

土木研究所資料

第798号

平戸大橋における基礎地盤内の応力分布について

昭和48年3月

建設省土木研究所

受 領 書

報告書名：平戸大橋における基礎地盤内の応力分布について

資料番号：土木研究所資料第798号

部 数： 部 (1/6)

上記の資料確かに受領致しました。

昭和 年 月 日

所 属

住 所

氏 名



目

次

1. ま え が き	1
2. 計 算 条 件	2
2-1 概 要	2
2-2 基礎の形状・寸法	2
2-3 荷 重 条 件	2
2-4 地 盤 条 件	7
3. 計 算 モ デ ル	8
4. 計 算 結 果	13
4-1 田平側橋台	13
4-2 平戸側橋台	13
4-3 田平側橋脚	13
4-4 平戸側橋脚	13
5. 考 察	34
6. あ と が き	35

1. ま え が き

平戸大橋は、切支丹の歴史で有名な平戸島を陸続きで結びつけようと、長崎県が計画している中央スパン465.4mの吊橋である。調査は長崎県の技術担当者によって以前より行なわれ、昭和47年度には実施設計が完了し、下部構造の施工業者も決定して、昭和48年度より工事が開始される予定である。

土木研究所基礎研究室では、長崎県が行なう調査に対して、種々の技術指導を行ない、昭和46年度からは受託研究として調査の一部をも引き受けてきた。

昭和46年度には吊橋を架設する上でのひとつの問題点である長期の安定に関する検討を行ない、現場より採取された試料を用いてクリープ特性の試験を実施して、クリープによる変位量を推定し、長期の変位には安定していることを確かめている。

昭和47年度も引続いて調査の一部を依頼されて実施しており、主として次の2点について行なった。

第一の点は、実施設計を長崎県が行なうにあたって、生じてくる種々の設計施工上の問題点に対して技術指導をすることである。これについては、次の2回にわたり、基礎研究室の担当者が長崎県に出張している。

- (1) 昭和47年11月26～29日 担当者 浅間達雄，足立義雄，山川朝生
- (2) 昭和48年 2月19～22日 担当者 駒田敬一，亀甲勝信

第二の点は、常時の安定について検討することである。すなわち、実施設計で決定された最終的な形状寸法を用いて、下部構造を支持している地盤の応力状態を把握し、安定性を判断することにある。

地中の応力分布の計算は有限要素法（以下F. E. M と略する）を用いて行ない、地盤を調査結果に従って層毎に区分して地中応力分布と下部構造の変位を算定した。

以下に、第二の点について、計算仮定、計算内容、その結果および考察として詳述する。

昭和48年 3 月

基 礎 研 究 室

足 立 義 雄

山 川 朝 生

2. 計 算 条 件

2-1 概 要

計算対象は田平側の橋台・橋脚および平戸側の橋台・橋脚の4つの基礎とし、それぞれに対して常時の橋軸方向荷重に対する挙動を検討対象とした。基礎の形状寸法、荷重、地盤定数は実施設計に用いられた条件を採用することとし、常時に基礎に作用する荷重によって基礎地盤内に発生する増加応力の計算を行なったものである。したがって、地盤自身の自重による応力は除外して考えることとした。計算は2次元モデルを対象として取扱い、地盤を完全弾性体とした場合と引張力に対して抵抗しないものとした場合の両者について計算を行なった。

2-2 基礎の形状・寸法

基礎の形状・寸法は実施設計図面にしたがっており、図-2.1～図-2.3に示すようなものを採用した。ただし、図-2.1～図-2.3の断面のうち、計算に際して要素分けを行なったのは、基礎本体のコンクリートの部分だけであり、その他の上屋などの積載物は荷重として扱うことで処理した。

2-3 荷 重 条 件

荷重としてはいずれの基礎の場合にも、常時で活荷重を満載した状態を対象とした。荷重の種類および大きさは設計計算に用いられた数値を採用しているが、田平側橋台に作用する背面土圧としては、施工計画図の掘削面より上の部分が土圧として作用すると考え、基礎前面地盤の一部が抵抗すると考えている。各基礎の荷重条件をまとめると表-2.1のようになる。

計算上はこれらの荷重を単位幅(1cm)当りに換算して、基礎本体の対応する各格点に作用させており、自重については計算の都合上まとめて作用させ、基礎上面の格点に分布させた。

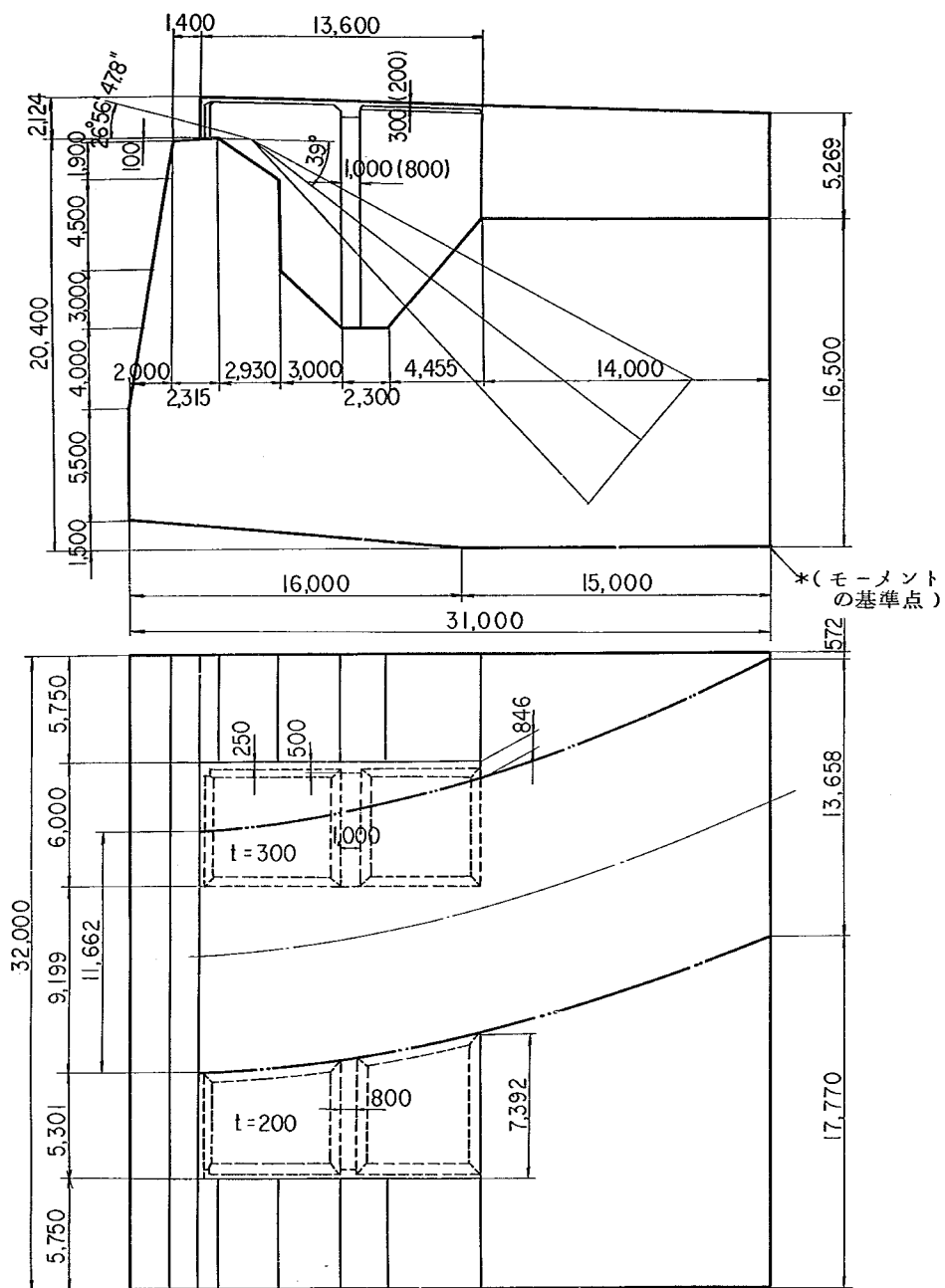


図-2.1 田平側橋台形状・寸法

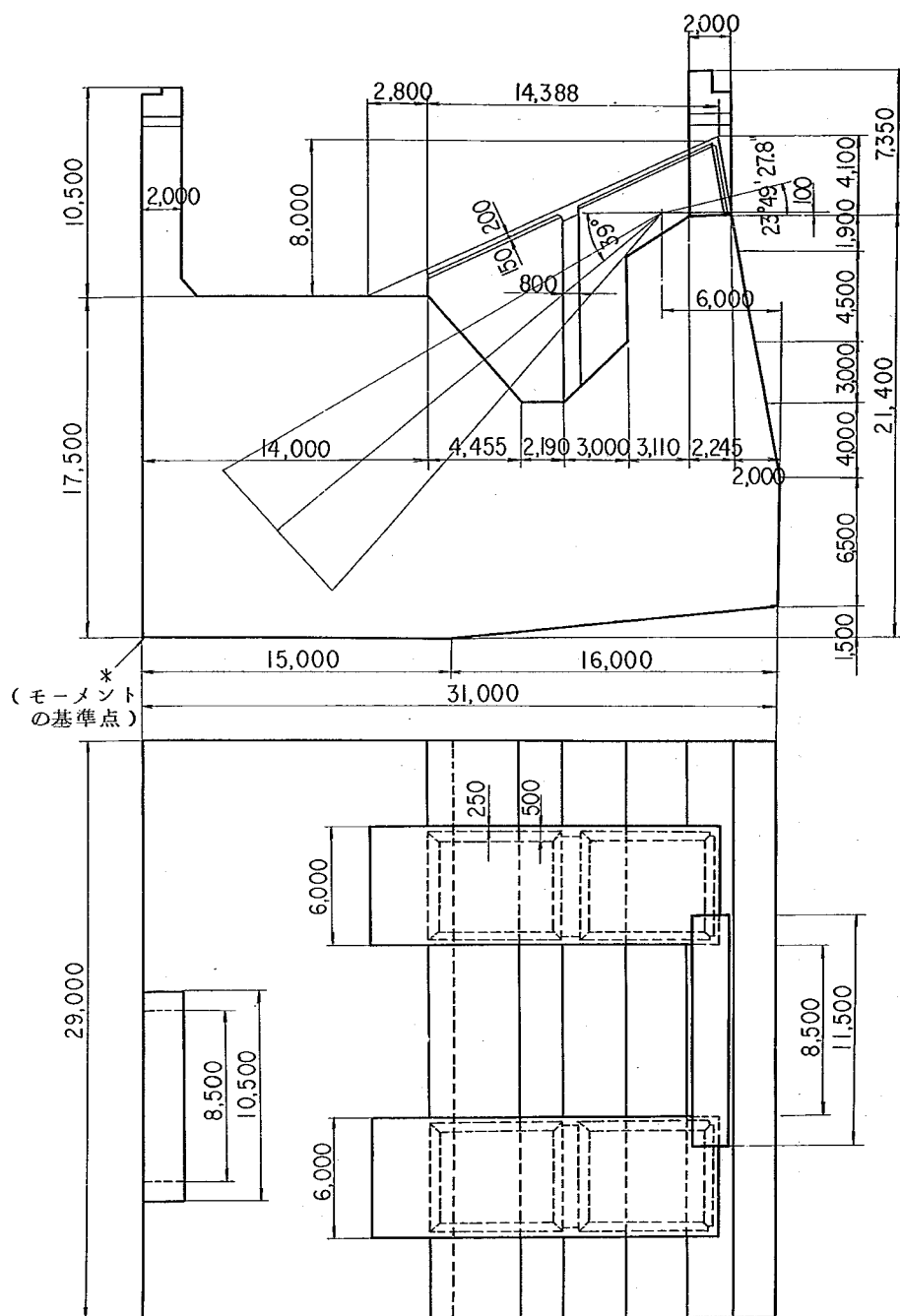


図-2.2 平戸側橋台形状・寸法

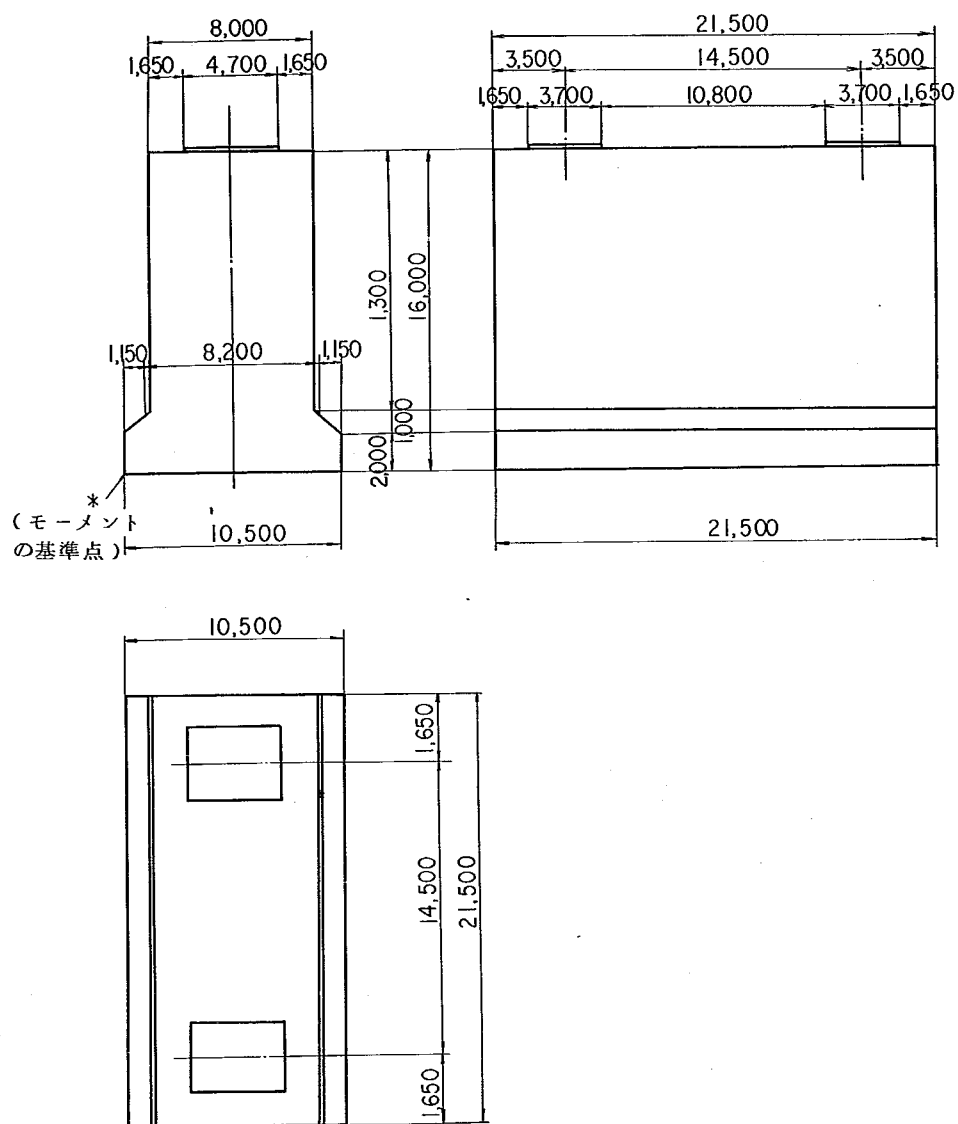


図-2.3 主塔橋脚形状・寸法

表-2.1 荷 重 条 件

1) 田平側橋台

	鉛 直 力 (t)	水 平 力 (t)	鉛 直 力 による モーメント(t・m)	水 平 力 による モーメント(t・m)
本 体	36454.7			
マスコンクリート	8083.4			
上 屋	258.8			
土 圧	421.0	2039.1		
上部工反力	サドル部	1680.0		
	定着部	-5980.0		
	側径間部	270.0		
	マスコンクリート上	295.6		
浮 力	-4713.3			
総 和	36770.2	10519.1	59218.16	80917.6

