

組杭式鋼矢板工法の現場実験について

Field Experiments on Steel Sheet Pile Wall Supported by Coupled Piles

近 藤 伸 治*

Shinji Kondo

小 関 楯 志**

Tateshi Koseki

Synopsis:

This report relates some field experiments with the steel sheet pile wall supported by coupled piles conducted at Yura Port breakwater and Ashiya Beach Miyagawa bulkhead, both in Hyogo Prefecture.

In giving force, a load was effected by jack on the top of coupled piles in the case of Yura Port, and concrete blocks were placed on the background of the wall in the case of Ashiya Beach. The results of the experiments revealed that:

- (1) The ratio of horizontal displacement at the top against wall height obtained through various measurements at both Yura Port and Ashiya Beach under the design load shows a relatively small of about 0.0015, indicating no problem as structure.
- (2) Theoretical value of horizontal displacement obtained by applying lateral spring constant of top by Seed & Reese's theory and axial spring constant of top by Chang's theory was compared with actual measurements. The actual measurements were about 2 to 4mm larger than, or about 1.5 times, the theoretical values under design load. The difference in such a degree is considered to be approximate and relatively good as displacement of pile structures.
- (3) No safety problem occurred to the subject structures under repeated loadings of 30t which was 60% of design load in the case of Yura Port; and after about three days with design load left placed in the case of Ashiya Beach.
- (4) The top of the test piles at Yura Port was fixed with coping concrete, but at the design load stage, the effect of the fixed top was negligible both in the experiment and in theoretical calculations.

1. まえがき

海上を埋立てて新しい工業用地, 住宅用地などを造成することは従来から全国各地で実施されて

いるが, それらの埋立地は徐々に沖合へ伸びていき, 最近では水深5~6mを越える区域まで拡張されるようになってきた。またその規模も大きくなり面積100万 m^2 ~200万 m^2 , 護岸延長にして3000~4000mにおよぶものも建設されている現状である。このような埋立地においてその護岸工

* エンジニアリングセンター建設開発部大阪建材技術サービス室掛長

** エンジニアリングセンター建設開発部大阪建材技術サービス室

法を考えた場合、従来はケーソン工法、自立式鋼矢板工法、タイロッド式鋼矢板工法、あるいは水深が浅ければ木柵による仮護岸工法が採用されていたが、最近のように水深が5～6mで延長も3000～4000mにおよぶようになると、ケーソン工法の場合は大量の捨石や置換砂を必要とするうえ、広大なケーソンヤードを確保しなければならない。また自立式やタイロッド式の場合は、水深が深いとそれに伴ない波圧が大きくなるため構造上断面係数のきわめて大きい壁体を用いたり、施工上危険である等の問題がある。

組杭式鋼矢板工法^{1,2,3)}は以上のような背景をもとにして、主として埋立護岸用に当社で開発した工法であるが、最近になって波に強いこと、ケーソンに比べて自重が軽い⁴⁾ため捨石や置換砂の量もかなり少なくなる⁵⁾こと、また施工上のことを考えても安全、迅速かつ精度よく施工できることなどの特長を生かして防波堤にも採用されるようになってきた。

ところがこの組杭式鋼矢板工法の力学的特性を考えた場合、まず組杭自体の外力を受けたときの変形挙動が地盤との関連もあって単杭に比してきわめてむづかしい⁶⁾うえ、さらに防波堤のように外力が繰返し荷重で作用する場合は設計上検討しなければならない未知な問題を内蔵している。

ここに示す報告は、これらの問題点の中から主として本工法が水平外力を受けたときの変形挙動について実物実験によって調査した結果である。

実験は実際に施工された兵庫県洲本市の由良港防波堤と、芦屋市の芦屋浜埋立地宮川護岸を利用して行なった。

なお由良港の場合は、由良港港湾改修防波堤(南)工事の一環として、兵庫県土木部港湾課が主体となって当社と共同で実施したものである。また芦屋浜は同県企業局が事業を進めている工事現場を利用させていただいて実施した。

2. 実験目的

2本以上の杭の頭部を結合した構造体に外力が作用したときの力学的特性については、理論的にも実験的にもかなり研究されているが、まだ明確

には解明されていない点が残っている。

組杭式鋼矢板工法は、2本の組杭によって鋼矢板壁を支持するもので、この種の構造体のうち最も単純な型式のものである。鋼矢板を1本の杭としてみれば3本の杭となり複雑な不静定構造体となるが、鋼矢板は壁体としての連続構造であり、かつ外力の作用状態が杭とは著しく異なるため、ここでは支持する組杭と同種の杭として扱うことには疑問が残る。したがって組杭は鋼矢板と切離して鋼矢板壁から腹起しをとおして伝達される水平力が作用する構造として考えても問題はなからう。

このような組杭の設計については、港湾構造物設計基準(日本港湾協会、昭和42年)に示されているように、頭部に外力が作用したとき変位は比較的少なく、曲げモーメントもわずかであるため、それらを無視して軸力のみで設計しても実情と大差ないと考えられている。

ところがこの工法によって建設される防波堤や護岸などの設計をするにあたっては、簡単にこれらの変位や曲げモーメントを無視することはできないと思われる。なぜならつぎのようなことが考えられるためである。まず防波堤の場合、引抜き杭に波圧という繰返し荷重が作用するため、変形に対して一般の場合よりシビアに考えなければならないこと、つぎに護岸では壁体のすぐ背後に組杭が配置されているため、土圧等による壁体の変形に伴ない組杭にも土圧による曲げモーメントが発生する可能性があり、もし変形し頭部外力によっても曲げモーメントが発生するならば、土圧による曲げモーメントにそれが加算され、杭材の応力に重大な影響をおよぼす場合もありうることなどである。したがって組杭式鋼矢板工法における組杭の設計について考えた場合、頭部の変位量や曲げモーメントを検討することは構造物の規模にもよるが重要な問題のひとつである。

本実験は以上に示すように、組杭頭部の変位および曲げモーメント等を実際に近い外力条件のもとで実構造物によって計測し、その安全性を確認するとともに、その実測値と理論との比較をとおして今後の本工法設計に関する一資料を得ることを目的として実施したものである。

3. 由良港防波堤における現場実験

3.1 実験概要

3.1.1 実験場所

(1) 位置

実験は Fig. 1 に示す兵庫県洲本市由良において実施したが、この由良港は沖合に延長約 2 km の細長い島成島によって波浪から保護された天然

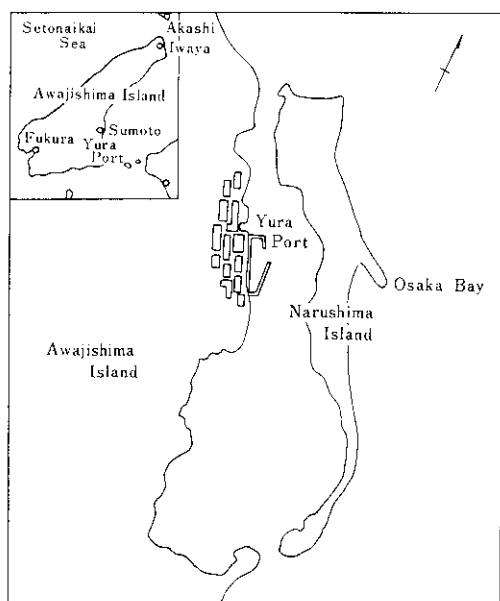


Fig. 1 Plan of Yura Port

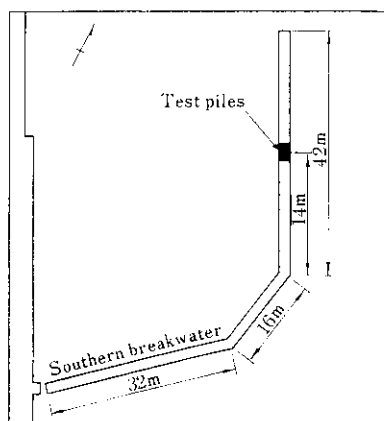


Fig. 2 Location of test piles

の良港である。

組杭式鋼矢板工法は Fig. 1 に示すように由良港の漁船係留地を防護するために建設される防波堤のうち、第一期工事として南側防波堤延長90mに採用された。Fig. 2 にこの南側防波堤と載荷実験を行なった組杭の位置を示す。

