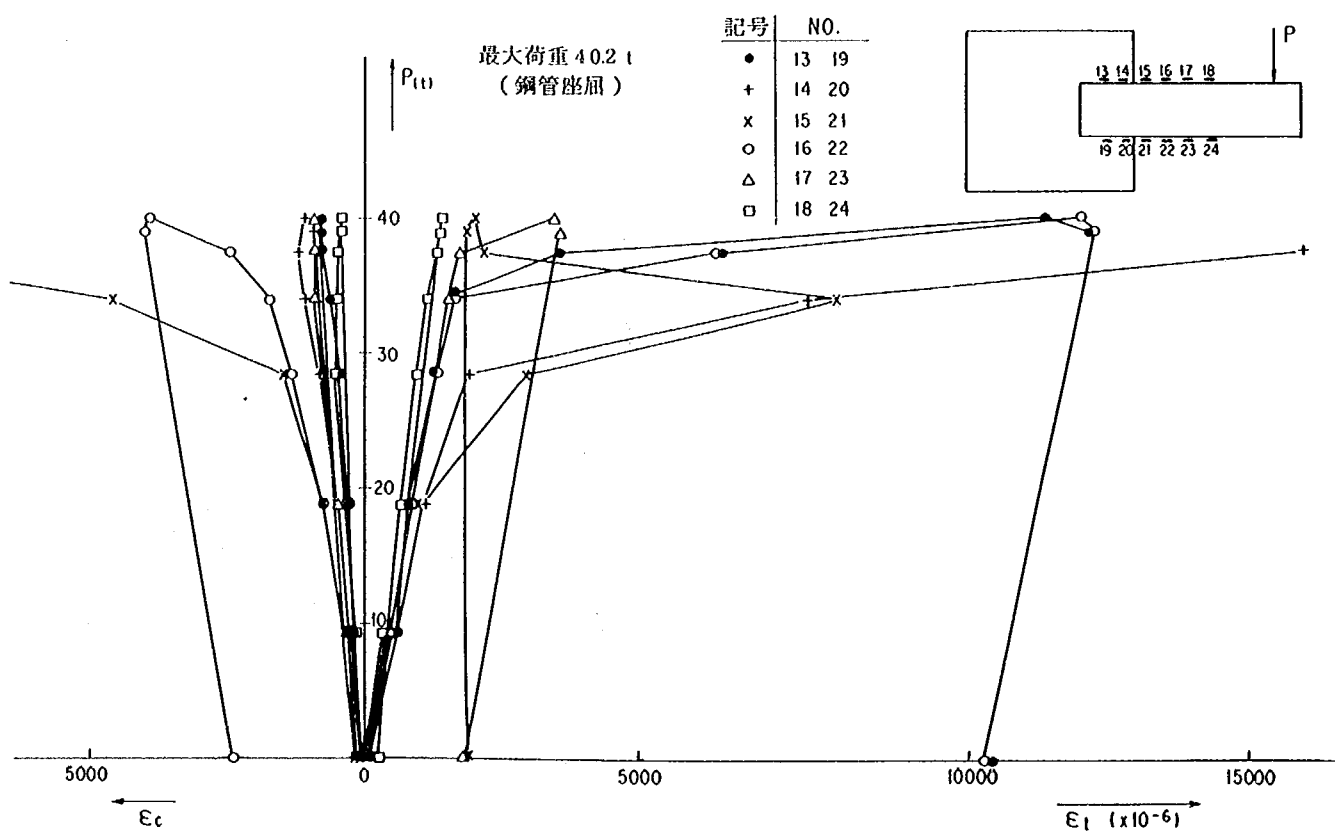


図 2-10 杭体の荷重歪曲線 (A 型) (13 サイクル目)

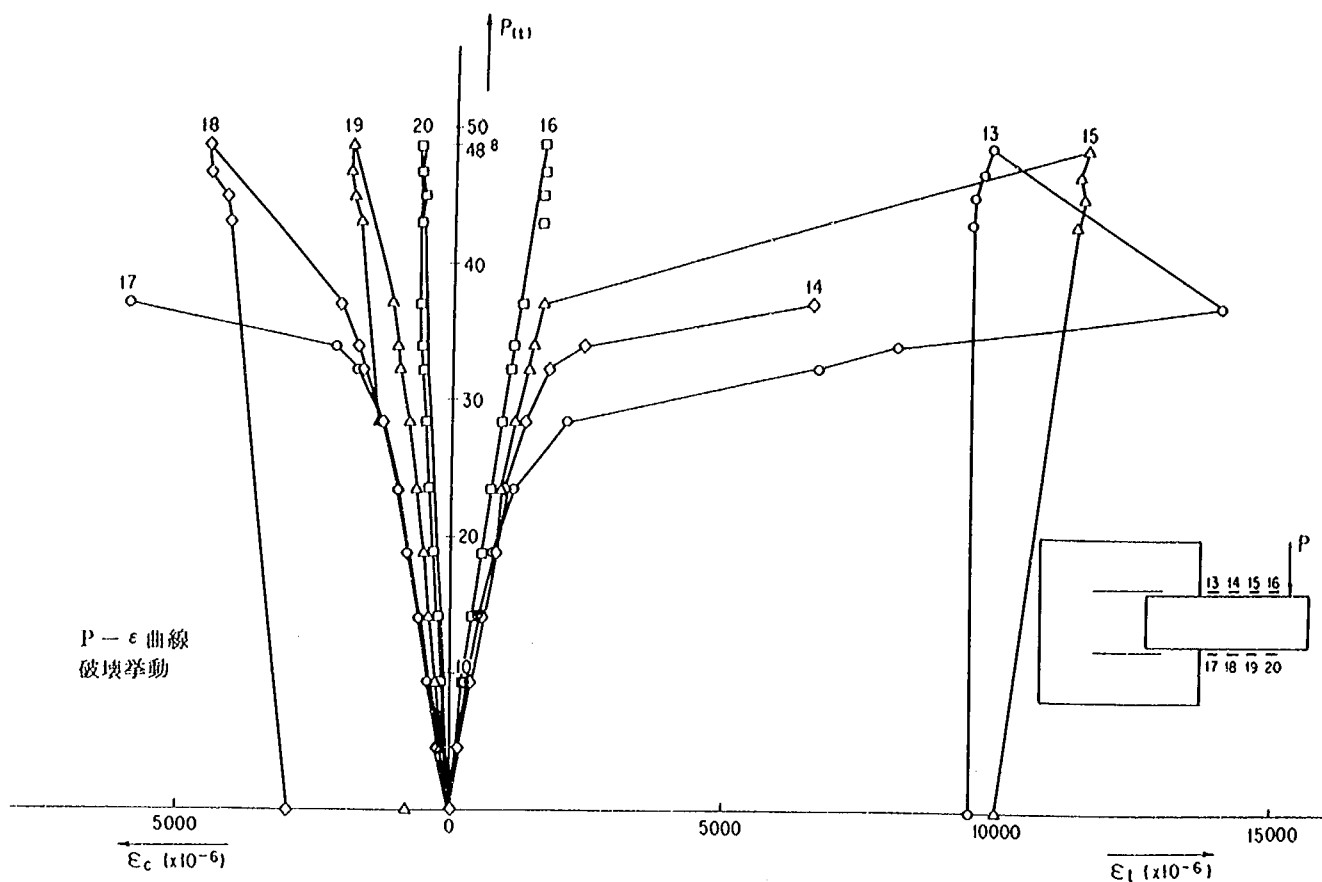


図 2-11 杭体の荷重変曲線 (B 型) (破壊サイクル)

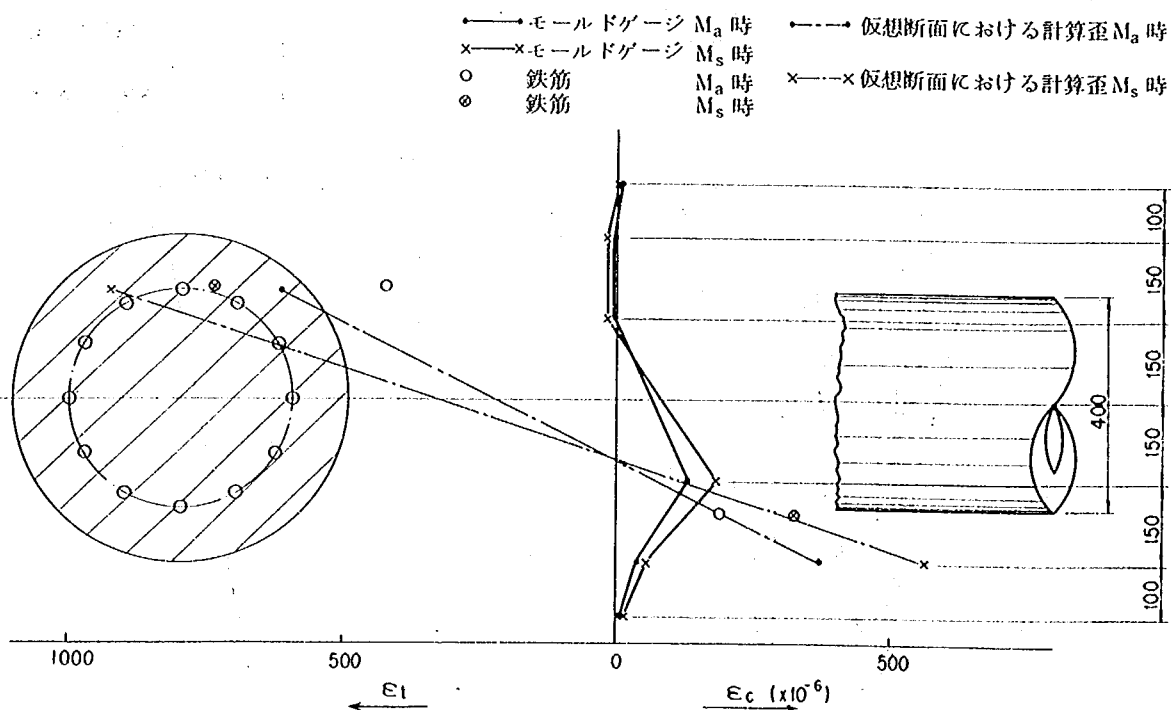


図 2-12 アンカー部における実測歪と計算歪の比較 (B 型)

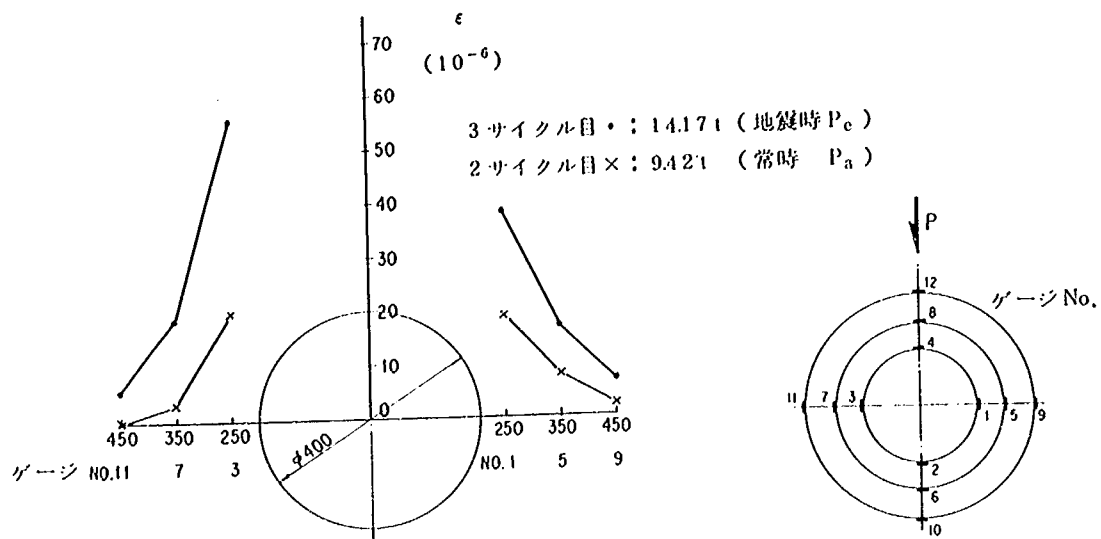


図 2 - 13 リング筋の中央水平断面の歪分布 (A 型)
(2 サイクル目と 3 サイクル目)

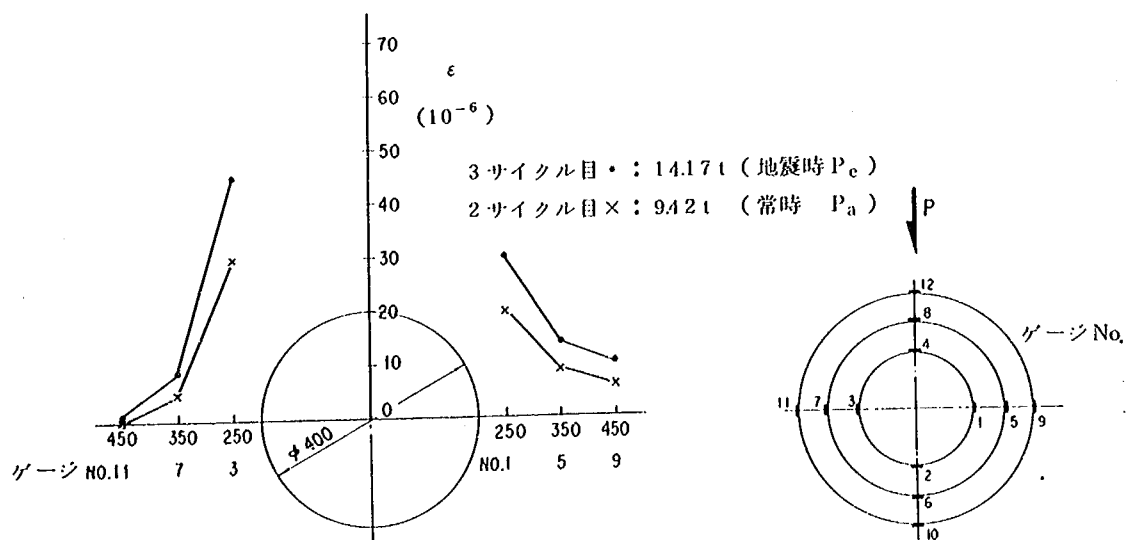


図 2 - 14 リング筋の中央水平断面の歪分布 (B 型)
(2 サイクル目と 3 サイクル目)

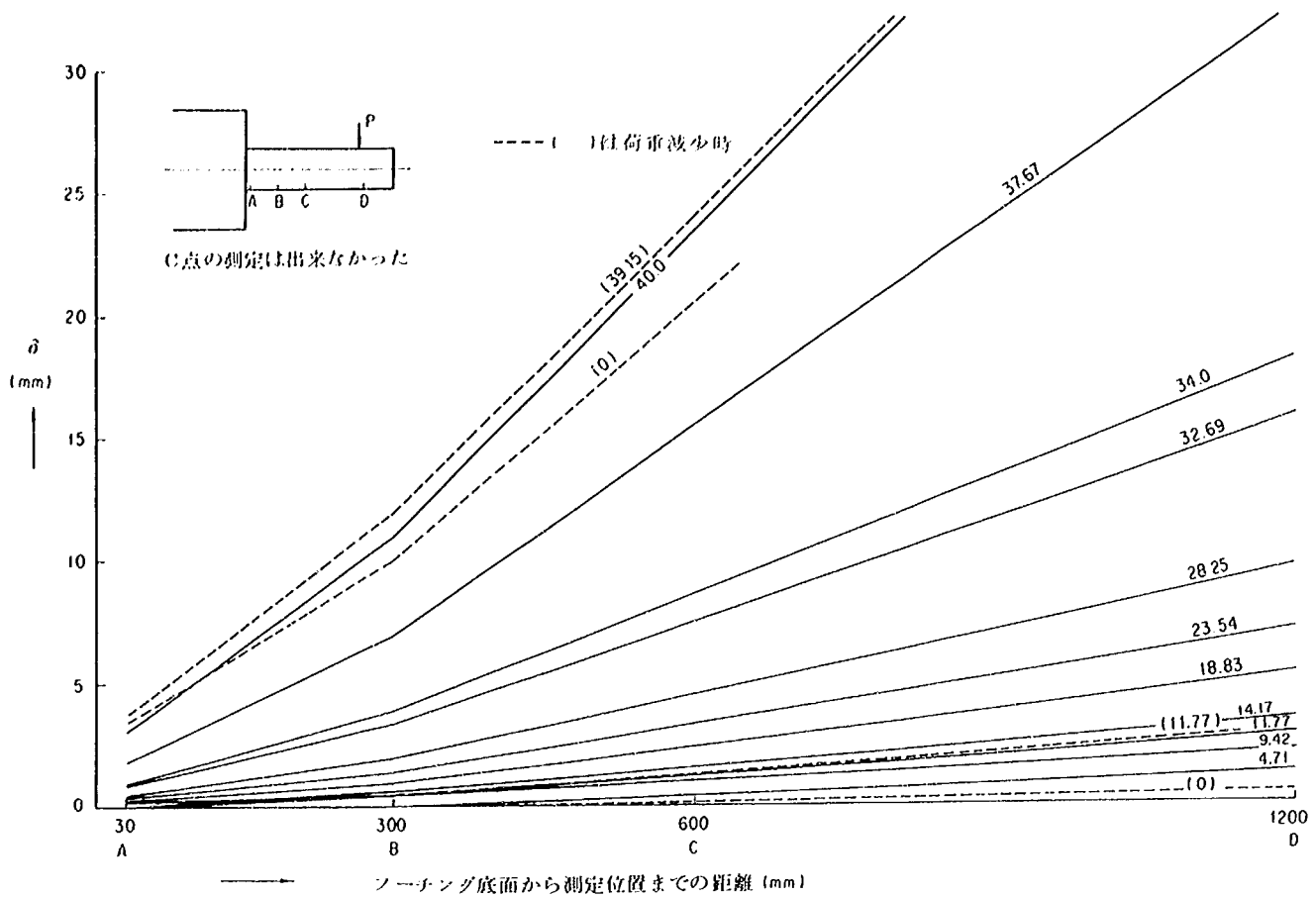


図2-15 杭体のたわみ分布 (A型)

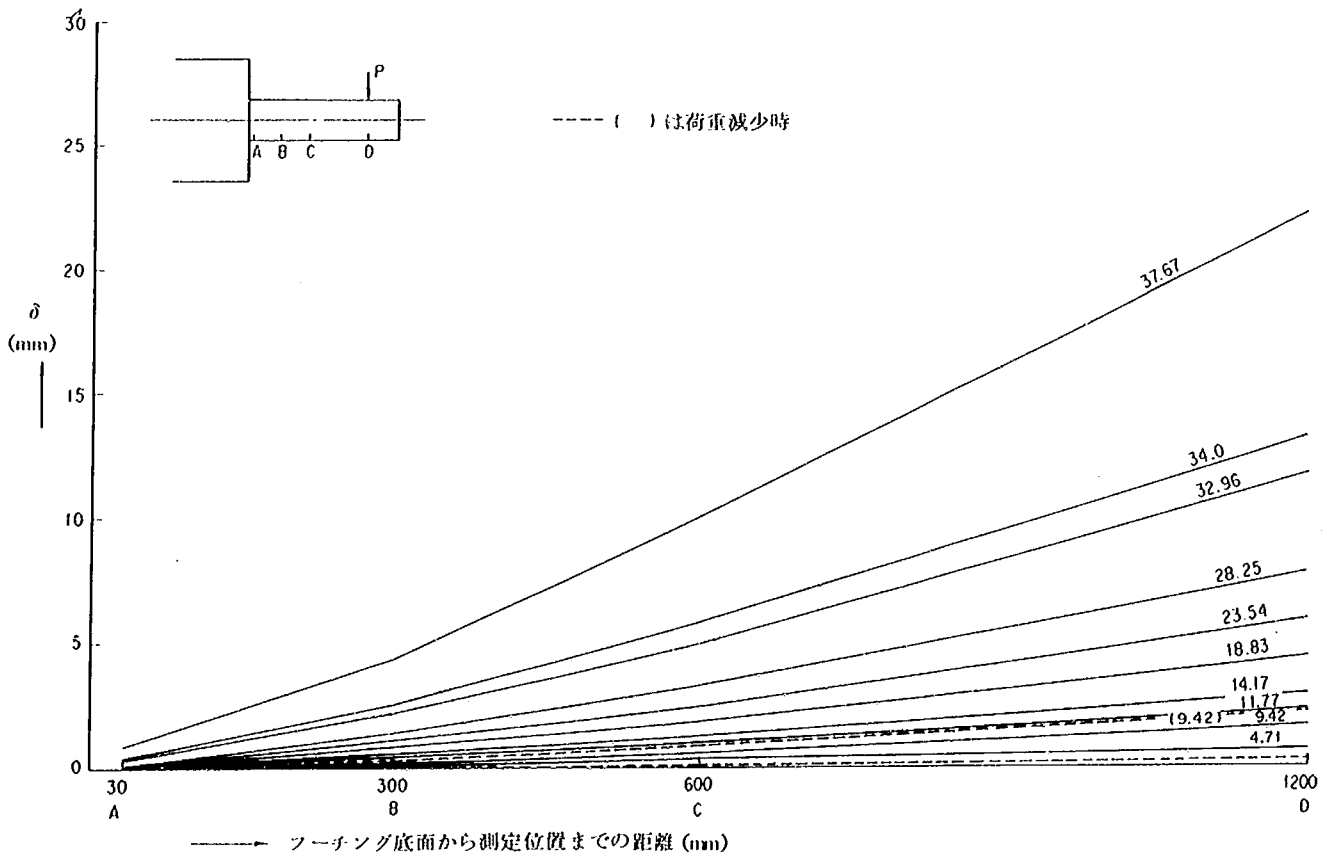


図2-16 杭体のたわみ分布 (B型)

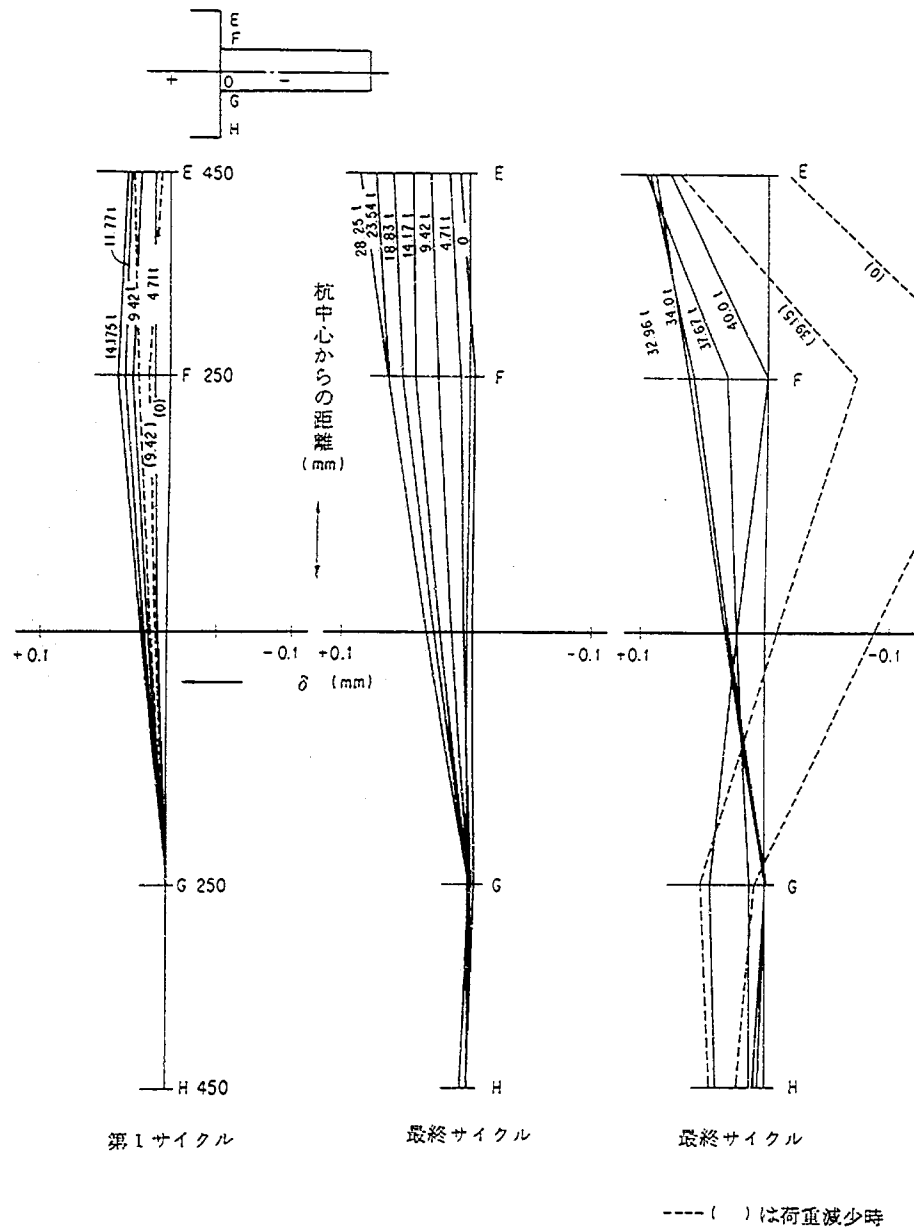


図2-17 フーチング底面変位分布 (A型)

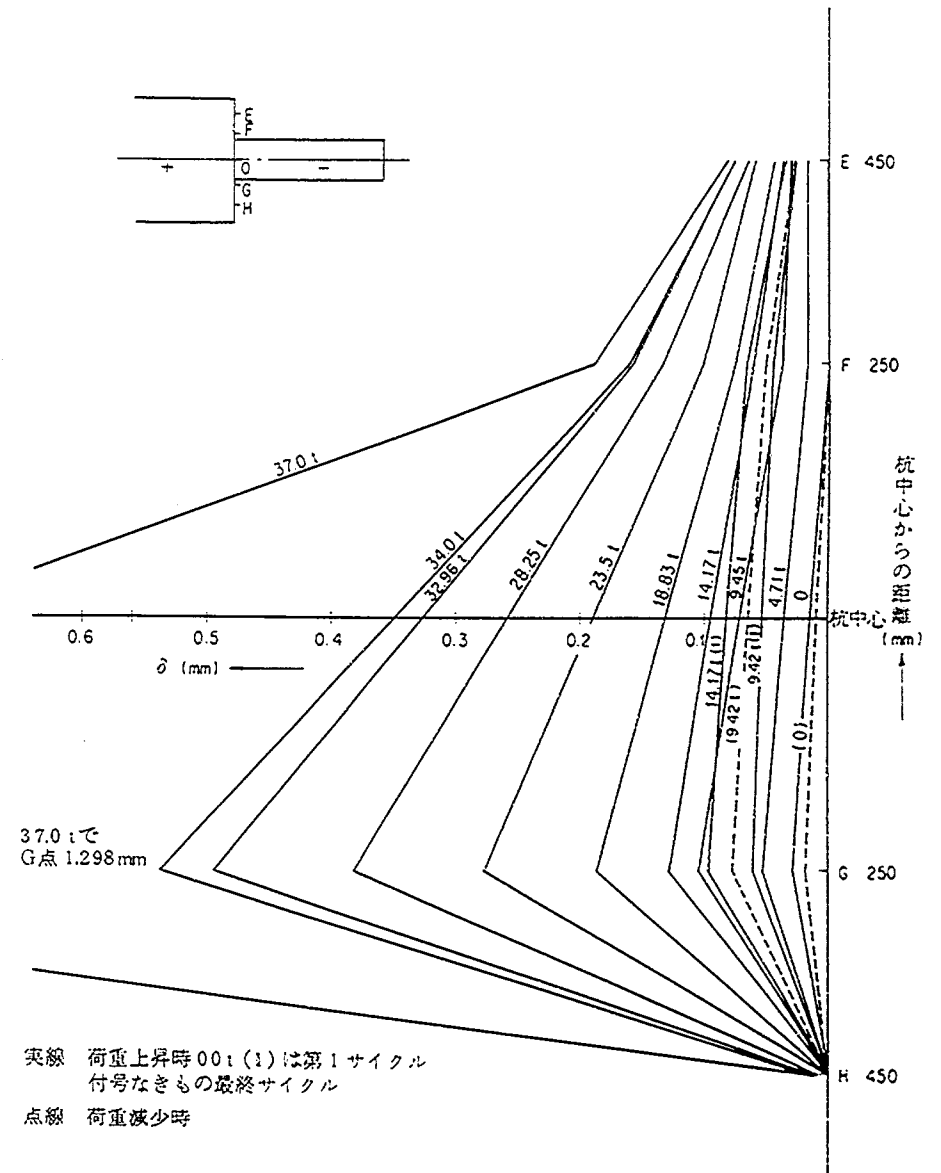


図2-18 フーチング底面変位分布 (B型)