2) 平戸側橋台

	鉛 直 力 (t)	水 平 力 (t)	鉛 直 力 による モーメント(t・m)	水 平 力 による モーメント(t・m)
本 体	35254.7			
上 屋	415.2			
橋 脚	841.3			
上部工反力	サドル部	2080.0		
	定着部	-5820.0		
	側径間部	450.0		
	取付部	530.0		
浮 力	-4271.4			
総 和	29479.8	8480.0	526832.5	66356.8

3) 主塔橋脚

	鉛 直 力 (t)	水 平 力 (t)	鉛 直 力 による モーメント(t・m)	水 平 力 による モーメント(t・m)
本 体	6937.6			
フーチング上土砂	773.6			
上 部 工	8860.0	22.0		
浮 力	-2181.1			
総 和	14390.1	22.0	79328.4	352.0

(注) モーメントは図-3.1～図-3.3に示した基準点*に関する値である。

2-4 地盤条件

基礎地盤の応力とひずみの関係は図-2.4に示すようにモデル化した。すなわち、圧縮側については弾性的挙動を示すと仮定し、引張側については弾性時挙動を示す場合（図-2.5中の①の直線）、および引張抵抗が零の場合（図-2.5中の②の直線）の2種類について計算した。

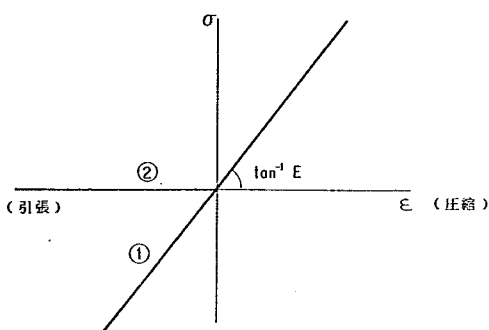


図-2.4 計算に用いた地盤の応力-ひずみ関係図

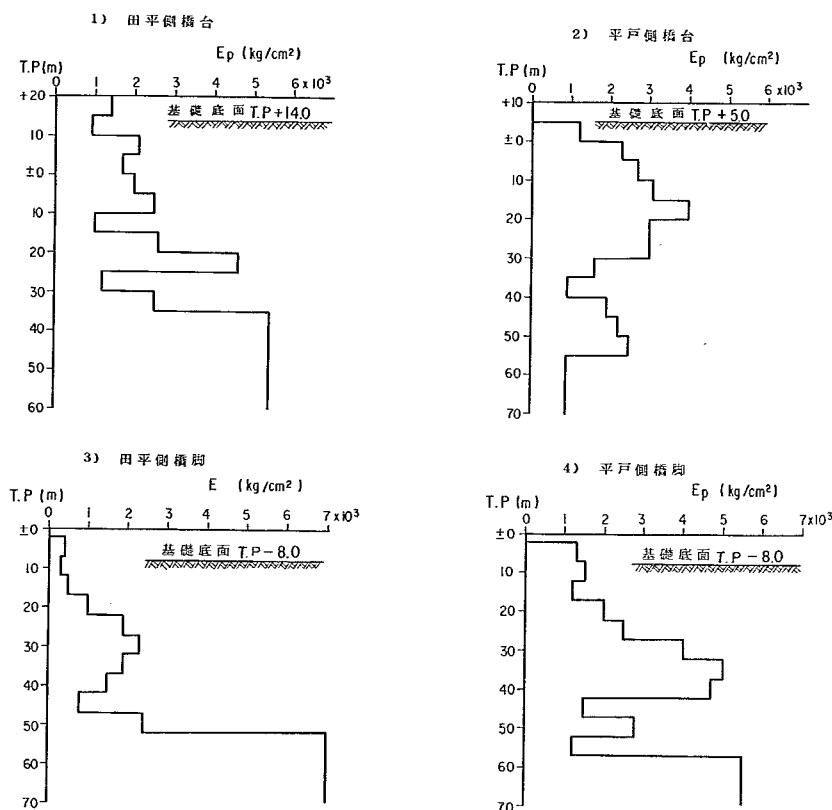


図-2.5 ボーリング孔内载荷試験による変形係数 E_p の分布図

地盤の弾性係数は、基礎設置位置で行なわれたボーリング孔内横方向载荷試験より求まる変形係数 E_p を用いることとし、試験結果の分布図（図-2.5）をもとにして、次の手順で決定した。

道路橋下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇によると、鉛直方向の地盤反力係数は一般に次式で表示される。

$$K_v = \frac{E_v}{B_v} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 K_v : 鉛直方向の地盤反力係数 (Kg/cm^3)

E_v : 鉛直方向の地盤の変形係数 (Kg/cm^2)

B_v : 基礎の換算載荷幅 (cm) で、 $B_v = \sqrt{A_v}$

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (cm^2)

一方、設計で用いられている鉛直方向の地盤反力係数は、基礎の寸法効果を加味して次式で与えられている。

$$K_v = \frac{E_{30}}{30} \times \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 E_{30} : 直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する変形係数

(1) と (2) が同等な関係式であるので、計算に用いる変形係数 E_v は、

$$E_v = E_{30} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (3)$$

一方、 E_{30} と E_p との関係は、平板載荷試験とボーリング孔内試験との対比から

$$E_{30} = 2.5 E_p \dots\dots\dots (4)$$

なる結果が得られているので、(3) に代入して

$$E_v = 2.5 \left(\frac{B_v}{30} \right)^{\frac{1}{4}} E_p = \alpha E_p \dots\dots (5) \quad \text{ここに、} \alpha = 2.5 \left(\frac{B_v}{30} \right)^{\frac{1}{4}}$$

上式より、基礎の平面寸法と図-2.5 に示す E_p の分布図とから、各層の変形係数が求められ、それを弾性係数 E として用いた。比例定数 α は、田平側橋台で 8.0、平戸側橋台で 7.9、橋脚で 6.65 となる。

その他に、基礎周囲の埋め戻し土の評価については、予備計算を行なった結果、基礎の抵抗にほとんど関与しないことが判明したので、本計算では無視することとした。ただし、原地盤の根入れ部は有効とみなして上に示した弾性係数を用いた。

また、基礎コンクリートの弾性係数は $140,000 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ 、ポアソン比は地盤、コンクリートとも 0.3 と仮定した。

3. 計算モデル

2 で述べた計算条件をもとにして、各基礎につき図-3.1 ~ 図-3.4 に示すように計算モデルを設定して、要素分割を行なった。それぞれの図では、地盤内応力に主として着目して計算したので、基礎コンクリート内の要素分割は省略してある。