(2) 地盤状況

Fig. 3 に実験位置付近の現海底面 -8.0m からの土質柱状図を示すが、組杭式防波堤の設計上の安定を考慮して -5.0m より -10.0m までは良質な屑石、および捨石によって置換土を実施した。それ以下の -10.0m から -14.0m までは粘着力 $C = 1 \sim 4 \text{ t/m}^2$ のやや軟かい粘性土、-14.0m ~ -20.0m までは N 値 3 ~ 11 のシルト質砂となっている。それより下層は砂礫層である。

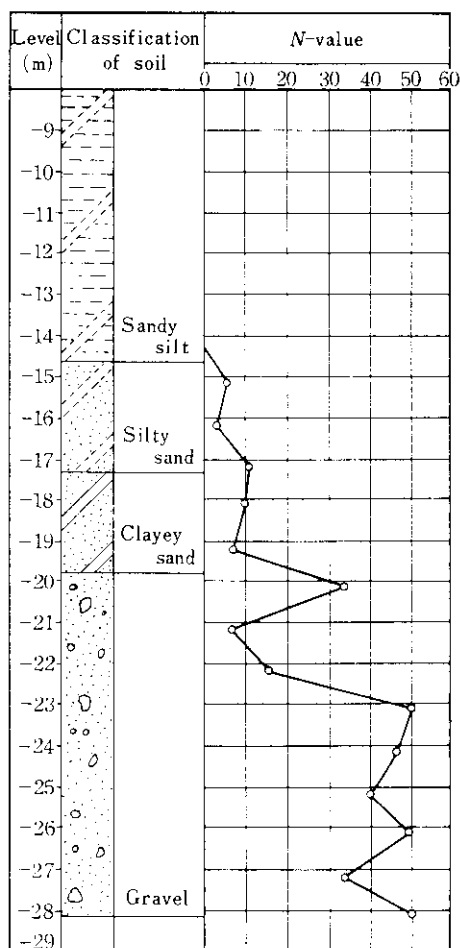


Fig. 3 Soil profile at Yura

3・1・2 実験体

(1) 実験体の構造

実験を行なった由良港南防波堤の標準断面図を Fig. 4 に示す。組杭間隔は2.0m で設計されているが載荷実験ではこの組杭2組分、防波堤の延長にして4.0m 分を対象とした。

Fig. 4 からわかるように、防波堤の頭部付近は比較的马ッブなコンクリートで固められているが、延長4.0m の実験体だけ本工事に先行してコンクリートを打設した。また上部工の工事と同時に組杭のL.W.L (低水位) 付近にあたる部分は、長さ1.5m にわたって防食用のコンクリートを被覆した。

(2) 実験部材

壁体としての鋼矢板には KSP-Ⅲ を用い、それらを背後で支持する組杭には H-400×400×13×21 を採用した。これらは設計波圧から決定された断面形状である。防波堤の延長4.0m では有効幅40cm の鋼矢板が10枚必要であるが、このうち組杭の直前部より2枚、組杭と組杭の中間部より2枚、合計4枚をひずみ測定の対象とした。

鋼矢板と組杭の断面性能を Table 1 に示す。また上部工および防食被覆コンクリートとしては圧縮強度 $\sigma_{28} \div 230 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートを用いた。

(3) ストレインゲージの取付け

実験部材のひずみ測定にはゲージ長10mm の箔ゲージ SF-10 (昭和測器製) を使用し、それらは Fig. 5 に示すような要領で貼付した。す

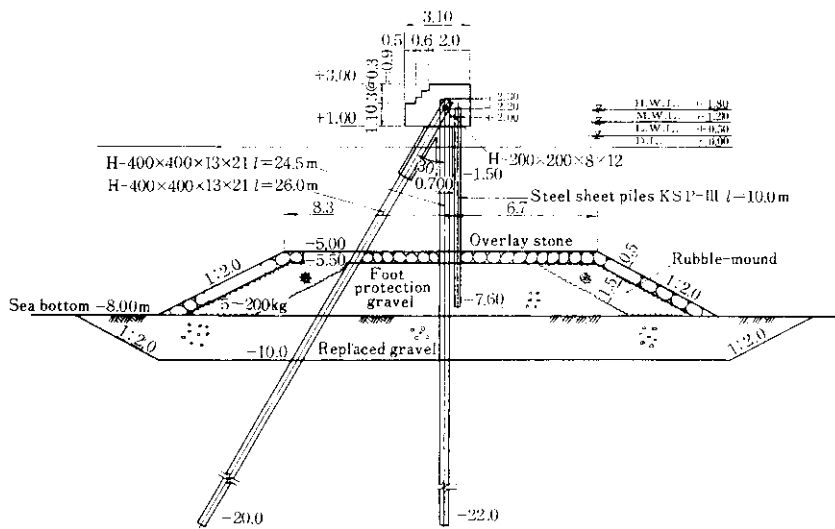


Fig. 4 Standard cross section of Yura southern breakwater

Table 1 Sectional properties of members

Member	Dimensions (mm)	Length L (m)	Sectional area A_0 (cm^2)	Unit weight G_0 (kg/m)	Moment of inertia I_0 (cm^4)	Section modulus Z_0 (cm^3)
Steel sheet pile	KSP-Ⅲ 400×125×13.0	10.0	76.42 (190)	60.0 (150)	2 320 (17 400)	232 (1 340)
Vertical pile	H-400×400×13×21	24.5	218.7	172.0	66 600	3 330
Batter pile	H-400×400×13×21	26.0	218.7	172.0	66 600	3 330

() : Per one-meter of steel sheet pile wall

なわち部材表面をサンドペーパーでホワイトメタルになるまで研磨したのち、アクティブゲージを接着する。つぎにゲージの周囲を直径10cm程度のゴムリングで枠をつくり、その中へアラルダイトAW-12（スイス：チバ社製）を充填する。そしてアラルダイトが硬化する前にあらかじめダミーゲージを貼付しておいた鋼片をその中へ埋込む。その時部材変形の影響を回避するため、ダミーゲージはアクティブゲージと直角方向となるよ

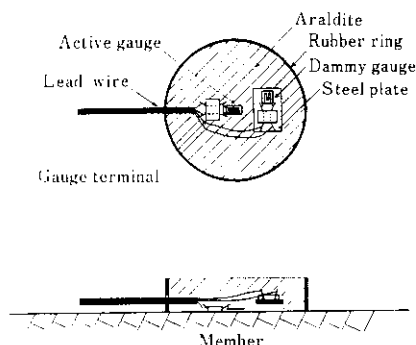


Fig. 5 Attachment of foil strain gauge

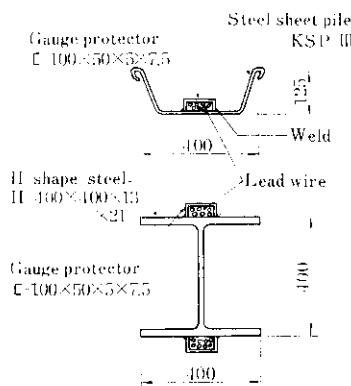


Fig. 6 Setting of gauge protector

う配慮する必要がある。

杭打込み時におけるゲージやリード線の破損を防ぐため、Fig. 6 に示すようにみぞ形鋼100×50×5×7.5、長さ8.0mをゲージプロテクターとして部材に溶接した。なお溶接のときリード線が高熱によって断線することを避けるためリード線に石綿を巻きつけた。

このようなみぞ形鋼を溶接することによって実験部材の断面性能は変化することになる。この点に関して一般には曲げおよび軸力検定試験によって確認されなければならないが、ここでは部材断面が大きく、検定試験に必要な設備の段取りが容易でないことから計算によって修正値を求めた。なおこの計算の際、みぞ形鋼を断続溶接していることを考慮して、断面性能は完全一体とした場合の50%とした。計算結果を Table 2 に示す。

Fig. 7 に実験体完成後のストレインゲージの取付け位置を示す。Fig. 7 からわかるように組杭A（北側の組杭）では①～⑤まで5段階に、組杭B（南側の組杭）では①、③、④の3段階に取付けた。この配置は軸力および頭部と地盤付近の固定モーメントを求めることを目的としたものである。