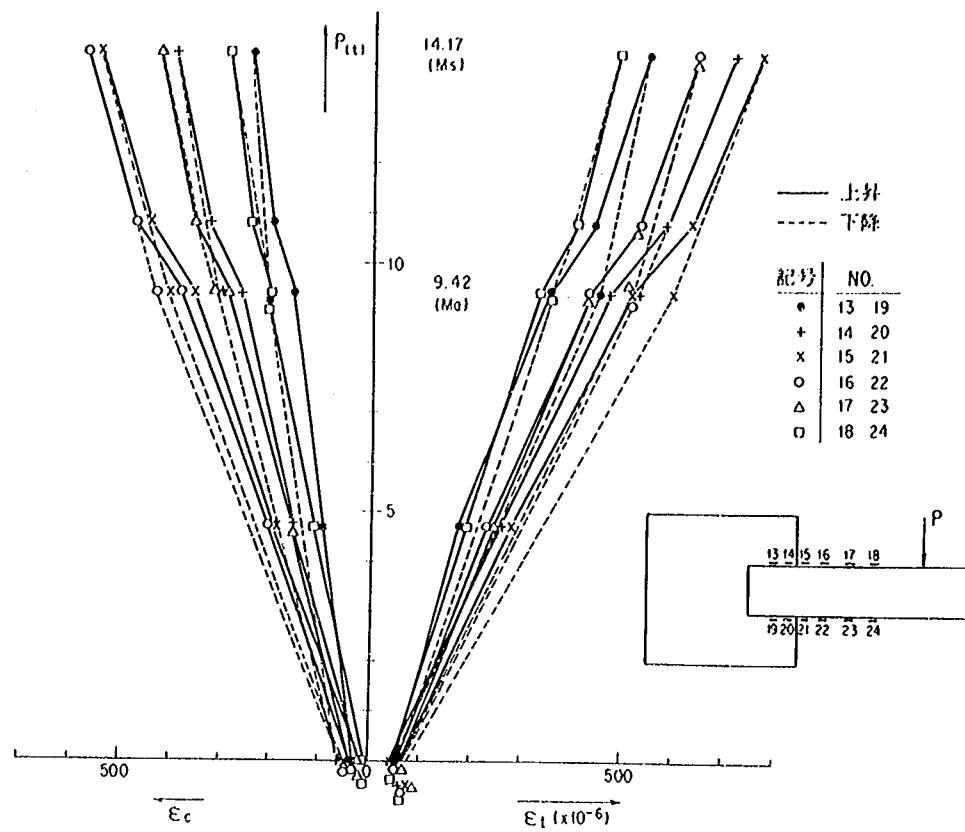


図 2-19 杭体の荷重歪曲線 (A型)

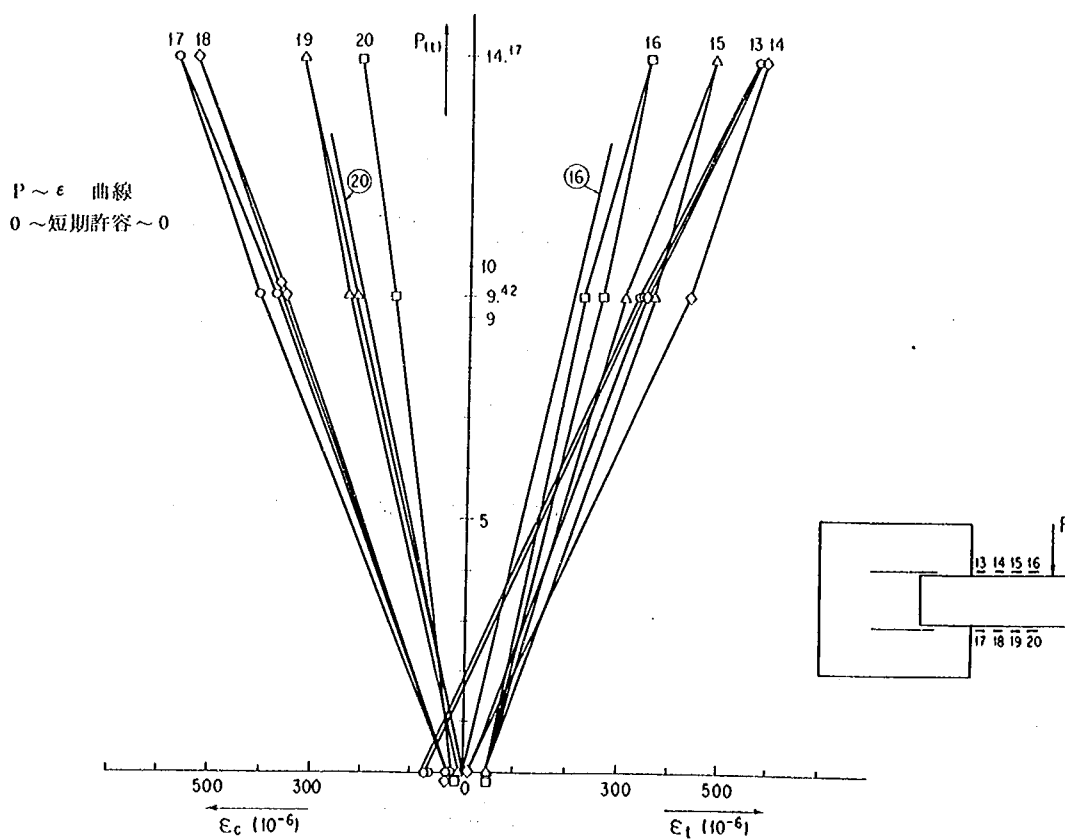


図 2-20 杭体の荷重歪曲線 (B型)
(荷重階③の1サイクル目)

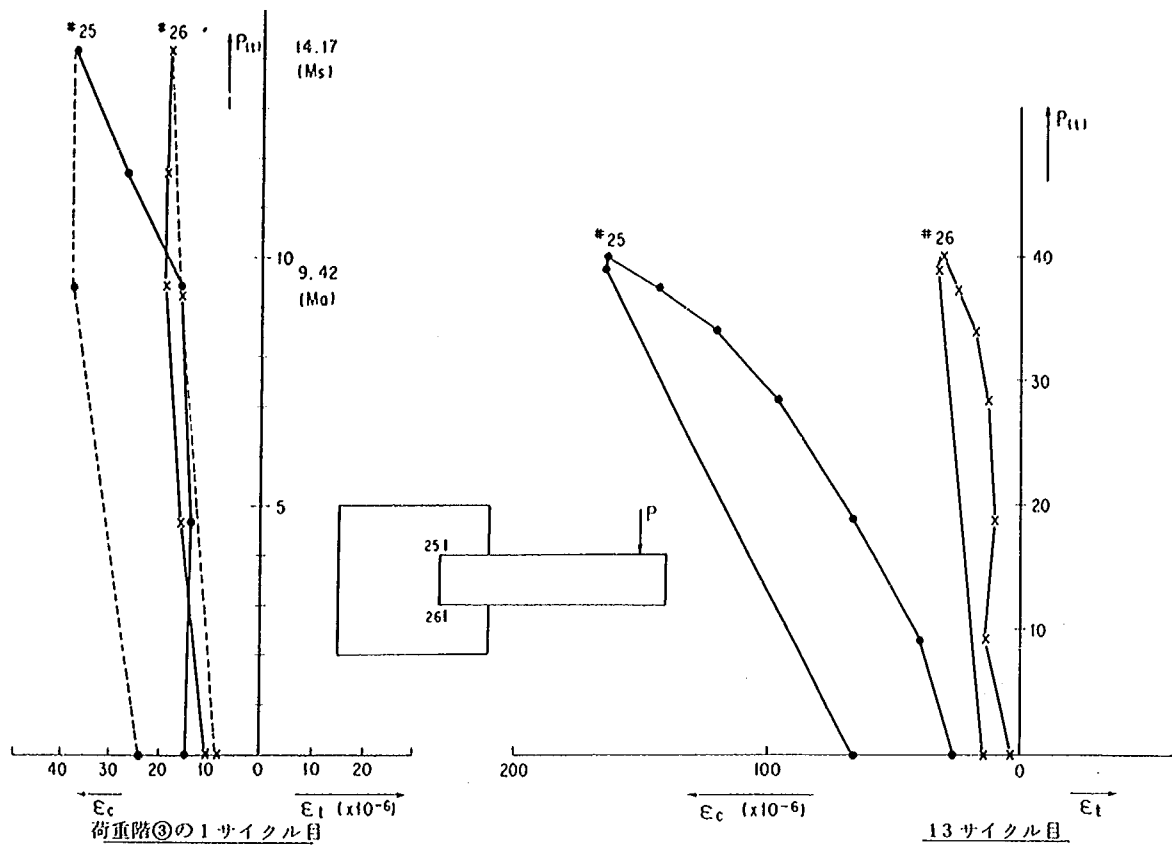


図 2-21 モールドゲージの荷重歪曲線 (A型)

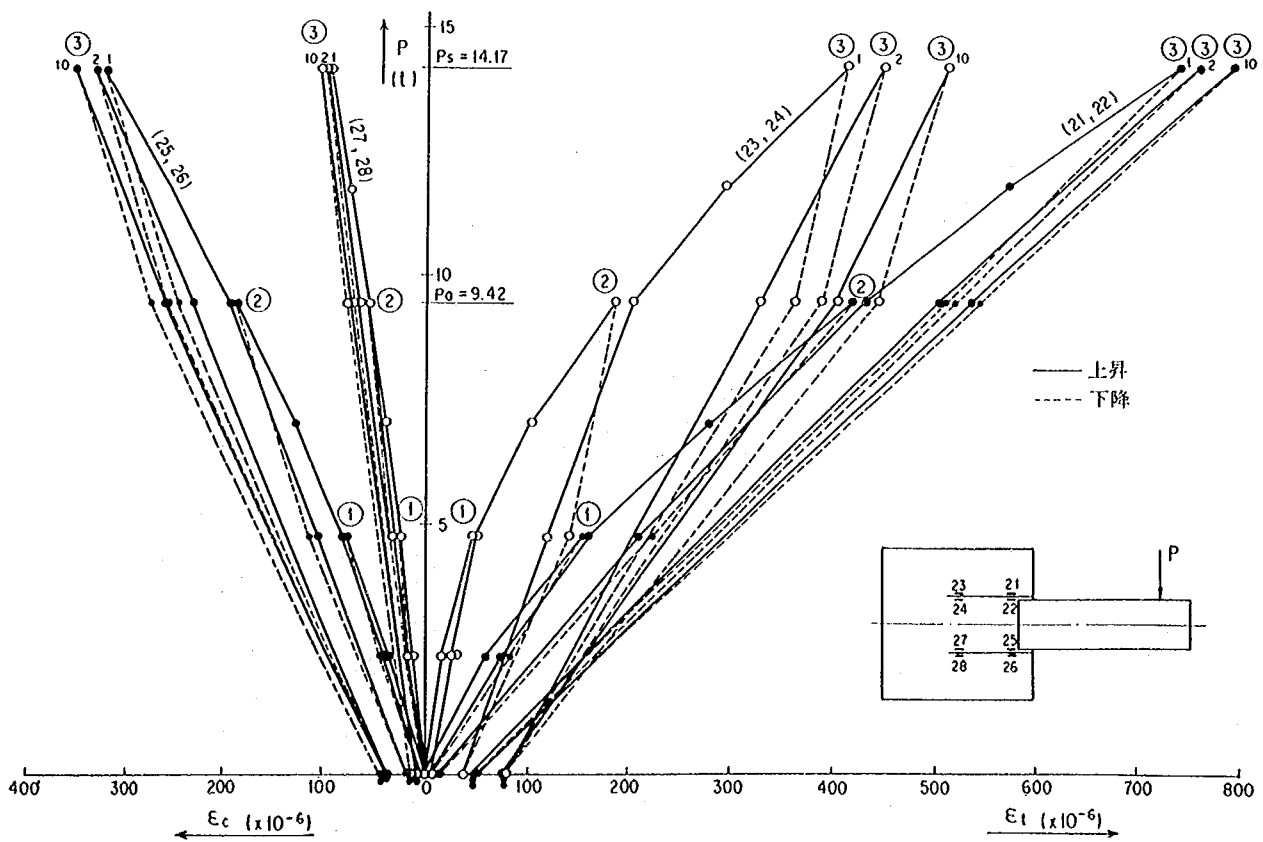


図 2-22 アンカー筋の歪①～③荷重階 (B型供試体)

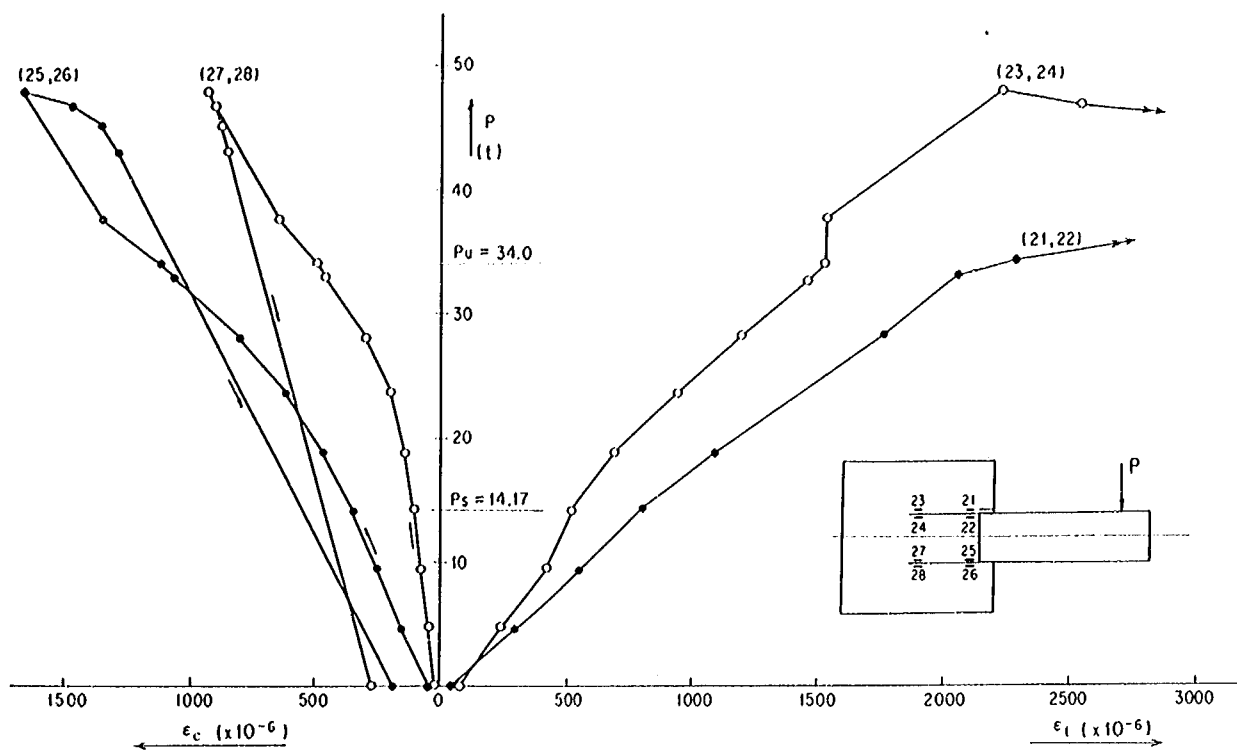


図 2-23 アンカー筋の歪 (破壊サイクル)
(B 型供試体)

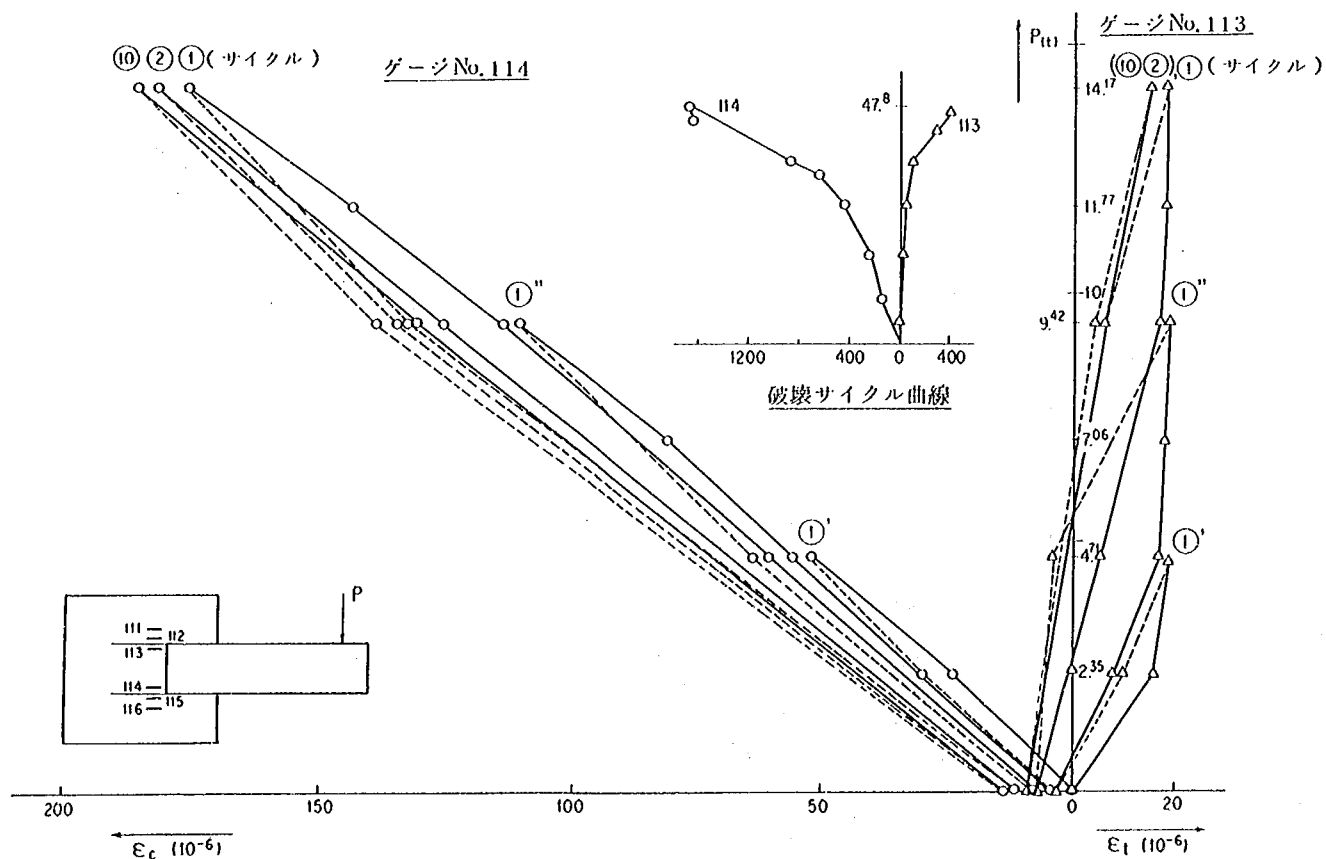


図 2-24 モールドゲージの荷重歪曲線 (B 型)

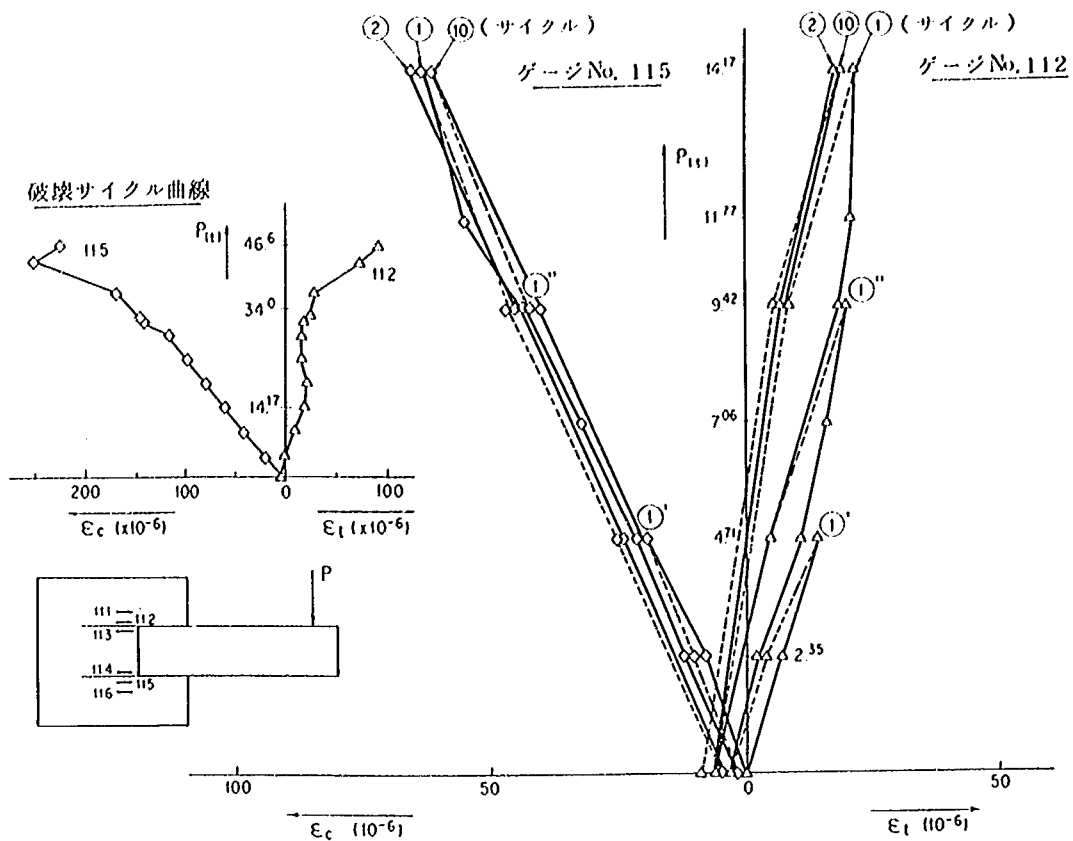


図 2-25 モールドゲージの荷重歪曲線 (B型)

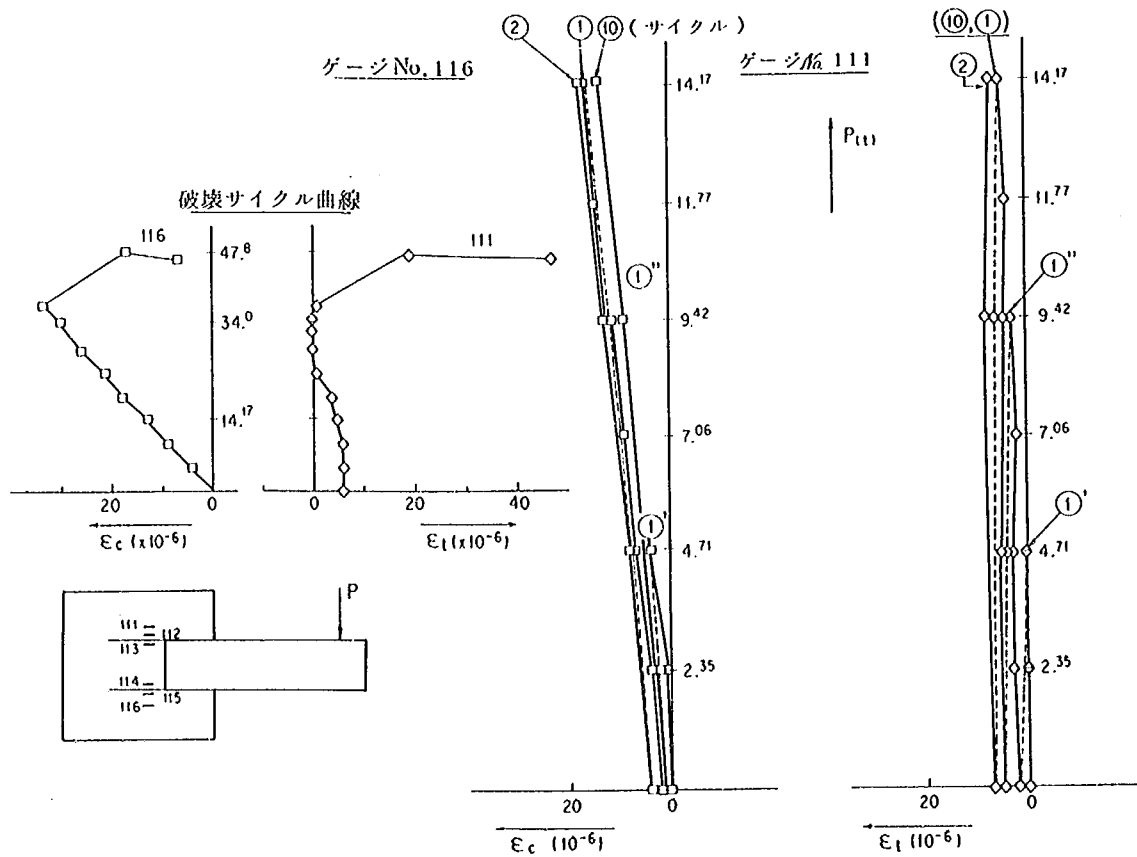


図 2-26 モールドゲージの荷重歪曲線 (B型)

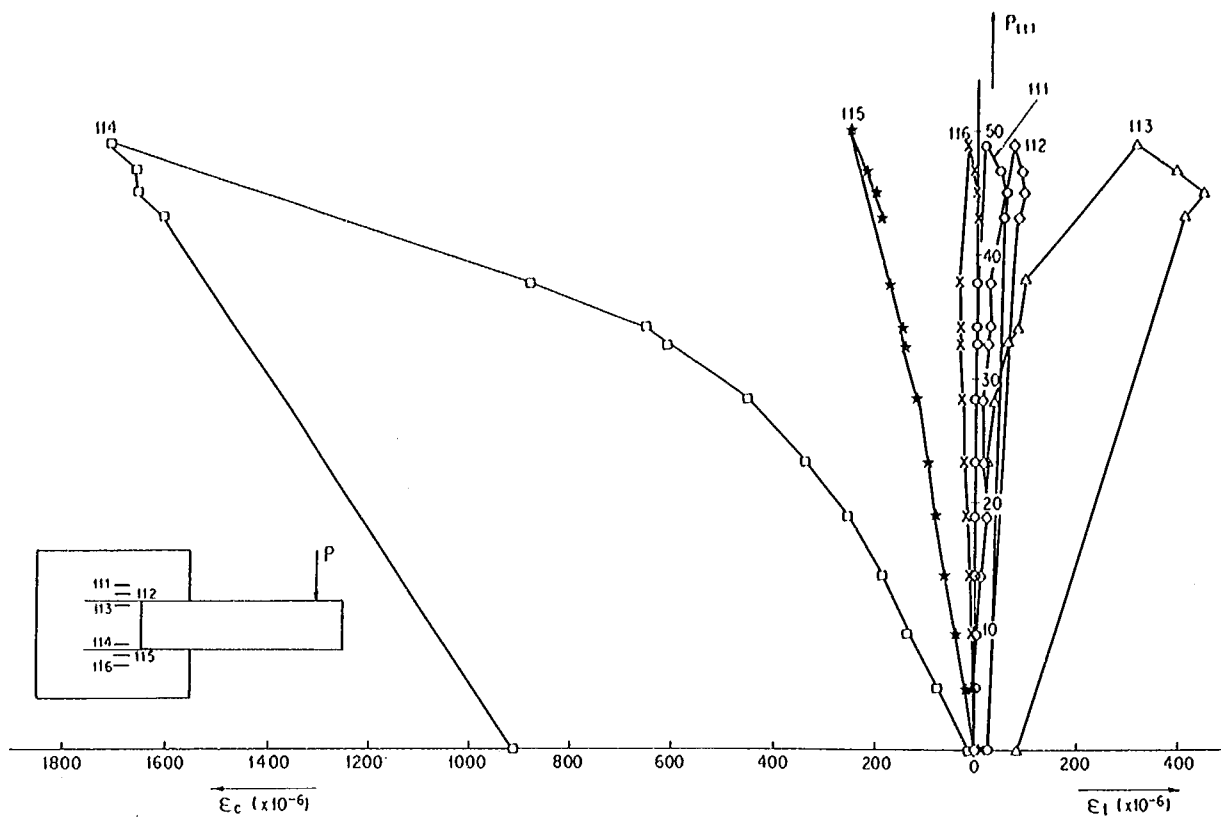


図2-27 モールドゲージの荷重歪曲線 (B型)
(破壊サイクル)

3. 杭 頭 回 転 バ ネ の 検 討

3.1 まえがき

杭とフーチングの結合部については、一般の軀体部のように一体構造にすることが困難であり、しばしば異質の材質のものを結合する場合があります、橋梁構造として要注意の箇所である。しかし前章で述べたように、現在の設計手法に対して実験による検証はほぼその妥当性を認めて、根本的な欠陥はないとしている。

しかしながら、杭頭の回転バネを無限大とする完全剛結の条件は到底達成することは不可能であり、経済的、構造的に現在行われているものを是認せざるを得ない状態である。一方、設計手法としては杭頭結合を完全ヒンジか、完全剛結と仮定して計算を行わなければならないので、完全剛結の条件で得た杭頭拘束曲げモーメント、杭頭変位量等の数値に剛結度の補正係数を乗じて近似解を得る方法が、特に技術の進んだ発注者の現場で僅かに行われているに過ぎない。

そこで杭頭回転バネ定数を用いて現行の一般的計算手法に組入れ、試算計算を繰り返すことなく、簡単に解を求めることを考えた。特に既製コンクリート杭の剛結度は70～85%程度とも言われ、杭頭拘束曲げモーメントはその割合で減少する代わりに水平変位量はその分増加する結果になり、杭体の強度計算あるいは変位量の照査等に、無視し得ない影響も考えられるからである。

杭に水平力が作用した場合、地盤を次のように考慮する方法がある。

- a) 極限地盤反力法
- b) 弾性地盤反力法
- c) 複合地盤反力法

3.2 突出長のない弾性地盤反力法

現在、設計計算に用いられる方法はb)が一般的であり、その代表的な設計手法はY. L. Changの提案⁵⁾によるものである。地上に突出している杭の地中部のみに着目して、土を完全弾性体として取り扱い、弾性床土の梁として次式が得られる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + k_h D y = 0 \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