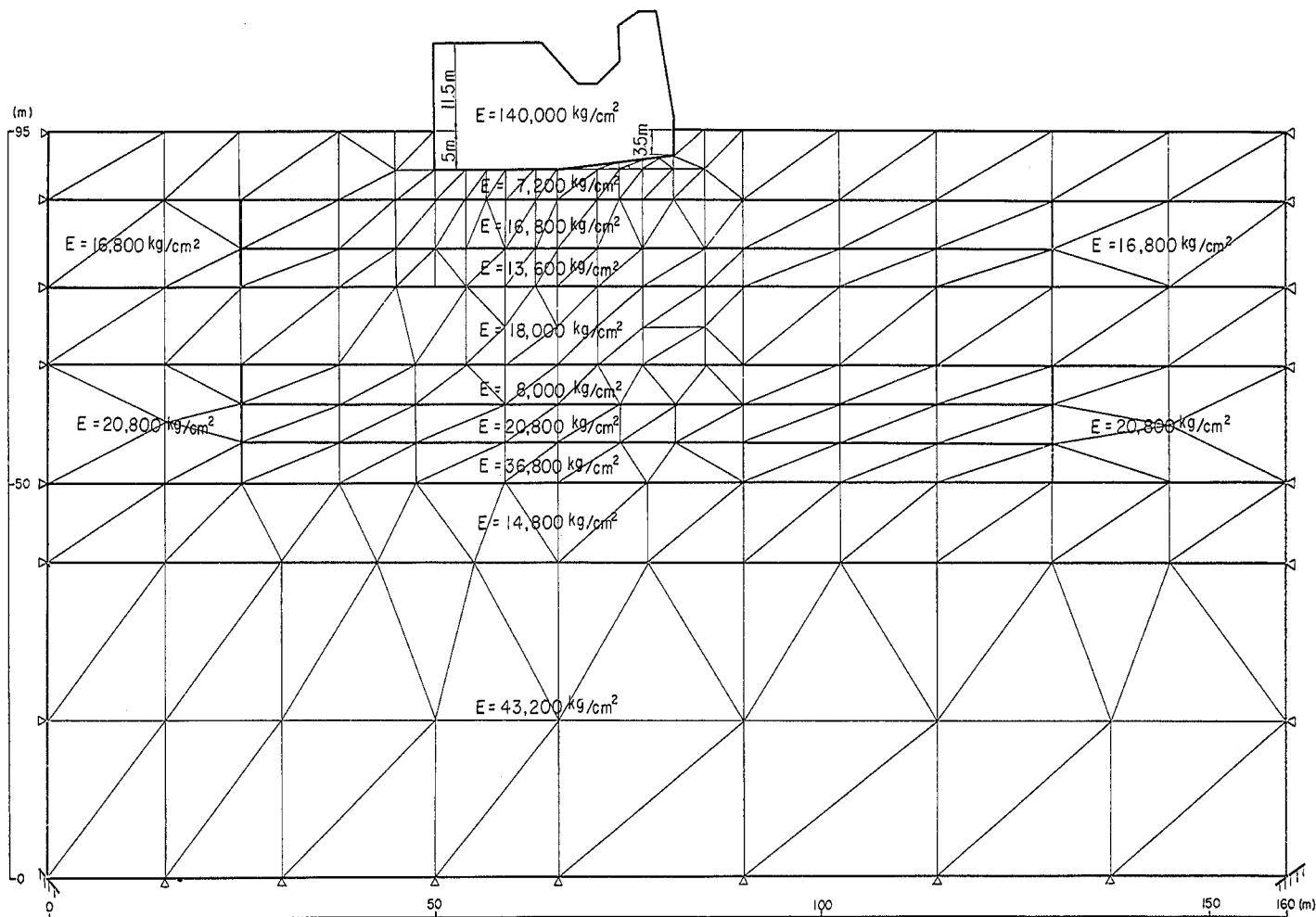


図-3.1 田平側橋台計算モデル

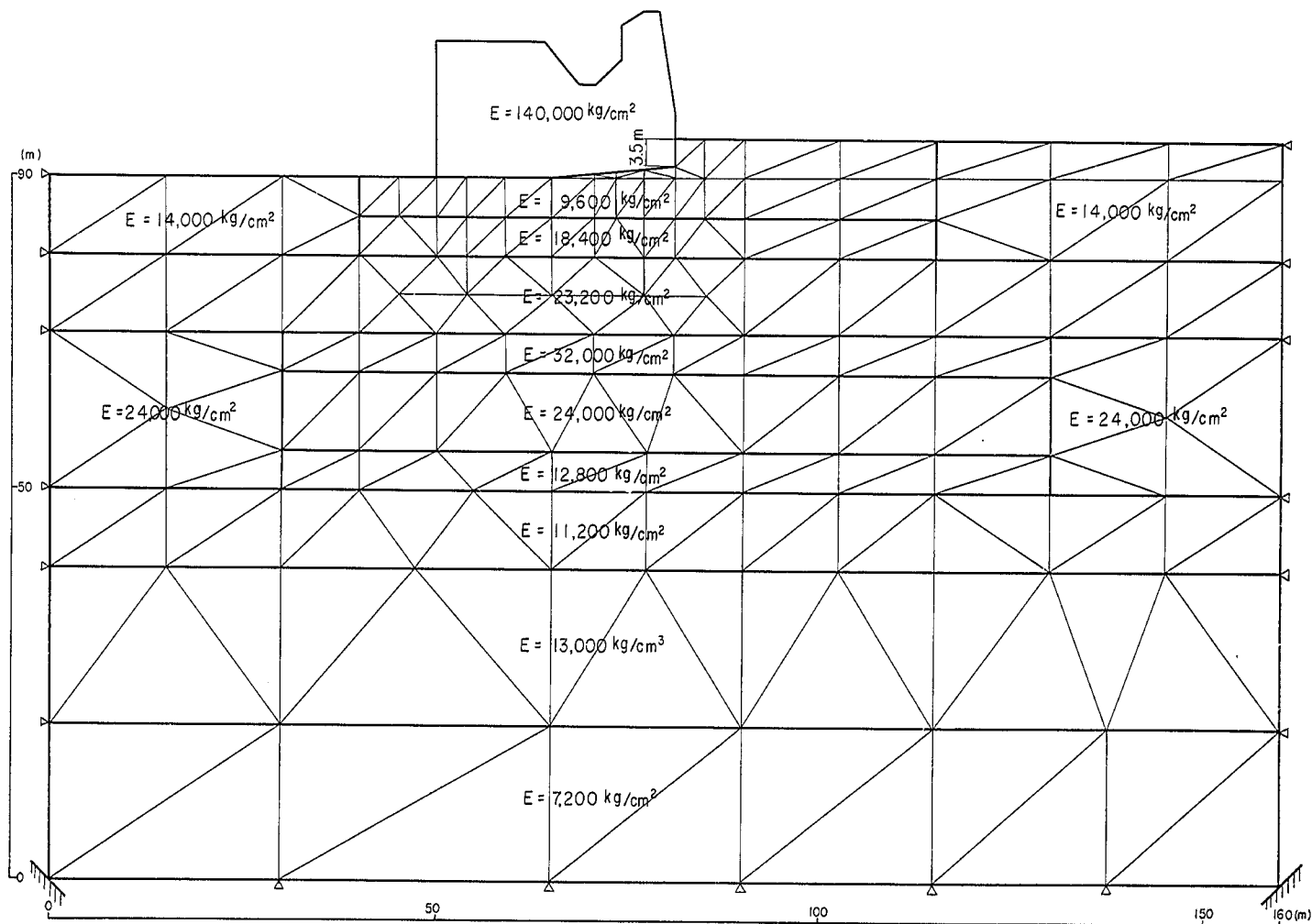


図-3.2 平戸側橋台計算モデル

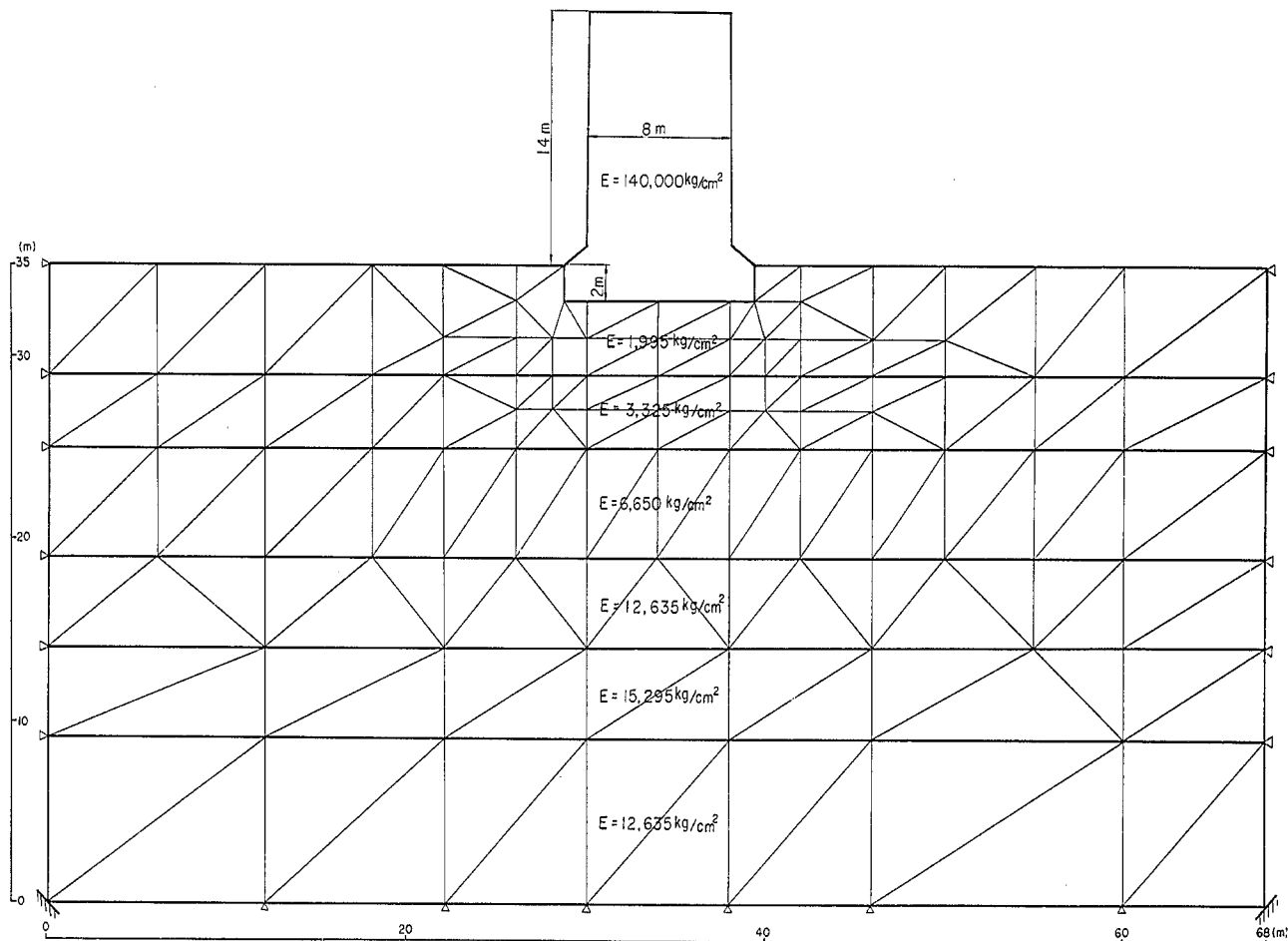


図-3.3 田平側橋脚計算モデル

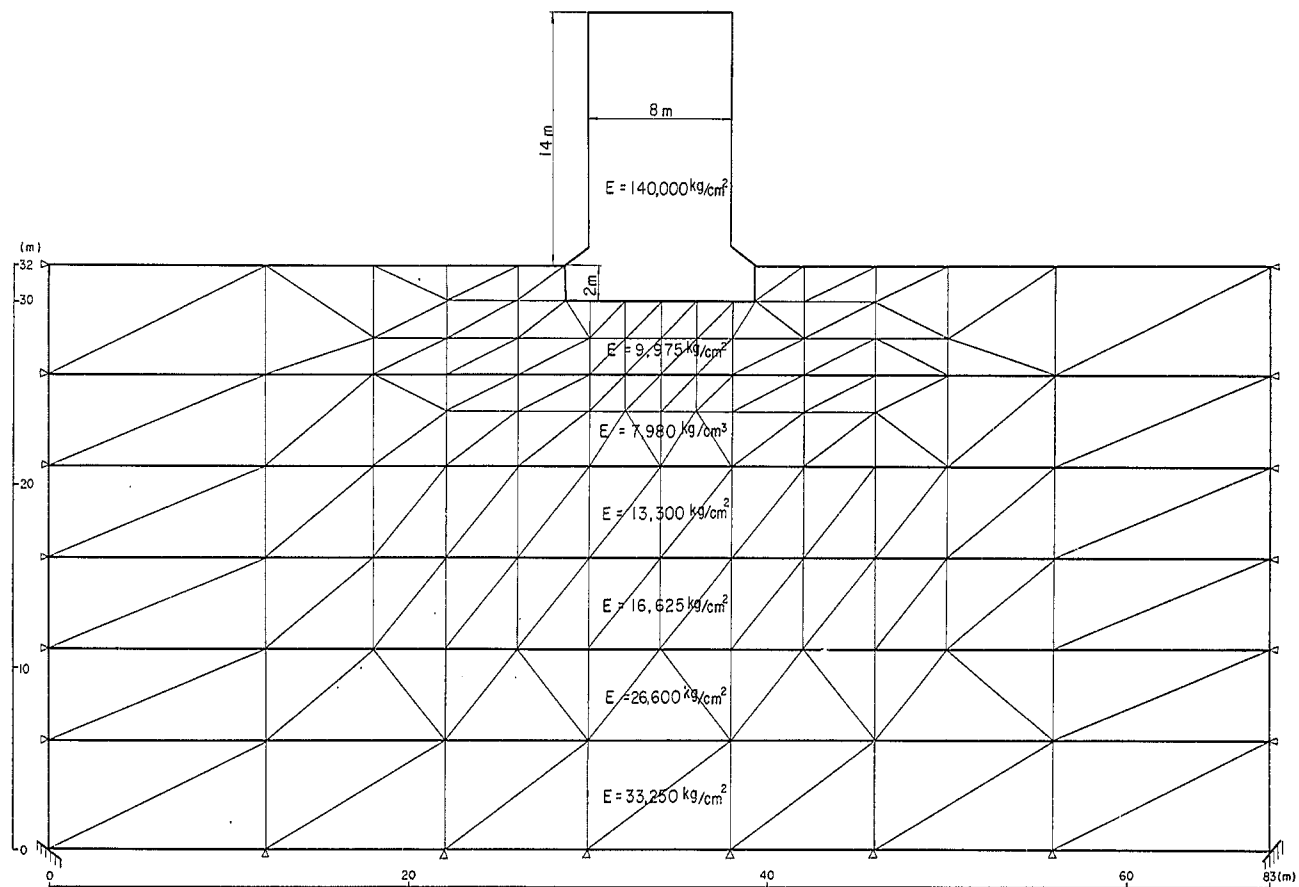


図-3.4 平戸側橋脚計算モデル

4. 計 算 結 果

4-1 田平側橋台

橋台基礎底面の鉛直変位の分布と、底面中心点下の、深さ方向における地盤の鉛直変位分布をまとめて図-4.1に示す。ここで、実線は完全弾性体としての計算値、点線は地盤の引張抵抗を零としたときの値である。

次に、完全弾性体とした時の地盤内の主応力分布を図-4.2、 $x-y$ 方向の応力分布を図-4.3に示し、さらに地盤の引張抵抗を零とした時の主応力分布と $x-y$ 方向の応力分布をそれぞれ図-4.4および図-4.5に示す。以上の応力分布はいずれも地盤内の応力に観点があるので、それらについてのみ表示し、基礎コンクリート内は図示しなかった。応力図中における地盤内の区分は、異なる弾性係数をもつ地層の境界を示すものである。

4-2 平戸側橋台

平戸側についても同様に、鉛直変位の分布を図-4.6、応力の分布を図-4.7~4.10に示す。

4-3 田平側橋脚

橋台と同様、橋脚基礎底面の鉛直変位の分布と、底面中心点下の、深さ方向における地盤の鉛直変位の分布を図-4.11に、主応力分布、 $x-y$ 方向の応力分布を図-4.12~4.15に示す。