(4) 実験体の施工

実験体は由良港南防波堤の本工事の一部として施工された。施工順序はつぎのとおりである。

- ①床掘工および屑石の置換工
- ②直杭と斜杭の打込みおよび頭部の結合
- ③腹起しの取付け
- ④鋼矢板の打込み
- ⑤基礎捨石の被覆工
- ⑥上部コンクリートおよび防食被覆用コンクリートの場所打ち

Table 2 Sectional properties of members with gauge protector

Members	Dimensions (mm)	Section area A_0' (cm ²)	Section modulus Z_0' (cm ³)
Steel sheet pile with gauge protector	KSP-III 400×125×13.0	82.37 (206)	251 (1 445)
Batter pile and vertical pile with gauge protector	H-400 ×400×13×21	230.6	3 630

() : Per one-meter of steel sheet pile wall

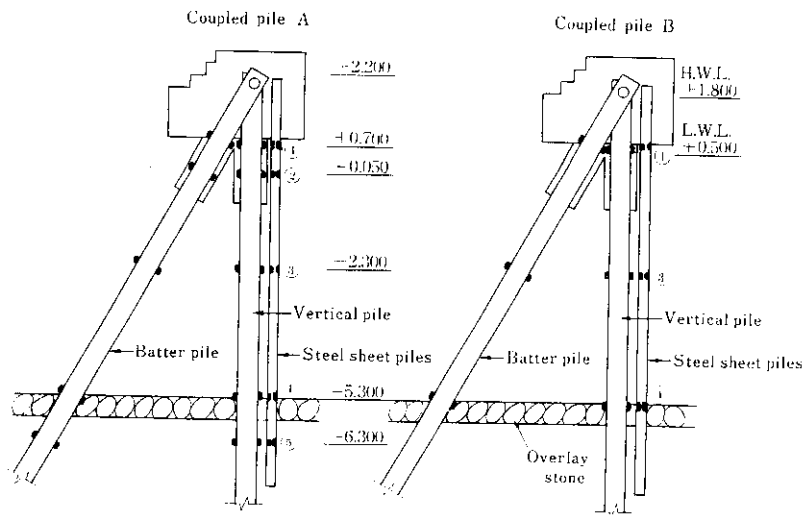


Fig. 7 Position of attached strain gauge

Table 3 Bearing force of piles

(t)

	Pilot pile B ₃	Anchor piles B ₂ B ₁	Test piles B A	Anchor piles A ₁ A ₂	Pilot pile A ₃
Vertical piles	429	310 171	559 551	507 159	153
Batter piles	516	605 478	468 624	605 614	731

杭の打込時に支持力を推定するため、打止まり付近のディーゼルハンマーの打撃数を記録し、そのデータをもとに(1)式で示される Hiley の公式によって支持力を計算した結果、Table 3 のようになった。なおディーゼルハンマーは直杭打ちに K-13 (㈱神戸製鋼所製)、斜杭打ちに MB-70 (三菱重工業㈱製)を使用した。

$$R_u = \frac{e \cdot F}{S_p + \frac{C_p}{2}} \quad \dots\dots\dots (1)$$

R_u : 極限支持力 (t)

e : 効率 0.5

F : 打撃エネルギー (t·cm)

S_p : くいの貫入量 (cm)

C_p : リバウンド量 (cm)

3・1・3 載荷装置および測定装置

実験体には頭部付近へ集中荷重を載荷させ、そのときの変位、傾斜、ひずみ等を測定した。載荷

装置は Fig. 8 に示すように反力装置としては実験体の両側に2組ずつ合計4組の組杭を用いた。これらの反力杭と実験体とは載荷したときの移動方向が正反対のため、腹起しを切断し鋼矢板も両側各1枚引抜いて完全に分離させた。

加力装置には最大ストローク 250mm の手動式 70 t 油圧ジャッキを使用した。載荷量は実験体との間にセットした 50 t 用ロードセル (㈱東京測器研究所製) で測定した。

つぎに変位測定用の不動梁を支持する杭には反力杭同様組杭を使用した。Fig. 8 に示すようにこの基準杭は反力杭よりさらに実験体から離れたところに位置するもので、不動梁が実験体の上部を通過するため約 50cm の継杭を行なった。またこの基準杭は不動でなければならないため、ここでも反力杭との間で腹起しを切断した。

Fig. 9 には変位および傾斜を測定する箇所を示すが、変位に関してはこの図に示すように不動梁を基準として実験体について鉛直2箇所、水平

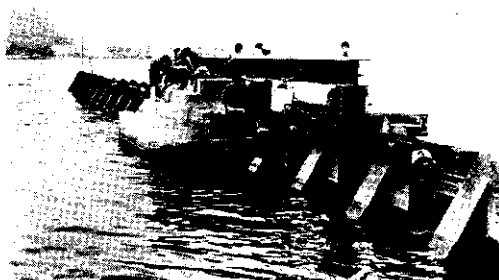


Photo. 1 Testing equipment

3・1・4 実験方法

(1) 最大実験荷重

由良港南防波堤の実構造物の一部を実験体として載荷したため、実験の最大荷重は設計最大荷重と同じ 12.5t/m とした。したがって延長 4.0m の実験体に対する最大実験荷重は 50 t となる。ここで設計最大荷重は次の条件で部分砕波公式によって求められたものである。

- ①波高 $H_{1/10}=1.94\text{m}$ (1/10 最大波)
- ②周期 $T_w=7.7\text{sec}$
- ③高水位 $H.W.L=1.8\text{m}$
- ④低水位 $L.W.L=0.5\text{m}$
- ⑤水深 $h_w=-5.5\text{m}$

ただし実験中上部コンクリートにクラックや杭部材に異常な応力が発生した場合は、実構造物ということを考えてただちに載荷を中止することにした。

(2) 載荷方法 I

載荷方法 I の実験では、最大実験荷重 50 t を 7 段階に分けて 1 サイクルの載荷を行ない、4 段階で除荷した。各段階における荷重はつぎのとおりである。

載荷 0 t — 8 t — 16 t — 24 t — 32 t — 40 t — 48 t — 50 t

除荷 50 t — 44 t — 32 t — 16 t — 0 t

地中へ打込まれた杭は載荷終了後クリープ現象を生じ、安定するまである程度の時間を必要とすることは一般によく知られている。この安定時間について、計画では頭部水平変位で 10min 間に 1/100mm 以内を目標としたが、実験体が海上に

あり、実験を 2 日間にわたって継続して行なうことは困難であることから、実際には荷重 1 段階につき 10min 間で 5/100mm 以内、または最小待機時間約 40min を安定条件とした。また除荷の場合は待機時間を全段階において 15min とした。

(3) 載荷方法 II

防波堤に作用する波力は繰返し荷重であるため、載荷方法の II として実験最大荷重の 60% にあたる 30 t で繰返し載荷試験を試みた。荷重条件としての荷重分布や周期等を波浪と全く同一な条件にすることはきわめて困難であるため、ここでは前述の手動ジャッキによって平均周期 3min、繰返し回数 50 回の載荷実験を行なった。この方法による実験においては、頭部の水平変位のみを毎回、その他の変位、ひずみ、傾斜等の全測定項目は繰返し回数の 10 回ごとに計測した。

(4) 測定作業

本実験の載荷中における測定する項目、および測定器具を整理して示すとつぎのとおりである。

- ①実験体および反力杭の変位(ダイヤルゲージ)
- ②実験体の傾斜(傾斜計)
- ③実験体のひずみ(ストレインゲージ)
- ④載荷重(ロードセル)

このほか実験中の潮位の変化やトランシットで構造物の全体的な移動等を計測した。

3・2 実験結果および考察

3・2・1 組杭の頭部変位

実験体の頭部変位は Fig. 10 に示すように水平 2 方向 (x, z 方向)、鉛直 1 方向 (y 方向)、反力杭についてはそれぞれ 1 方向 (x, y 方向) の測定を行なったが、符号は Fig. 10 に示す方向を正 (+) とした。

(1) 水平変位

Fig. 11 は実験体の x 方向水平変位と荷重との関係を示す。ダイヤルゲージ No. 7 の変位が No. 10 よりも若干大きい、両者はほぼ一次比例して増加し、最大実験荷重 50 t (1 組当り 25 t) のときの変位は約 12mm であった。この値は壁高 7.0m の頭部変位としては相対変位で 1/600 で比較的少ない量と思われる。