ここに EI : 杭の曲げ剛性 ($t \cdot m^2$)

k_h : 水平方向地盤反力係数 (t/m^3)

D_p : 杭 径 (m)

この一般解は次式で得られる。

$$y = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

杭の根入長が無限の場合、 $A = 0$, $B = 0$ となり、

$$y = e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad \dots\dots\dots (3-3)$$

となる。次にたわみ曲線の方程式から

$$\text{たわみ角} \quad \theta = \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (3-4)$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = -EI \frac{d^2 y}{dx^2} \dots\dots\dots (3-5)$$

$$\text{せん断力} \quad S = -EI \frac{d^3 y}{dx^3} \dots\dots\dots (3-6)$$

が計算できる。すなわち、 $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot D_p}{4EI}}$ として地表面下 x に生ずる θ_x , M_x , $H_x(S)$ は下記の式で与えられる。

$$\theta_x = y' = -\beta e^{-\beta x} \{ \cos \beta x (C - D) + \sin \beta x (C + D) \} \dots\dots\dots (3-7)$$

$$M_x = -EI y'' = \beta^2 e^{-\beta x} \{ \cos \beta x \cdot 2D - \sin \beta x \cdot 2C \} EI \dots\dots\dots (3-8)$$

$$H_x = -EI y''' = -\beta^3 e^{-\beta x} \{ 2(C + D) \cos \beta x - 2(C - D) \sin \beta x \} EI \dots\dots\dots (3-9)$$

これらに境界条件として $x = 0$ (杭頭) を与えると

$$[\theta]_{x=0} = -\beta (C - D) \dots\dots\dots (3-10)$$

$$[M]_{x=0} = 2\beta^2 DEI \dots\dots\dots (3-11)$$

$$[H]_{x=0} = -2\beta^3 (C + D) EI \dots\dots\dots (3-12)$$

いま、地上部分に作用する水平力の総和と、地表面上に設けた 0 点まわりの外力によるモーメントの和が与えられたとすれば ($-H_0$, $+M_0$ とする) 式 (3-11), (3-12) より

$$C = \frac{H_0 + \beta M_0}{2EI\beta^3} \quad D = -\frac{M_0}{2EI\beta^2} \dots\dots\dots (3-13)$$

が得られる。ここで

$$h_0 = \frac{M_0}{H_0} \dots\dots\dots (3-14)$$

とおくと h_0 は水平力 H_0 の見掛けの作用高であり、これを用いるとたわみ曲線は

$$y_0 = \frac{H_0}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \{ (H\beta h_0) \cos \beta x - \beta h_0 \sin \beta x \} \dots\dots\dots (3-15)$$

となる。

次に地表面変位 y_0 と傾斜角 θ_0 が与えられた場合には

$$[y_x]_{x=0} = C = y_0 \dots\dots\dots (3-16)$$

$$[\theta_x]_{x=0} = -\beta(C-D) = -\theta_0 \dots\dots\dots (3-17)$$

より

$$C = y_0, \quad D = y_0 - \frac{\theta_0}{\beta} \dots\dots\dots (3-18)$$

が得られる。式(3-11), (3-12)より $x=0$ では

$$[M_x]_{x=0} = 2EI\beta^2 D = 2EI\beta^2 \left(y_0 - \frac{\theta_0}{\beta} \right)$$

$$[H_x]_{x=0} = -2EI\beta^3(C+D) = -4EI\beta^3 \left(y_0 - \frac{\theta_0}{2\beta} \right)$$

であるから、これを外力 H_0, M_0 で表わせば

$$\begin{cases} H_0 = 4EI\beta^3 y_0 - 2EI\beta^2 \theta_0 \\ M_0 = -2EI\beta^2 y_0 + 2EI\beta \theta_0 \end{cases} \quad \text{または} \quad \begin{cases} y_0 = \frac{H_0 + \beta M_0}{2EI\beta^3} \\ \theta_0 = \frac{H_0 + 2\beta M_0}{2EI\beta^2} \end{cases}$$

3.3 突出長のある弾性地盤反力法

Changの方法を地上に突き出した部分のある一般的な場合について考える。杭頭に水平力 H_t と外力モーメント M_t が作用する場合、杭頭から下向きに z 軸、水平力 H_t の作用する向きに y_z 軸をとると地上部分の微分方程式は

$$EI \frac{d^4 y_z}{dz^4} = 0 \dots\dots\dots (3-19)$$

その一般解を

$$\begin{Bmatrix} y_z \\ \frac{dy_z}{dz} \\ \frac{d^2 y_z}{dz^2} \\ \frac{d^3 y_z}{dz^3} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 & z & z^2 & z^3 \\ & 1 & 2z & 3z^2 \\ & & 2 & 6z \\ & & & 6 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{Bmatrix}$$

と表わせば、境界条件として

$$1) \quad [M_z]_{z=0} = -EI \left[\frac{d^2 y_z}{dz^2} \right]_{z=0} = -2EI a_3 = -M_t$$

$$2) \quad [S_z]_{z=0} = -EI \left[\frac{d^3 y_z}{dz^3} \right]_{z=0} = -6EI a_4 = -H_t$$

また, $z = h$, $x = 0$ において, 地中部の杭との連続条件より

$$\begin{aligned}
 3) \quad [y_z]_{z=0} &= [y_x]_{x=0} = y_0 & a_1 + a_2 h + a_3 h^2 + a_4 h^3 &= \frac{H_0 + \beta M_0}{2EI\beta^3} \\
 4) \quad \left[\frac{dy_z}{dz} \right]_{z=0} &= \left[\frac{dy_x}{dx} \right]_{x=0} = -\theta_0 & a_2 + 2a_3 h + 3a_4 h^2 &= \frac{H_0 + 2\beta M_0}{2EI\beta^2} \\
 5) \quad EI \left[\frac{d^2 y_z}{dz^2} \right]_{z=h} &= EI \left[\frac{d^2 y_x}{dx^2} \right]_{x=0} = M_0 & 2EI a_3 + 6EI h a_4 &= M_0 \\
 6) \quad EI \left[\frac{d^3 y_z}{dz^3} \right]_{z=h} &= EI \left[\frac{d^3 y_x}{dx^3} \right]_{x=0} = H_0 & 6EI a_4 &= H_0
 \end{aligned}$$

以上の6箇の条件式から, 4箇の積分定数 $a_1 \sim a_4$ と H_0 , M_0 か H_t , M_t を用いて次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned}
 H_0 &= H_t \\
 M_0 &= M_t + H_t \cdot h
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3-20)$$

$$\left. \begin{aligned}
 a_1 &= \frac{2(1+\beta h)^3 + 1}{6EI\beta^3} H_t + \frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^2} M_t \\
 a_2 &= -\frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^2} H_t - \frac{1+\beta h}{EI\beta} M_t \\
 a_3 &= \frac{M_t}{2EI} \\
 a_4 &= \frac{H_t}{6EI}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3-21)$$

また, 地中部の杭のたわみ曲線(3-3)式の積分定数 C , D は式(3-13)に式(3-20)を代入して

$$\left. \begin{aligned}
 C &= \frac{1}{2EI\beta^3} [(1+\beta h)H_t + \beta M_t] \\
 D &= -\frac{1}{2EI\beta^2} [H_t h + M_t]
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3-22)$$

これらの値を用いて

$$\left. \begin{aligned}
 \text{杭頭の変位} \quad y_t &= \frac{(1+\beta h)^3 + \frac{1}{2}}{3EI\beta^3} H_t + \frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^2} M_t \\
 \text{杭頭の傾斜角} \quad \theta_t &= \frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^2} H_t + \frac{1+\beta h}{EI\beta} M_t
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3-23)$$

式(3-23)を H_t , M_t を未知数とする連立方程式に直すと

$$\left. \begin{aligned} H_t &= K_1 y_t - K_2 \theta_t \\ M_t &= -K_3 y_t + K_4 \theta_t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3-24)$$

と書き表わすことができる。

ここに

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= \frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3 + 2} \\ K_2 = K_3 &= K_1 \cdot \frac{1+\beta h}{2\beta} \\ K_4 &= \frac{4EI\beta}{1+\beta h} \cdot \frac{(1+\beta h)^3 + \frac{1}{2}}{(1+\beta h)^3 + 2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3-25)$$

この K_1 , K_2 , K_3 , K_4 は杭軸直角バネ定数と称して次表のと通りの値を使って, 現在道路橋の杭基礎の計算に用いられているものである。

表3-1

	杭 頭 固 定		杭 頭 ヒ ン ジ	
	$h \neq 0$	$h = 0$	$h \neq 0$	$h = 0$
K_1	$\frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3 + 2}$	$4EI\beta^3$	$\frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3 + \frac{1}{2}}$	$2EI\beta^3$
K_2, K_3	$K_1 \cdot \frac{1+\beta h}{2\beta}$	$2EI\beta^2$	0	0
K_4	$\frac{4EI\beta}{1+\beta h} \cdot \frac{(1+\beta h)^3 + \frac{1}{2}}{(1+\beta h)^3 + 2}$	$2EI\beta$	0	0

3.4 杭頭回転バネを考慮した場合の修正杭軸直角バネ定数

上表では杭頭が, 完全固定か, 完全ヒンジの場合しか記載されていないが, 今, 杭頭が回転バネで弾性支持されているものとし,

$$\begin{aligned} \text{バネ定数} & K_R \text{ (t}\cdot\text{m/rad)} \\ \text{フーチングに対するくいの回転角} & \varphi = \frac{M}{K_R} \text{ (rad)} \\ \text{フーチングの回転角} & \alpha = \theta_t + \varphi \text{ (rad)} \end{aligned}$$

とすれば式(3-24)は

$$H_t = K_1 y_t - K_2 \theta_t \quad \dots\dots\dots (3-26)$$

$$M_t = -K_3 y_t + K_4 \theta_t \quad \dots\dots\dots (3-27)$$

$$\alpha = \theta_t + \varphi \quad \dots\dots\dots (3-28)$$

$$\varphi = \frac{M_t}{K_R} \quad \dots\dots\dots (3-29)$$

式(3-26), (3-27)に(3-28), (3-29)を代入すれば($K_2 = K_3$ とする)

$$H_t = \left(K_1 - \frac{K_2^2}{K_R + K_4} \right) y_t - \frac{K_R \cdot K_2}{K_R + K_4} \alpha$$

$$M_t = - \frac{K_R K_2}{K_R + K_4} y_t + \frac{K_R K_4}{K_R + K_4} \alpha$$

したがって、杭頭回転バネを導入する場合の杭軸直角バネ定数を次表のように改めればよい。

表 3-2

	杭 頭 固 定		杭頭回転バネ定数 (K_R)		杭 頭 ヒ ン ジ	
	$h \neq 0$	$h=0$	$h \neq 0$	$h=0$	$h \neq 0$	$h=0$
K_1	$\frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2}$	$4EI\beta^3$	$K_1^{\ast}$	$\frac{4EI\beta^3(K_R-EI\beta)}{K_R-2EI\beta}$	$\frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+\frac{1}{2}}$	$2EI\beta^3$
$K_2 K_3$	$K_1 \cdot \frac{1+\beta h}{2\beta}$	$2EI\beta^2$	$K_2^{\ast}$	$\frac{2EI\beta^2 \cdot K_R}{K_R-2EI\beta}$	0	0
K_4	$\frac{4EI\beta}{1+\beta h} \cdot \frac{(1+\beta h)^3+\frac{1}{2}}{(1+\beta h)^3+2}$	$2EI\beta$	$K_4^{\ast}$	$\frac{2EI\beta \cdot K_R}{K_R-2EI\beta}$	0	0

ただし、

$$K_1^{\ast} = \frac{12EI\beta^3 \{ (1+\beta h)K_R + EI\beta \}}{(1+\beta h) \{ (1+\beta h)^3 + 2 \} K_R + 4EI\beta \{ (1+\beta h)^3 + \frac{1}{2} \}}$$

$$K_2^{\ast} = \frac{6EI\beta^2 (1+\beta h)^2 \cdot K_R}{(1+\beta h) \{ (1+\beta h)^3 + 2 \} K_R + 4EI\beta \{ (1+\beta h)^3 + \frac{1}{2} \}}$$

$$K_3 = K_2^{\ast}$$

$$K_4^{\ast} = \frac{4EI\beta \{ (1+\beta h)^3 + \frac{1}{2} \} K_R}{(1+\beta h) \{ (1+\beta h)^3 + 2 \} K_R + 4EI\beta \{ (1+\beta h)^3 + \frac{1}{2} \}}$$

この杭頭回転バネ定数 K_R を考慮した K_1^* , K_2^* , K_4^* を用いて計算した結果を従来の杭頭固定および杭頭ヒンジ（便宜上 $K_R = 1 \text{ t.m./rad} \approx 0$ ）としたものと比較した例を図3-1に示す。

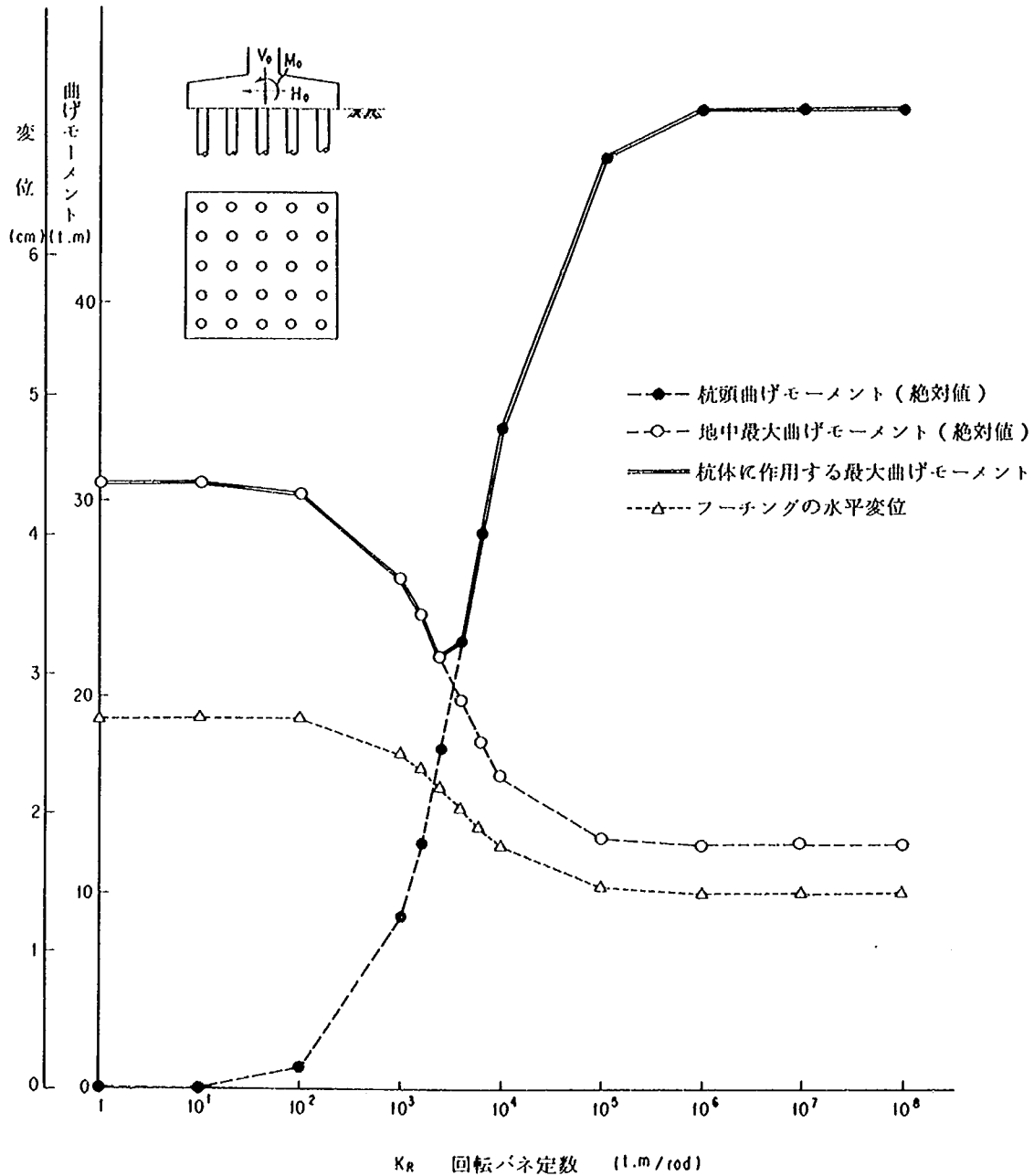
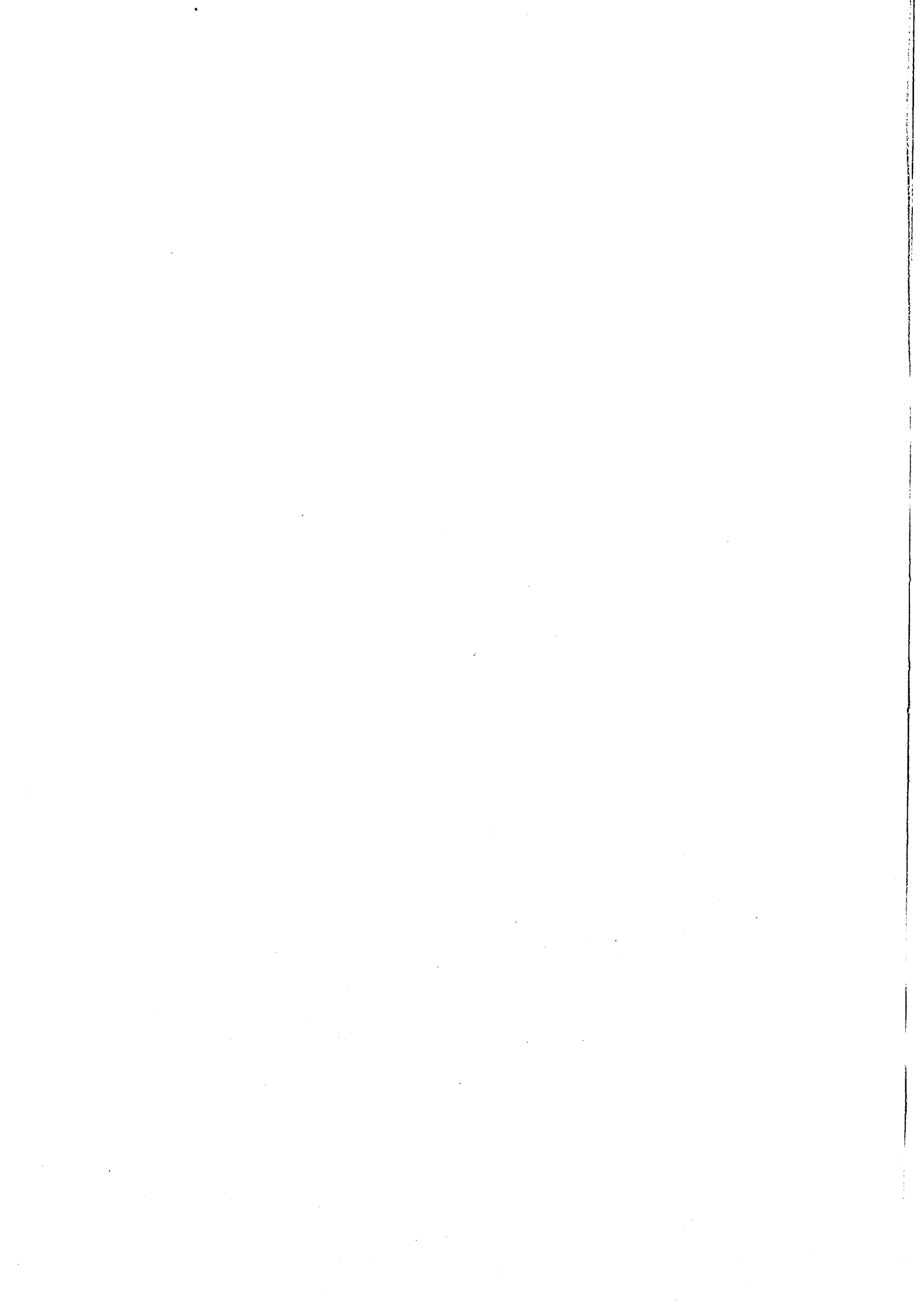


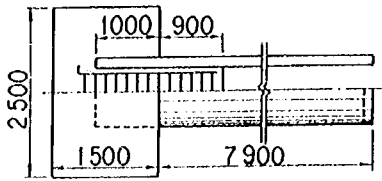
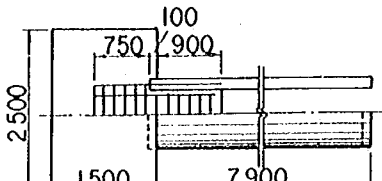
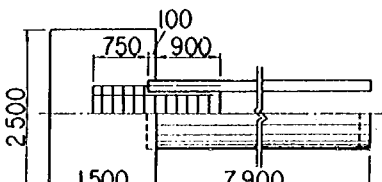
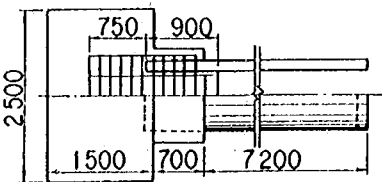
図3-1 回転バネ定数と変位，曲げモーメントの関係



4. 杭頭回転バネ定数の実験値

日本道路公団では径 1000 mm の PC 杭の結合部の試験をしている⁶⁾。供試体は、構造の異なる次の 4 種類で、表 4-1 にその詳細を示す。

表 4-1

供試体記号	各結合部構造図	試験体の形状寸法
A 形		杭 外 径 $D = \phi 1000 \text{ mm}$ 壁 厚 $t = 140 \text{ mm}$ 長 さ $l = 9.00 \text{ m}$ P C 鋼 線 $9 \phi - 32 \text{ 本}$ 結合鉄筋 (S D 30) $16 \times 19 \times 2450$
B 形		杭 外 径 $D = \phi 1000 \text{ mm}$ 壁 厚 $t = 140 \text{ mm}$ 長 さ $l = 8.00 \text{ m}$ P C 鋼 線 $9 \phi - 32 \text{ 本}$ 結合鉄筋 (S D 30) 外 側 $16 \times D 25 \times 750$ 内 側 $16 \times D 22 \times 1700$
C 形		"
D 形		杭 外 径 $D = \phi 1000 \text{ mm}$ 壁 厚 $t = 140 \text{ mm}$ 長 さ $l = 8.00 \text{ m}$ P C 鋼 線 $9 \phi - 32 \text{ 本}$ 結合鉄筋 (S D 30) 外 側 $16 \times D 25 \times 1500$ 内 側 $16 \times D 13 \times 1700$

- A 型 — フーチング内に杭頭部を杭径分埋め込み、フーチング下面 90 cm まで、中詰めコンクリートを打設する。
- B 型 — 杭頭座板 (厚さ 24 mm) に結合鉄筋を突き合わせ、溶接し、中詰めコンクリートは A 型と同じ。
- C 型 — 試験杭に予め埋め込んだ鉄筋にアンカー鉄筋を重ね合わせ、溶接し、中詰めコンクリートは A 型と同じ。
- D 型 — 杭頭部をカットし、杭周面に厚さ 15 cm、長さ 70 cm の巻立てコンクリートを打設し、中詰めコンクリートは A 型と同じ。

上記供試体のひび割れは A, B, C, D いずれも $P = 12.5 \text{ t}$ のときに認められ、ひび割れの認められた

位置は中詰めコンクリートの縁が切れた付近であるが、ひび割れの生じた点では $M = 80.0 \text{ t} \cdot \text{m}$ となる。

連結筋の応力については表 4-2、表 4-3 に示すが、この時の杭頭回転角および回転バネは表 4-4 のとおりである。

表 4-2 A 形実測最大応力度 ($P = 12.5 \text{ t}$)

圧 縮 側			引 張 側		
ひ ず み (10^{-6})	鉄 筋 応 力 (kg/cm^2)	コンクリート応 力 (kg/cm^2)	ひ ず み (10^{-6})	鉄 筋 応 力 (kg/cm^2)	コンクリート応 力 (kg/cm^2)
-56	118	12	74	155	16

表 4-3 B, C 形応力度比較 ($P = 12.5 \text{ t}$)

		引 張 側 (kg/cm^2)		圧縮側 (kg/cm^2)
		外 側 鉄 筋	内 側 鉄 筋	
B, C 共通	計 算 値	2932	2353	110
B 形	実 測 値	882	1168	35
C 形		651	641	35

表 4-4 回転角および回転バネ

供 試 体		A	B	C	D	摘 要
引 張 側	回転角 $\times 10^{-3} \text{ rad}$	3.26	7.94	7.54	0.49	$M = 80 \text{ t} \cdot \text{m}$
	回転バネ $\times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{rad}$	2.45	1.01	1.06	1.01	
圧 縮 側	回転角 $\times 10^{-3} \text{ rad}$	1.84	3.57	3.31	1.00	"
	回転バネ $\times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{rad}$	4.35	2.24	2.42	8.0	

首都高速道路公団は、湾岸線第 1 期工事のうち 13 号埋立地の有明橋付近の擁壁の基礎に S C 杭を採用した (昭和 45 年⁷⁾)。当時、杭体強度に比べてフーチングとの結合部の構造に不安が残ったために、施工性と構造を検討するために表 4-5 の 3 種類の供試体による試験が計画された。

A タイプ —— フーチングへ杭径だけ埋込み、鋼管表面に結合鉄筋を溶接するとともに、杭中空部に中詰めコンクリートを打設した。

B タイプ —— フーチングへ 10 cm だけ埋込み、鋼管よりの結合鉄筋および抗体をカットオフした PC 鋼線をフーチング内に定着するとともに中詰めコンクリートを打設した。

C タイプ —— B タイプとほぼ同様であるが、施工性を考慮し、中詰めコンクリートを打設していない。

表4-5 供試体一覧表

	供試体形状	補強方法	補強鉄筋	中詰め コンクリート	フーチング埋込み 深さ	結合概要
A タイプ		①鋼管溶接鉄筋 ②中 詰	SD30 16φ-12 SD30 13φ-6	あり 杭天端 より 70 cm	30 cm	フーチングへ杭径(30 cm)埋込み, 鋼管表面に結合鉄筋を溶接し, 杭中空部に中詰めコンクリートを杭頭より70 cm打設, さらに結合部の剛性を高めるために鉄筋籠を施す。 杭頭部はカットオフしない。
B タイプ		①鋼管溶接鉄筋 ②中 詰 ③P C 鋼 線	SD30 16φ-12 SD30 13φ-6 7φ-6	あり 杭天端 より 70 cm	10 cm	鋼管表面の結合鉄筋, 中詰め鉄筋籠はAタイプと同様であるがフーチングへの杭埋込み長さは10 cmとし, 杭頭部はカットオフし, P C鋼線もフーチングへ定着した。
C タイプ		①鋼管溶接鉄筋 ②P C 鋼 線	SD30 16φ-12 7φ-6	な し 10 cm	10 cm	Bタイプから中詰め鉄筋コンクリートを取り除いたもの。

(注) ワイヤーストレンゲージ取付け用鉄棒は別

各タイプについてそれぞれ3体ずつの供試体が用意された。いずれも載荷点の位置は1.9 mで, 同点で20 mm以上, たわむまで載荷された。この時の逆算した回転バネの値を表4-6に示す。A, B, Cの順で剛結度が低下しているのがわかる。

表4-6

タイプ	No.	たわみ(×mm l/100)			回転角(×10 ⁻⁴ rad)		傾斜角(×10 ⁻⁴ rad)			回転角(×10 ⁻⁴ rad)		回転バネ定数(×10 ⁻⁴ rad/l・m)			
		理論値	実験値	平均		平均	理論値	実験値	平均		平均	たわみから	平均	傾斜角から	平均
A	1		400		289			1058		659		03803		08671	
	2	345	395	418	263	384	399	958	1019	551	622	03461	05075	07260	08162
	3		460		605			1050		651		07961		08566	
B	1		711		1925			2350		1951		25342		25671	
	2	345	583	637	1253	1537	399	1992	2195	1593	1796	16487	20224	20961	23627
	3		617		1432			2242		1843		18842		24250	
C	1		852		2605			3117		2689		34276		35382	
	2	357	985	851	5305	2600	428	3917	3245	3489	2816	43487	34206	45908	37062
	3		716		1889			2700		2272		24855		29895	

各数値は荷重4.0 tにおいて算出したものである。

また、日本住宅公団も昭和53年に軟弱地盤上の住宅の基礎杭の杭頭結合部の耐力、変形性状を調べるために各種杭の水平載荷試験を実施した⁸⁾(図4-1)。そのうちから、PC杭と鋼管杭(表4-7)に関する回転バネ定数を抜きだしたものが表4-8である。

この他に、高強度コンクリート杭(AC杭)を対象に高強度パイル研究会は昭和49年にフーチングとの結合法について、表4-9のような試験を実施した⁹⁾。たわみはダイヤルゲージで測定し、完全固定のときのたわみ(理論値)と実験時のたわみの差から回転バネを算定した(図4-2、表4-10)。