4-4 平戸側橋脚

鉛直変位の分布を図-4.16、応力の分布を図-4.17~4.20に示す。

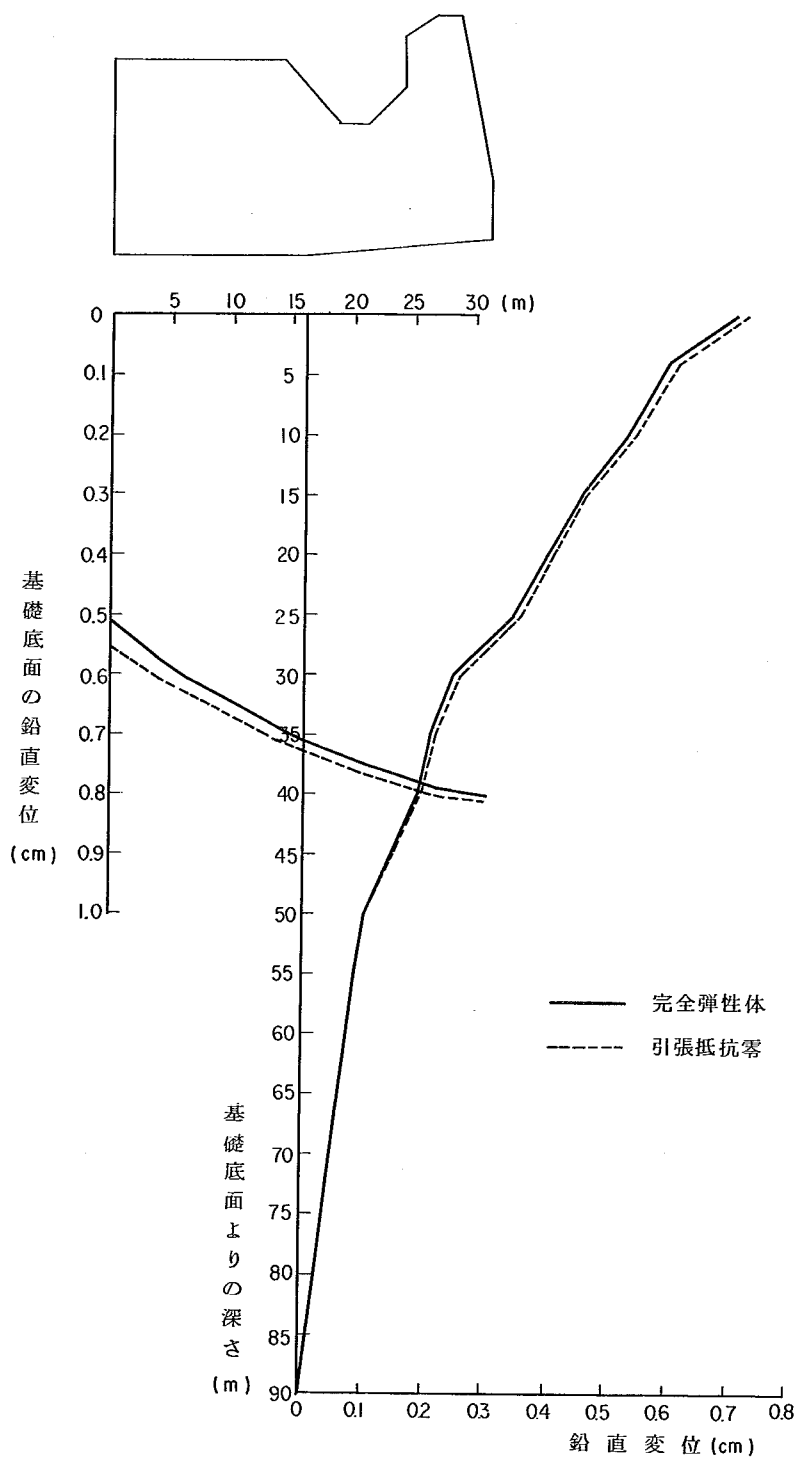


図 - 4.1 田平側橋台鉛直変位図

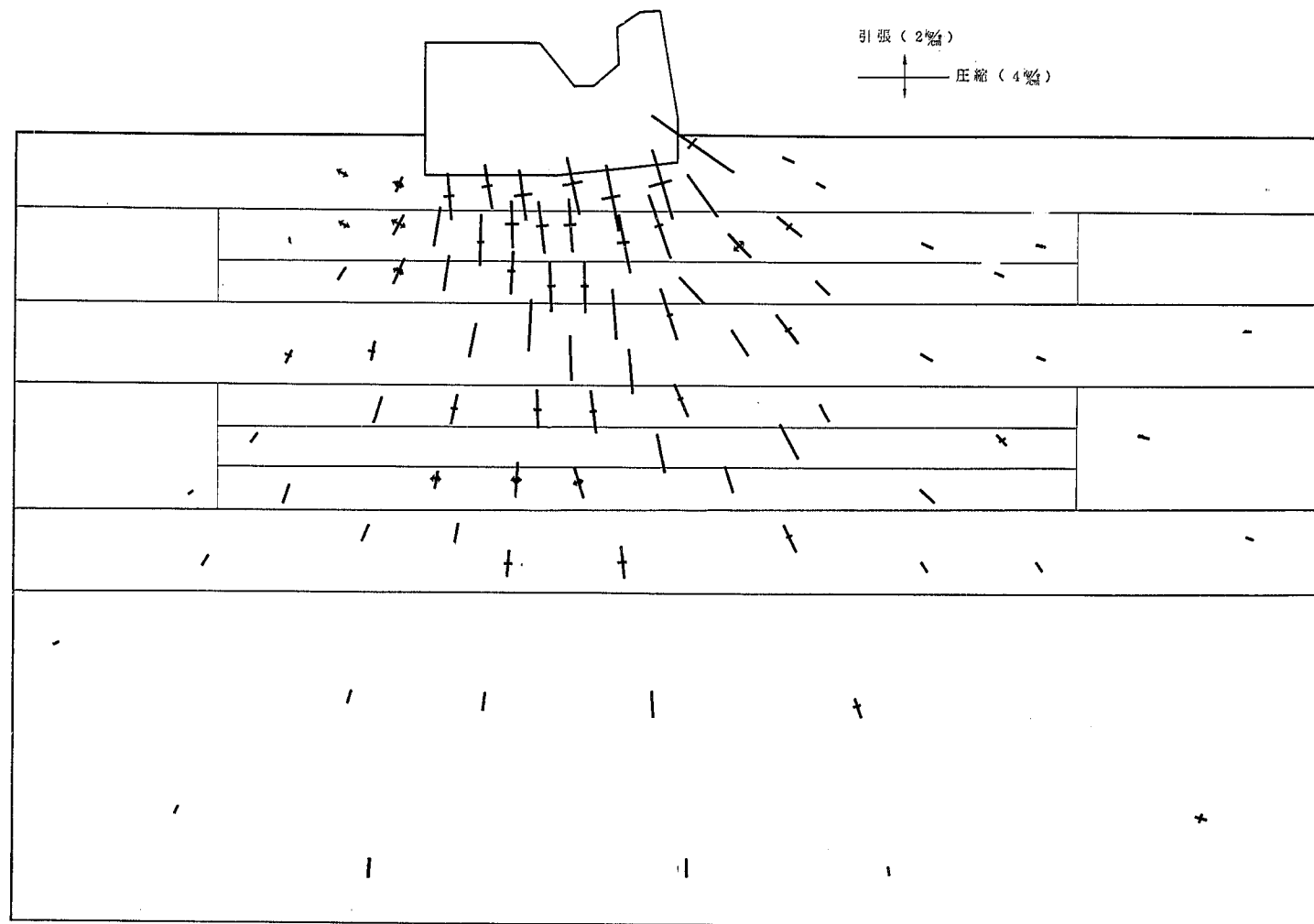


図-4.2 田平側橋台主応力图 (完全弾性体)

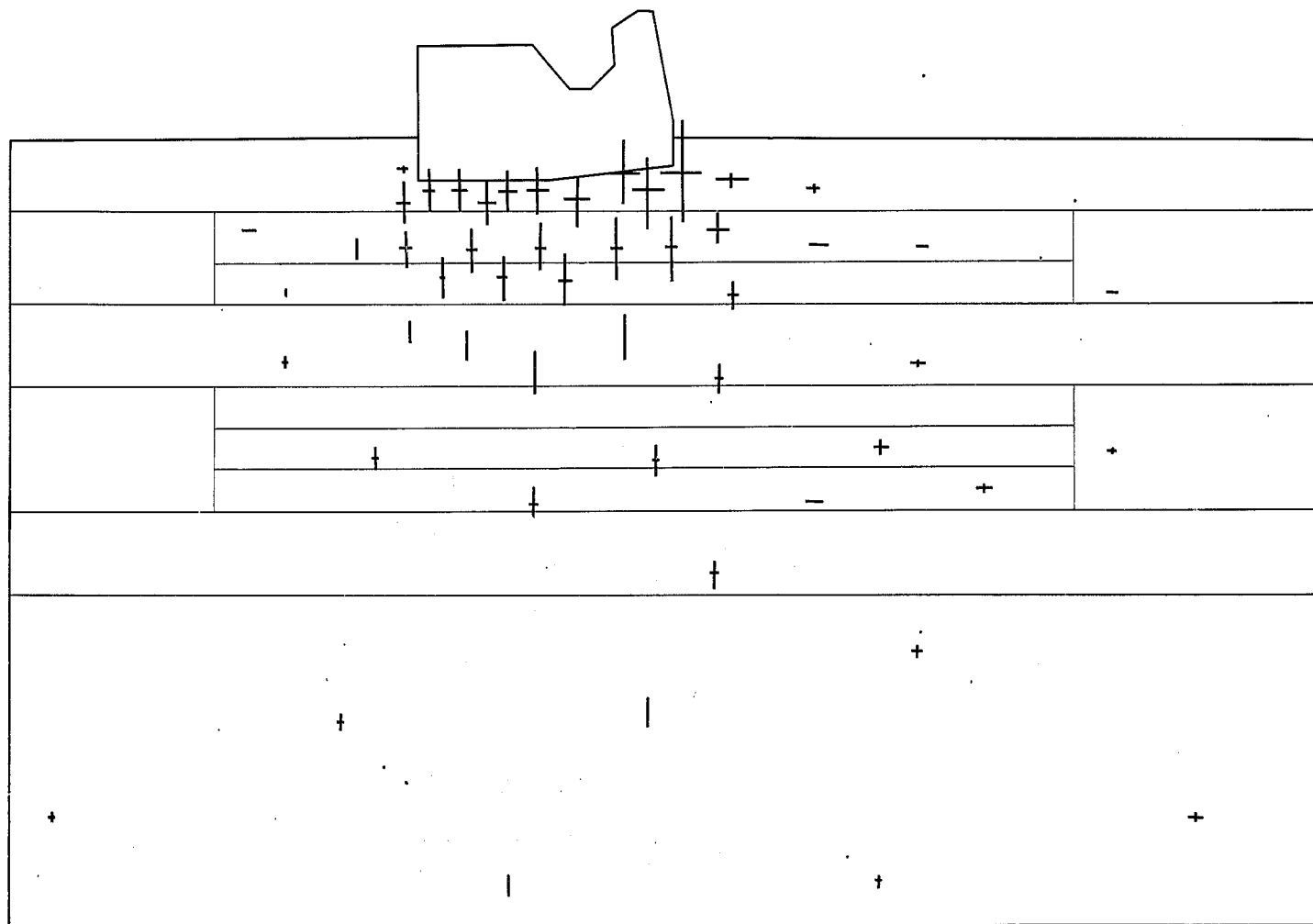


图-4.3 田平側橋台 x - y 方向応力图 (完全弾性体)

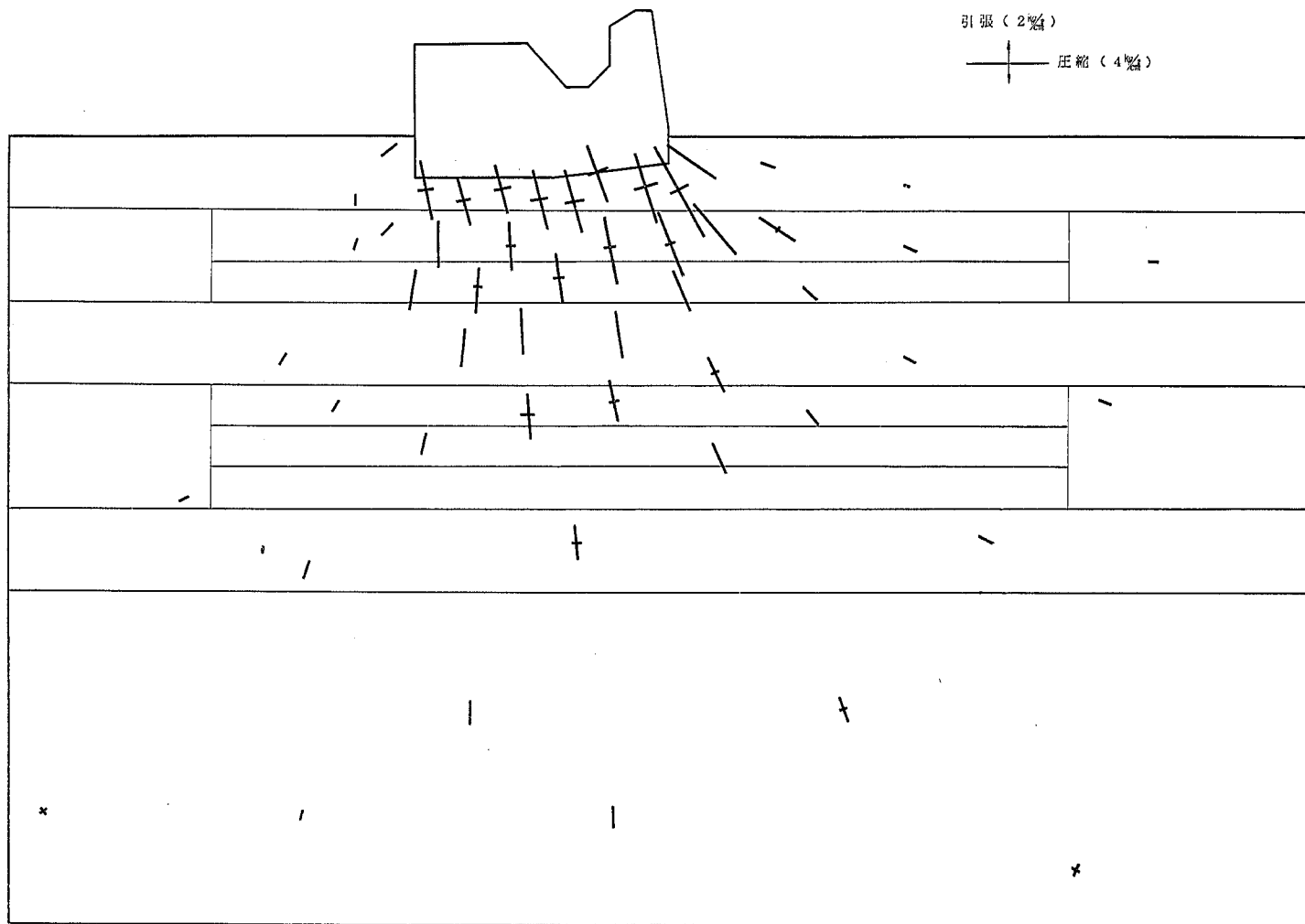


図-4.4 田平側橋台主応力図（引張抵抗零）

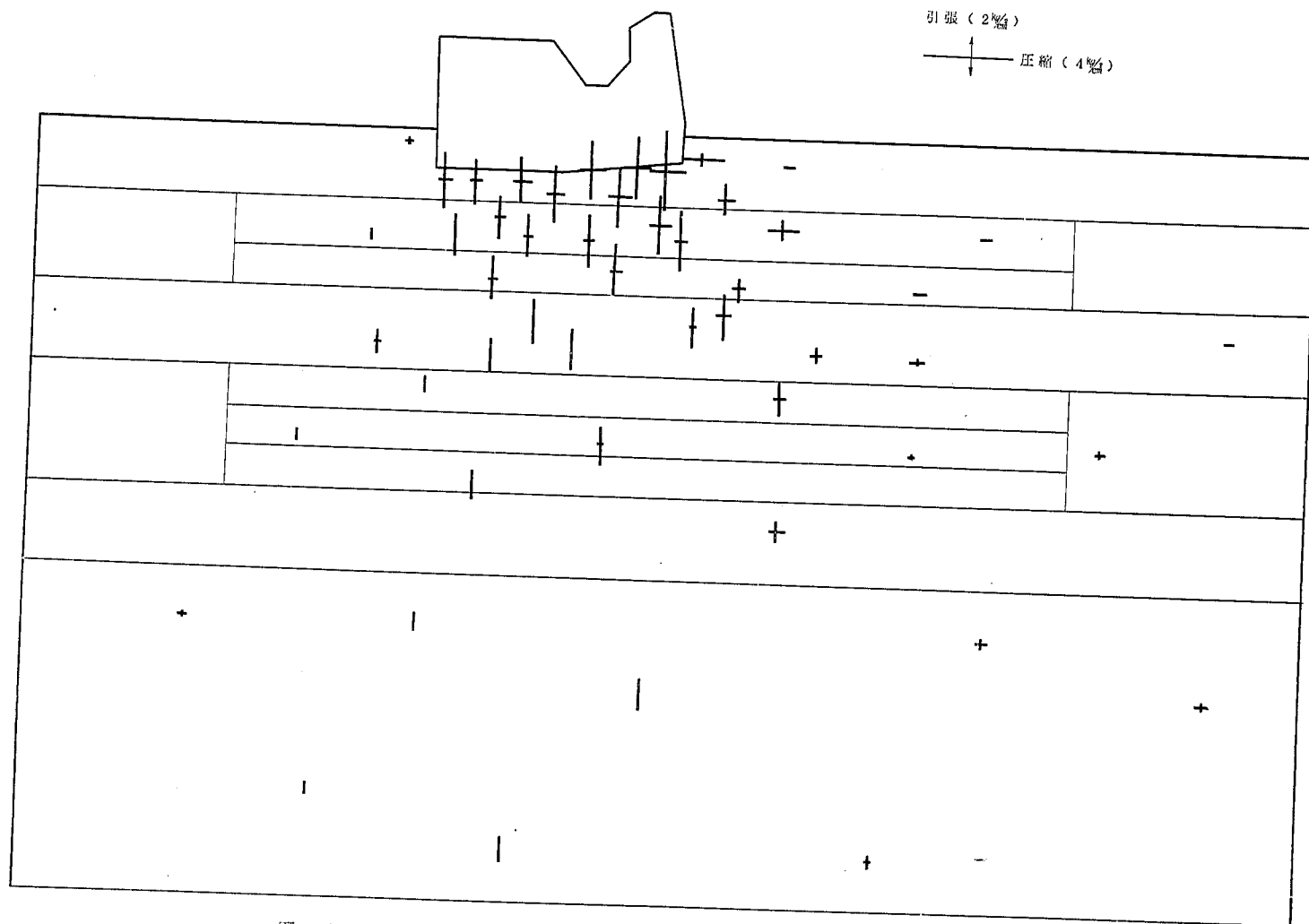


図-4.5 田平側橋台 x - y 方向応力図 (引張抵抗零)