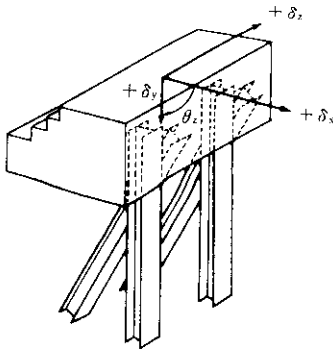


Fig. 10 Notation of displacement

また Fig. 12 に反力杭4組分の x 方向水平変位を示す。Fig. 12 より荷重50 t、すなわち1組当り12.5 tのときの平均変位が6.8mm程度であることが読みとれるが、この変位量は Fig. 11 の同条件における実験体の平均変位4.5mmに比べて50%ほど多い。このことは反力杭は実験体と異なり荷重方向が前傾方向であり、また頭部をコンクリートでコーピングされているために生じたものであろう。

つぎに実験体に関して荷重と変位の関係を Fig. 13 に両対数グラフで示したが、この図より $\log H'_0 - \log \delta_x$ の関係はほぼ直線で、最大荷重に達してもまだ構造的に弾性領域内にあると判断することができる。なお実験体の z 方向への移動はほとんどみとめられなかったため、測定結果は省略した。

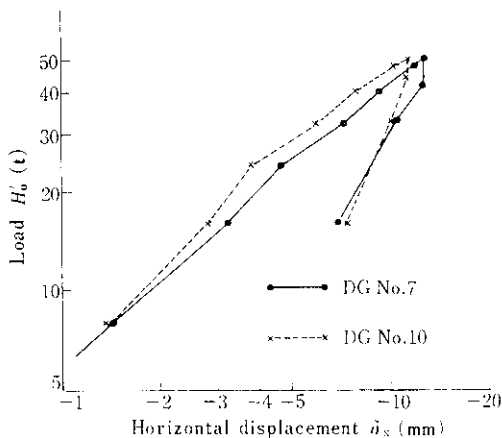
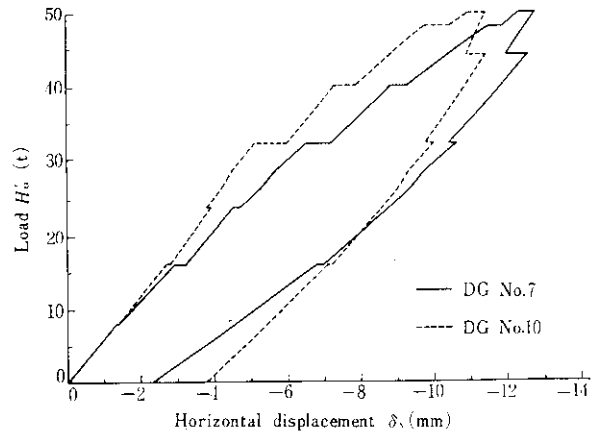
Fig. 13 $\log H'_0 - \log \delta_x$ 

Fig. 11 Horizontal displacement of test piles

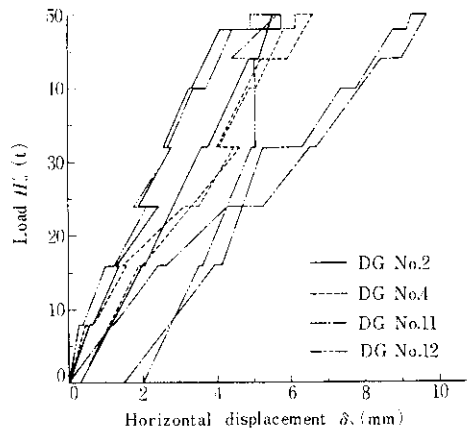


Fig. 12 Horizontal displacement of anchor piles

(2) 鉛直変位

Fig. 14は実験体の鉛直変位（ y 方向）と荷重との関係を示したものである。この図よりダイヤルゲージ No. 5, No. 6 ともに荷重24 tまでは浮

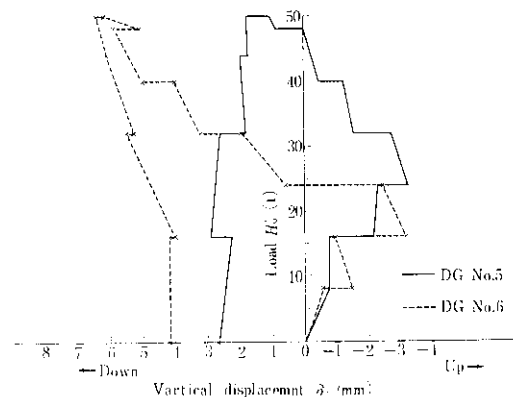


Fig. 14 Vertical displacement of test piles

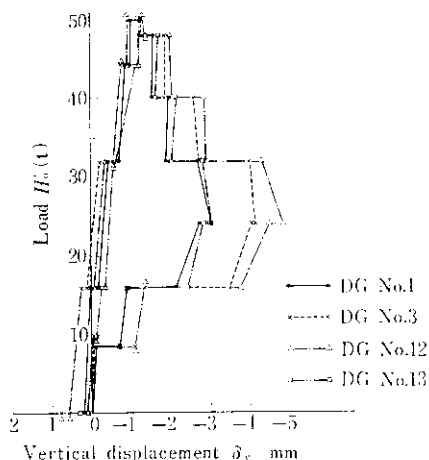


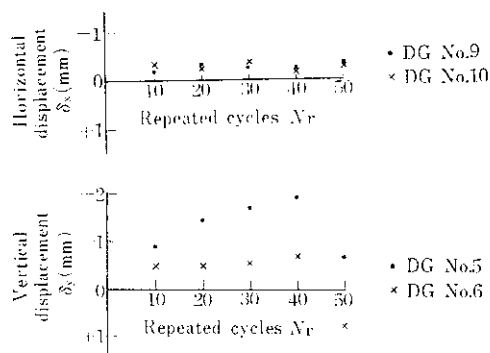
Fig. 15 Vertical displacement of anchor piles

上り傾向にあるが、それ以降は沈下傾向を示し、最大荷重の50 t時にはいずれも初期の状態より沈下していることがわかる。また反力杭の鉛直変位をFig. 15に示す。反力杭の場合も実験体と同様に浮上り後沈下するという挙動を示していることがわかる。

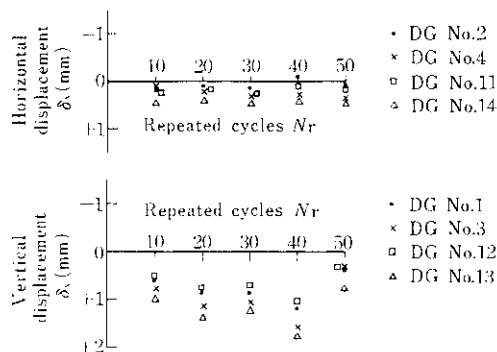
このような複雑な現象は外力が増大するにつれてまず直杭が浮上りはじめ、つぎに斜杭が押込まれたために生じたものと考えられるが、今後の研究が待たれる課題である。

(3) 繰返し載荷後の残留変位

Fig. 16は実験体に0 t～30 tの繰返し荷重(載荷方法Ⅱ)を作用させたときの頭部水平変位と繰返し回数との関係を示す。Fig. 16より0 tから30 tまで載荷したときの変位の増加量は、50回の繰返し後もほぼ5.0 mmで一定であるが、繰返し



(a) Test piles



(b) Anchor piles

Fig. 17 Residual displacement and repeated cycles

後の0 tのときのいわゆる残留変位は、繰返し回数によって若干変化している。すなわち10回目の繰返し載荷までは1.0 mm程度の残留変位もみとめられるが、その後は0.2 mm前後ではほぼ一定となっている。