以上の各試験より、通常利用されている杭の回転バネの値は $10^3 \sim 10^4$ (t・m/rad)の範囲に分布することがわかる。

表4-7 試験体一覧表

	試験体名	諸 元				設計荷重		
		埋込み深さ	フーチング幅	根巻き鉄筋	ヒゲ鉄筋	軸 力	鉛 直	水 平
PC杭	P1	50	750	6-D10			14	2.8
	P1N	50	750	6-D10		14		
鋼管杭	S1	300	750	7-D10	10-D19			
	S1N	300	750	7-D10	10-D19	36		
	S2	300	750	7-D10	20-D19			
	S3	300	750	7-D6	20-D19			
	S4	300	900	7-D10	10-D19			
	S4N	300	900	7-D10	10-D19	36	36	4.1
	S5	300	1,200	9-D10	10-D19			
	S6	450	1,200	11-D10	10-D19			
	S7	300	750	7-D6	10-D19			
	S8	300	750	9-D13	10-D19			
	S9	50	750	8-D13	10-D19			

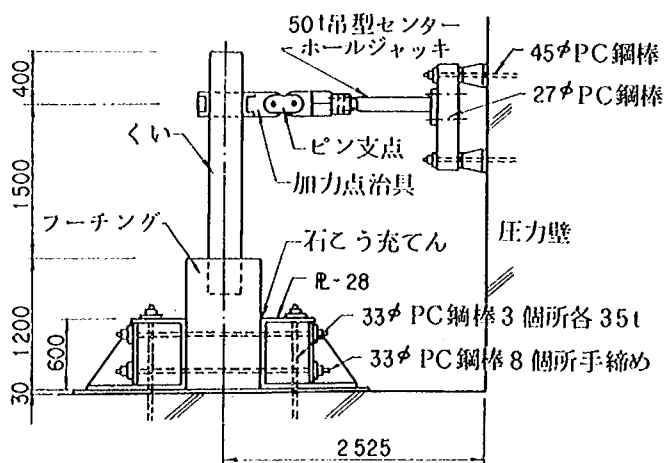


図4-1 実験装置

表4-8 回転バネ定数と剛結度

	$\beta(m^{-1})$	設計荷重	設計荷重×2
		回転バネ定数 $t \cdot m/rad$	回転バネ定数 $t \cdot m/rad$
P1 P2N	0.403	6.49×10^2 7.18×10^2	2.44×10^2 7.65×10^2
S1 S1N S2 S3 S4 S4N S5 S6 S7 S8 S9	0.341	1.63×10^4 2.60×10^4 8.33×10^5 1.93×10^4 1.66×10^4 6.37×10^4 1.43×10^4 1.89×10^4 1.73×10^4 1.66×10^5 9.13×10^3	8.40×10^3 1.36×10^4 1.60×10^4 1.22×10^4 8.47×10^3 1.61×10^4 7.69×10^3 1.05×10^4 8.14×10^3 1.44×10^4 4.70×10^3

表4-9 供試体の形状および寸法

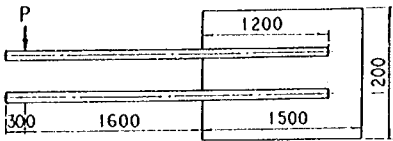
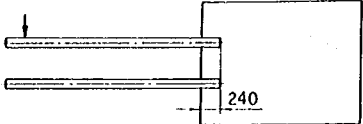
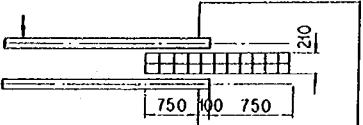
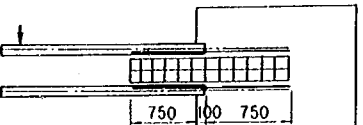
S		杭頭カット 3 Dフーチング内へ埋込
U		杭頭カット 0.0 Dフーチング内へ埋込
K-1		杭頭カット PC鋼線ハツリ出し 7φ-18本 SD30 結合鉄筋: 19φ×12本
K-2		杭頭カット PC鋼線ハツリ出し 7φ-18本 補強鉄筋(中空部): 16φ×14本 (埋込): 16φ×9本

表4-10

		① 完全固定とした場合の弾性値	S 型			U 型			K-1 型			K-2 型		
			② 実測値	②-①	回転バネ数	③ 実測値	③-①	回転バネ数	④ 実測値	④-①	回転バネ数	⑤ 実測値	⑤-①	回転バネ数
$\sigma_0 = 1.8$ のとき $P = 4.34 \text{ t}$ $M = 6.74 \text{ t}\cdot\text{m}$	タワミ	1.419 mm	1.742 mm	0.323 mm	$333 \times 10^{-4} \text{ t}\cdot\text{m}/\text{rad}$	2.050	0.631	$1.71 \times 10^{-4} \text{ t}\cdot\text{m}/\text{rad}$	1.705	0.286	$3.76 \times 10^{-4} \text{ t}\cdot\text{m}/\text{rad}$	1.863	0.444	$2.43 \times 10^{-4} \text{ t}\cdot\text{m}/\text{rad}$
	傾斜角	$1.75 \times 10^{-4} \text{ rad}$	$4.21 \times 10^{-4} \text{ rad}$	$2.46 \times 10^{-4} \text{ rad}$	2.74	3.73	1.98	3.40	4.67	2.92	2.30	5.37	3.62	1.86
設計ヒビワレのとき $P = 5.0 \text{ t}$ $M = 8.0 \text{ t}\cdot\text{m}$	タワミ	1.635 mm	2.107	0.472	2.71	2.373	0.738	1.73	2.152	0.517	2.47	2.328	0.693	1.85
	傾斜角	$2.01 \times 10^{-4} \text{ rad}$	4.98	2.97	2.70	4.35	2.34	3.42	7.01	5.00	1.60	7.17	5.16	1.55
$\sigma_0 = 1.5$ のとき $P = 5.21 \text{ t}$ $M = 8.34 \text{ t}\cdot\text{m}$	タワミ	1.700 mm	2.231	0.531	2.51	2.474	0.774	1.72	2.362	0.662	2.02	2.480	0.780	1.71
	傾斜角	$2.10 \times 10^{-4} \text{ rad}$	5.29	3.19	2.61	4.66	2.56	3.25	7.94	5.84	1.43	7.86	5.76	1.45
$\sigma_0 = 1.2$ のとき $P = 6.51 \text{ t}$ $M = 10.42 \text{ t}\cdot\text{m}$	タワミ	2.130 mm	3.900	1.770	0.94	3.949	1.819	0.91	3.212	1.082	1.54	4.019	1.889	0.88
	傾斜角	$2.62 \times 10^{-4} \text{ rad}$	9.50	6.88	1.52	7.75	5.13	2.03	1.137	8.75	1.19	1.186	9.24	1.13

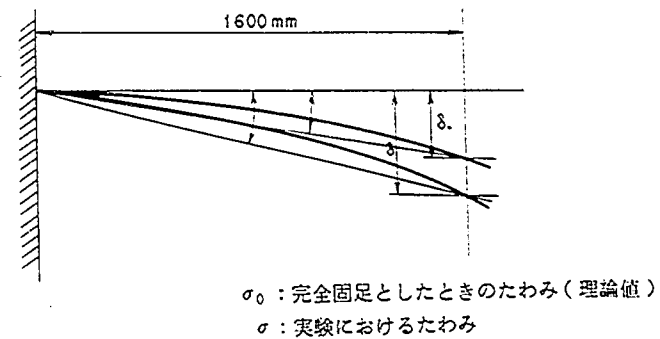
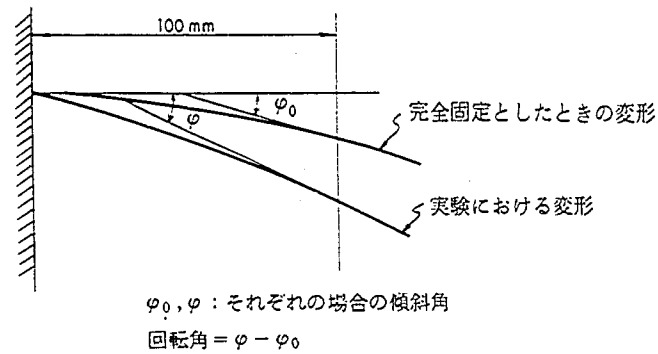


図4-2 傾斜留とたわみの測定

5. 水 平 変 位

5.1 水平変位置の考え方

水平力を受ける杭の挙動の推定は、土質工学あるいは基礎構造物設計における古くからの問題で、地盤の不均一さ、ならびにその非線形的性質のため、単純には取扱えず、さまざまな難しい問題を含んでいる。

杭が水平力を受けた時の挙動は

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + KDy = 0 \dots\dots\dots (5-1)$$

のように示される。この比例定数 K は横方向地盤反力係数と称して、この問題に関する地盤の特性値である。

しかしながら、現実の地盤は非弾性的性質を示すのが普通であって、chang が仮定した理想的なモデルとしての地盤とは、かなりかけ離れている。 K も本来一定の値である筈であるが、従来の慣例により杭の水平載荷試験の結果に合わせるように、深さ x 、変位 y 、杭幅 D の3つの因子に関して変化する変数として取扱っている。

現在の2つの提案の中の1つは、港湾技術研究所のもの¹⁰⁾で、chang の地盤を弾性体とみなす前提を捨てて、地盤反力 $k_h Dy = P$ を深さ x 、変位 y の関数として次式のような一般的な表示を行うものである。

$$P = K \cdot x^m \cdot y^n \dots\dots\dots (5-2)$$

この式に立脚して数多くの杭の載荷試験のデータから、 m 、 n の値の取り方を調べ、地盤がS型とC型の2種類に分類されることを見出し、それぞれの地盤について模型実験を行い、相似則に基づく類推から、実際の杭の挙動を求めようというものである。一般に(5-2)式を用いて(5-1)式を数値的に解くことは極めて複雑で実用的でなく、そのため上記の模型による類推をその手法としているが、それとてもかなり複雑である。なお、この解法の重要な特徴は、杭の載荷にともなう全挙動を連続的に追跡しようとするところにある。

これに対し、第2のものは道路協会の提案するもの(図5-1参照)で、杭の

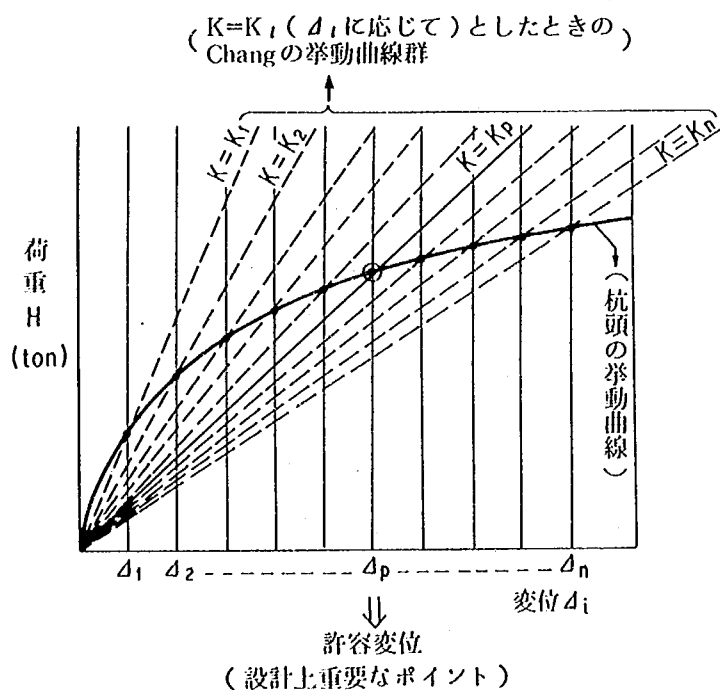


図5-1 杭の挙動推定の各方法の模式的表現

載荷の全過程にわたって、その変形挙動をおさえることはできないとしても、現実の設計に必要な要点、例えば設計荷重に対する杭頭の変位、あるいは許容変位量に対する荷重の把握ができれば、実用上何ら差支えないとするものである。

すべての変位 d_i に対して K_i を定め、 $K = K_i$ とした時の cham の挙動曲線から d_i に対するポイント（図 5-1 の K_p ）を決定し、原点と許容変位量 d_p とを結んだ直線を K として採用しようとするものである。

1) 道路協会（道路橋示方書）の考え方¹⁾

通常の長い杭では、杭が軸直角方向力を受けると、地盤が地表面から逐次破壊して、荷重の増加に応じて順次変位が進行し、一般に明確な降伏点は存在しないとして、軸直角方向力に対しては、杭体応力度と杭頭変位量によって許容支持力を規定した。

許容支持力に制限を加える変位量としては、上部構造から決まる許容変位量と下部構造自体に必要な剛性を付与する基準変位量とがある。前者は上部構造が不静定構造物の場合には基礎の変位量と上部構造に生ずる応力度の関係から定まる値であり、また静定構造物の場合は橋脚天端や省座位置での許容される変位量から定まる値である。

一方、後者は上部構造が静定で、かつ橋脚天端などでの変位量が制限されない場合に、地盤の不確定要素を考えて許容支持力に制限を与えるために、杭の設計地盤面において定めた値である。

基準変位量は各実施機関で定められるが、杭頭固定の条件で常時 10 mm、地震時 15 mm 程度を標準にしている例が多い。この基準変位量は一般に杭本数を推定する手段の一つとして利用されることが多く、最終変位量が若干この基準変位量を超過しても直ちに杭本数を増す必要はなく、杭応力度などを検討して判断してよいとしている。

横方向地盤反力係数の求め方としては、

- a) 水平載荷試験による荷重-変位曲線から横方向地盤反力係数を求める場合は、着目する変位量とそれに対応する荷重から逆算する。（逆算 K 値）
- b) 地盤調査結果に基づいて、横方向地盤反力係数を推定する場合には道路橋示方書の方法を取る。

この場合、 K 値は着目する変位量によって異なってくるが、変位量 1 cm のときの k 値を基準 K 値 k_0 として設定し、それをもとに着目変位量 y の場合の K 値を推定することとし、従来の経験式 $K = k_0 \cdot y^{-\frac{1}{2}}$ で求める。

2) 弾塑性設計

前項において述べた基準変位量という概念は理論的なものではなく、過去の設計・施工の経験から案出された一つの指標に過ぎず、安全性、経済性から考えて、10 mm ないし 15 mm という制約にも異論が少なかった。

従来からの慣習に従って、この基準変位量 10 mm ないし 15 mm の範囲内に納めるというのであれば、さほど問題はないのであるが、軟弱地盤地帯における杭基礎に見られるように、杭本数がこの変位量の制約によって定まり、杭応力に相当の余裕を残す場合もあれば、多柱式大径杭基礎、鋼管井筒基礎

において、大きな水平力を受ける場合には、この変位量内に納めることは不可能である。

ここでは、この水平変位量について理論的な解析と、それに伴う設計手法について一考察を加える。

まず基本的な考え方として弾塑性設計がある。水平力を受けた杭が地表面付近で大きな変位を生じ、地盤が降伏して、受働側の土は上方に逃げる。その結果、地盤反力は地表面に近いほど、減少することになる。この場合、極限の地盤反力をどのように取るかが問題になるが、地盤を完全弾塑性体と仮定し、極限の地盤反力を受働土圧と考える方法が一般的である。

すなわち、線形バネとしての地盤反力度が受働土圧強度を超えた部分は、地盤反力度を受働土圧強度とする計算法である。(図5-2)

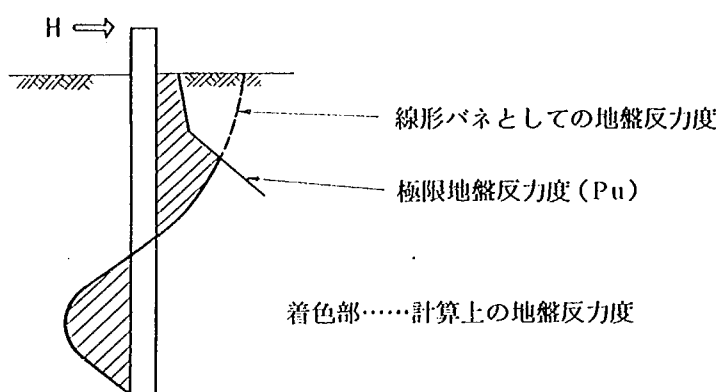


図5-2 地盤反力分布の模式図

線形バネ反力が極限地盤反力度を超えない部分は弾性支承上の梁として、超えた部分は既知の外力 P_u を受ける梁として、次式が成り立つ。

$$\left\{ \begin{array}{l} EI \frac{d^4 y}{dx^4} + K \cdot D \cdot y = 0 \quad (\text{弾性域}) \dots\dots\dots (5-3) \\ EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P_u(x) \cdot D = 0 \quad (\text{塑性域}) \dots\dots\dots (5-4) \end{array} \right.$$

ここに、 K : 横方向地盤反力係数

$P_u(x)$: 各深度の極限地盤反力強度(受働土圧強度)

弾性域と塑性域の境は収束計算により線形バネ反力と極限地盤反力度がつり合う深度として求める。

したがって水平変位量の理論的根拠となるものは、この弾塑性の境界における変位量によって示される。すなわちこの弾塑性の境界の深度を x とすれば、許容変位量 $y_a(x)$ は次式で定まる。

$$y_a(x) = \frac{P_u(x)}{K} \dots\dots\dots (5-5)$$

1) で述べた道路協会(道路橋示方書)の考え方は微小変位という特殊の場合として把握され、

$$v_a(0) = \frac{P_u(z)}{K} \dots\dots\dots (5-6)$$

と考えることができる。

5.2 大変位載荷試験例による検証（東京湾横断道路橋梁基礎載荷試験²⁾）

5.2.1 試験方法

試験杭の寸法および諸元は表5-1に示す通りであるが、試験杭にはプロテクター（ $[-150 \times 75 \times 6.5/10]$ ）を取りつけてあるので、その分を考慮してある。

表5-1 試験杭諸元・寸法

寸 法 (mm)			材 質	製 法	断 面 積 (cm^2)	断面二次モーメント (cm^4)	断 面 係 数 (cm^3)
外 径	板 厚	長 さ					
2,000	20	47,680	STK-41	スパイラル	1,291	6.5×10^6	6.5×10^4

載荷装置は図5-3に示すようにセル（建設省が昭和49年地盤改良試験のために、直線鋼矢板を用いて築造した直径15mのセル）と試験杭の間に反力桁をセットし、反力桁と試験杭との間には大変位量にも対応できるように100tonジャッキ（ジャッキストローク200mm）を直列に2台セットして加力した。

ひずみゲージの取付位置数量は図5-4傾斜計、変位計の取付位置数量は図5-5に示す通りであり、載荷重サイクルは表5-2、土質柱状図は図5-4に示す。

5.2.2 図式微積分による杭の挙動の推定

荷重-載荷点変位量は図5-6に、荷重-載荷点傾斜角は図5-7に、ひずみ分布図は図5-8（実測値）、図5-9（実測平均値）、図5-10（残留ひずみで補正した平均値）に示す。

水平載荷試験で得られた実測値は各荷重段階ごとの杭頭変位、杭頭傾斜角、載荷重および杭軸直角方向（一部円周方向）のひずみ分布である。図5-11に図5-9と図5-10を重ね合せたものを示すが、載荷重の増加とともに、杭頭の残留変位の場合と同様、杭体の残留ひずみ量が増大し、最大曲げモーメントの値にも差が生じている。載荷重100t時には、その差は100～150t・mになる。

表5-2 載荷々重サイクル

サイクル	荷 重 段 階 (t)	備 考
1	0-10-20-10-0	※1 アンダライン荷重 60分間定荷重維持 ※2 その他の荷重 5分間定荷重維持 ※3 荷重速度 増減時荷重速度は原則として処女荷重域で40t/分、履歴荷重域で60t/分程度とした。
2	0-20-30-40-20-0	
3	0-40-50-60-40-0	
4	0-40-60-70-80-40-0	
5	0-40-80-90-100-60-0	
6	0-50-80-0 (20分)(120分)(0分)	※4 ()内の数字は待ち時間を示す。

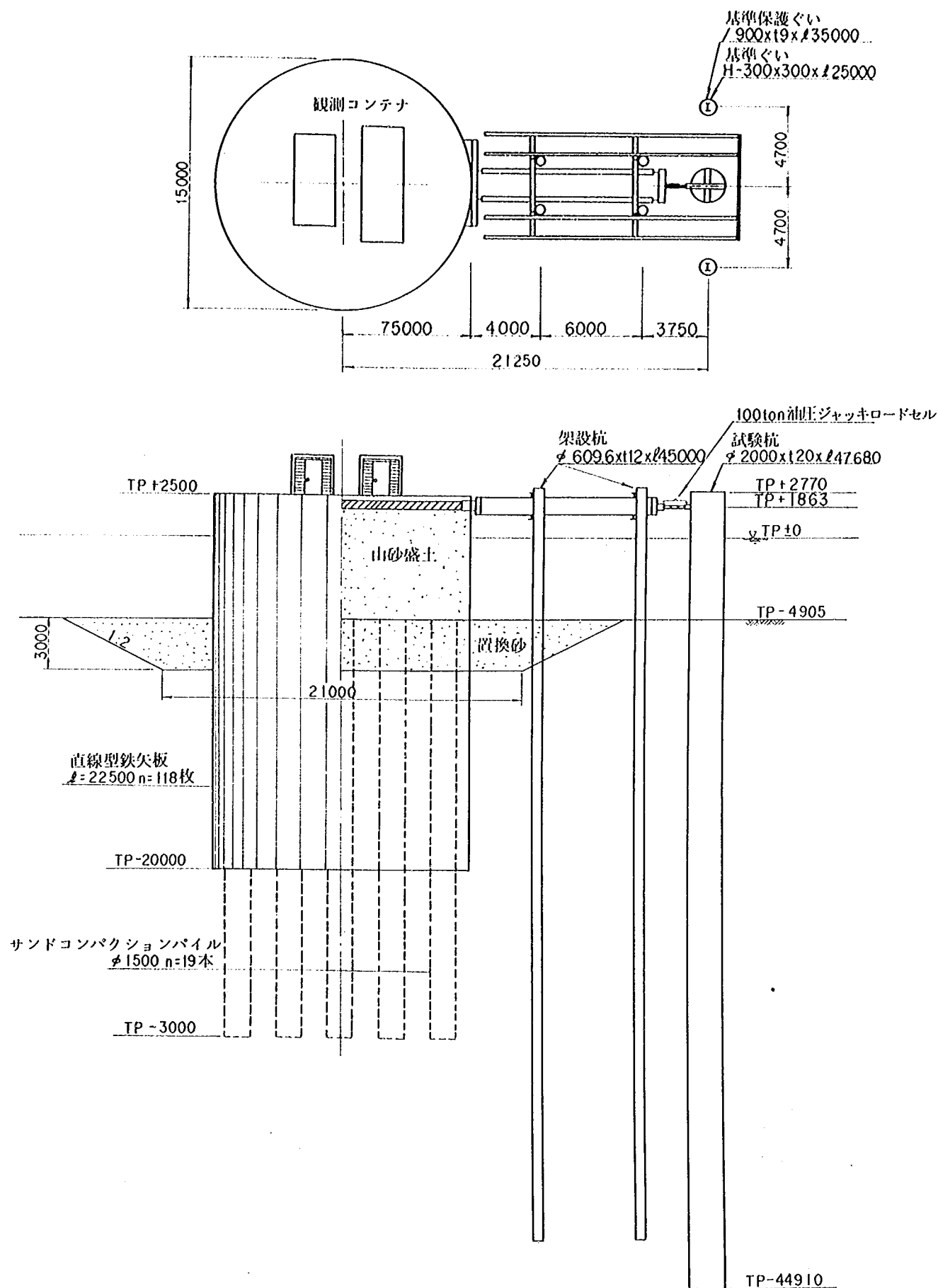


図5-3 試験杭と鋼矢板セルの位置関係

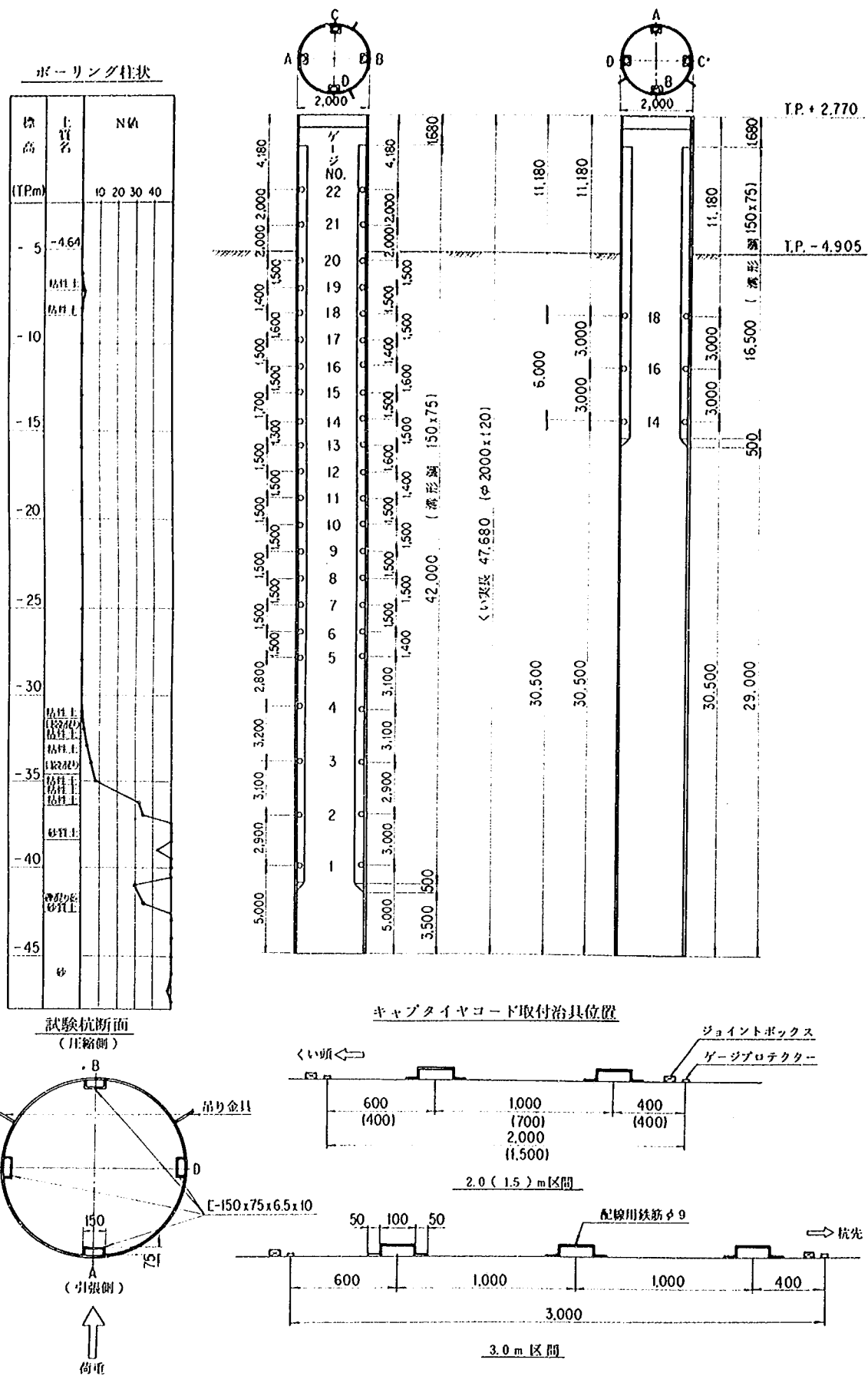


図5-4 ひずみゲージ及びプロテクター取付図

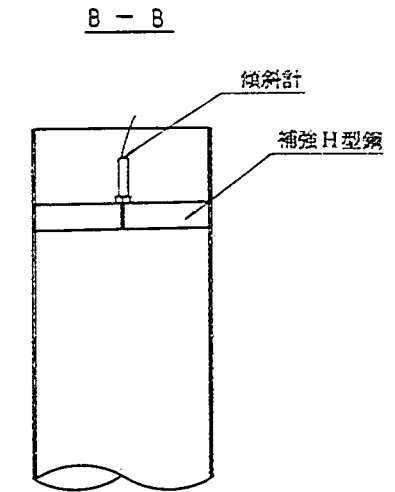
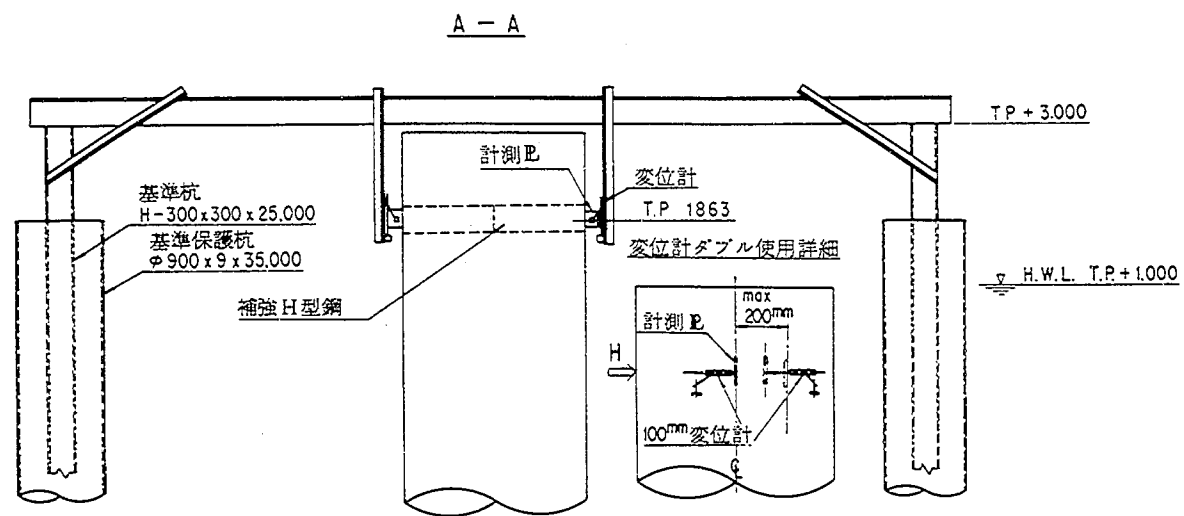
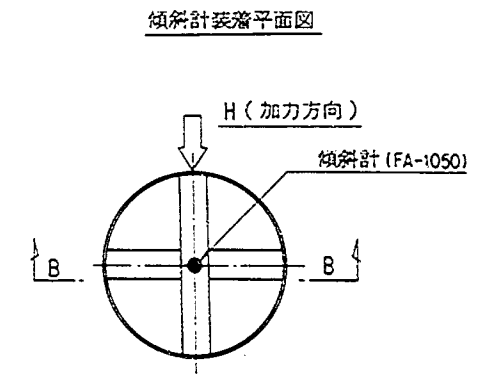
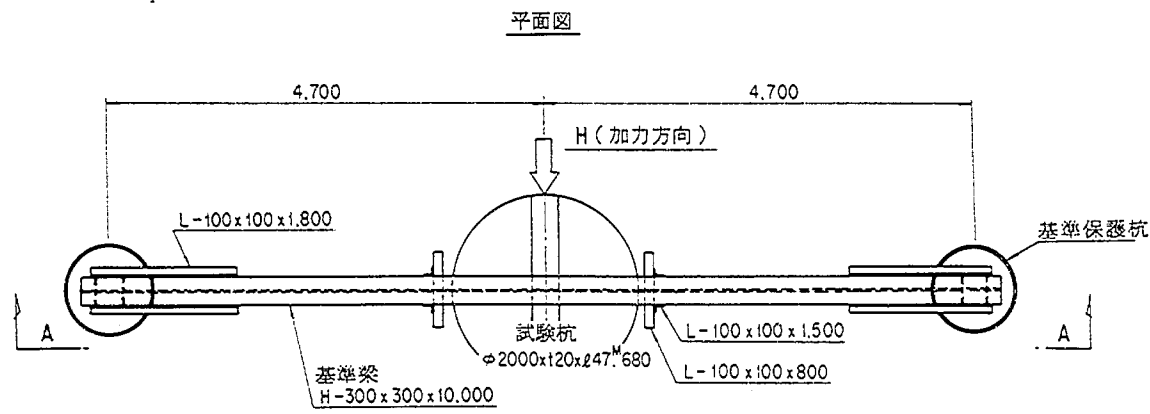