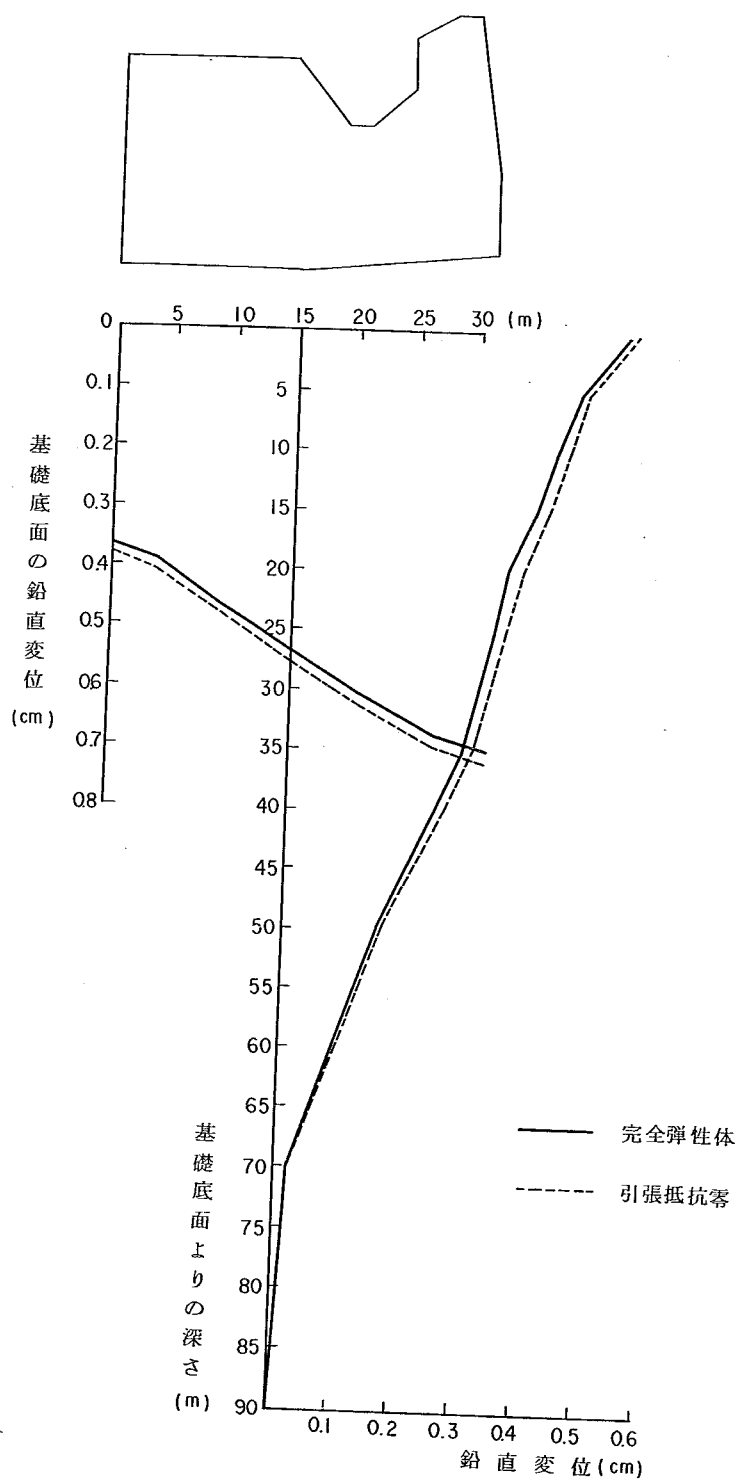


図-4.6 平戸側橋台鉛直変位図

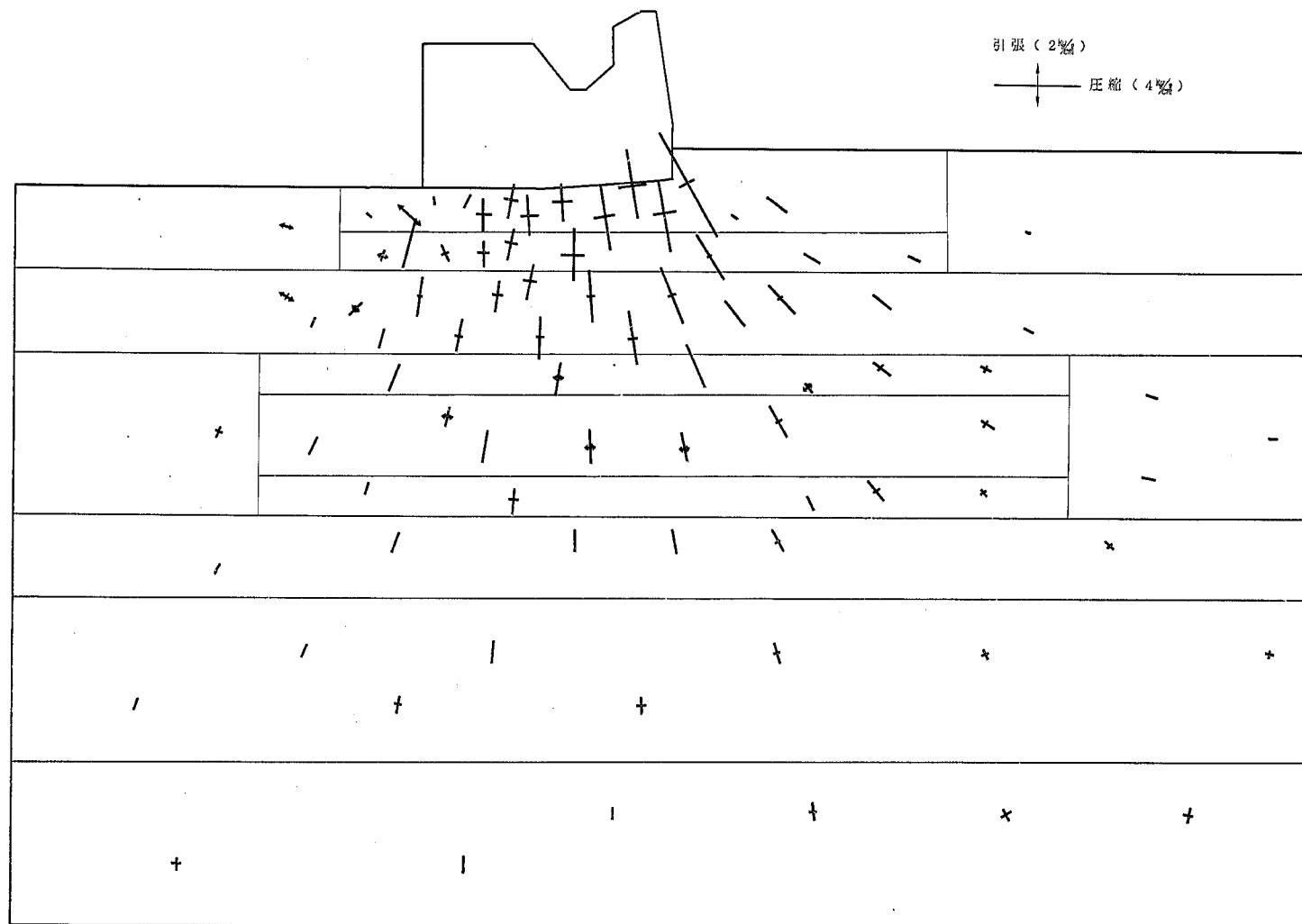


図-4.7 平戸側橋台主応力図 (完全弾性体)

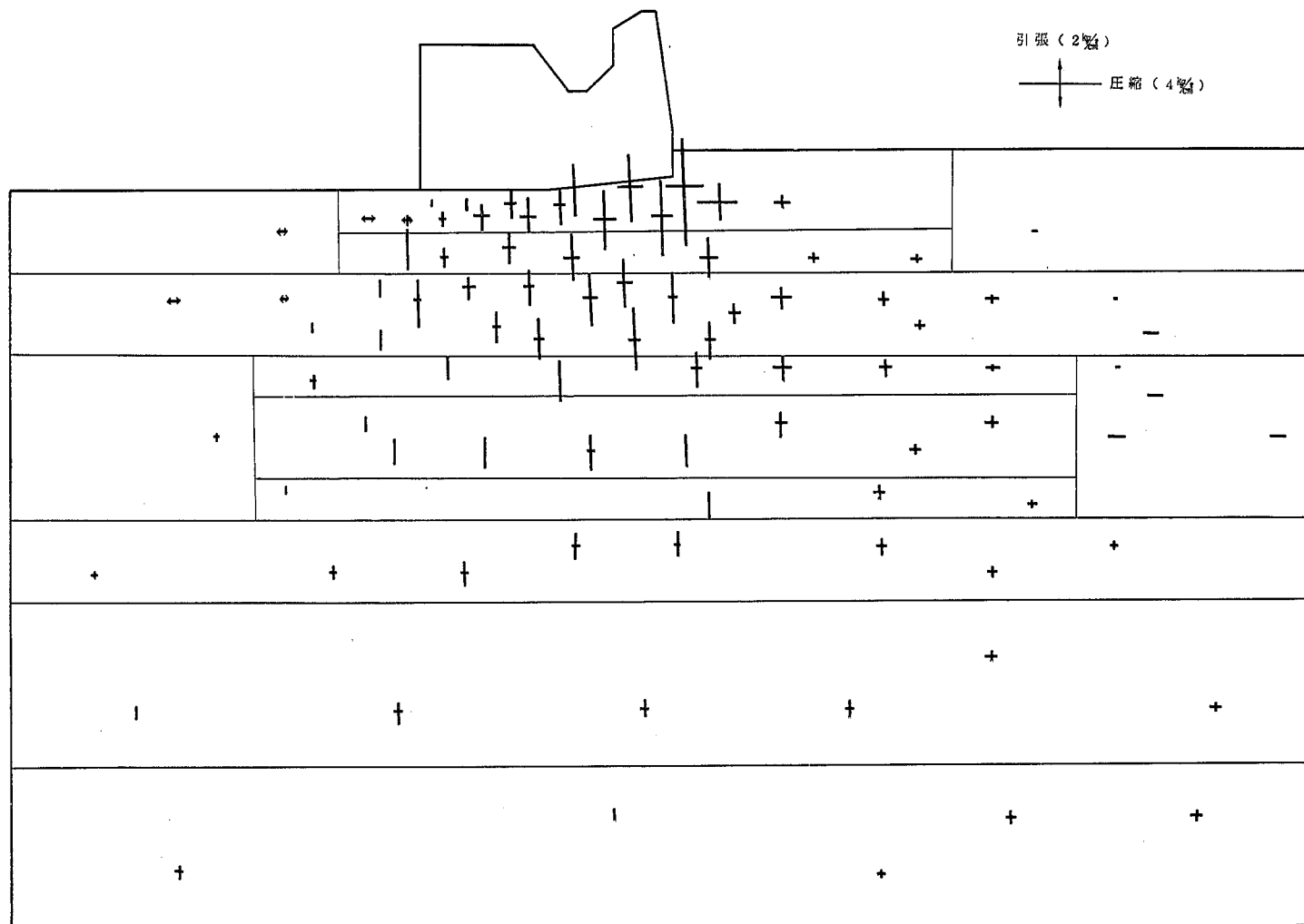


図-4.8 平戸側橋台 x - y 方向応力図 (完全弾性体)

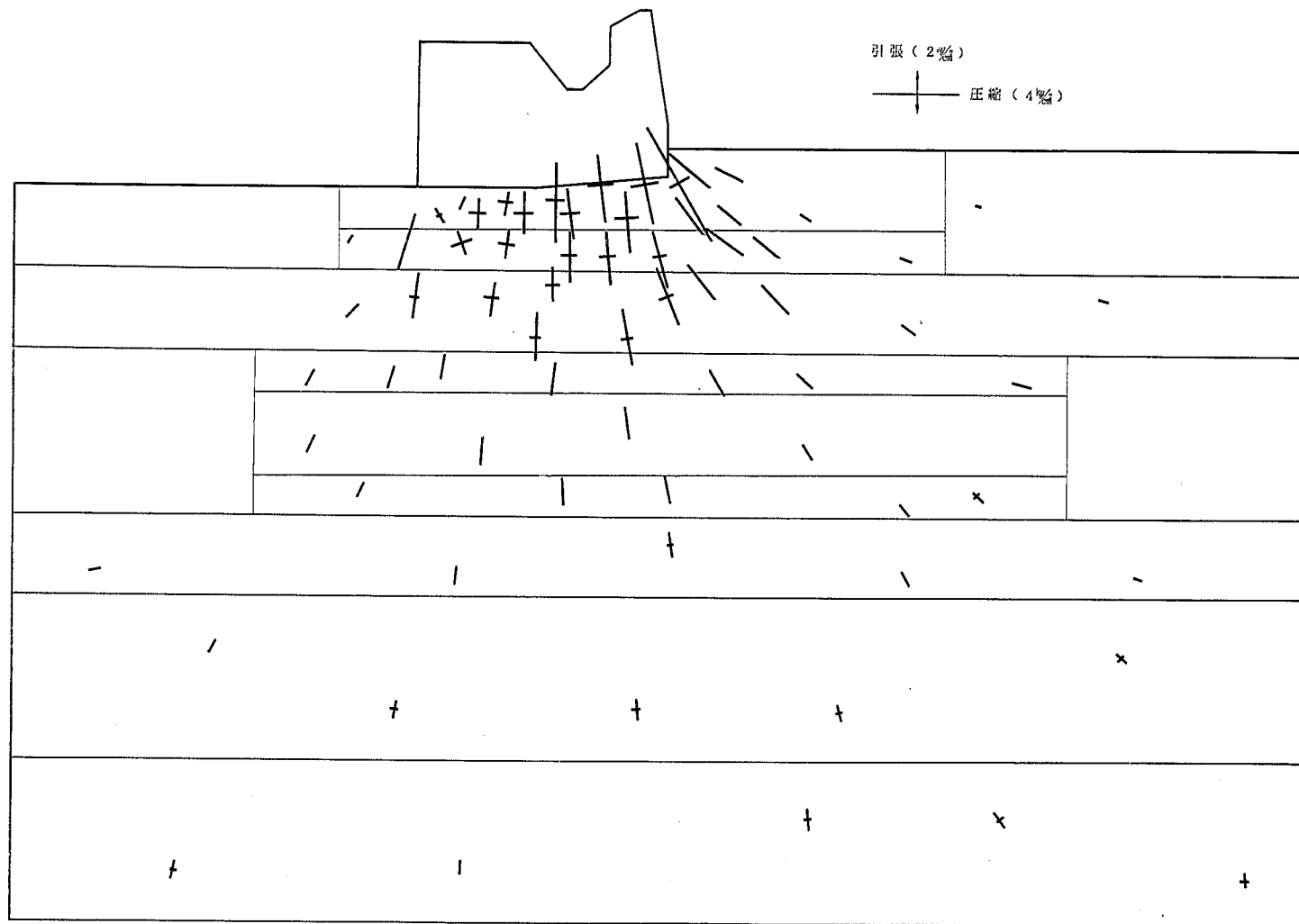


図-4.9 平戸側橋台主応力図 (引張抵抗零)