実験体および反力杭の水平と鉛直方向の残留変位をまとめて示したものがFig. 17である。こ

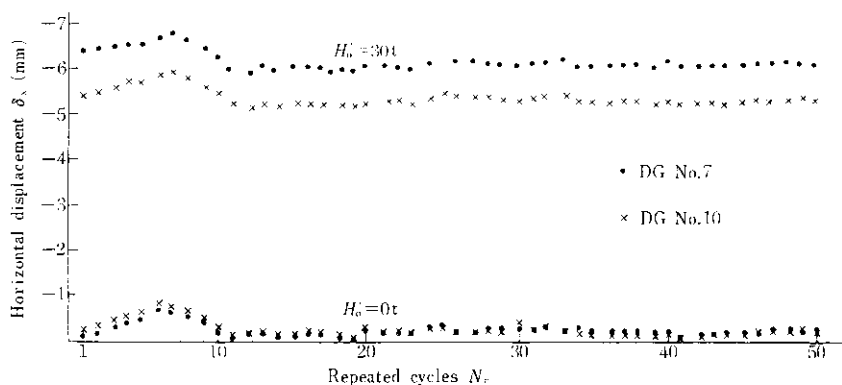


Fig. 16 Horizontal displacement and repeated cycles

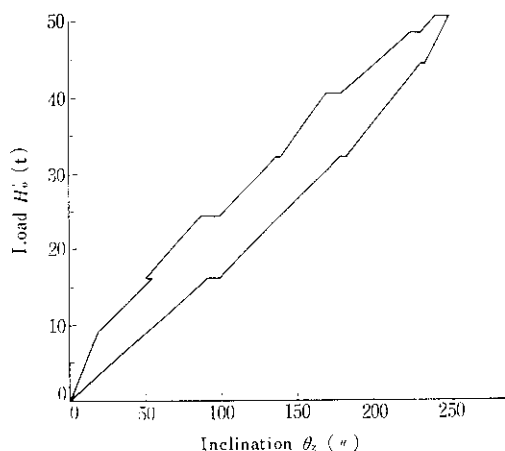


Fig. 18 Incline of top

の図において実験体および反力杭の鉛直方向で最大2.0mm程度の残留変位がみられ、複雑な変動を示しているが、水平方向では変動は少なくいずれも安定していることがわかる。

3・2・2 組杭頭部の傾斜

実験体の頭部コンクリート上面に設置した傾斜計によって、防波堤法線を軸とする回転角を測定したが、その結果は Fig. 18 のとおりである。この図より載荷時の荷重16tにおいて待機時間中、前面側へわずかに傾斜していることがみとめられる。このことは直杭の引抜き抵抗が減少して一時的に実験体が浮上がったため発生したものと思われる。このような現象に関しては、Fig. 14,

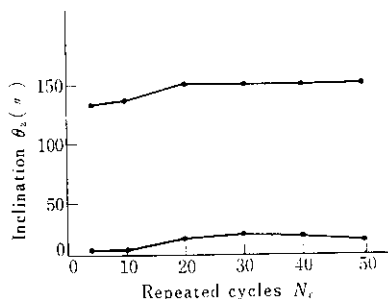


Fig. 19 Incline and repeated cycles

Fig. 15 に示した鉛直方向の挙動からもある程度推定することができる。

Fig. 19 は変位の場合と同様、傾斜による回転角と繰返し回数との関係を示したものであるが、50回後においても初期状態と大差ないことがわかる。

3・2・3 鋼矢板および組杭のひずみ

(1) 軸方向ひずみ

Table 4 に荷重 50 t および 24 t を実験体に載荷したとき、すなわち 1 組の組杭へ 25 t, 12 t の頭部水平荷重が作用したときの鋼矢板、直杭および斜杭の軸方向ひずみ測定値を示す。また Fig. 20 は Table 4 の荷重 50 t のときの軸方向ひずみ分布をグラフ化したものである。Table 4 における空欄は、実験体の施工時等にリード線あるいはゲージを破損し、測定不能となった箇所である。このようなことは現場実験、特に海上における実験に

Table 4 Measured strain of test piles

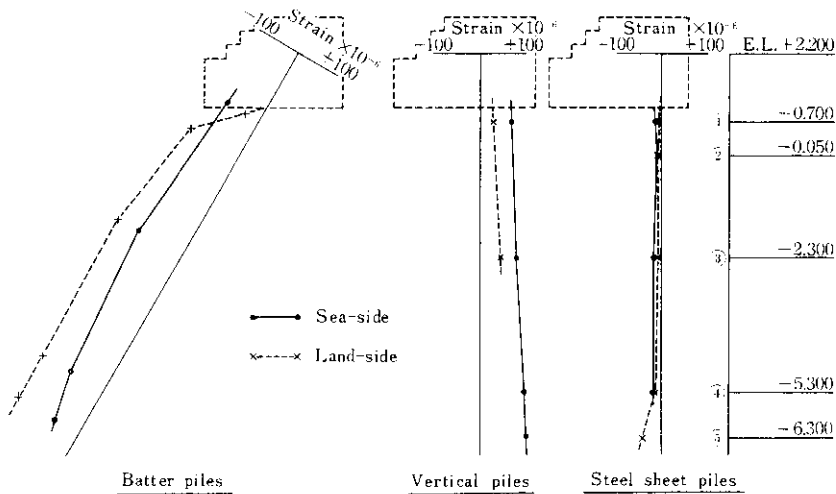
($\times 10^{-6}$)

Gauge		Load 24t (12t/coupled pile)						Load 50t (25t/coupled pile)					
		Steel sheet pile		Vertical pile		Batter pile		Steel sheet pile		Vertical pile		Batter pile	
No.	Level (m)	S	L	S	L	S	L	S	L	S	L	S	L
1	+0.70	-10*	-3*	25	10	-40	-13*	-15*	-5*	70	30	-80	-38*
2	-0.05	0	0		25		-45	-10	-10		45		-120
3	-2.30	-13*	0*	18*		-48*	-63*	-15*	-5*	80*		-105*	-160*
4	-5.30	-10*	-5*	43*		-45	-65*	-18*	-15*	98*		-85	-153*
5	-6.30		20	40		-30	-65		-40	100		-65	-155

S : Sea side

L : Land side

* Average value of piles A and B

Fig. 20 Normal strain distribution at $H_p = 50 \text{ t}$

においてはある程度やむを得ないことであるが、直杭は他に比べてひずみ測定不能なところが多く、直杭に発生する軸力、曲げモーメントを正確に求めることができなかった。

直杭のひずみは満足なものが得られなかったが、鋼矢板および斜杭の方は大部分測定できたため、これらのデータを主体に以下において簡単な考察を行なってみる。

Table 4 および Fig. 20 よりわかるように、組杭に比べて鋼矢板のひずみは、荷重が増加してもほとんど変動せず、しかもそのひずみ量はきわめて少ない。これは Fig. 4 に示した標準断面図からも明らかのように、根入長が短く周辺引抜き抵抗がほとんど働いていないためと考えられる。

一方直杭と斜杭については荷重増加とともにひずみも変化し、その量も鋼矢板に比べて大きい。したがってこの実験体の場合は、外力に対してすべて直杭と斜杭とで抵抗していると考えてもさしつかえないであろう。

荷重 50 t、1 組当たり 25 t の時の直杭と斜杭のひずみ平均値を求め、軸力を計算してみると以下のようなになる。

$$N_1 = \varepsilon_{N1} E \cdot A_1 \times 10^{-3} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに N_1 : 軸力 (t)

ε_{N1} : 軸力によるひずみ測定値

E : 鋼のヤング係数

($2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)

A_1 : 杭の断面積

(230.6 cm^2 Table 2 参照)

直杭の場合 $\bar{\varepsilon}_{N1} = 75 \times 10^{-6} \therefore N_1 = 36.4 \text{ t}$

斜杭の場合 $\bar{\varepsilon}_{N2} = -109 \times 10^{-6} \therefore N_2 = -53.0 \text{ t}$

つぎに斜杭について、曲げモーメントから頭部に作用する軸直角方向力を求めてみる。

$$M_1 = \varepsilon_{M1} \cdot E \cdot Z_1 \times 10^{-5} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに M_1 : 曲げモーメント (t・m)

ε_{M1} : 曲げひずみ測定値

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ゲージ No. 1 で} \\ \varepsilon_{M1} = (-80 + 38) \times 10^{-6} / 2 = -21 \times 10^{-6} \\ \text{ゲージ No. 5 で} \\ \varepsilon_{M5} = (-65 + 155) \times 10^{-6} / 2 = 45 \times 10^{-6} \end{array} \right.$$

Z_1 : 杭の断面係数

(3630 cm^3 Table 2 参照)