図 5 - 5 変位測定基準装置及び傾斜計位置

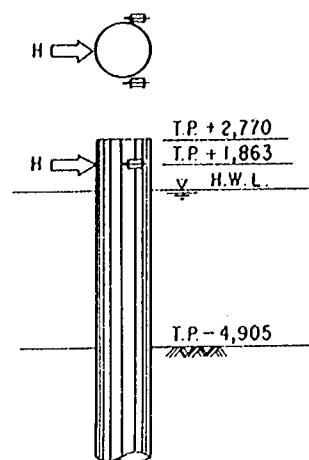
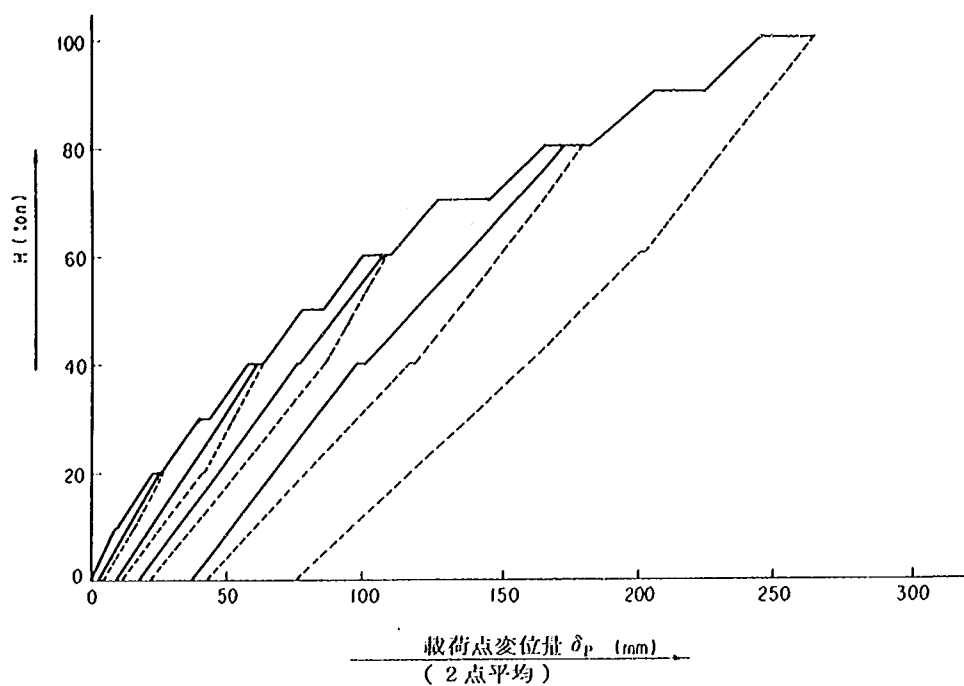


图5-6 荷重—载荷点变位量

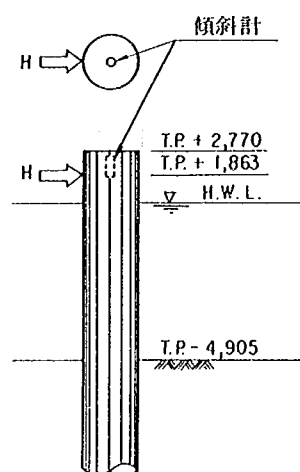
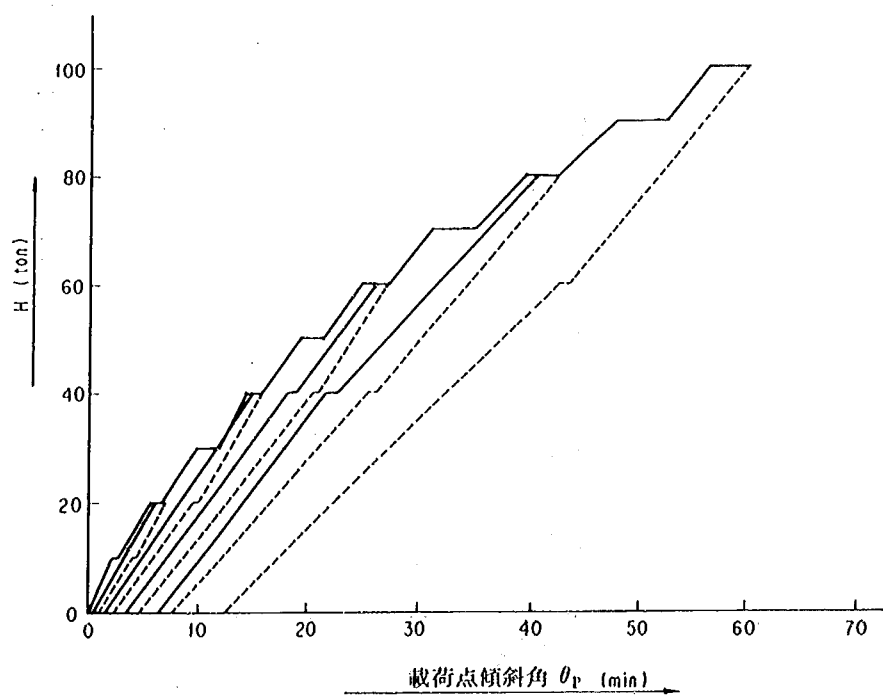


图5-7 荷重—载荷点倾斜角

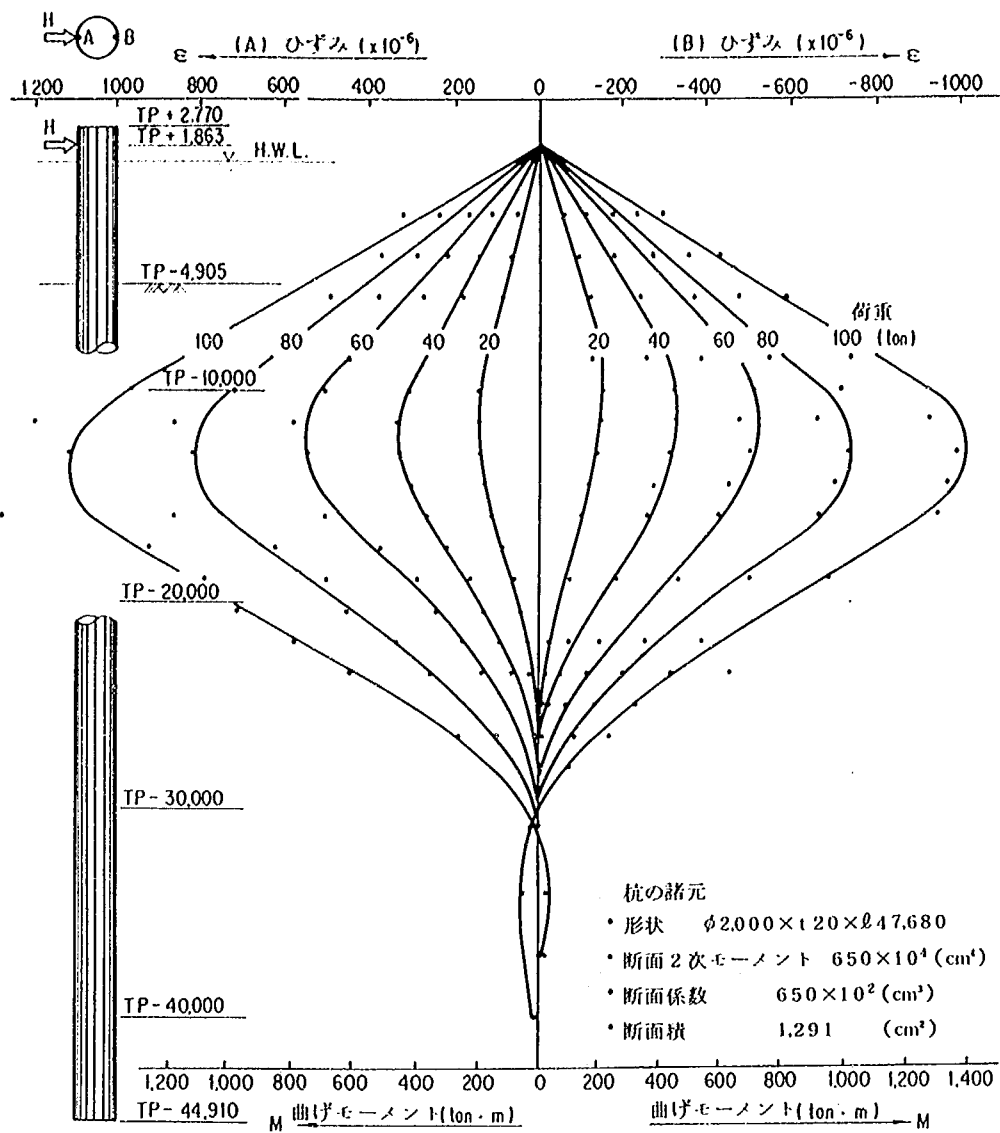


図 5-8 ひずみ分布図 (実測値) (各荷重 60 分測定値)

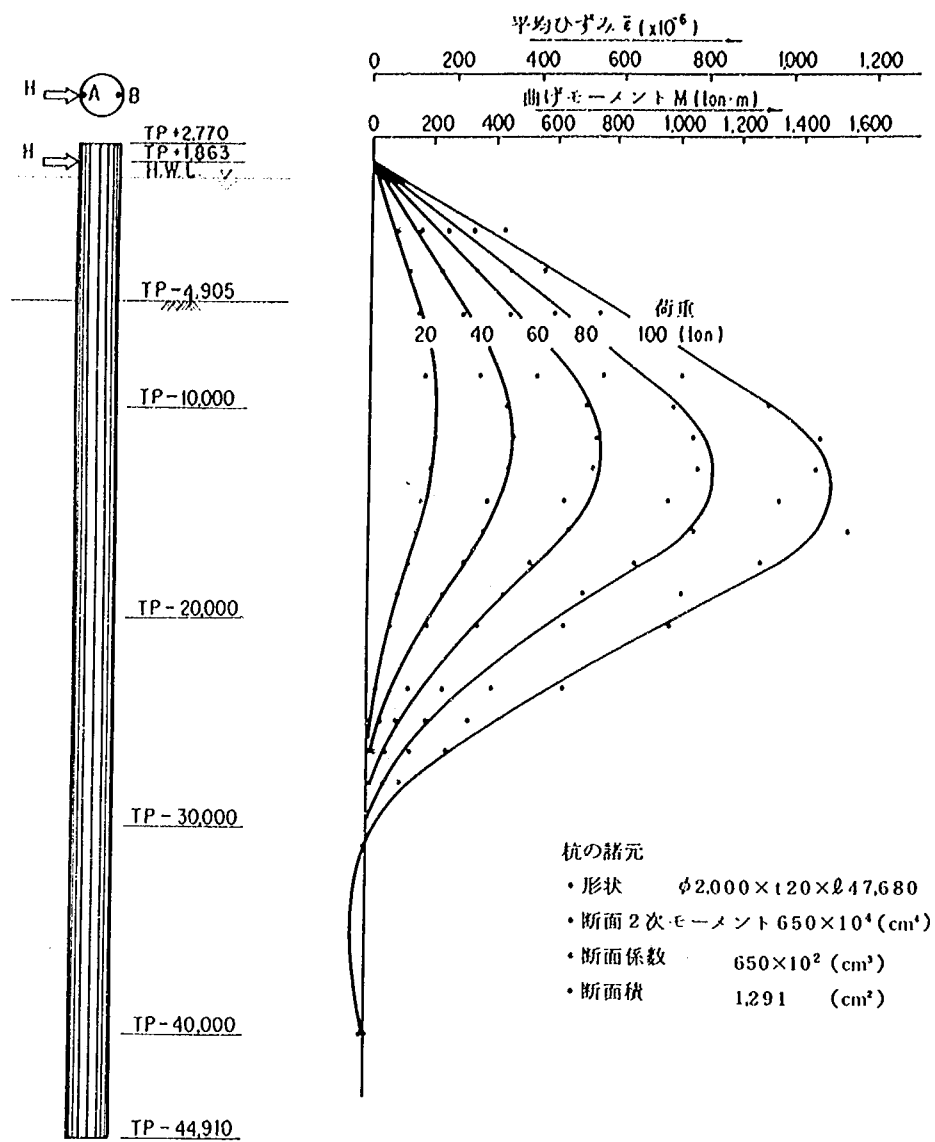


図5-9 ひずみ分布図 (実測値平均ひずみ) (各荷重60分測定値)

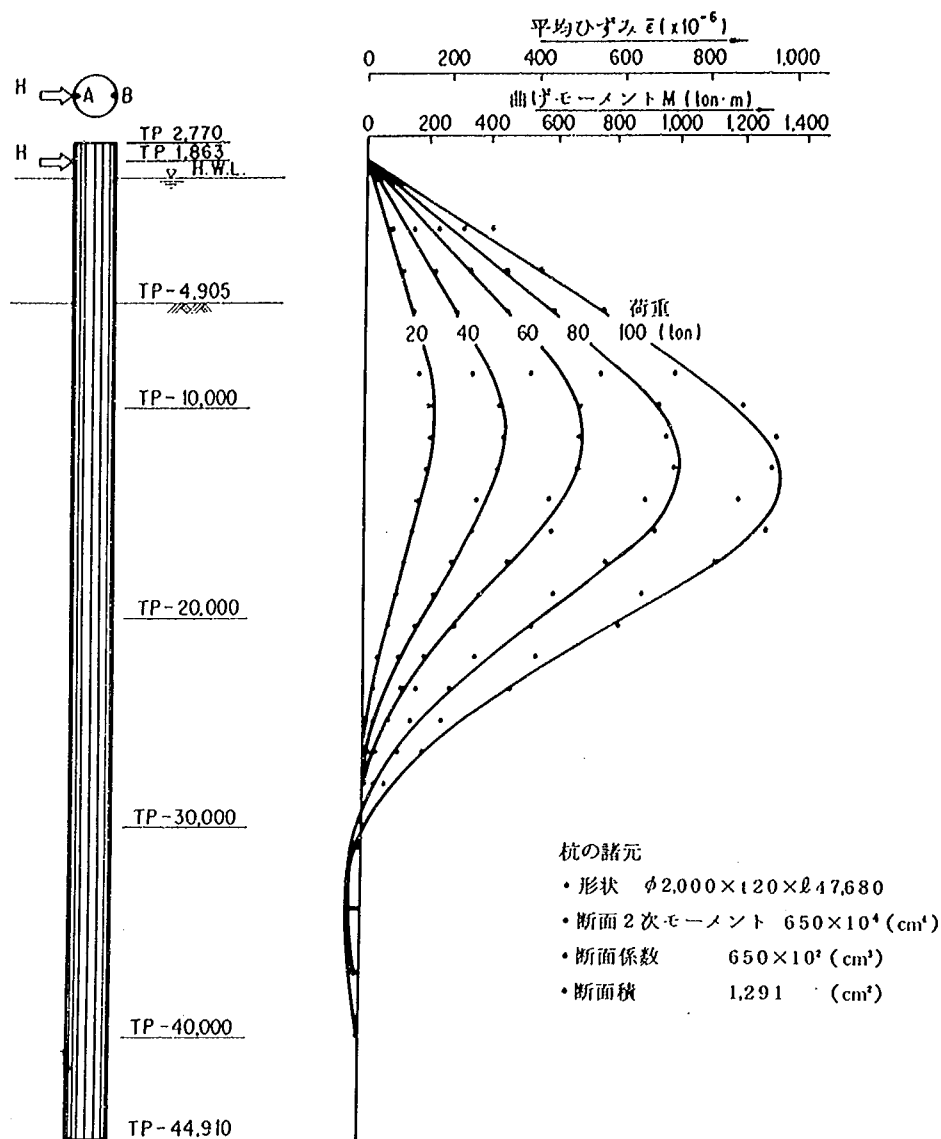


図5-10 ひずみ分布図（各サイクル残留ひずみで補正した平均ひずみ）
（各荷重60分測定値）

これらの実測値を用いて、杭の曲げモーメント、変位、傾斜角、せん断力さらに地盤反力を推定し、杭の変形挙動を考察した。すなわち、杭の軸方向ひずみ分布から曲げモーメント分布を求め、弾性理論を用い、関式微積分処理により杭の挙動を調べた。

i) 計算方法

弾性支承ばり理論によると、

$$M = \epsilon \cdot E \cdot Z \quad \dots\dots\dots (5-7)$$

$$\theta = -\int \frac{M}{EI} dx + C_1 \quad \dots\dots\dots (5-8)$$

$$y = -\int \int \frac{M}{EI} dx dx + C_1 x + C_2 \quad \dots\dots\dots (5-9)$$

$$S = \frac{dM}{dx} \quad \dots\dots\dots (5-10)$$

$$P = -\frac{dS}{dx} \quad \dots\dots\dots (5-11)$$

$$p = \frac{P}{D} \quad \dots\dots\dots (5-12)$$

- ここに
- x : 杭軸方向座標
 - y : 変 位
 - θ : 傾 斜 角
 - ϵ : 軸方向ひずみ
 - E : 杭材の弾性係数
 - $E I$: 杭の曲げ剛性
 - Z : 断面係数
 - M : 曲げモーメント
 - S : せん断力
 - P : 杭幅 (D) 当りの地盤反力
 - p : 地盤反力度
 - D : 杭 径

$$C_1, C_2 : \text{積分定数} \begin{cases} C_1 \text{ は実測杭頭傾斜角} \\ C_2 \text{ は実測杭頭変位} \end{cases}$$

の関係が成り立ち、実測ひずみより得られた曲げモーメント分布を杭頭変位、杭頭傾斜角を積分定数として、上式の処理をすることにより、各深さでの変位、傾斜角、せん断力および地盤反力を求めることができる。

ii) 計算結果

図5-11に処女荷重20t, 60t, 100t時(60分経過時)の実測ひずみの残留ひずみを含めた曲げモーメントと、差引いた曲げモーメントを比較した。

図5-12(a), (b)は残留ひずみを含めた場合、図5-13(a), (b)は残留を差引いた場合の曲げモーメント分布、変位分布、傾斜角分布、せん断分布および地盤反力分布をそれぞれ示す。図5-12, 図5-13とも載荷重100t時の海底面上のせん断力は100tをわずかに超えている理由は、曲げモーメント分布曲線を実測データに合わせることを優先したためである。

変位および傾斜角は曲げモーメント分布曲線を積分処理によって導いたもので、信頼性は高いが、せん断力、地盤反力は曲げモーメントの微分処理によったもので、変位、傾斜角に比べて信頼度は劣る。

とくに、地盤反力は曲げモーメントの2階微分になるため、複雑な分布形状となった。しかし、地盤反力分布をみると、海底面ではほぼ零であるが、GL-4~5mにかけて急増し、GL-12~13mまで20~30t/mで概ね一定値をとっている。

5.2.3 完全弾塑性地盤としての検討

5.1-2)の原理に従って、以下の2ケースについて計算する。

イ) ケースA

地盤を5層に分割し、図5-14で設定した地盤の変形係数から「道路橋示方書・同解説」に従って次式で求めた基準K値を計算上のK値とする。

$$K_0 = 0.8 \times E_0 \times D^{-\frac{3}{4}} \dots\dots\dots (5-13)$$

ここに K_0 : 基準K値

E_0 : 変形係数

D : 杭 径

また、極限地盤反力強度は次式で与える。

$$P_u(x) = \alpha \{ 2 \times C_u + \sum \gamma' h \} \dots\dots\dots (5-14)$$

ここに α : 係数 ($\alpha = 0.8, 1.0, 1.2$)