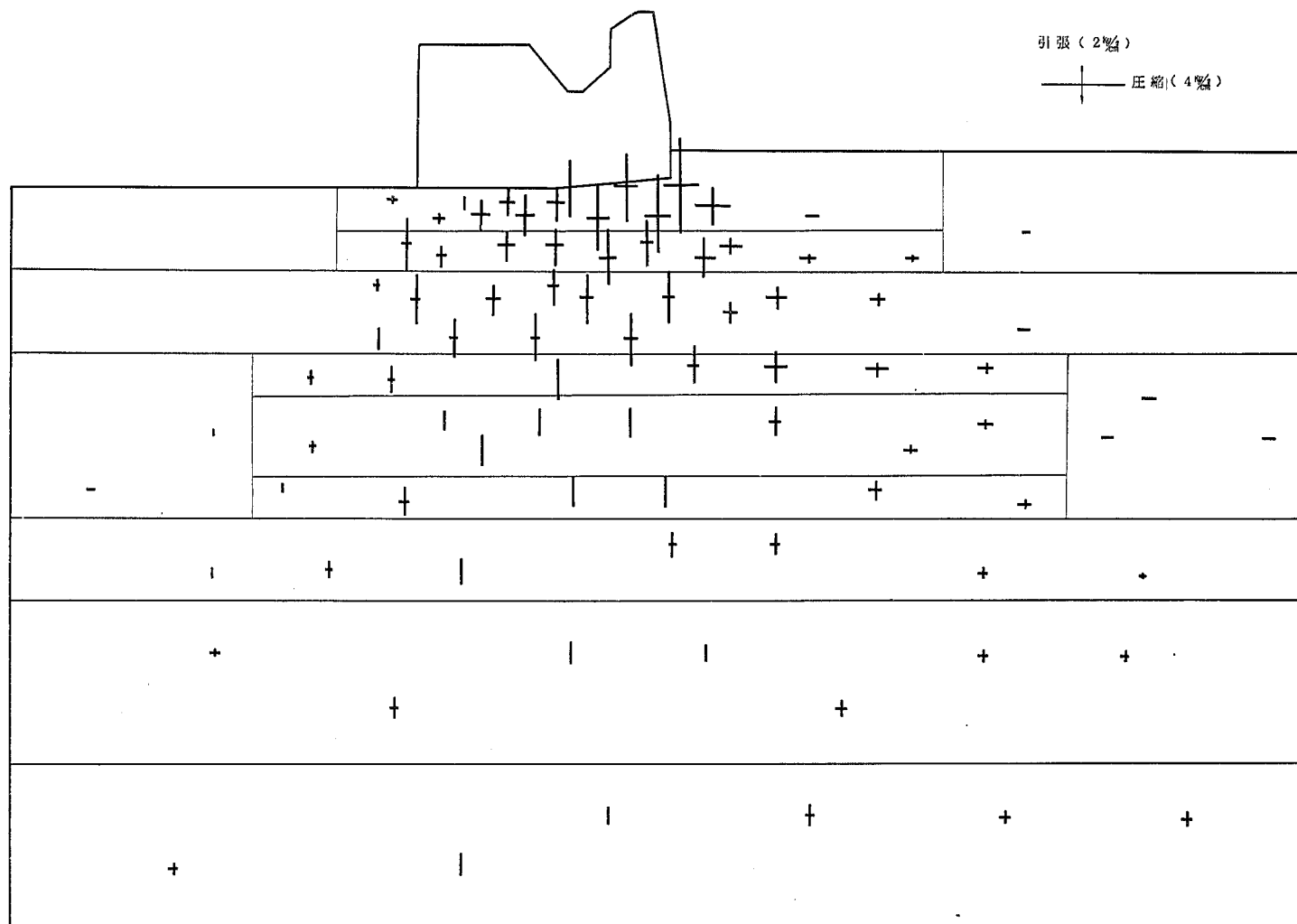


図-4.10 平戸側橋台 x - y 方向応力図 (引張抵抗零)

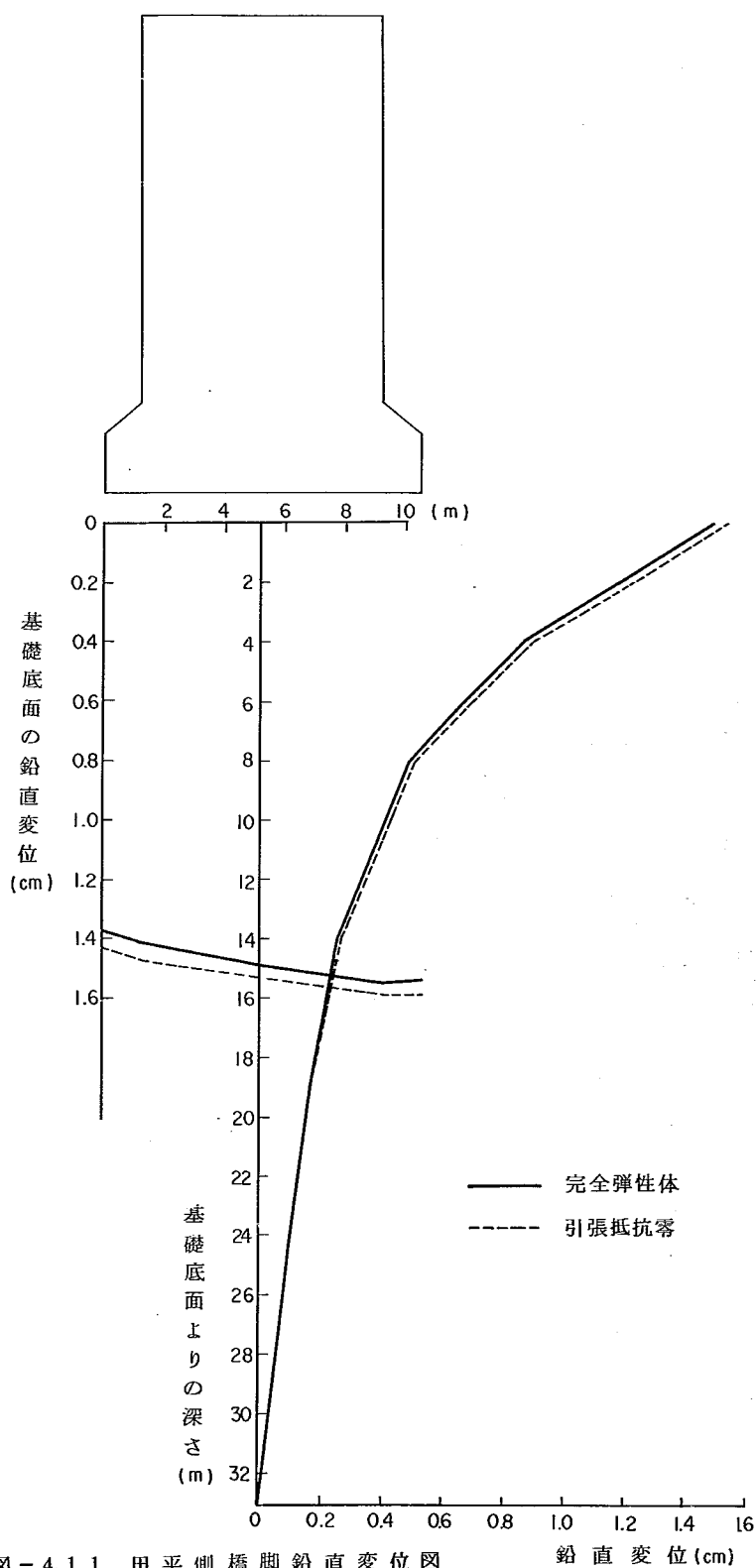


図 - 4.1.1 田平側橋脚鉛直変位図

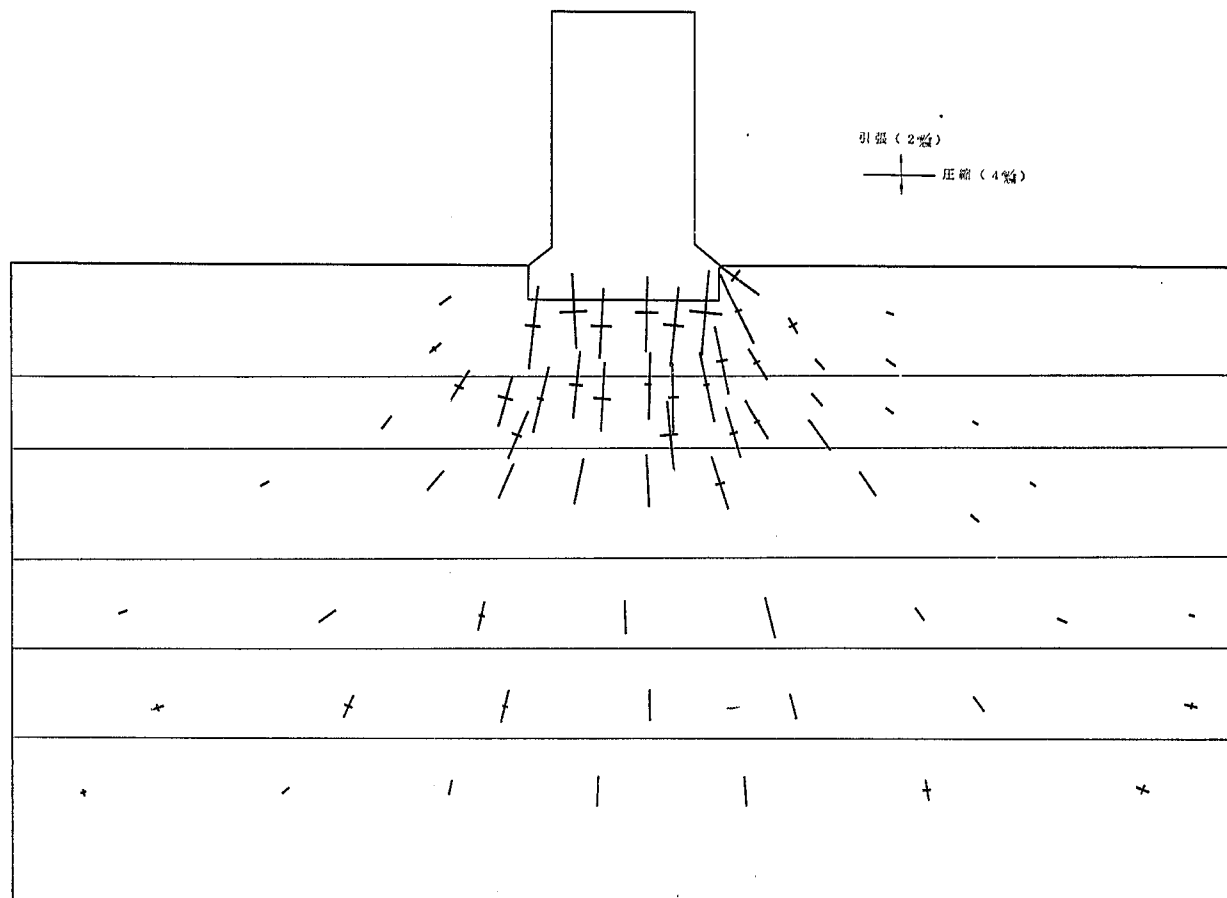


图-4.1.2 田平側橋脚主応力図 (完全弾性体)

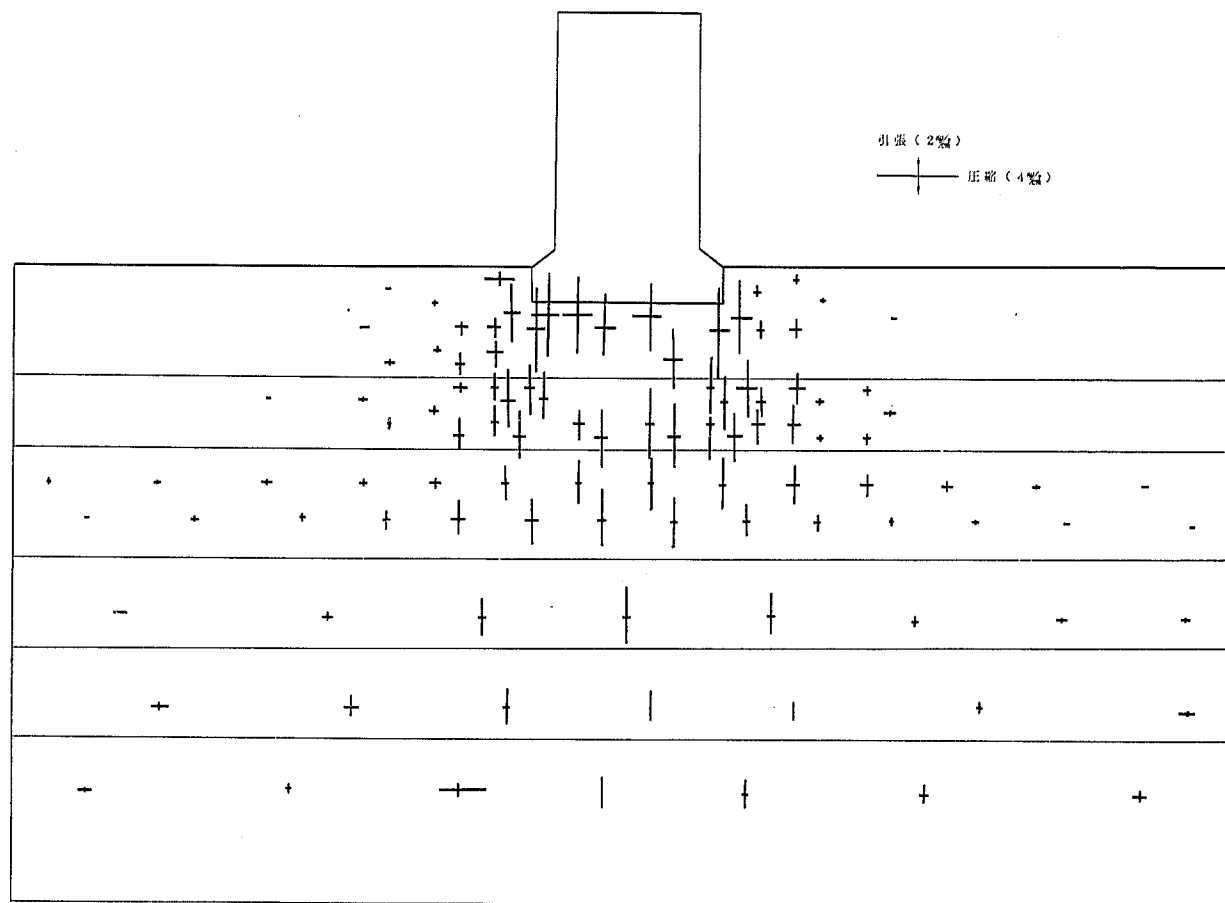


図-4.13 田平側橋脚 $x-y$ 方向応力図 (完全弾性体)