また斜杭の頭部が上部工で固定されているため

$$M_2 = M_{21} - M_{25} = H_2 h_2 \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに M_2 : 海底面 (ゲージ No. 5) における軸直角方向力による曲げモーメント (t・m)

M_{21} : 上部工下端 (ゲージ No. 1) における固定モーメント (t・m)

M_{25} : 海底面附近における曲げモーメント (t・m)

H_2 : 杭頭における軸直角方向力 (t)

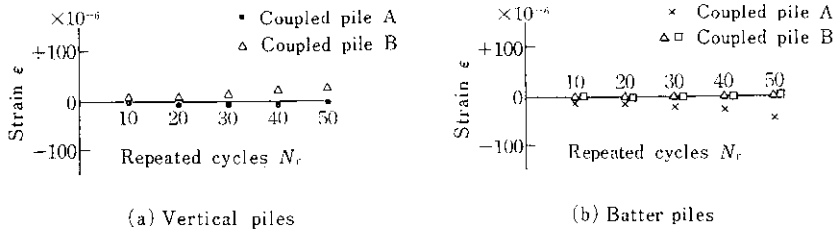


Fig. 21 Residual strain of No. 4 gauge

h_2 : 杭頭と海底面との距離 (斜杭で 9.8m)

ゆえに

$$H_2 = (M_{21} - M_{25}) / h_2 = E z_2 \cdot (\epsilon_{M1} - \epsilon_{M5}) \times 10^{-5} / h_2 = 0.51 \text{ t}$$

また H_2 の水平外力分担率は傾斜杭 30° の杭であるから

$$\Delta H_2 = H_2 \sec 30^\circ = 0.58 \text{ t}$$

となり、この値は外力 25 t の約 2.3 % に相当する。このことから直杭の分担分を加えても、本実験に関しては設計荷重を受けた段階においては、まだ外力の 90 % 以上が 2 本の杭の軸力として地盤へ伝達されているものと考えられる。しかしながら、部材に発生する応力からみた場合、軸直角方向力による曲げ応力は、軸力による軸応力の 36 ~ 40 % で比較的高い比率であることについては注意すべき点である。

1 組 25 t のすべてが軸力に伝達されたとした場合、斜杭の傾斜角 30° とすれば直杭と斜杭にはそれぞれ 43.3 t、50 t の作用力となるはずである。ひずみより求めた値は前述したように 36.4 t と 53.0 t であった。斜杭の方はほぼ妥当な値であるが、直杭は約 7 t ほど実測値の方が少なくなっている。この点については直杭の場合ゲージ破損が多く実測値が斜杭よりも変動していること、また実験中の潮位の変化等の影響によるものである。

(2) 繰返し載荷後の残留ひずみ

繰返し荷重によるひずみの変化状況の一例として、海底面 (ゲージ No. 4) にける直杭および斜杭の残留ひずみを示したものが Fig. 21 である。このときの荷重は 3・2・1 (3) 繰返し載荷後の残留変位のところでも述べたように最大 30 t、最小 0 t で、また周期は約 3 min である。

Fig. 21 より直杭、斜杭とも 50 回の繰返し荷重を載荷させたのちもほぼ初期の状態と同様、残留ひずみはゼロに近いことがわかる。したがって部材の応力面に関しては繰返し荷重を作用させても十分安全であると思われる。

4. 芦屋浜宮川護岸における現場実験

4.1 実験概要

4.1.1 実験場所

実験は Fig. 22 に示すように兵庫県の芦屋浜埋立地内に既市街地より流入してくる宮川の新設河川護岸の河口付近で実施した。この地区の在来地盤は比較的軟弱な粘土層が海底面以下 10 m ほどまで存在し、このままでは円形すべりに対して危険であるため、護岸の施工に先立ち -12.5 m まで淡路島産の良質な山砂で置換を行なった。Fig. 23 に置換後の地盤状況を示す。-12.5 m 以下は在来

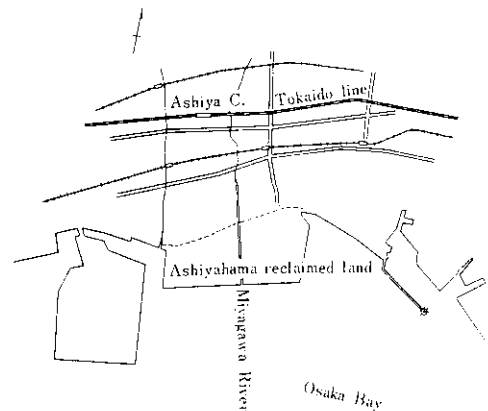


Fig. 22 Location of Ashiyahama

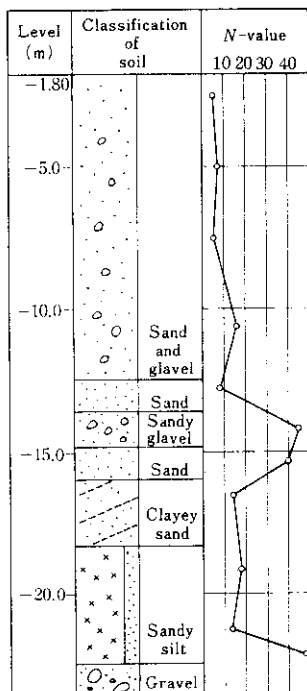


Fig. 23 Soil profile at Ashiyahama

地盤のままであるが、砂や砂礫などの互層が形成されている。

4.1.2 実験体

宮川護岸の標準断面は、Fig. 24 に示すように O. P. +3.7m のところに幅約 6m の高水敷と O. P. +6.5m の高堤防盛土からなる複断面となっている。実験はコーピングコンクリートが未施工で盛土も O. P. +2.1m まで、すなわち完成時の O. P. +6.5m まで 4.4m を残した段階で実施した。なおこの段階まで施工してから約 1 年経過している。また護岸を構成する鋼矢板および組杭の断面性能は Table 5 のとおりである。

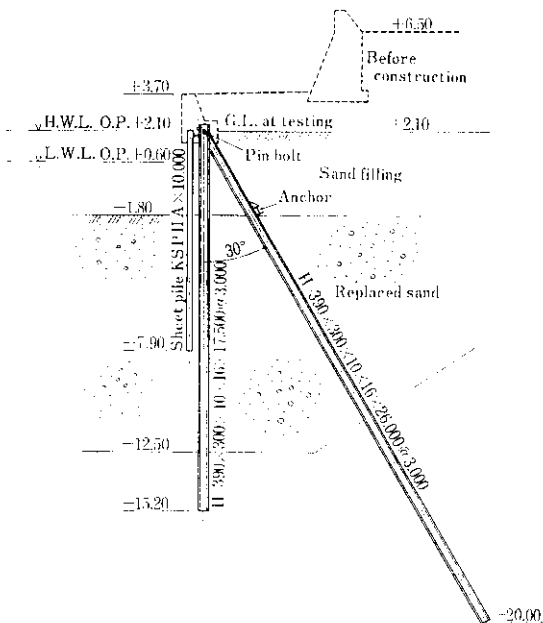


Fig. 24 Standard cross-section of sheet pile bulkhead at Ashiyahama

4.1.3 実験装置および測定方法

本実験は O. P. +2.1m より上方の盛土、および擁壁部を施工することによって生じる護岸天端の変位を推定することを目的とするため、載荷方式としては由良港のようなジャッキによる方式を採用せず、コンクリートブロックによる実荷重を護岸背後の地表面に載荷する方式で実験を行なった。

Fig. 25 にコンクリートブロックを載荷する位置と変位の測定装置を示す。この図からわかるように載荷面積は幅 11.0m、奥行 5.0m としたが、これは河床を基準とした背面土砂の主働崩壊面を考慮したものである。一方変位は護岸前面に新た

Table 5 Sectional properties of members

Member	Dimensions	Length	Sectional area	Moment of inertia	Section modulus
Steel sheet pile	KSP-II 400 × 100 × 10.5	10.0m	61.2cm ²	8 700cm ⁴ /m	870cm ³ /m
Vertical pile	H-390 × 300 × 10 × 16	17.5m	136.0cm ²	38 700cm ⁴	1 980cm ³
Batter pile	H-390 × 300 × 10 × 16	26.0m	136.0cm ²	38 700cm ⁴	1 980cm ³