C_u : 非排水せん断強度

γ' : 湿潤単位体積重量

h : 層 厚

地盤に関する計算条件は図5-14に示す。

ロ) ケースB

地盤のK値を、深さ方向に一樣としたときのK値による結果の影響を調べるために、

$$P_u(x) = 2 C_u + \sum \gamma' h \quad (\alpha = 1) \dots\dots\dots (5-15)$$

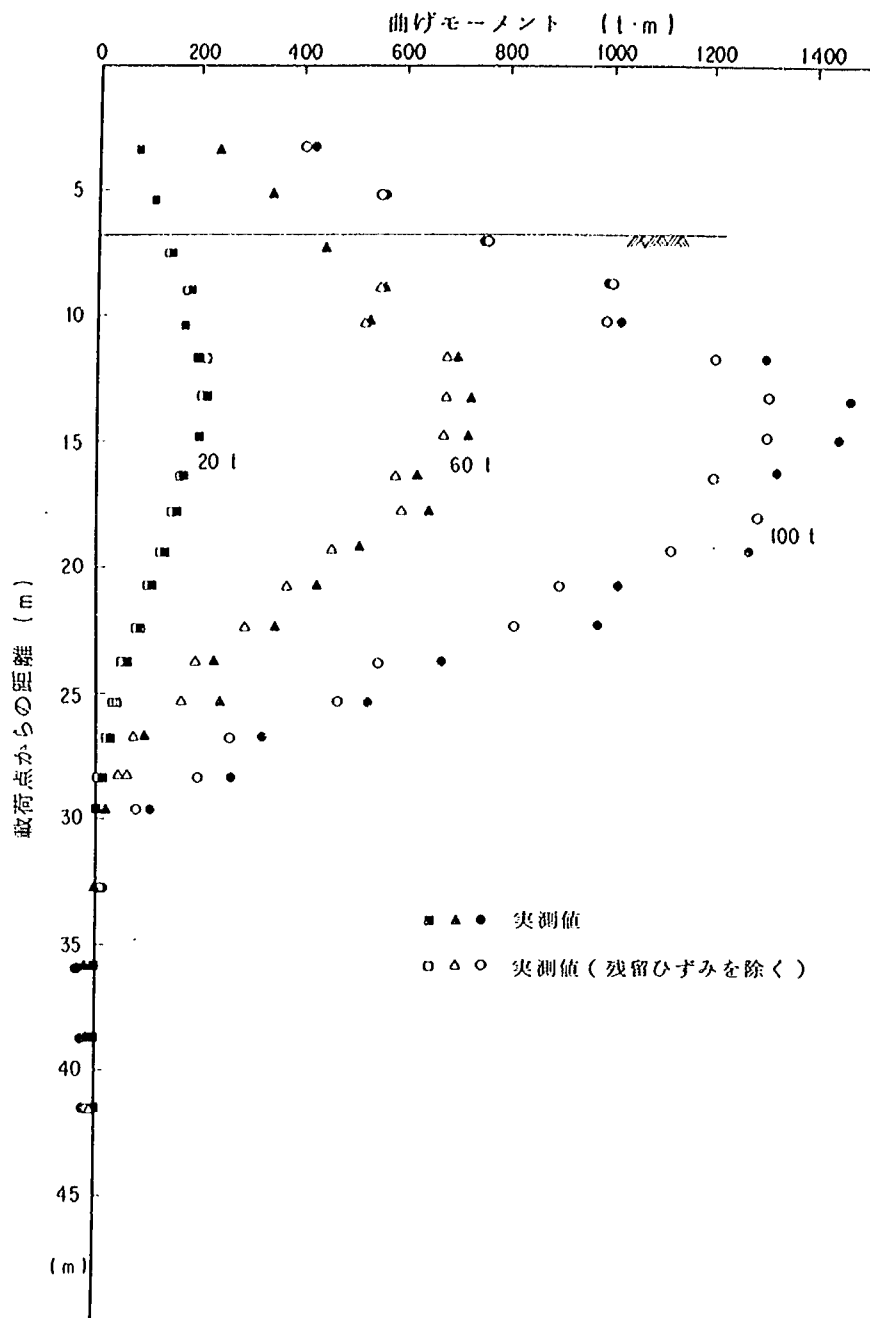


図5-11 曲げモーメント分布

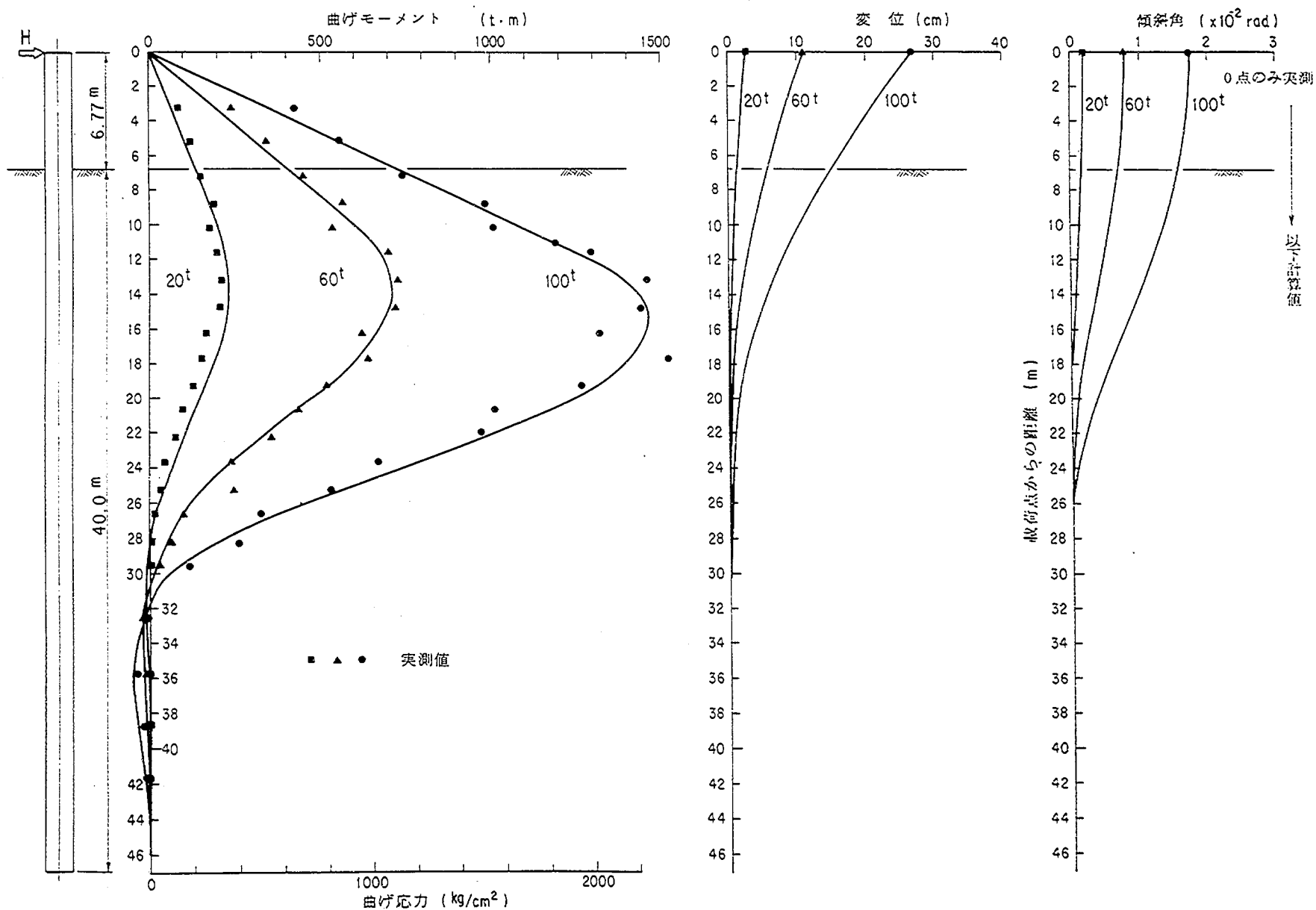


図 5 - 12(a) 図式微積分法による変位, 傾斜角

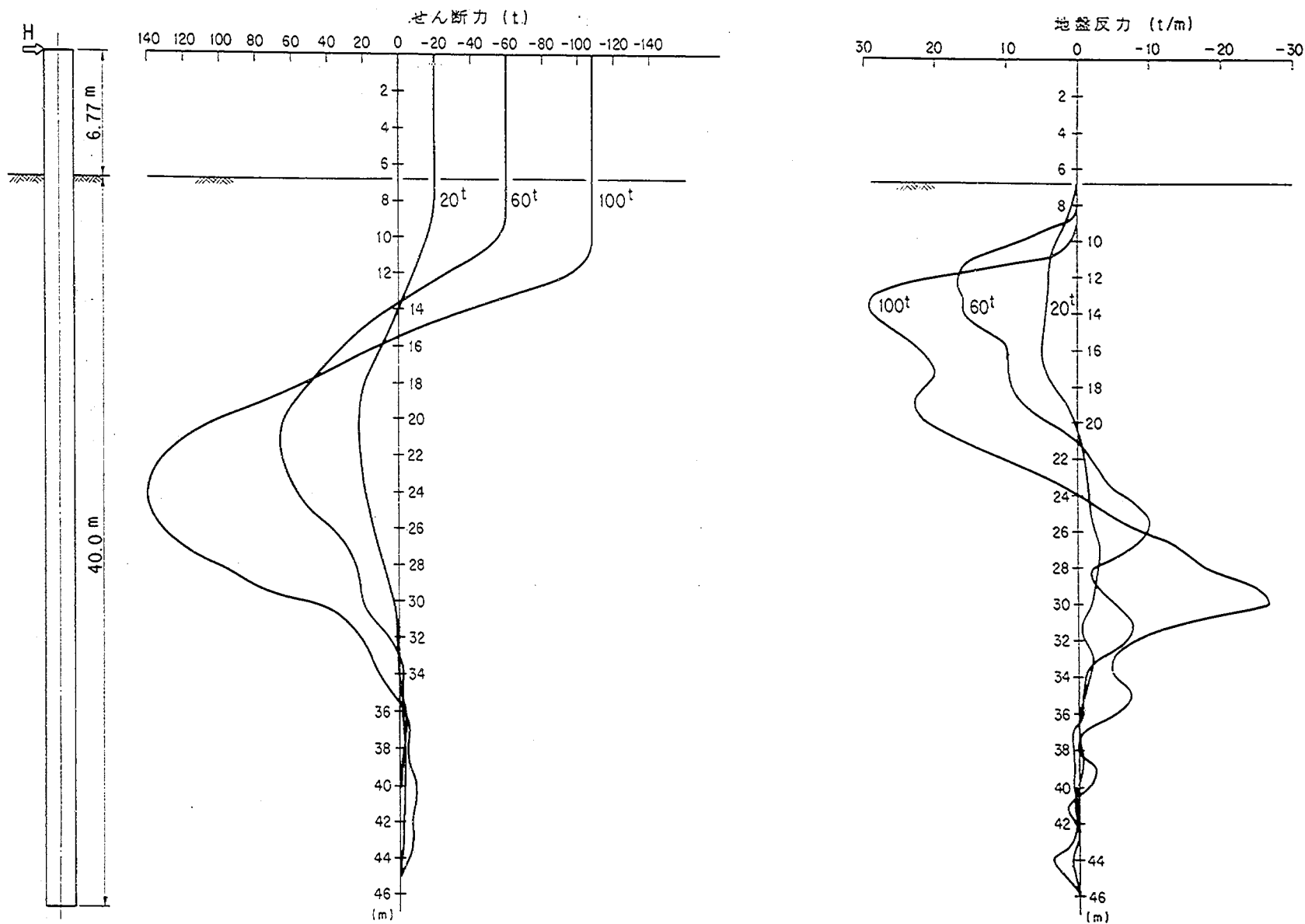


図5-12(b) 図式微積分法によるせん断力, 地盤反力

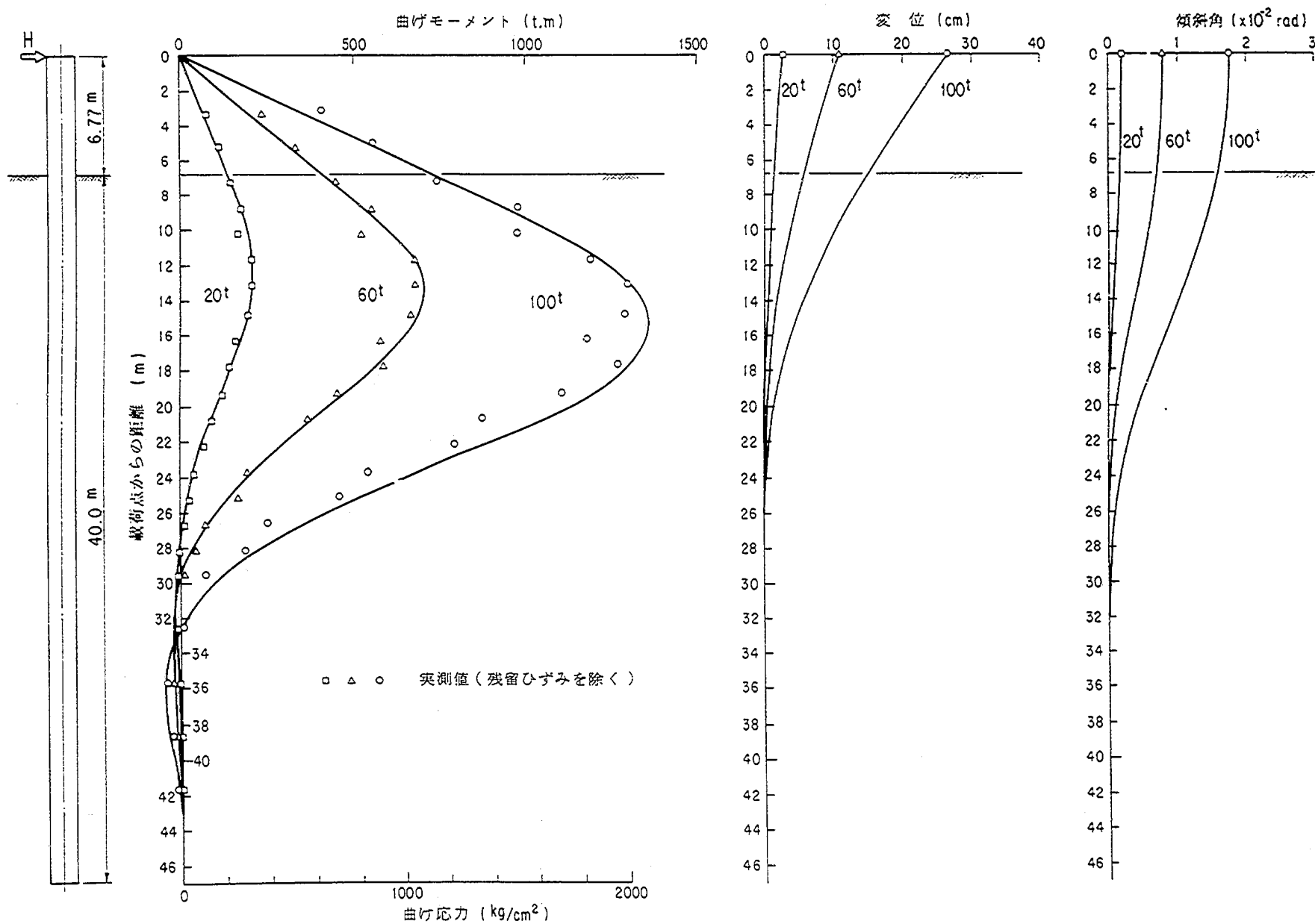


図 5-13(a) 図式微積分法による曲げモーメント変位, 傾斜角 (残留歪補正)

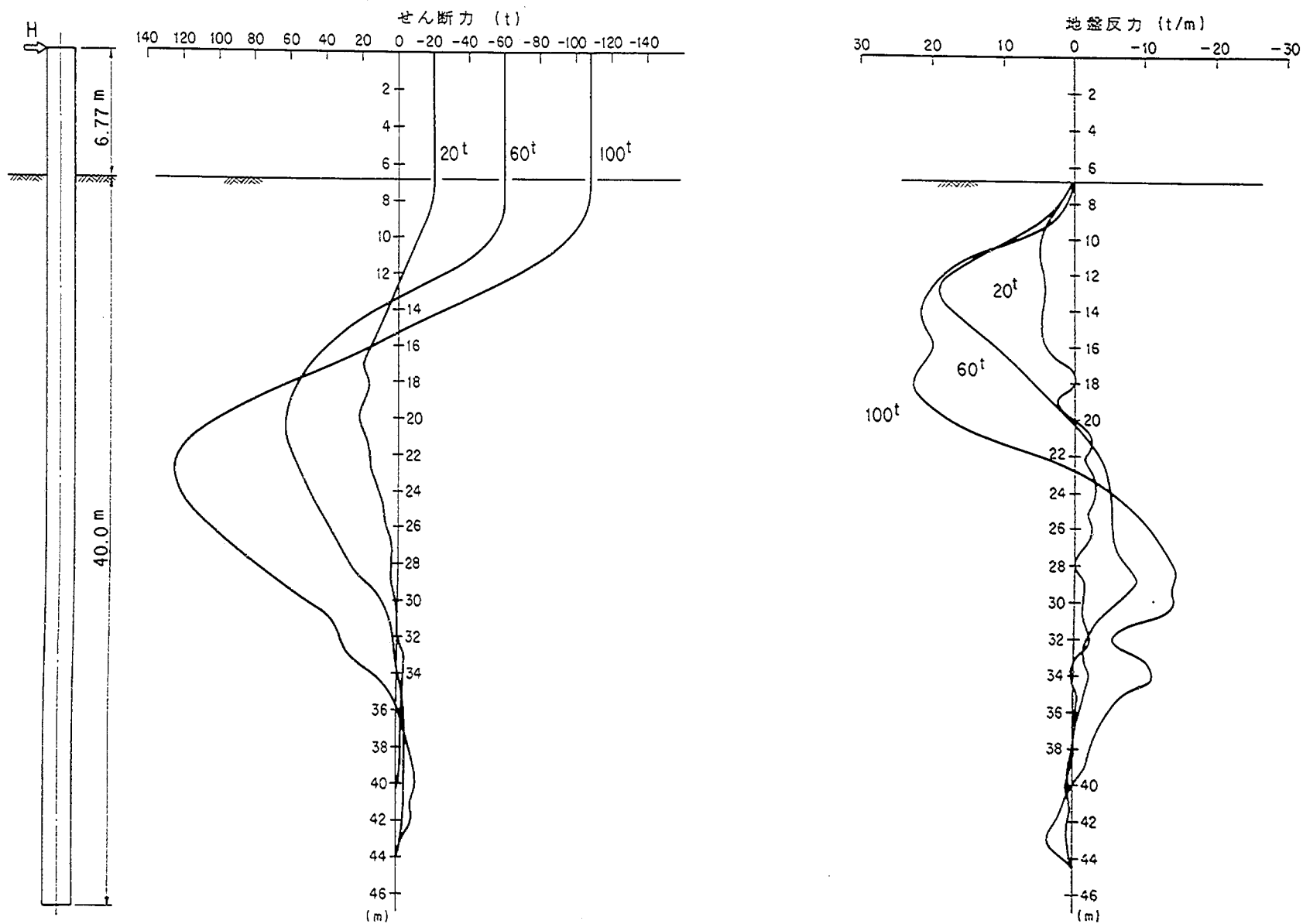


図5-13(b) 図式微積分法によるせん断力, 地盤反力 (残留歪補正)

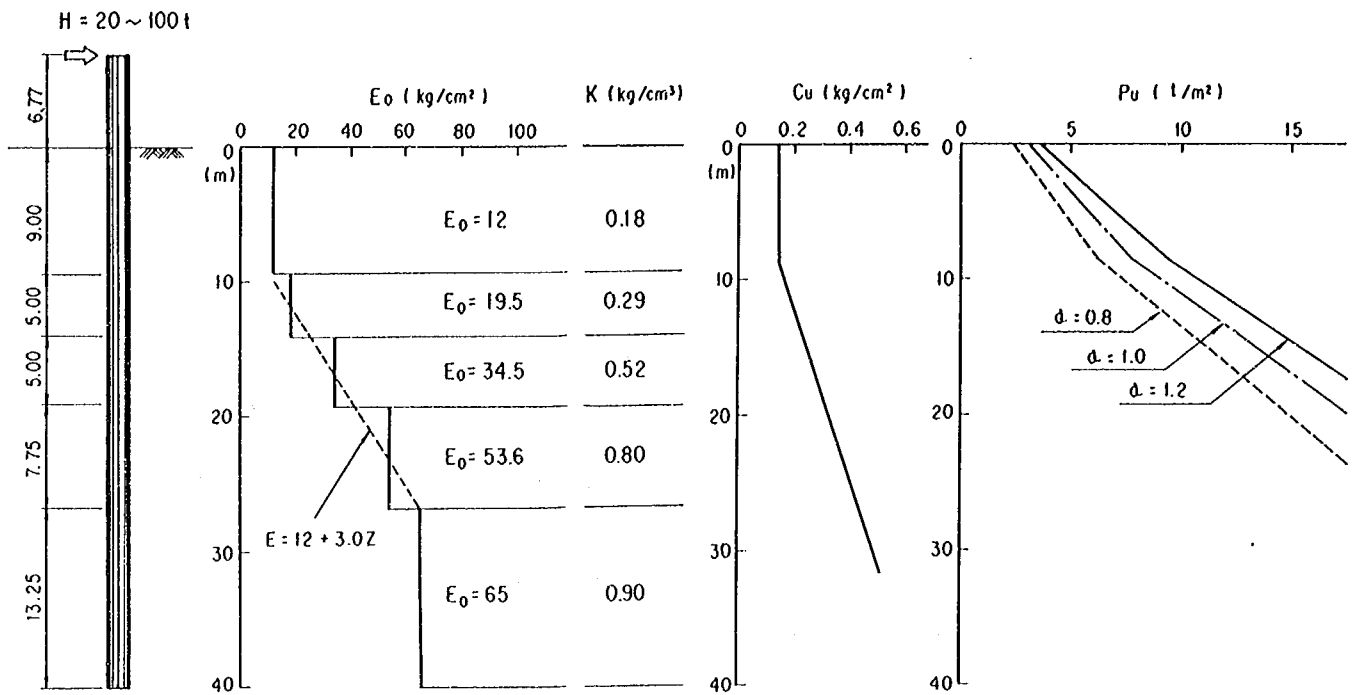


図5-14 完全弾塑性法に用いた計算条件 (Case A)

として計算する。

i) 計算結果

ケースAの各荷重段階における載荷点および海底面の水平変位量と、載荷点の傾斜角を実測値と比較した形で、図5-15に示す。また水平力 $H=20, 60, 100$ t時の曲げモーメントと地盤反力の分布を実測値と比較した形で図5-16に示す。同様にケースBの結果を、図5-17、図5-18に示す。

ケースAでは、係数 α を1から±0.2だけ変えても結果にさほど大きな差は生じない。 $\alpha=1.2$ とした場合、 $H=100$ t時において $\alpha=1.0$ とした場合に比べて、

地表面変位 11%減少
最大応力度 7%減少 となる。

ケースBにおいて、地盤の K 値を 0.2 kg/cm^3 から 0.4 kg/cm^3 の2倍に増加しても結果に大きな違いは生じない。特に最大曲げモーメント値はほとんど変化しない。 $K=0.2 \text{ kg/cm}^3$ とした場合、 $H=100$ t時において $K=0.4 \text{ kg/cm}^3$ とした場合に比べて、地表面変位で14%増加しているが、最大応力度は変化していない。これは杭の挙動が極限地盤反力分布に大きく支配されているためである。

ケースAでもケースBでも最大曲げモーメントの発生深度は実測値と一致するが、モーメント零点の深度は実測値より大きくなっている。

地盤反力の塑性域は、当然ながら水平荷重の増加に伴ない、深部に拡がっていく。式(5-14)を前提とした場合、塑性領域の進展状況を表5-3に示す。

表5-3 塑性域の深度(ケースAの場合)

(単位: m)

α \ 水平力(t)	20	40	60	80	100
$\alpha = 0.8$	0.4	4.0	6.6	8.8	12.5
$\alpha = 1.0$	0	2.8	5.1	7.1	8.8
$\alpha = 1.2$	0	1.8	4.0	5.9	7.4

ii) 考 察

各載荷重時における弾塑性境界面の深さは、 $H=20$ tでは海底面下零、 $H=60$ tでは -5.1 m、 $H=100$ tでは -8.8 mである。図5-16、図5-18から判断して極限地盤反力強度は、予想している値より大きく深度が深くなればなる程この差が大きくなっている。

また、塑性域における地盤反力分布も弾塑性境界面近くなって急増しているが、地表面よりある深さでは地盤反力は作用せず、その深さは弾塑性境界面が深くなるにつれて、深くなっている。

この現象を従来の道路橋示方書方式で計算した結果(図5-19)から検討してみる。 $H=20$ tにおいては地表面の杭変位量も2 cm程度で、弾塑性計算においても塑性域はない。したがって、変位量を小さく制約している現行示方書の計算結果は実測値と割合によく合っており、現在行わ

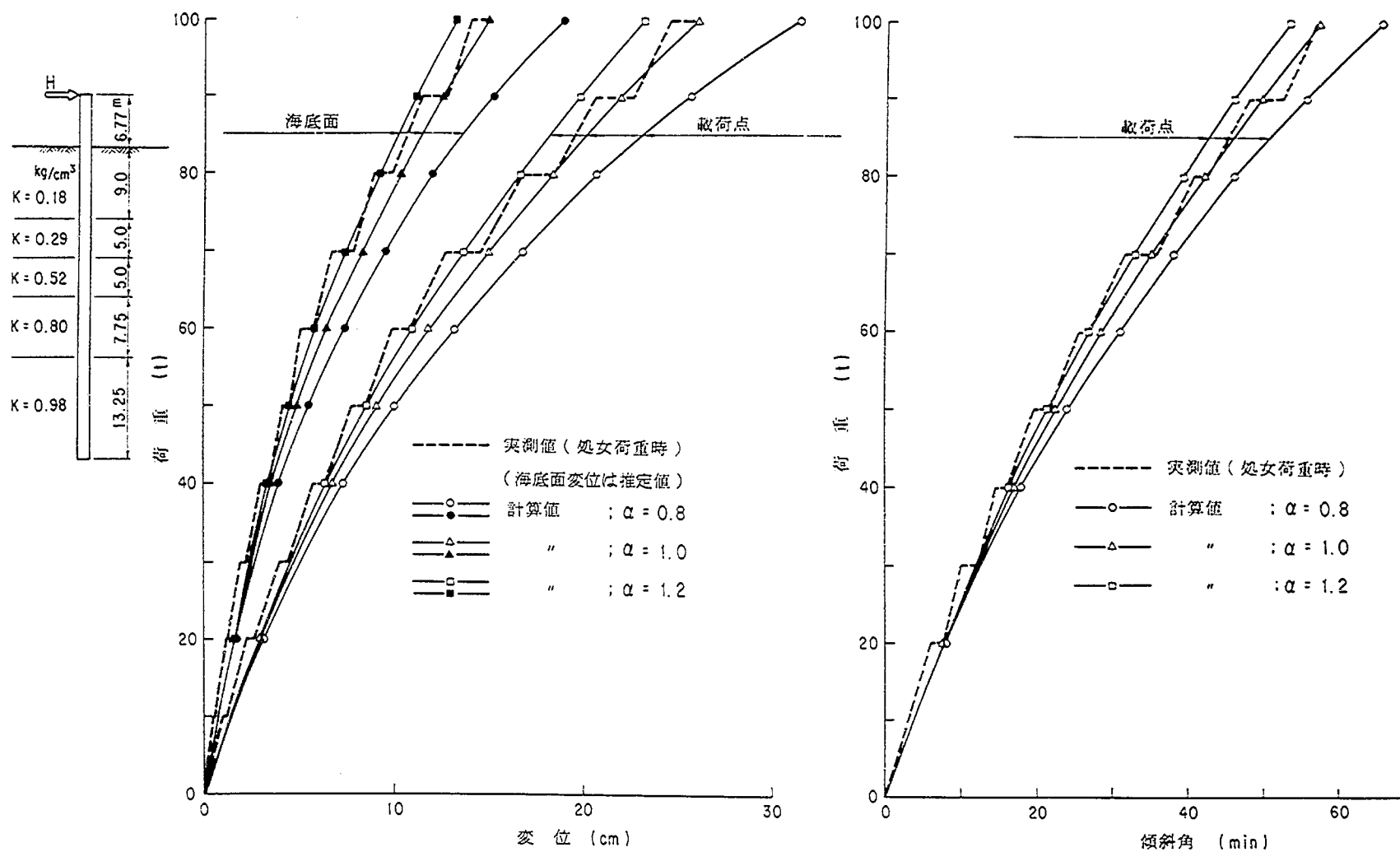


図5-15 完全弾塑性法による変位, 傾斜角 (Case A)

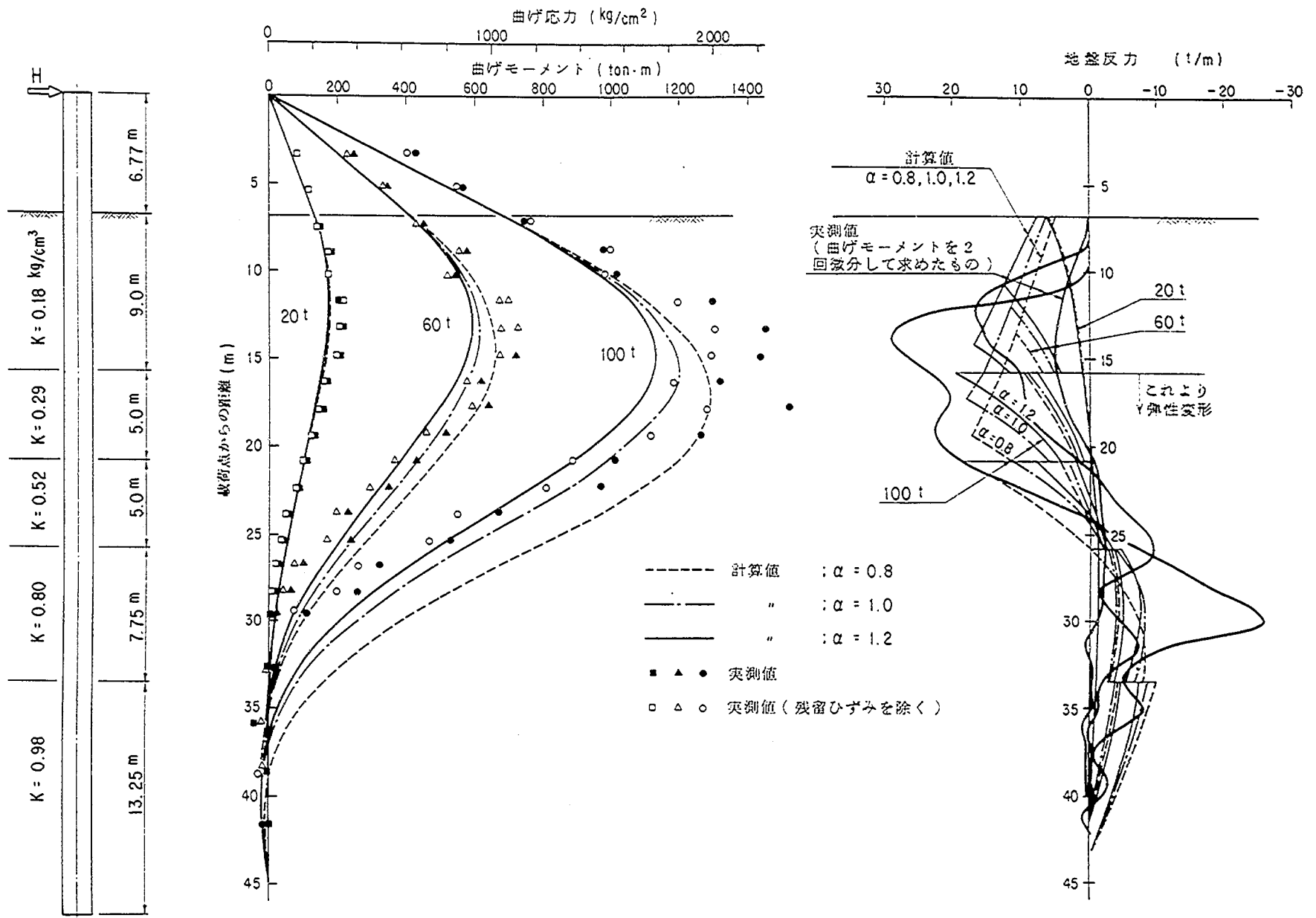


図5-16 完全弾塑性法による曲げモーメント，地盤反力 (Case A)

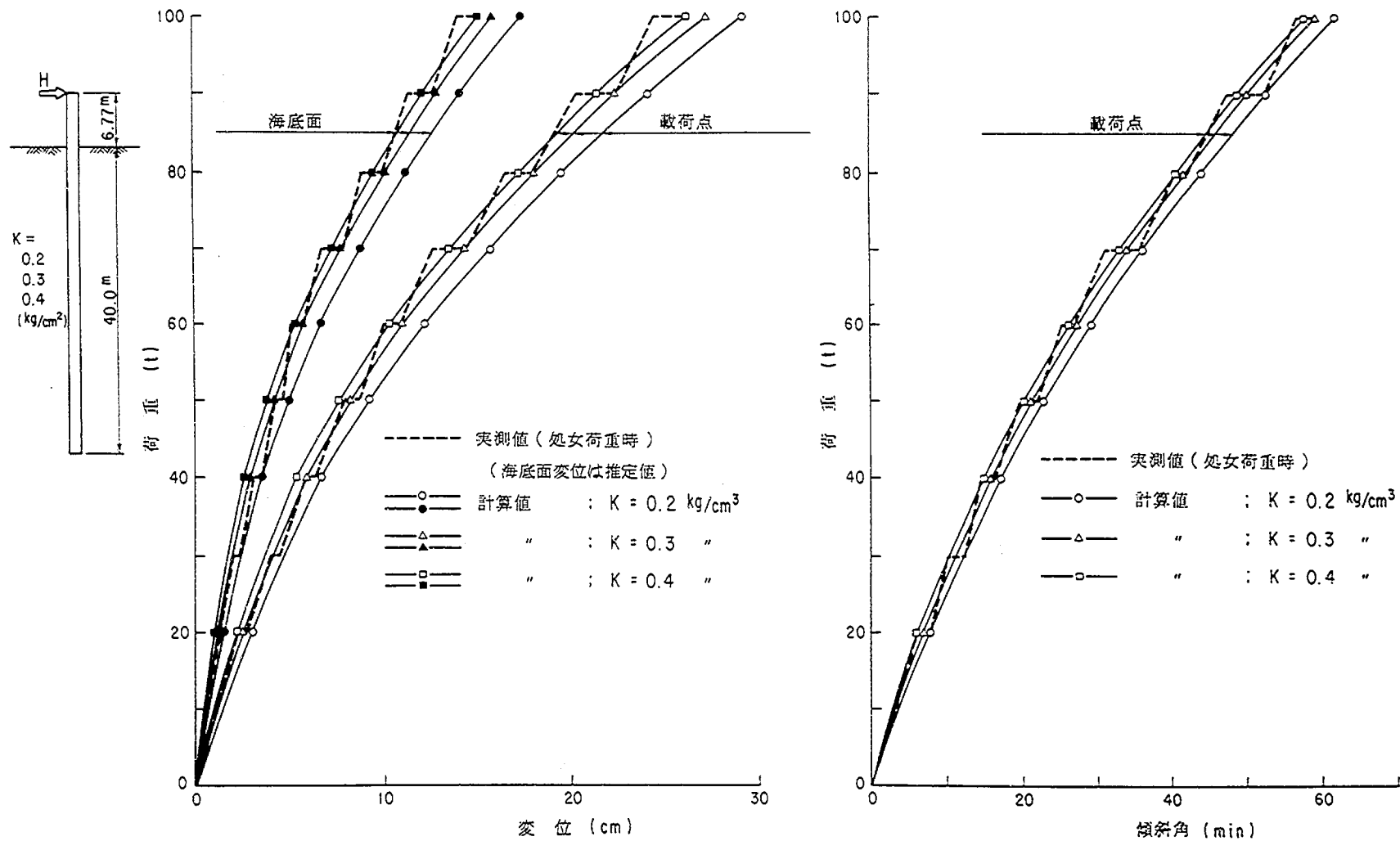


図5-17 完全弾塑性法による変位, 傾斜角 (Case B)