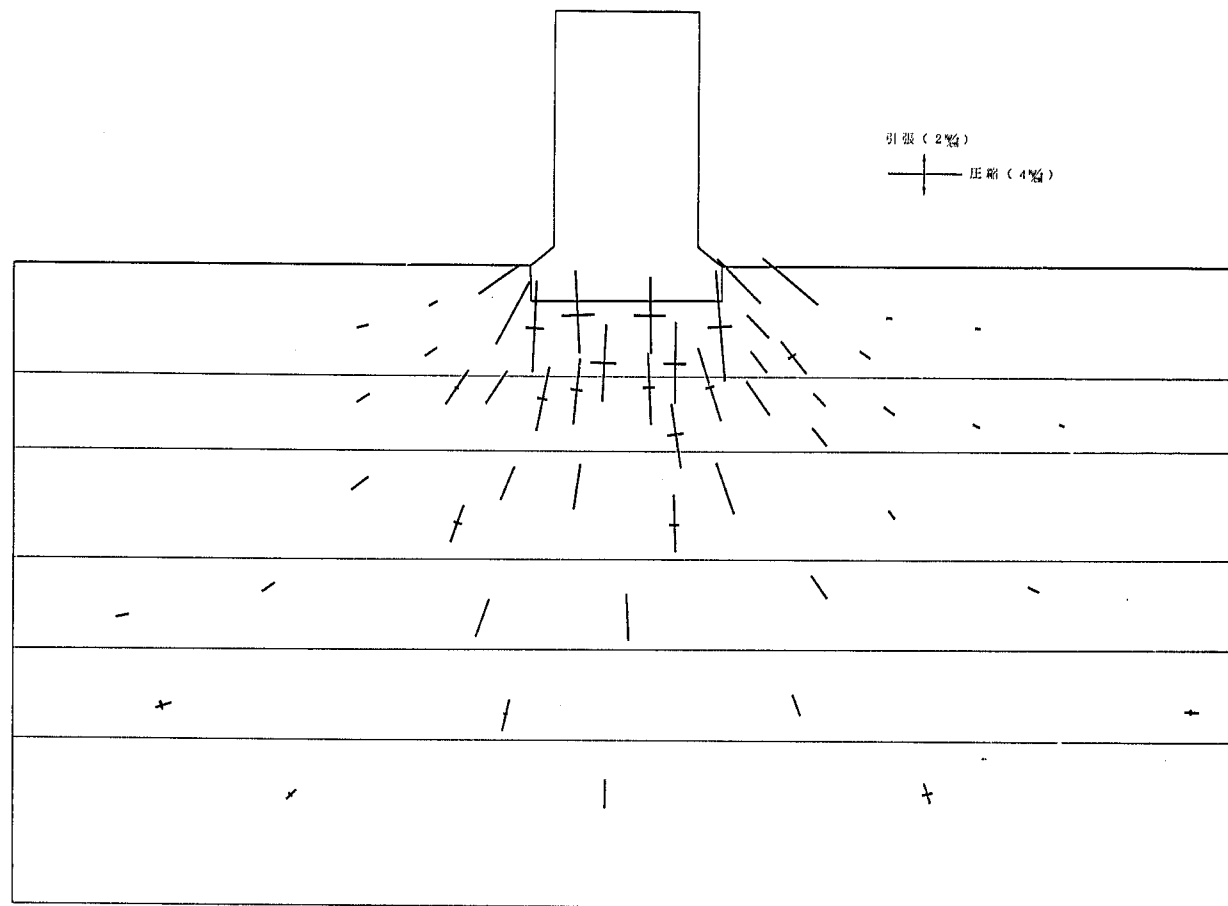


図-4.14 田平側橋脚主応力図 (地盤の引張抵抗零)

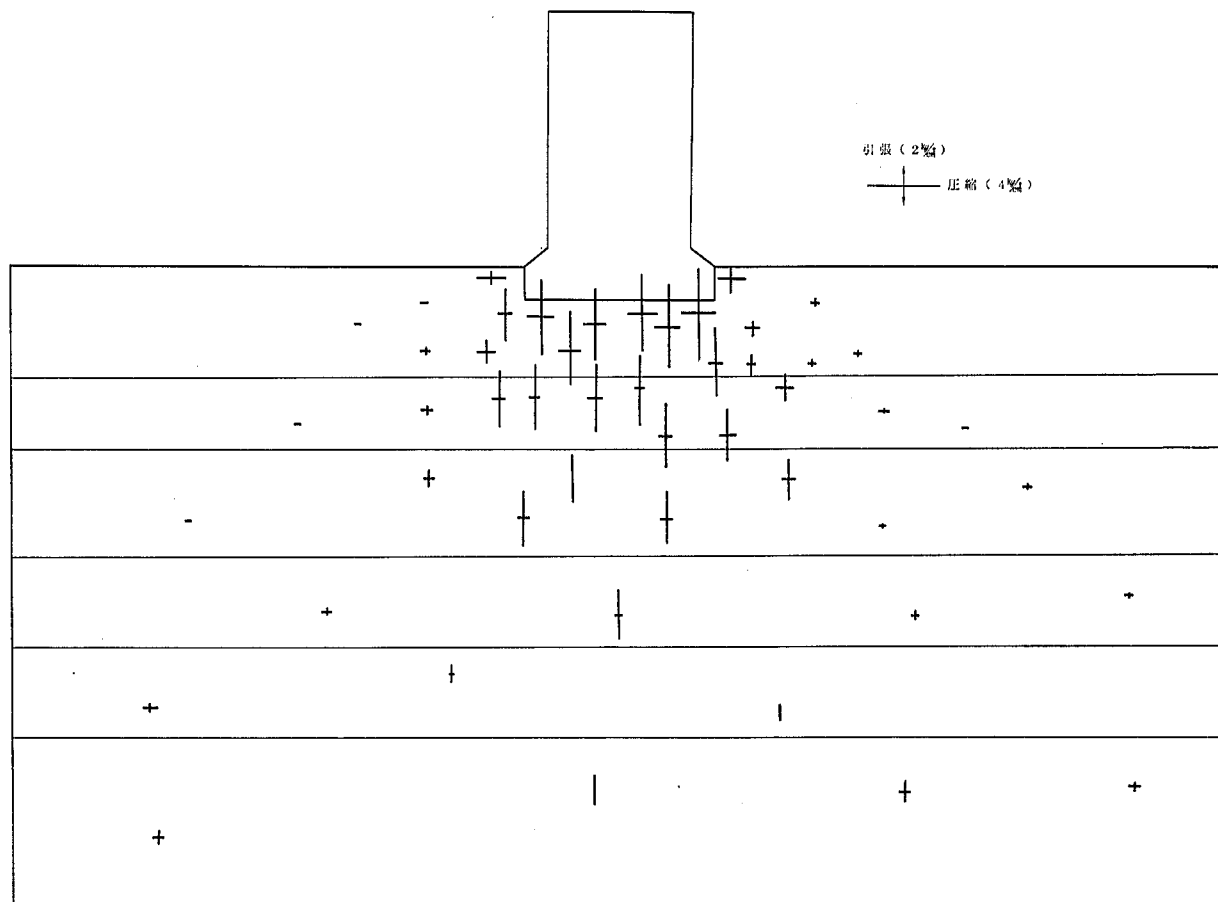


図-4.15 田平側橋脚 x - y 方向応力図 (引張抵抗零)

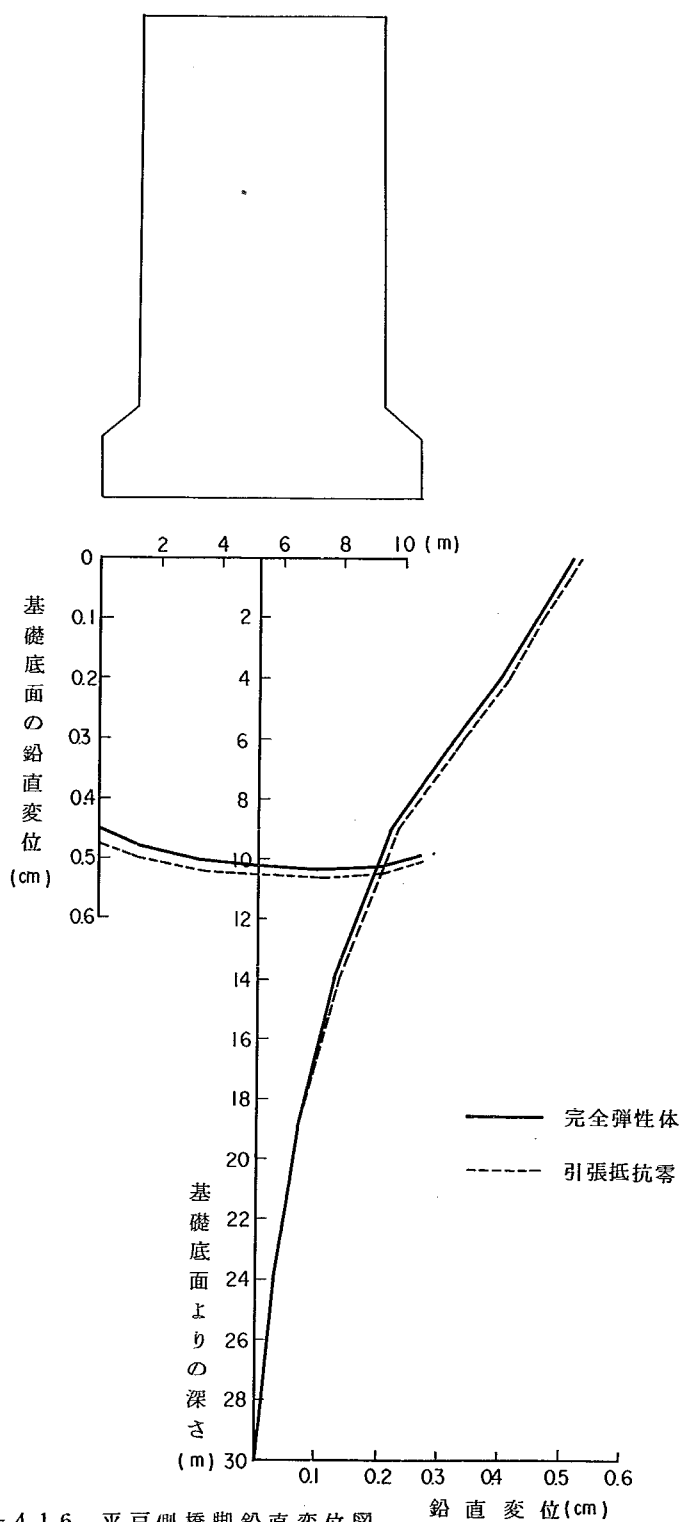


図-4.16 平戸側橋脚鉛直変位図

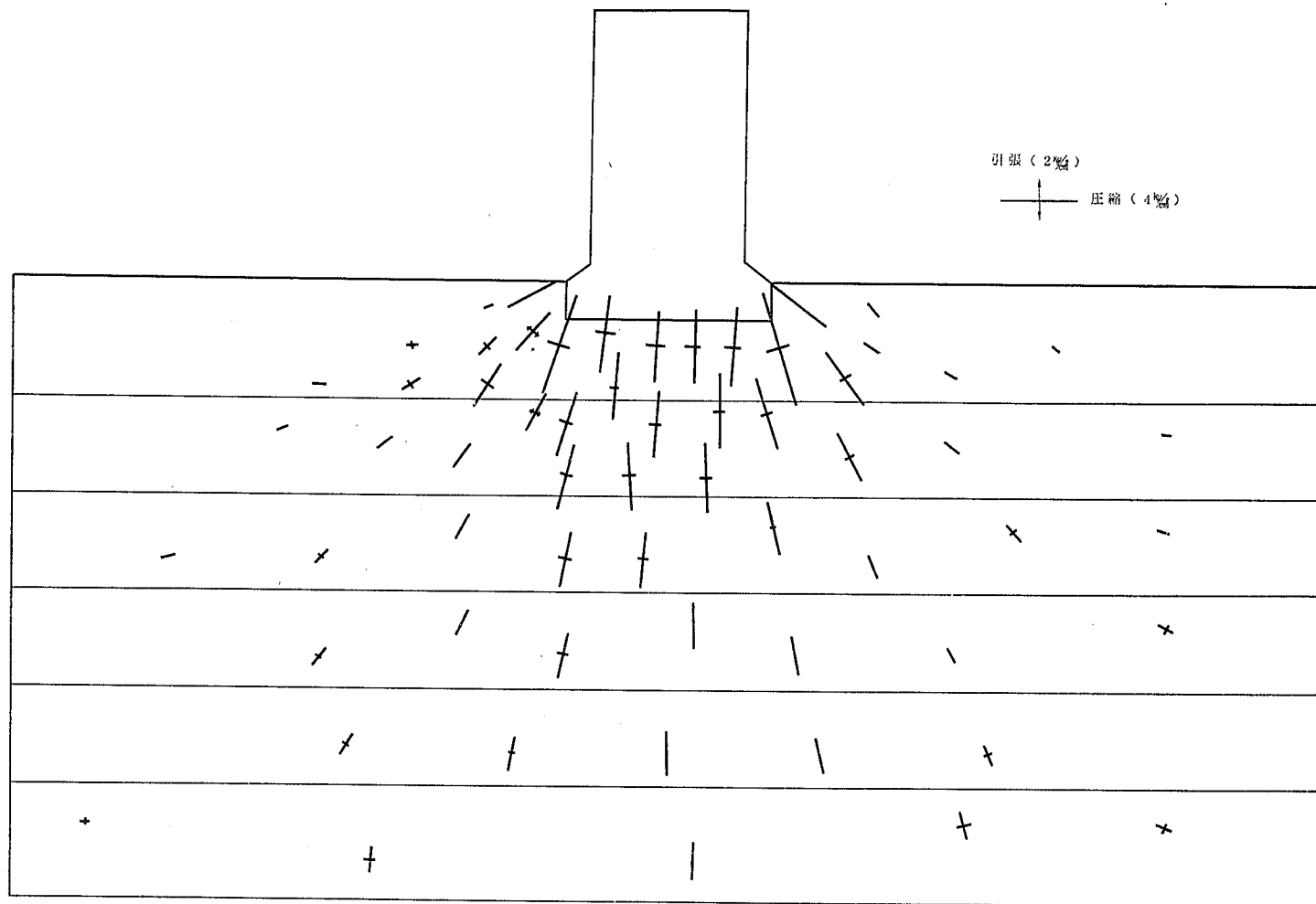


図-4.17 平戸側橋脚主応力図 (完全弾性体)