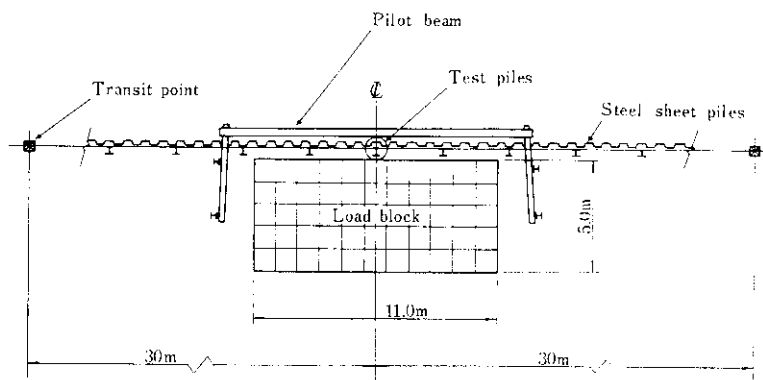


Fig. 25 Testing equipment

に打込んだ2本の杭にH形鋼(H-300×300×10×15)を固定し、その梁を基準として精度 1/100 mmのダイヤルゲージで測定した。測定した方向は直杭および斜杭の軸方向と軸直角方向の2方向である。

コンクリートブロックによる最大荷重は5.2t/m²としたが、この荷重は実験時における背面土のレベルから完成時のレベルまでの盛土による地震時土圧の増加量に相当する。

載荷および測定方法は次のような手順で行なった。

- (1) コンクリートブロックをトラックレーンにより所定の面積内に3段階(2.3t/m², 4.6 t/m², 5.2t/m²)に分けて載荷する。
- (2) 各段階で約2時間荷重一定のまま放置し、ダイヤルゲージで組杭頭部の変位を測定する。
- (3) 全量のブロック載荷後3日間はダイヤルゲ

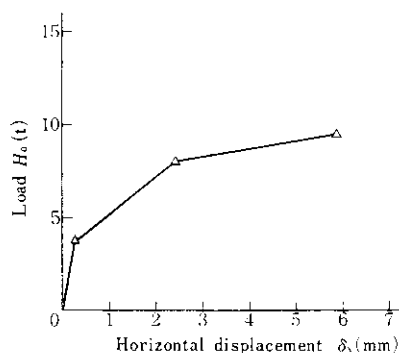
ージで変位を測定する。

Photo. 2 に変位測定状況を示す。

4.2 実験結果および考察

4.2.1 荷重と変位の関係

Fig. 26 に組杭頭部に作用する荷重と水平変位との関係を示す。この荷重はコンクリートブロックによる上載荷重から次式によって求めたもので

Fig. 26 H_0 - δ_x curve

ジャッキで載荷した場合と異なり、実際の集中荷重を表わしていない可能性もある。

$$H_0 = \frac{1}{2} K_a \cdot q \cdot h_a \cdot l_c \quad \dots \dots \dots (5)$$

ここに H_0 : 組杭1組の頭部に作用する荷重 (t)

K_a : 主動土圧係数 (ここでは内部摩擦角 $\phi=30^\circ$, 壁面摩擦角 $\delta=15^\circ$ として $K_a=0.29$ となる)



Photo. 2 Side view of testing block

q : 上載荷重 (t/m^2)

h_a : 壁高 (ここでは $h_a=4.1\text{m}$ とした)

l_e : 組杭間隔 (ここでは $l_e:3.0\text{m}$)

(5)式に $q=2.3, 4.6, 5.2\text{t/m}^2$ を代入すればそれぞれ $H_0=3.9, 7.9, 9.3\text{t}$ が得られる。

また Fig. 26 においては $H_0=3.9\text{t}$ では載荷してから 15min, $H_0=7.9\text{t}$ では 2hr 経過後の値を示した。この図より変位量としては最大荷重において 6.0mm 程度で、壁高 4.1m との比をとると $1/680$ となり比較的少ないが、 $H_0=7.9\text{t}$ から 9.3t までの間にかなり変位が増大していることがわかる。この傾向で荷重と変位の関係が進行するならば一見降伏点を越えているようであるが、つぎののべることを考慮すればまだ降伏点を越えていないと考えてもよいと思われる。すなわち本実験の場合は間接的な荷重であるにもかかわらず $q=2.3\text{t}, 4.6\text{t}$ の段階において待機時間が短かったこと、変位の絶対量が 6.0mm と少ないことおよび次項で述べるが、最終荷重 5.2t/m^2 におけるクリープはほとんどみとめられないことなどがその理由としてあげられる。

4.2.2 組杭頭部のクリープ

今回の実験では、前述したように最終荷重を上載したのち 3 日間すなわち約 70hr にわたって放置し、その間に頭部変位の変化状況を測定した。Fig. 27 は水平変位に関するものであるが、この図からつぎのことがわかる。水平変位は載荷後 5hr 経過してほぼ安定しているようであるが、その後も 1.0mm 前後の変動がある。また Fig. 28 に鉛直方向の変位を示すが、変位は $\pm 2.0\text{mm}$ で

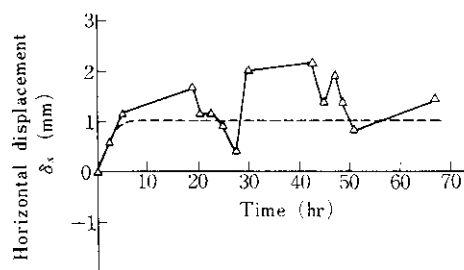


Fig. 27 Creep on horizontal displacement at $H_0=9.3\text{t}$

水平変位より大きく変動している。このような変動の原因については、潮位差による土圧の変動や長時間の日照による基準梁の熱変形などが考えられる。

しかしながら、いずれの変位も約 70hr の全体をとおしてみればほぼ安定しており、構造物としては特に問題はないと思われる。

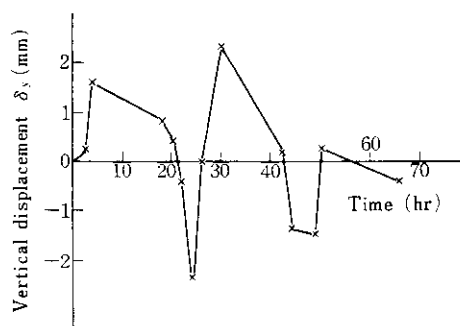


Fig. 28 Creep on vertical displacement at $H_0=9.3\text{t}$

5. 頭部変位に関する理論的考察

頭部に荷重を受ける組杭は変位を考慮せず、またせん断力による曲げモーメントも無視し、軸力のみが作用するものとして一般に設計されている。これは単杭に比べて組杭の頭部変位およびせん断力による曲げモーメントはきわめて小さいので、構造上問題となるケースは少ないと考えられたためである。

ところが、このような考え方で設計された組杭と周辺地盤の横抵抗を考慮した単杭とを比較した場合、地盤によっては単杭の方が杭材重量が少なく経済的になるという矛盾が生ずる場合がある。このことは組杭設計上の問題点として良く知られているところである。また最近の構造物の多様化を考えれば、頭部変位や曲げモーメントを簡単に無視することはできない場合もありうる。このため頭部変位を考慮した組杭の設計法は、道路橋下部構造設計指針をはじめとして種々提案されているが、これらの計算法において重要な要素である地盤のパネ定数が不明確であるため、まだ確立されていない現状である。

ここでは現場実験から得た頭部変位に関するデータを、現在提案されている理論による計算値と比較検討することを試みた。

5.1 変位を考慮した組杭の計算法

組杭式鋼矢板工法における組杭のように、直杭と斜杭とで構成される場合の変位を考慮した基本計算式をつぎに示す。なお計算上の仮定および計算式に用いた記号は以下のとおりである。

(1) 仮定

- (a) 上部工コンクリートは剛体とする
- (b) 杭の各方向の力と変位の関係は弾性的である
- (c) 杭頭の結合は完全剛結またはヒンジとする

(2) 記号 (Fig. 29 参照)