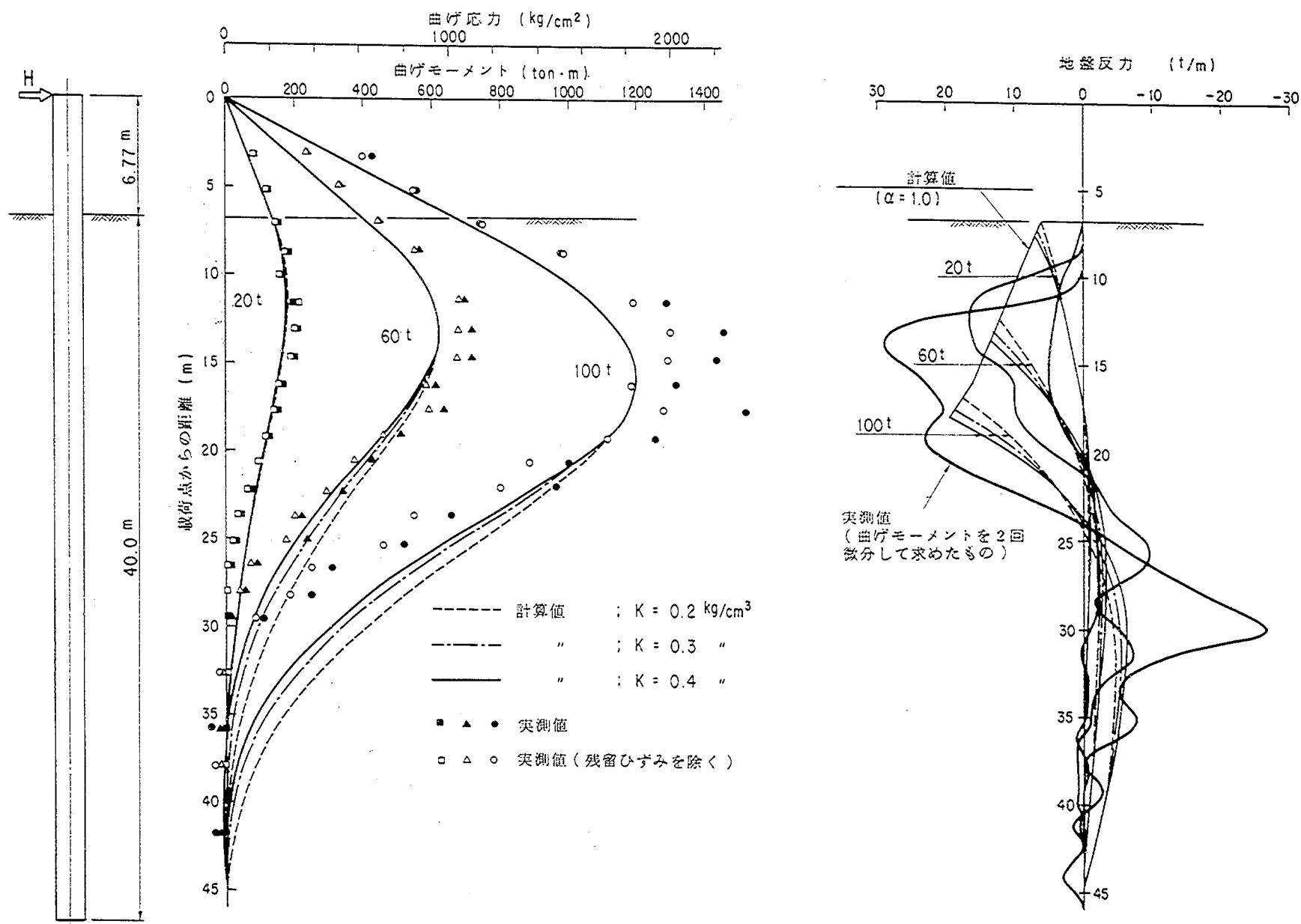


図5-18 完全弾塑性法による曲げモーメント, 地盤反力 (Case B)

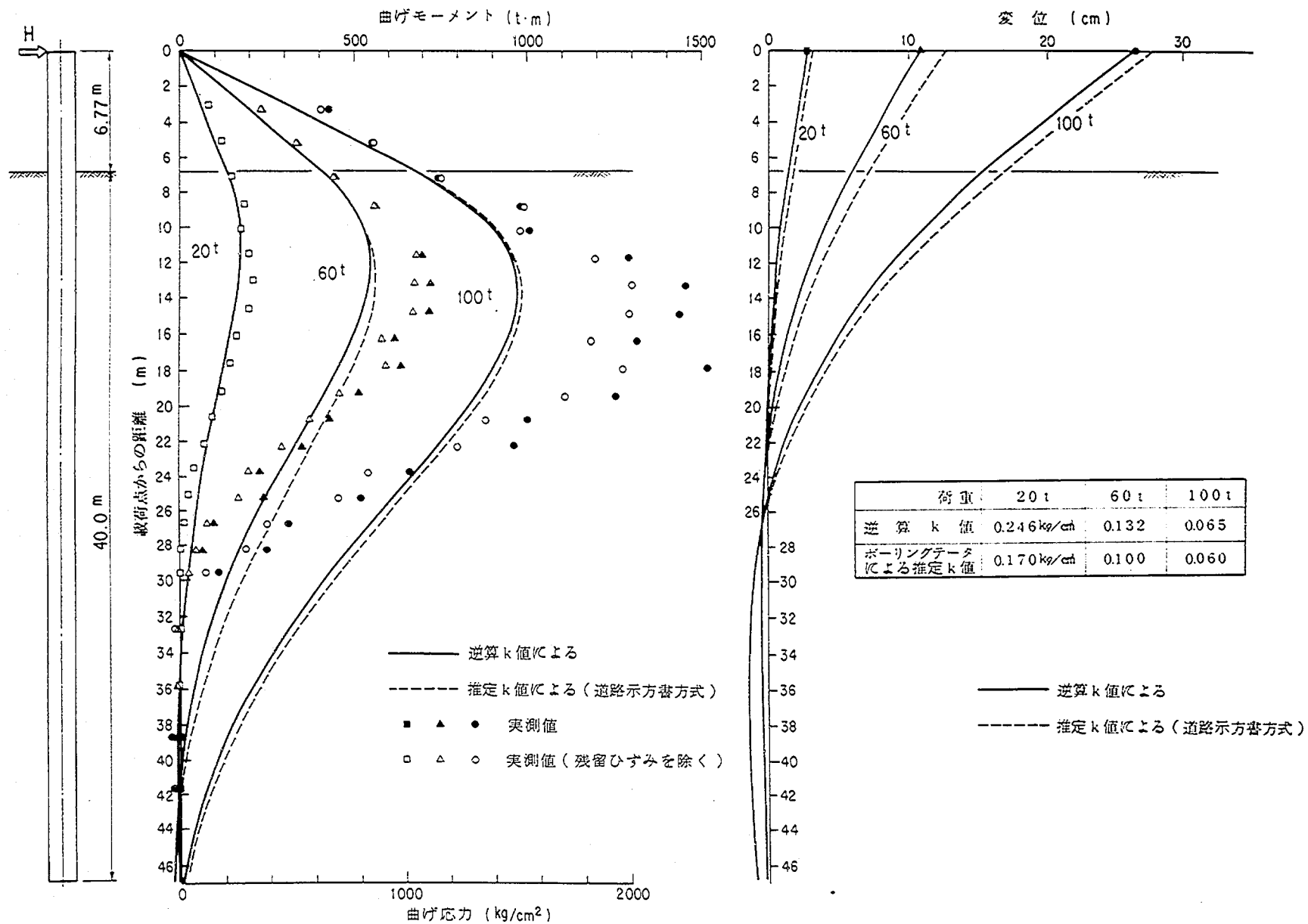


図 5-19 一層系弾性地盤反力法による曲げモーメント変位分布

れている設計手法の一応の妥当性を立証している。しかしながら $H = 60 \text{ t}$ あるいは $H = 100 \text{ t}$ といった大変位領域に入ると曲げモーメント分布を正しく推定することが不可能で、大変位領域における適用は不可となっていることが分かる。

完全弾塑性地盤反力法による塑性化区域の深度と変位量をまとめたのが、図5-20および図5-21であるが、図5-18で示すように塑性化区域における地盤反力が極端に小さくなっている。

一方、弾塑性設計についても前述したように、ケースAおよびケースBにおいて、最大曲げモーメントの発生深度は実測値と一致するが、モーメント零点の深度は実測値と全く合っていない。これは、道路橋示方書方式と同じように、塑性弾性境界以浅における地盤反力の与え方が過大なためと思われる。

5.3 杭の仮想自由長を考慮した計算法

(1) 仮想自由長の考え方

杭の水平載荷試験における実測曲げモーメント分布図に合致するように、塑性弾性境界以浅の地盤反力を減少させてみる方法に仮想自由長の考え方がある。自由長および K 値をパラメータにして、まとめたものが図5-22および図5-23である。塑性区間 l の $1/2$ あるいは $2/3$ の範囲の地盤反力を零にする考え方であるが、残部の $1/2 l$ あるいは $1/3 l$ については塑性区間の反力をまとめて、弾性的に作用させている。

自由長区間における杭の曲げモーメントの増加は直線であり、その区間の曲げモーメントの値には、 K 値が関与しないことを考えた場合の実測曲げモーメント分布図との照合、最大曲げモーメント発生深度より以深における曲げモーメントの急速な減少分布図からの推量等より、仮想自由長を $2/3 l$ にする方が合理的である。

また、仮想自由長を $2/3 l$ に仮定した場合の K 値は 0.5 kg/cm と大きく採ることとなる。その場合の地表面変位量を実験値とチェックしたものが図5-25である。

この手法でまづ問題になるのは、塑性弾性境界の深さ l の判定である。東京湾杭載荷実験においても、極限地盤反力度は式(5-14)と仮定し、それに基づいた塑性弾性界 l が表5-3のように求められている。しかし、これによれば地表面においても $2C_u$ の反力度が期待できるため、載荷重 20 t の場合には塑性域は零となっているが、載荷重 20 t の場合も詳細に図示して見ると、図5-26(a)のように必ずしも、曲げモーメント実測図と合っていない。

したがって、載荷重 20 t の場合も C_u の値を零近くに採るならば、塑性域が発生して、仮想自由長の概念を導入する必要性が生ずる。 K 値を 0.5 kg/cm として、曲げモーメント分布図に合致するように仮想自由長を逆算してプロットしたものが図5-27である。

今回は特に実測曲げモーメント分布図を基準にして、解析を進めたが、変位量のチェックも図5-25のように概ね合致している。この事実から逆に考えると、自由長のある杭の自由長区間の変位量を杭基礎の剛性と直接結びつけることは余り意味がなく、それよりも塑性弾性境界における変位量を

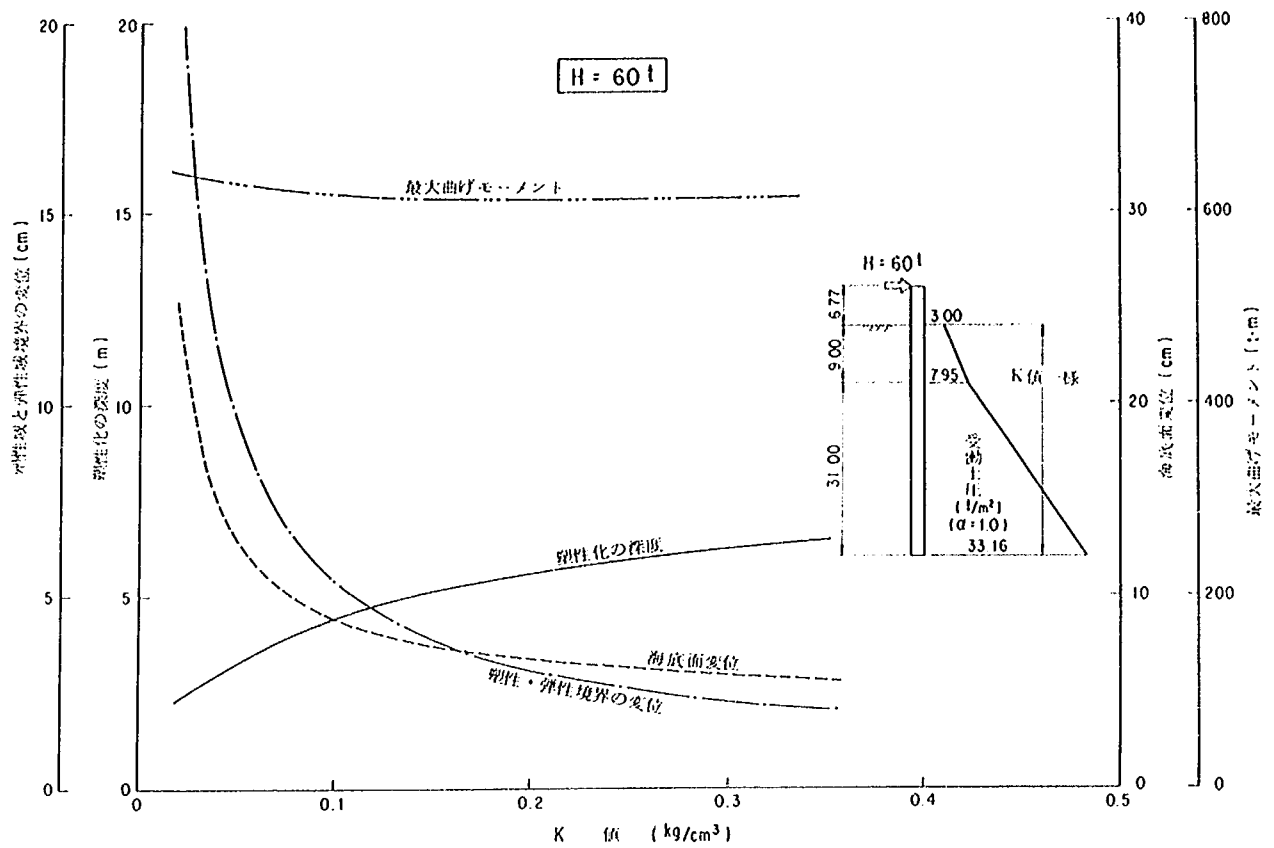


図5-20 完全弾塑性地盤反力法 ($\alpha = 1.0$) による塑性化区域の深度と変位量

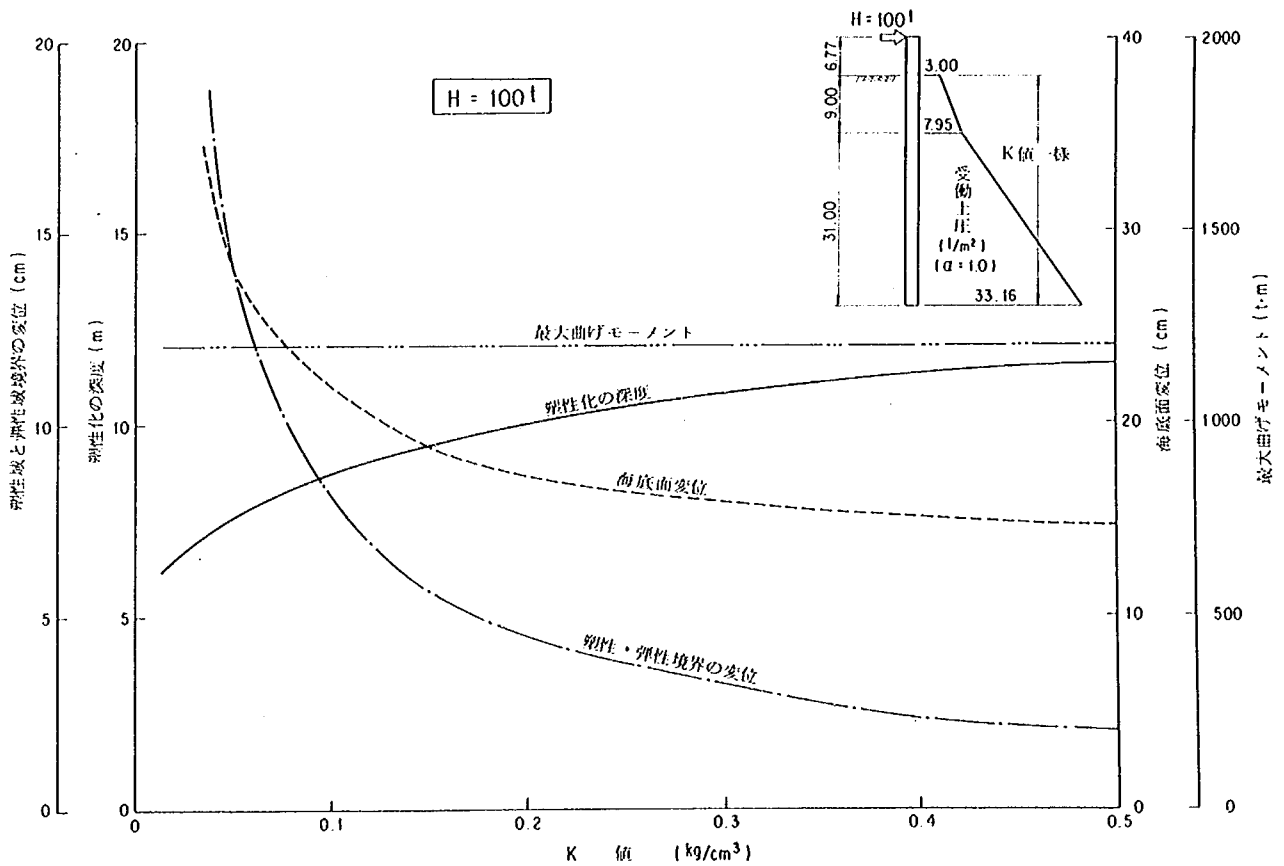


図5-21 完全弾塑性地盤反力法 ($\alpha = 1.0$) による塑性化区域の深度と変位量

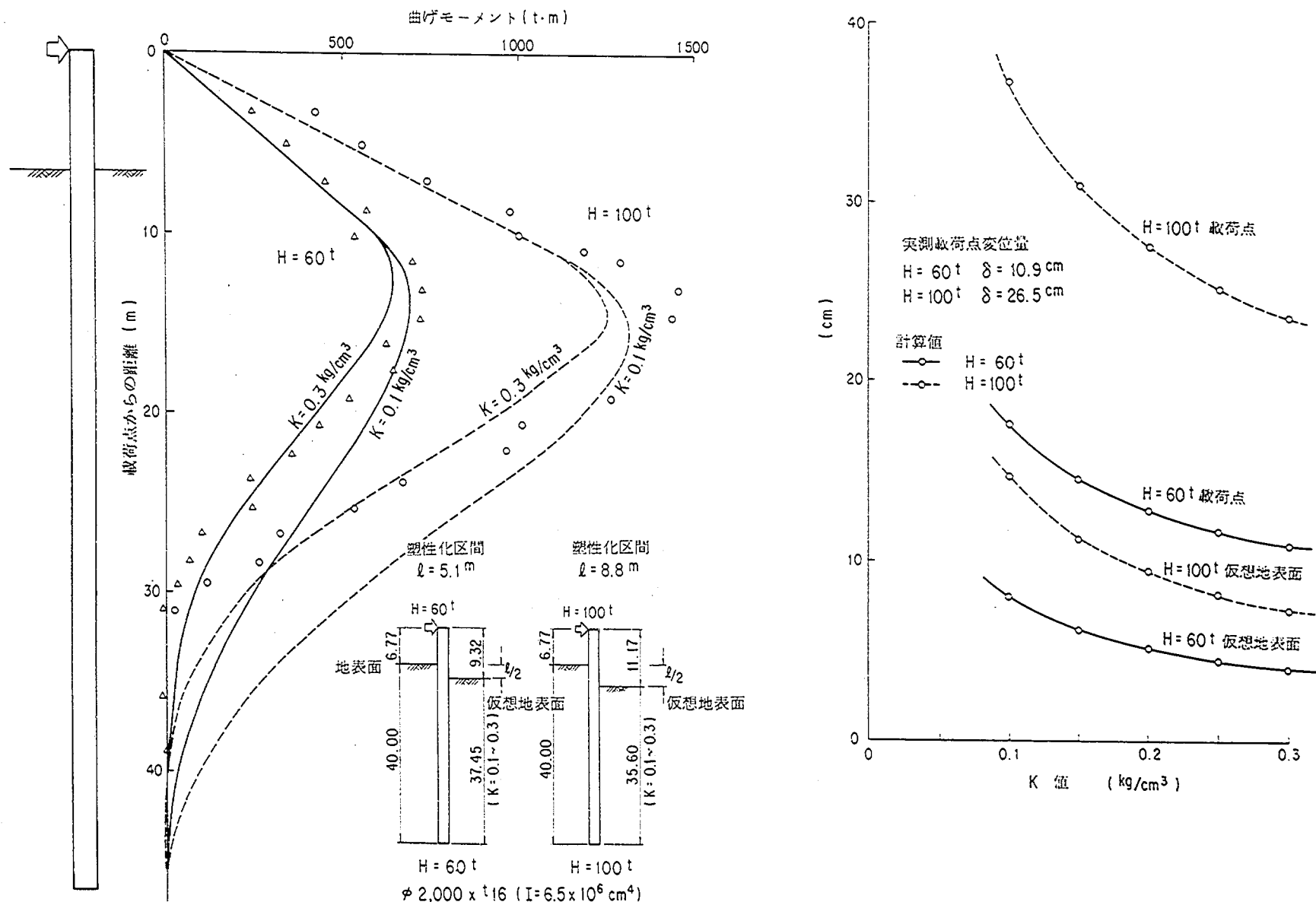
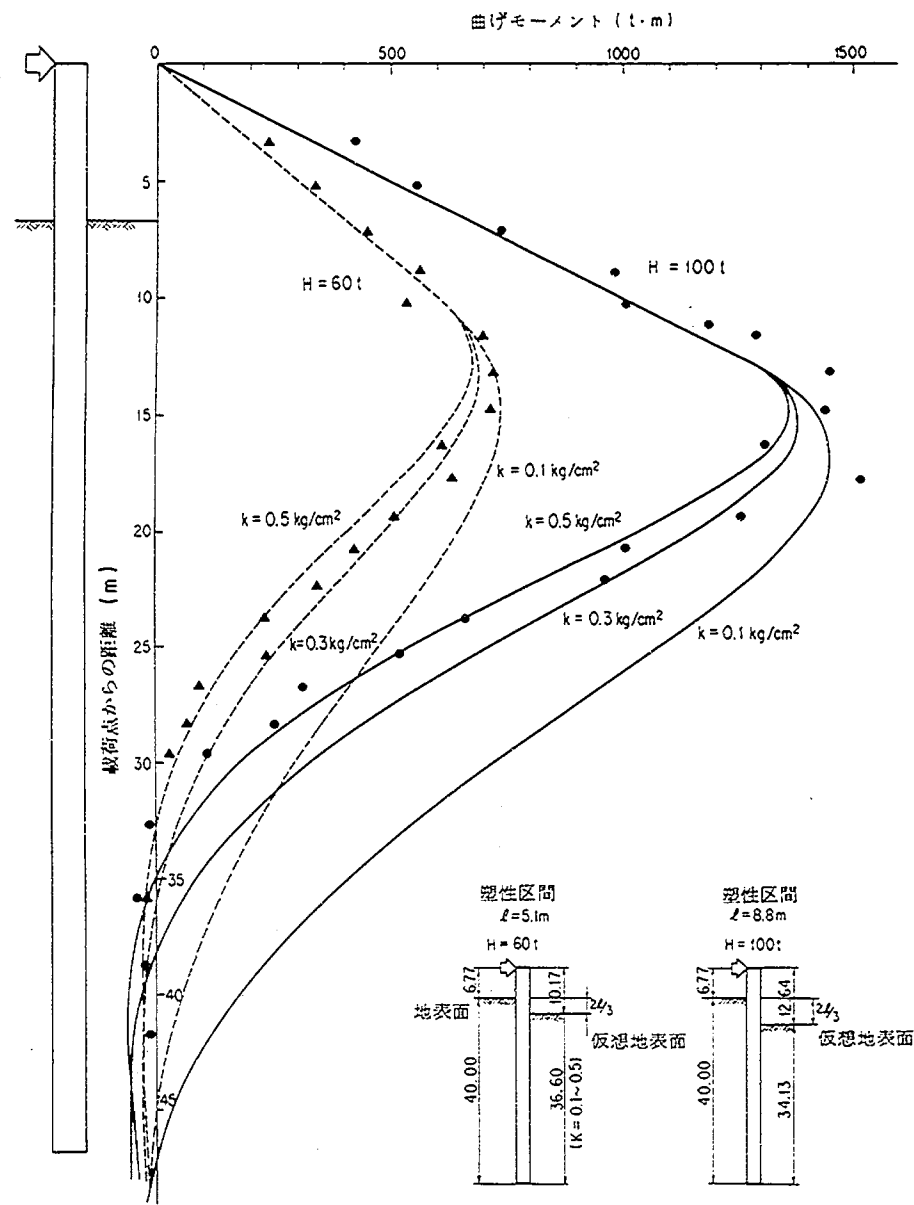