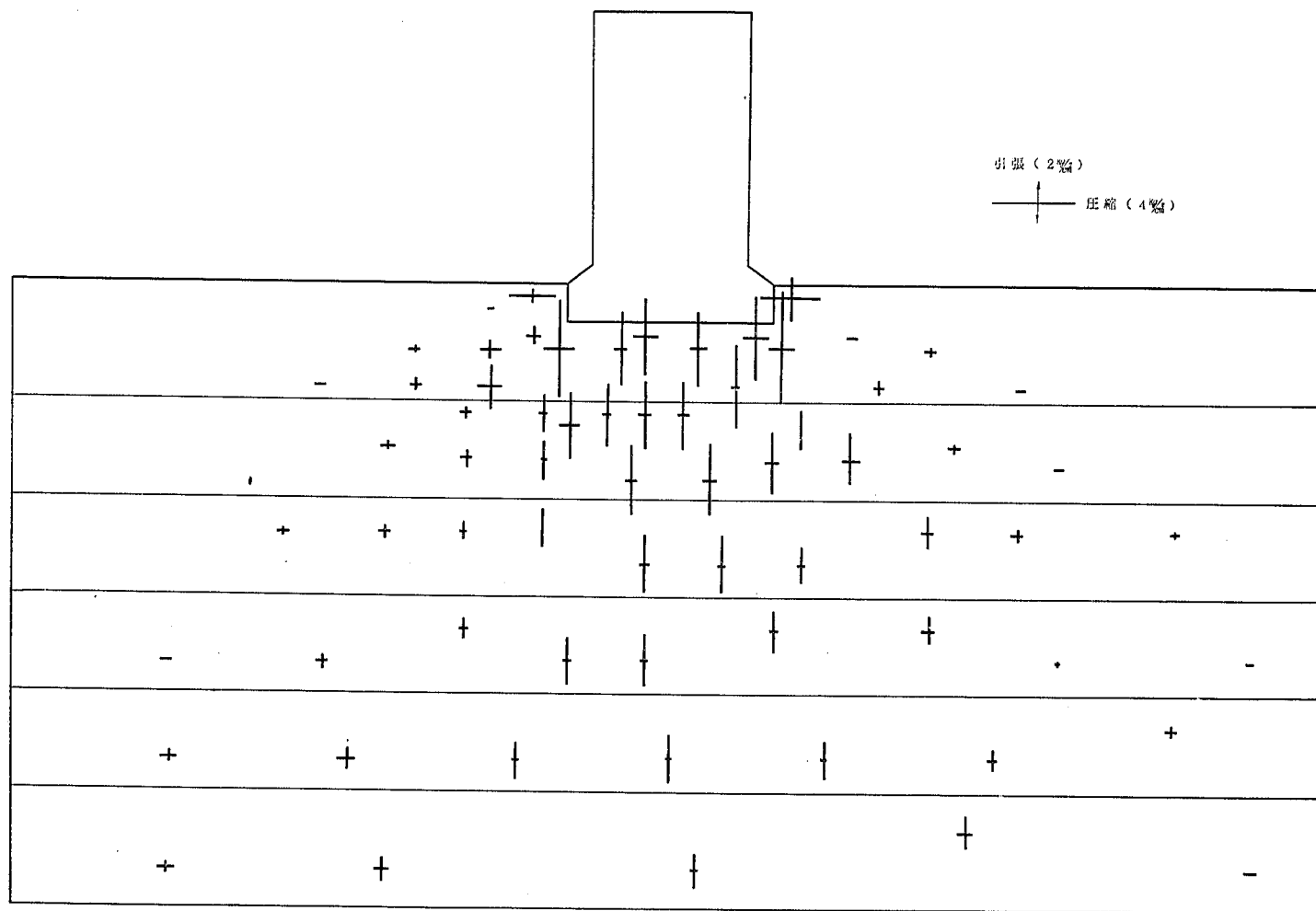


图-4.18 平戸側橋脚 x - y 方向応力図 (完全弾性体)

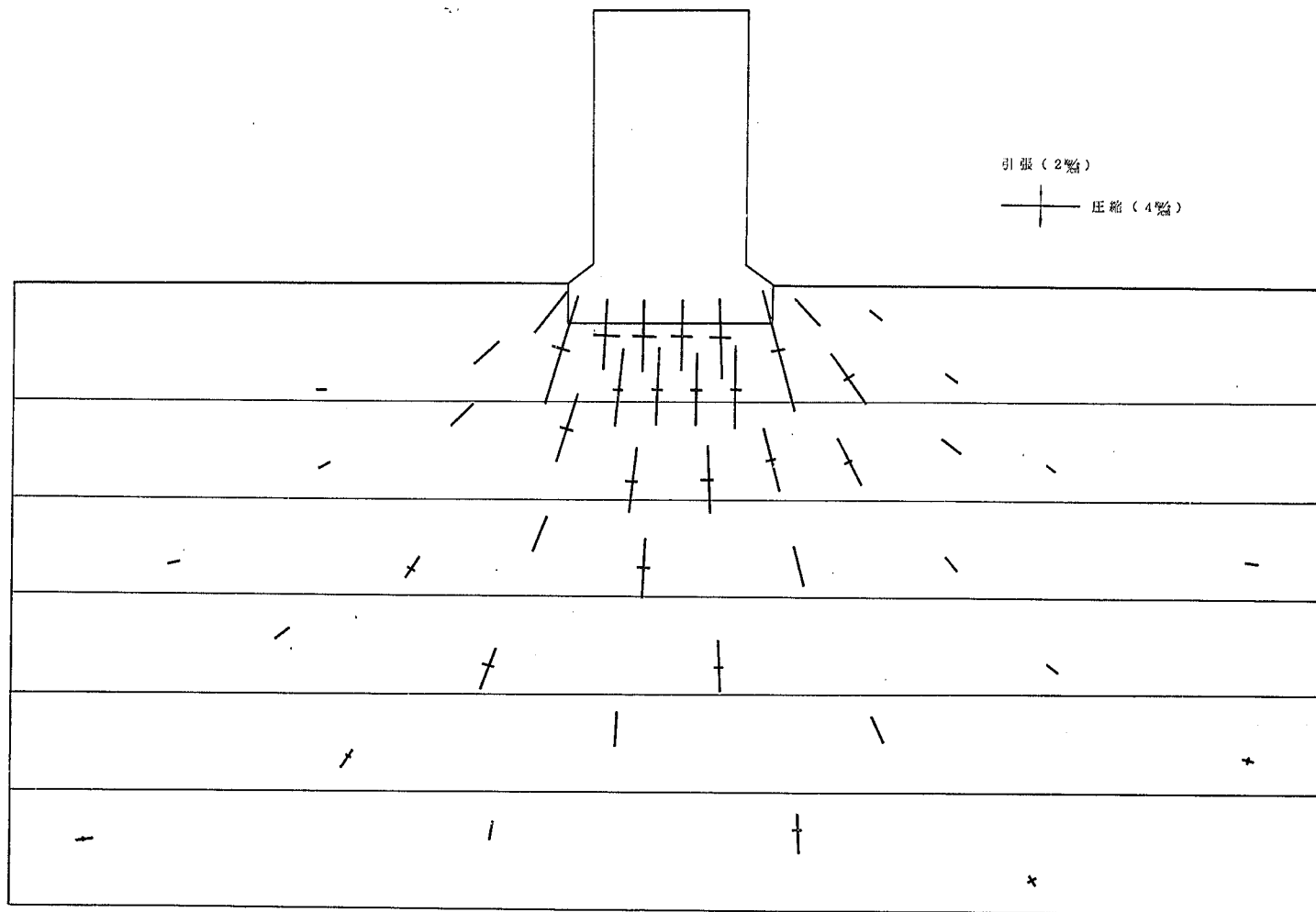


図-4.19 平戸側橋脚主応力図 (引張抵抗零)

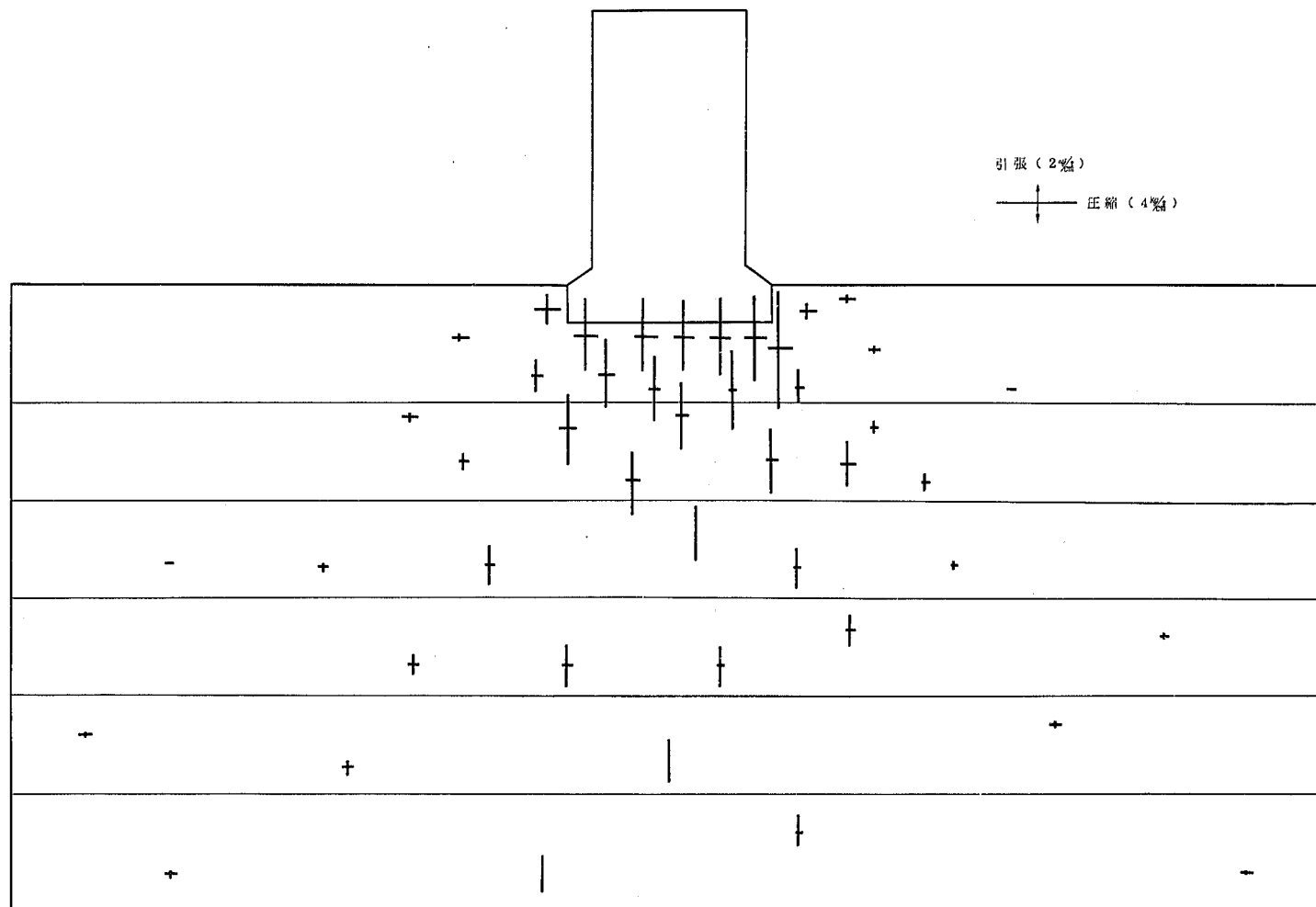


図-4.20 平戸側橋脚 (引張抵抗零)

5. 考 察

設計計算によって求めた諸数値と、ここで計算された値とを比較検討するために、鉛直変位、水平変位、地盤応力の代表値についてまとめて示すと表-5.1 のようになる。

表-5.1 設計計算値とFEM計算値との比較

	設 計 計 算					F E M 計 算			
	鉛直方向最大縁端応力 (t/m^2)	鉛直方向最小縁端応力 (t/m^2)	鉛直方向最大縁端変位 (cm)	鉛直方向最小縁端変位 (cm)	水平変位 (cm)	最大主応力 (t/m^2)	鉛直方向最大縁端変位 (cm)	鉛直方向最小縁端変位 (cm)	水平変位 (cm)
1) 田平側橋台	58.2	16.5	1.29	0.37	0.54	59.6 (60.9)	0.80 (0.81)	0.51 (0.55)	0.29 (0.35)
2) 平戸側橋台	61.2	4.4	1.23	0.09	0.34	59.2 (61.2)	0.70 (0.72)	0.36 (0.37)	0.19 (0.23)
3) 田平側橋脚	74.2	53.3	3.37	2.42	0.009	57.1 (61.2)	1.53 (1.59)	1.37 (1.43)	0.005 (0.003)
4) 平戸側橋脚	"	"	1.00	0.72	0.003	61.0 (64.3)	0.49 (0.51)	0.45 (0.48)	0.01 (0.01)

(注) 括弧内は、地盤の引張抵抗を零とした場合

ここに示した設計計算での鉛直変位、水平変位、鉛直方向縁端応力はいずれも、基礎を剛体と仮定し、地盤を見かけのばねと見なして、釣り合い計算から求めたものである。FEM計算では図-4.1～図-4.20の分布のうちから底面縁端部の鉛直変位、前面の水平変位、ならびに最大の地盤内主応力を表示した。なお、上段の数字は地盤を完全弾性体としたときの値であり、下段に括弧書きしてあるのは引張抵抗を零としたときの値である。

橋脚底面の応力については、FEM計算モデルでは原地盤への根入れを計算上考慮していることから、応力分布が周面地盤にも移行して最大応力は設計で考えているよりも小さくなっている。

橋台については図-4.2、図-4.7からわかるように、橋台前面下端部で鉛直力と水平力による応力が集中して最大の圧縮主応力が生じている。したがって、この部分では設計計算上の最大応力を若干越える傾向にあるが、表-5.1に見られるように超過している値はごくわずかであるので問題ないと判断される。

変位量についてみると、応力の場合と同じように、FEM計算によると基礎底面の回転勾配は設計値よりも少なくなっている。これは、前節に示した基礎底面の変位量の分布図からも判断できるように、基礎本体が弾性変形することの影響によるものと考えられ、剛体と仮定した

場合とは異なる。変位量の絶対値はいずれの基礎も設計値より小さな値を示す傾向にあるが、FEM 計算では、地盤の深さが有限であること、2次元モデルに置き換えていることの影響があるものと考えてよい。

次に、地盤が深さ方向に変化することの影響については、深さ方向の鉛直変位分布には地層の変化が反映されており、その影響があらわれているが、応力の流れはスムーズであり、それには顕著な影響は認められない。

地盤の引張抵抗を零として計算すると、地盤内応力の再配分がおこり、圧縮応力、変位量共に弾性計算値より大きくなるが、橋台の水平変位が20%ほど増大するほかは、わずかな差しか生じない。

6. ま と め

以上の計算より、次の点が結論づけられる。

- (1) 田平側橋台の前面下端部の応力が設計値よりも少し大きな応力を示す他は、設計値と比較すると地盤内の生ずる応力は小さいと判断できる。これは計算では施工完了後の状態を想定して、周囲の原地盤の抵抗を見込んでいることと、弾性計算を行うと地盤をばねとみなした場合に比べて応力の分布が均等化される傾向にあることの影響と考えられる。
- (2) 基礎の回転変形量は設計値よりも少ない。
- (3) 地盤が深さ方向に一様でないことの影響は、応力分布にはほとんど影響を与えない。
- (4) 地盤の引張抵抗を零とすると、弾性計算より橋台の水平変位が20%ほど増加するが、応力、鉛直変位には大きな差はない。