図5-22 塑性化区間の上半分を無視した計算（一層系弾性地盤反力法）

図5-23 塑性化区間の上2/3区間を無視した計算（一挙層系地盤反力法）



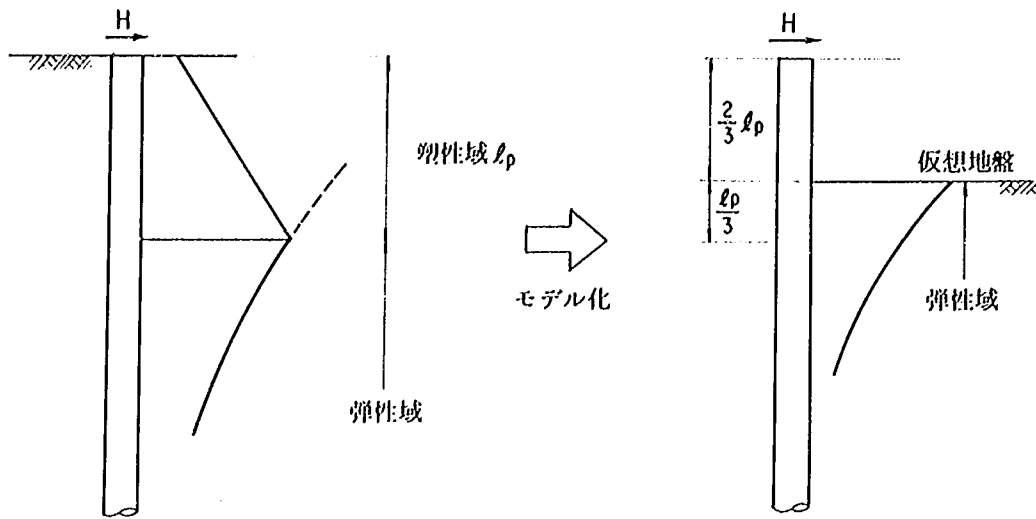


図 5-24 弾塑性計算における地盤のモデル化の例

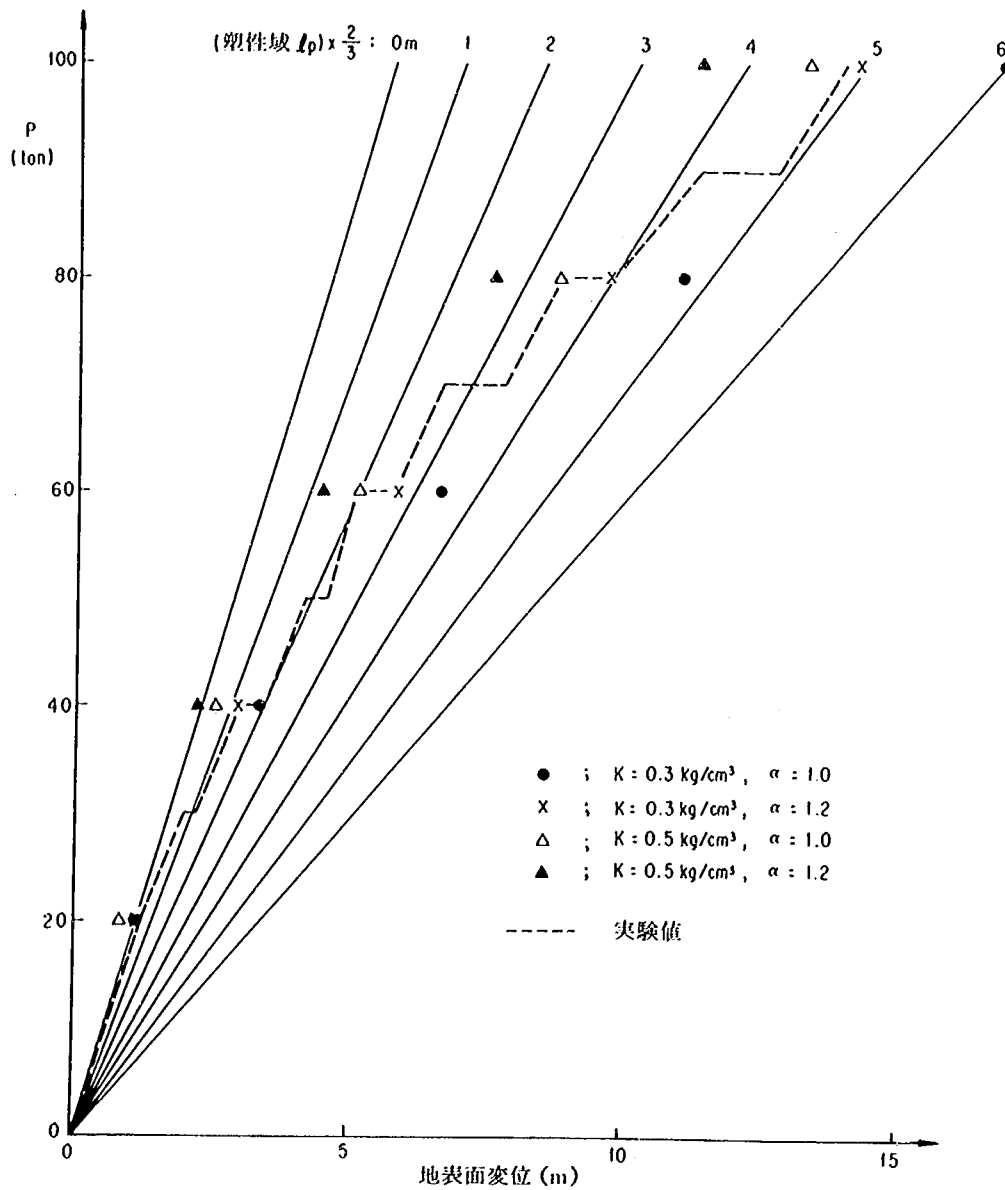


図 5-25 極限地盤反力強度を考慮した杭の弾塑性計算

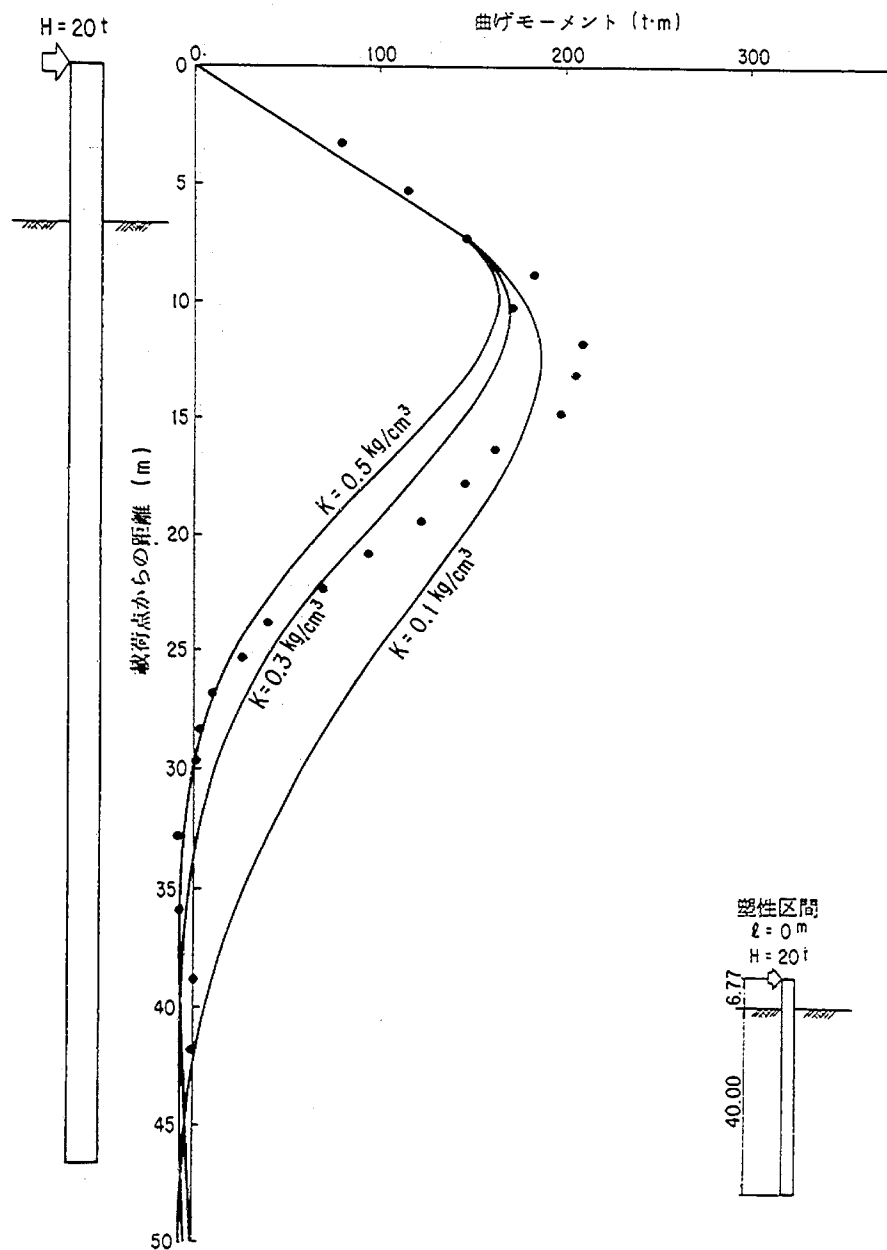


図5-26(a) 杭の仮想自由長を考慮した計算法による
曲げモーメント分布

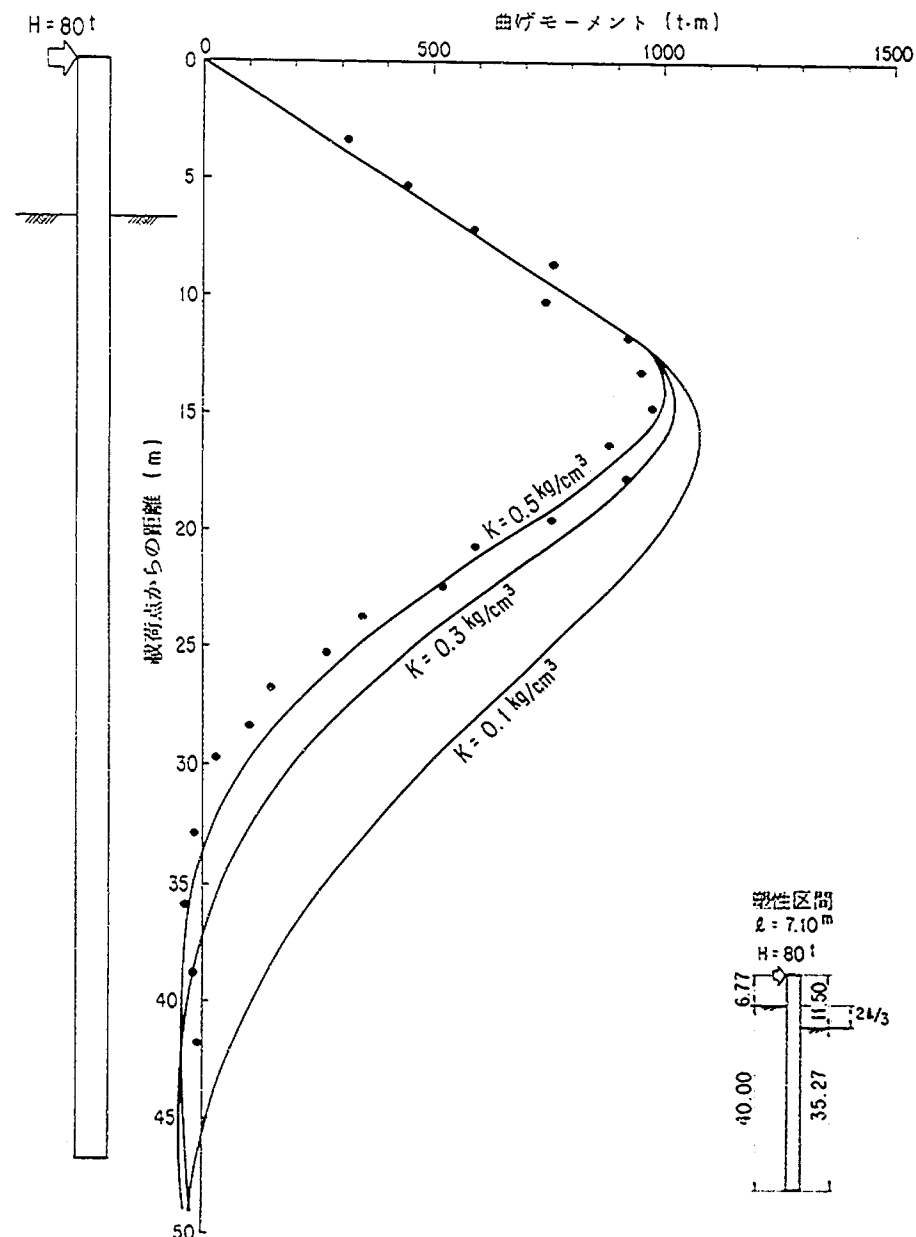


図5-26(b) 杭の仮想自由長を考慮した計算法による
曲げモーメント分布

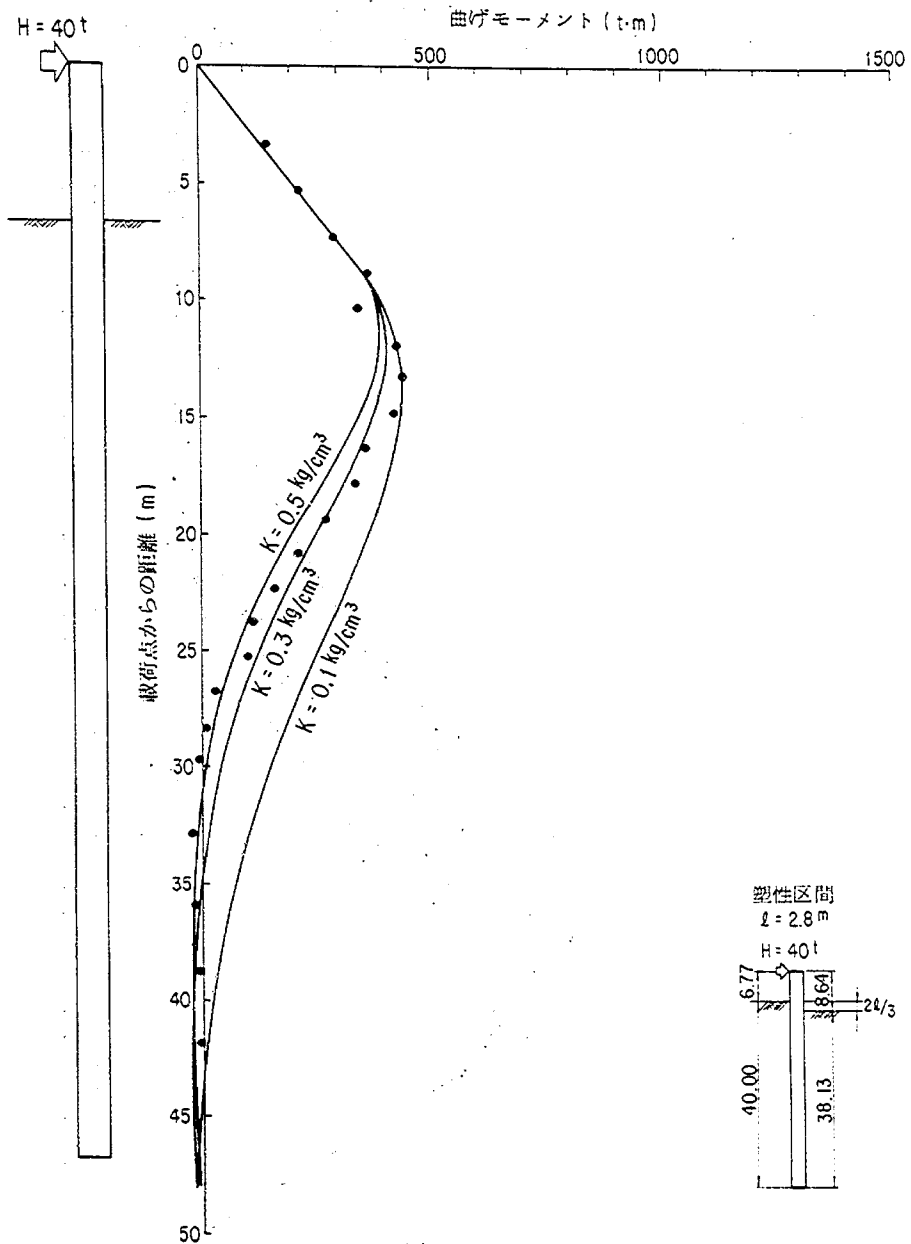


図5-26(c) 杭の仮想自由長を考慮した計算法による
曲げモーメント分布

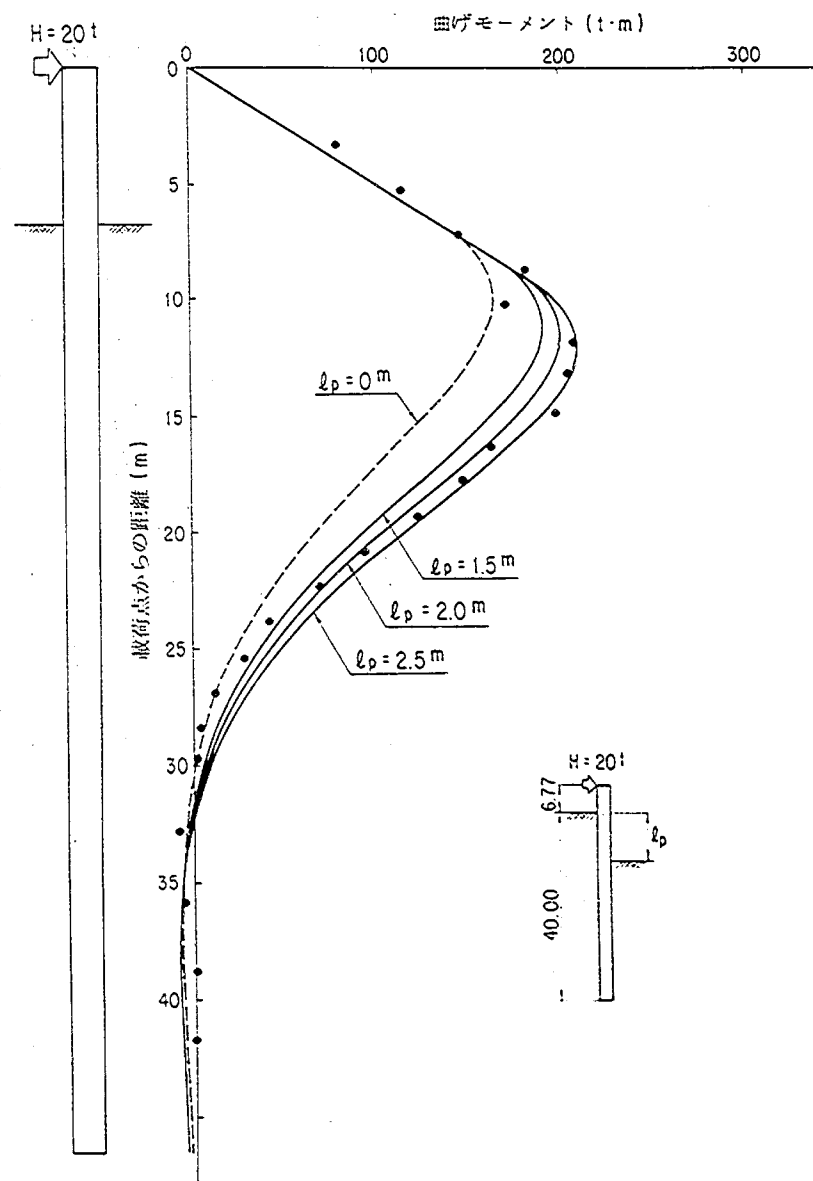


図5-27 杭の仮想自由長を考慮した計算法による
曲げモーメント分布

論じの方が土質力学的にも合理的である。

現在の道路橋示方書において K 値として地表面における杭の変位量に応じて、変位量の $1/2$ 乗に逆比例する経験的 K 値を使用しているが、本来変位如何に拘らず、 K 値は一定値であるべきであり、この意味からも、この仮想自由長の考え方は合理的である。

(2) 具体的設計計算法

仮想地表面上における弾性許容変位量を δ_a とすれば、杭軸直角方向許容支持力 H_a は次式で与えられる。

$$\text{地中に埋込まれた杭} \quad H_a = \frac{4\beta^3 EI (K_R + \beta EI)}{K_R + 2\beta EI} \delta_a$$

$$\text{地上に突出している杭} \quad H_a = \frac{4\beta^3 EI \{ \beta EI + (1 + \beta h) K_R \}}{(1 + \beta h) \{ 2\beta EI + (1 + \beta h) K_R \}} \delta_a$$

ここに H_a : 基準変位量から決まる杭軸直角方向許容支持力

K : 横方向地盤反力係数

K_R : 杭頭回転バネ定数

EI : 杭の曲げ剛性

β : 杭の特性値 $\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4EI}}$

h : 杭の自由長(突出長)

D : 杭 径

δ_a : 弾性許容変位量(仮想地表面における変位量)

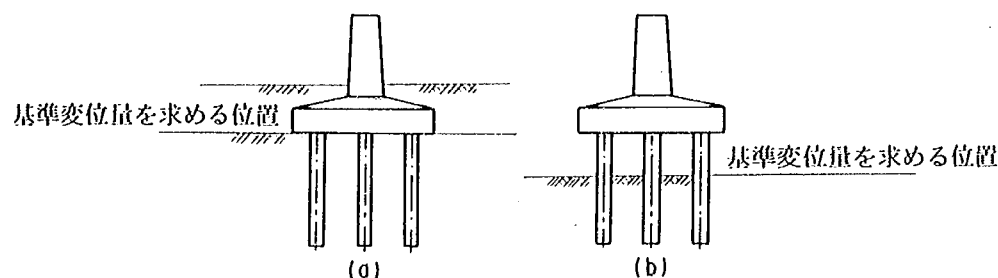


図5-28 杭の基準変位量を求める位置

一般に杭基礎を設計する場合、外力としての水平力をこの H_a で除して杭本数をまず定め、その杭本数について変位法による精密計算に移るのが通例である。

したがって、設計の便法は次のとおりである。

- ① 極限地盤支持力度(受働土圧)と K 値を土質試験等から定めると、弾性許容変位量と、その対応する仮想地表面の深さの h の相関が得られる。(5-5)式参照)
- ② ①により δ_a と h の組合せが定まるので、

$$H_a = \frac{4\beta^3 EI \{ \beta EI + (1 + \beta h) K_R \}}{(1 + \beta h) \{ 2\beta EI + (1 + \beta h) K_R \}} \delta_a \text{ より}$$

最も有効と考えられる δ_a と h を定める。

③ 変位法による精密計算においては、自由長 h と前述による杭頭回転バネ定数を考慮した。杭軸直角方向バネ定数 $K_1^{\text{※}}$ 、 $K_2^{\text{※}}$ 、 $K_3^{\text{※}}$ および $K_4^{\text{※}}$ を使用して計算する。

(註) 一般に変位法による精密計算の結果、変位量は当初仮定した基準変位量より大きくなるが、実際の塑性弾性境界は計算自由長 h より更に $1/2 h$ 深い $3/2 h$ の深さになるので、 h の仮想地表面深さにおける変位量で計算をスタートさせても、 $3/2 h$ の深さにおける変位量は十分弾性許容内に入ると考えられる。

6. ま と め

6.1 杭頭とフーチングとの結合部の構造について（強度の検討）

杭基礎の不連続点である杭頭とフーチングとの結合部の構造については、現在埋め込み型（方法A）と鉄筋定着型（方法B）がある。

施工性および経済性から考慮して、基本的な形式の変更はないが、今回、施工上、「できれば省略したい」天蓋の効用と、それに代る中詰めコンクリート（杭頭部のみ）の効果について焦点を合わせながら、杭頭連結構造部について確認の実験を行った。

i) 杭の耐力

その結果、天蓋と中詰めコンクリートについて結論づければ次のとおりである。総合方法Aおよび結合方法Bの各供試体の最大耐力 P_u 、目視によるひびわれ発生荷重 P_c の一覧表は表1-3、表1-4のとおりで、これらの結果、天蓋の有無、鋼管肉厚の差による明瞭な傾向はない。

ii) 鋼管の応力

方法Aおよび方法Bにおける各種応力絶対値の最大値をひび割れ発生までの50t、および全荷重レベルについて示したのが表6-1である。

表6-1

荷重範囲	0 ～ 50 t まで				0 ～ 最大耐力まで			
	有 り		無 し		有 り		無 し	
供 試 体	A - 1	B - 2	A - 2	B - 4	A - 1	B - 2	A - 2	B - 4
鋼管板厚	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5
天蓋板厚	22	22	—	—	22	22	—	—
σ_{NI}	-454	-484	-436	-426	-1160	-1180	-1185	-1005
σ_{HI}	-24	-72	-26	-51	-57	-237	-70	-182
σ_{MI}	58	135	34	111	133	426	98	332
σ_{NI}	-322	-270	-155	-229	-931	-629	-599	-487
σ_{HII}	-103	-234	-44	-169	-271	-667	-143	-285
σ_{MII}	-30	82	17	71	-30	377	30	423

単位 (kg/cm²)

σ_{NI} 、 σ_{MII} 、 σ_{HII} は方法Aと方法Bとでは位置的に一対一に対応するものではないが、フーチング内に埋め込まれた鋼管部分のほぼ中央ということで対比した。この表より、天蓋の有無を問わず応力の絶対値は軸力を除き明らかに方法Aが小さくなっており、鋼管のフーチングへの埋め込みが長いことによる周辺コンクリートの補剛効果が現れている。天蓋の有無については、いずれも鋼管内の中詰めコンクリートの補剛効果、および鋼管周面の付着力による応力低減効果が認められる。

iii) 杭頭部直上のフーチング支圧応力

モールドゲージによる杭頭直上10cmでのフーチング支圧応力分布を見るとひび割れ発生前後を通じて、方法Aおよび方法Bにおいて、天蓋のある供試体の方が天蓋のない供試体のものより大きな支

圧応力が発生しており、方法Bにおいては鋼管のフーチングへのめり込み量も最も大きくなっている。

これは天蓋のない鋼管では鋼管内外面の付着により軸力がフーチングへ伝達されるのに対し、天蓋のある鋼管では鋼管外面の付着のみにより軸力が伝達されるため、それだけ鋼管先端部の支圧によってフーチングに伝達される分が多いことによる。しかし支圧応力の絶対値はいずれの場合も小さく40 kg/cm²を越えていない。

iv) アンカー鉄筋の効用

SC杭の水平載荷試験の結果を見ると、アンカー筋が有効に働き、アンカー筋の有効かぶり厚が10 cmの仮想鉄筋コンクリート杭としたひずみの計算値と実測値が割合によく一致している。一方、杭体の周囲のリング筋の効果は20 cm以上離れると余り働かず、この鉄筋はできるだけ杭体に近づけて多量に配置するのが有効であるので、施工上の繁雑さを考えると、今後、更に検討を要する。

またアンカー筋は鉛直載荷試験の結果を見ると、かなり鉛直力も分担しており、アンカー筋の仮想鉄筋コンクリート杭の径の小さいものの方が耐力が小さかった。

以上のことから、現在施工されている杭頭結合構造について強度は問題はないが、どちらかといえば施工がやり難い天蓋の効用は余り明白でない。反対にこれを省略してある深さの中詰めコンクリートを詰めた方が、鉛直耐力も優れ、鋼管の応力上からも安全であることが結論づけられる。

杭頭のアンカー鉄筋は水平荷重に対するチェックとしては、計算手法の妥当性が確認されて問題はないが、鉛直荷重についても予想外の分担をしており、アンカー鉄筋の径によって、フーチングの曲げ耐力等に差異が生じている。現在アンカー鉄筋をすり鉢状に押し広げた施工例を多く見掛けるが、鉛直荷重、水平荷重に対する効用の程度の検討が残されている。

6.2 現在の杭頭結合構造における変位の検討

前項においては、杭頭部の強度について述べたが、この項においては杭頭の回転変位を含めて、変位に対して設計計算の面から追跡する。

現在、杭基礎についての計算可能な範囲と、今回の追跡研究による設計計算可能な拡大範囲について分り易く図示すれば図6-1のとおりである。

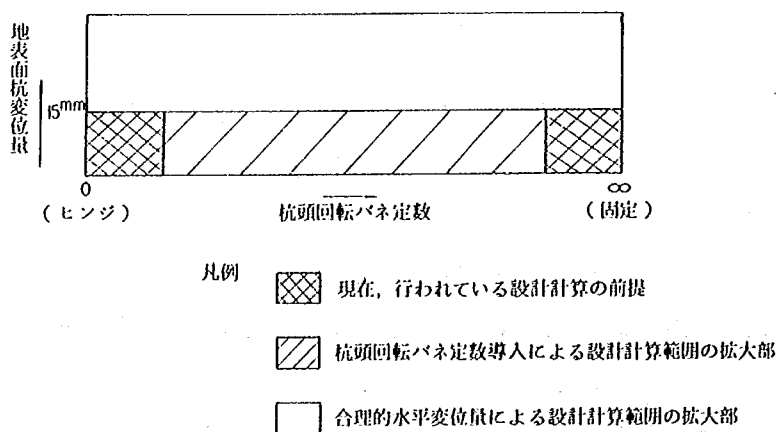


図6-1 杭頭回転バネ定数と地表面杭変位量による設計範囲

i) 有限杭頭回転バネ定数導入の利点

完全剛結（杭頭回転バネ定数が ∞ ）を確保することは、現在行われている構造では無理であるし、実行しようとするれば、繁雑かつ高価な構造を工夫しなければならない。一方、現在の構造は耐久性もあり、杭頭回転バネ定数も設計荷重範囲においては $10^3 \sim 10^5 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{rad}$ 程度であるので、設計計算手法で対応できれば、実用上差与えないと考えられる。

杭頭回転バネ定数が $10^3 \sim 10^5 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{rad}$ の範囲は杭に作用する曲げモーメントが最も平均化し、かつ小さくなるので、杭の設計は容易になり、経済的にもなる。今後、この杭頭回転バネ定数を導入した計算式が普及すれば、杭頭連結構造の新しい形式の開発も期待できる。

ii) 水平変位量の見直しによる利点（仮想自由長の考え方）

基準変位量を杭基礎の剛性上の観点から、ある数値的に制限しようとすることは、ケーソン基礎の場合と対比すれば、絶対的なものでもない。今回の検討によると、現行の杭基礎の設計計算の精度を保つための前提条件であることが明白になった。言い換えると塑性弾性境界を地表面近くにして、自由長の生ずる可能性をなくすための条件とも言える。

それに比べて塑性弾性境界における横方向地盤反力係数 K 値と極限水平地盤反力との相関から、その深度における弾性許容変位量を定めることは十分に理論的で、その解析に忠実に対応した設計計算手法を簡便に確立したことは、今後の杭基礎の設計に自由度が増したことになる。 K 値も杭の変位量如何に拘らず、地盤の土質条件によってのみ定めることができるのは、設計計算上、あるいは K 値探究の上からも、利点は非常に大きい。

iii) 杭頭回転バネ定数、合理的水平変位量設定による相乗的效果

水平荷重が大きくなるにつれて、変位量は増大し、新しい設計計算手法によらなければ、精度のよい結果が得られない。一方において、杭頭回転バネ定数も作用荷重の増大と共にその値が下ってくる。

したがって、杭基礎が微少変位から大変位、そして破壊に至るメカニズムを変位量と杭頭の回転の両方の角度から、忠実に解析することが可能になったことは杭基礎の極限耐力まで把握した上で、最も経済的かつ安全性の高い範囲での杭設計ができることになる。

あ と が き

この研究をまとめるにあたって、日本道路公団で行った東京湾横断道路橋梁杭水平載荷試験の結果を使用させて頂いたが、当該試験において、水平変位量 26 cm という大変位および、深度 40 m 迄に綿密に設置された歪計等、従来の試験では例を見ない画期的な分野にまで調査が行き届いた。このデータにより、我々は今まで検討しようにも検討のしようがなかった範囲について貴重な知見を得ることが出来た。これらの資料の提供に当って、格段の御尽力を頂いた日本道路公団荒川室長以下の方々の御好意に深く感謝する次第である。

この他、国土開発技術研究センターの外殻鋼管付きコンクリート杭技術評価委員会（福岡正巳委員長）の試験報告書など、数多くの貴重な文献を引用した。あわせて関係の方々に謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編，昭和55年5月
- 2) 鋼管杭協会：東京湾横断道路矢板セルを使用する鋼管杭の水平載荷試験報告書（案），昭和56年3月 — 日本道路公団提供
- 3) 塩井幸武，福井次郎，山本洋司，清水孝男：水中基礎形式に関する試験調査，昭和55年度 道路事業調査費報告，土木研究所，昭和56年5月
- 4) 鋼管コンクリート複合パイル研究会：SC杭諸実験報告書，昭和54年2月
- 5) Y. L. Chang : Discussion on " Lateral Pile Loading Tests " by Feagin, Trans. A.S.C.E., 1937
- 6) 日本道路公団，日本コンクリート工業：PC杭頭部とフーチングの結合方法試験報告書，昭和44年
- 7) 和田克哉：鋼管コンクリート杭の設計と杭頭接合部の試験，プレストレストコンクリート，Vol.8, No.1, 1976
- 8) 栗原清隆，武井秀達：杭頭部の結合方法に関する開発研究，日本住宅公団技術報告 No.10, 1979
- 9) 高強度パイル研究会 設計分科会：コンクリート杭とフーチングの結合試験報告書，昭和50年1月
- 10) 久保浩一：“杭の横抵抗の新しい計算”，港研報告 Vol.2, No.3, 1964

杭頭回転バネおよび
合理的水平変位量を
考慮した杭基礎設計法

キーワード 杭基礎、杭頭バネ、水平変位量、杭の設計

ISSN 0386-5878
土研資料第1715号
昭和56年8月

浅間達雄
塩井幸武
浅沼秀弥

要 旨

本報告書は杭基礎において、杭頭の剛結とヒンジの中間の結合方法の場合および大きな水平変位量の場合の設計法について調査検討した結果を取りまとめたものである。