- δ_x, δ_y : 杭頭の x, y 方向の変位
- θ_z : 上部工の剛体的回転の回転角 (rad)
- θ_1 : 杭の鉛直方向からの傾斜角
(ここでは $\theta_1 = 0$)
- ρ_i : 杭頭における軸方向変位
- ξ_i : 杭頭における軸直方向変位
- H_0, V_0, M_0 : 杭頭に作用する外力としての水平力、鉛直力およびモーメント (作用方向は Fig. 29 を正とする)
- N_i, Q_i, M_i : 各杭の杭頭における軸力、軸直角方向力および曲げモーメント
- h_i : 杭の突出し長
- K_{vi} : 杭の軸方向バネ常数
- K_{1i} : 杭の水平方向バネ定数
- K_{2i}, K_{3i} : 杭頭に単位の変位を生じさせる水平方向の力 (t/rad) および杭頭に単位の変位を生じさせるモーメント (t·m/m)

K_{4i} : 杭頭に単位の変位を生じさせるモーメント (t·m/rad)

ただし添字 $i = 1$ は直杭, $i = 2$ は斜杭を表わす。

5.1.1 杭頭が完全剛結の場合の一般式

杭頭における力の釣合条件, 変位の適合条件および力と変位の関係から次の式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} H_0 &= \sum (Q_i \cos \theta_i - N_i \sin \theta_i) \\ V_0 &= \sum (Q_i \sin \theta_i + N_i \cos \theta_i) \\ M_0 &= \sum M_i \end{aligned} \right\} \dots\dots (6)$$

$$\left. \begin{aligned} \delta_x &= \xi_2 \cos \theta_2 - \rho_2 \sin \theta_2 = \xi_1 \\ \delta_y &= \xi_2 \sin \theta_2 + \rho_2 \cos \theta_2 = \rho_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots (7)$$

また (7) 式はつぎのように表わすこともできる。

$$\left. \begin{aligned} \rho_1 &= \delta_y \cos \theta_1 - \delta_x \sin \theta_1 \\ \xi_1 &= \delta_x \cos \theta_1 + \delta_y \sin \theta_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots (8)$$

$$\left. \begin{aligned} N_i &= K_{vi} \rho_i \\ Q_i &= K_{1i} \xi_i - K_{2i} \theta_z \\ M_i &= K_{3i} \xi_i - K_{4i} \theta_z \end{aligned} \right\} \dots\dots (9)$$

(6), (7) または (8) および (9) 式より未知数 $\rho_i, \xi_i, N_i, Q_i, M_i$ ($i = 1, 2$) および θ_z を解くことができる。上式を $\delta_x, \delta_y, \theta_z$ について整理するとつぎのようになる。

$$\left. \begin{aligned} a_{11} \delta_x + a_{12} \delta_y + a_{13} \theta_z &= H_0 \\ a_{21} \delta_x + a_{22} \delta_y + a_{23} \theta_z &= V_0 \\ a_{31} \delta_x + a_{32} \delta_y + a_{33} \theta_z &= M_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots (10)$$

ただし

$$\left. \begin{aligned} a_{11} &= K_{11} + K_{v2} \sin^2 \theta_2 + K_2 \cos^2 \theta_2 \\ a_{12} &= a_{21} = (K_{12} - K_{v2}) \sin \theta_2 \cos \theta_2 \\ a_{13} &= a_{31} = -K_{21} - K_{22} \cos \theta_2 \\ a_{22} &= K_{v1} + K_{v2} \cos^2 \theta_2 + K_{12} \sin^2 \theta_2 \\ a_{23} &= a_{32} = -K_{22} \sin \theta_2 \\ a_{33} &= K_{41} + K_{42} \end{aligned} \right\} \dots\dots (11)$$

よって (10), (11) 式よりバネ常数 $K_{vi}, K_{1i}, K_{2i} (K_{3i}), K_{4i}$ がわかれば $\delta_x, \delta_y, \theta_z$ を求めることができる。また N_i, Q_i, M_i は (8), (9) 式に $\delta_x, \delta_y, \theta_z$ を代入して求めることができる。

なお地中部における最大曲げモーメントは根入長が π/β 以上ある無限長の杭であれば, Chang の式を適用して次式により求めることができる。

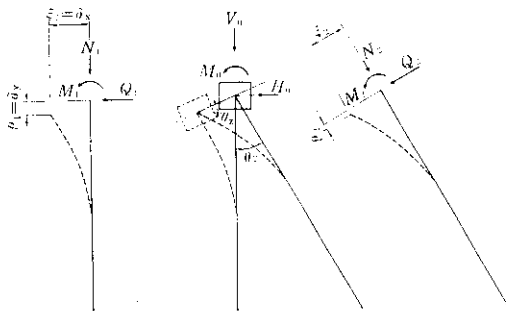


Fig. 29 Displacement of top

$$\begin{aligned}
 M'_{\max i} &= H_i \cdot h_i' \cdot \phi_m (\beta h_i') \\
 \phi_m (\beta h_i') &= \frac{\sqrt{(1 + 2\beta h_i')^2 + 1}}{2\beta h_i'} \\
 &\quad \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h_i'}\right) \\
 h_i' &= h_i + \frac{M_i}{Q_i} \quad \dots\dots\dots(12)
 \end{aligned}$$

5.1.2 杭頭がヒンジの場合の一般式

この場合は杭頭完全剛結の場合における K_{2i} , K_{3i} , $K_{4i} = 0$ とおいたものとなりかなり簡略化される。計算式はつぎのとおりとなる。

まず (10) 式は

$$\left. \begin{aligned} a_{11} \delta_x + a_{12} \delta_y &= H_0 \\ a_{21} \delta_x + a_{22} \delta_y &= V_0 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(13)$$

ただし

$$\left. \begin{aligned} a_{11} &= K_{11} + K_{v2} \sin^2 \theta_2 + K_{12} \cos^2 \theta_2 \\ a_{12} &= a_{21} = (K_{12} - K_{v2}) \sin \theta_2 \cos \theta_2 \\ a_{22} &= K_{v1} + K_{v2} \cos^2 \theta_2 + K_{12} \sin^2 \theta_2 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(14)$$

各杭の変位は前と同様に表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \rho_i &= \delta_y \cos \theta_i - \delta_x \sin \theta_i \\ \xi_i &= \delta_x \cos \theta_i + \delta_y \sin \theta_i \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(15)$$

各杭に働く力は次式のように簡略化される。

$$\left. \begin{aligned} N_i &= K_{vi} \rho_i \\ Q_i &= K_{li} \xi_i \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(16)$$

5.2 杭頭におけるバネ常数

杭頭におけるバネ常数は、軸方向と軸直角方向に大別することができるが、軸方向については Seed および Leese の理論^{7,8,14)} や各種の経験則^{6,11)} が提案されており、また軸直角方向については Chang の理論や港研方式^{10,18)} などがあげられる。

地盤の性状は周知のようにきわめて複雑であり、これらの理論でも杭の挙動を完全に表現することは不可能であるが、境界条件の変化を考慮すればこれらの理論を適用しても、実用上さしつかえないであろう。

5.2.1 杭軸直角方向のバネ常数

地盤の反力係数を定数とすると地盤反力は次式で表わされる。

$$p = E_s \cdot d \quad \dots\dots\dots(17)$$

ここに p : 地盤反力

E_s : 地盤の弾性係数

d : 地盤の変位量

(17) 式は Chang の式としてよく知られており、弾性基礎上の梁の計算として取扱うことができるため、比較的計算が簡単で各種の解が一般式として求められている。

Chang の式以外の計算法は多数提案されているが、いずれも階差法や逐次近似法で計算するか、あるいは計算図表を用いる必要があり、組杭に適用する場合は相当複雑な計算となる。組杭式鋼矢板工法の通常的设计に関しては Chang の式で実用上支障はないと考えられるので、ここでは他の計算法については省略する。

Chang の式による場合の杭頭のバネ常数は Table 6 で与えられる。

5.2.2 杭軸方向のバネ常数

杭の軸力に対する理論として、土の変形と杭の抵抗力とを関連させた Seed および Leese の理論があり、これより得られるバネ常数を用いる。

(1) 押込力の場合

Seed および Leese は、杭軸力と杭周面摩擦力のつり合いをつぎのような微分方程式で与えた。

$$\frac{d^2 u_x}{dx^2} - \frac{\tau_x U_i}{AE} = 0 \quad \dots\dots\dots(18)$$

ここに

u_x : 杭の深さ x 点における軸方向変位量 (cm)

U_i : 杭の周長 (cm)

τ_x : 深さ x 点における土の杭周面摩擦応力度 (kg/cm^2)

一層系地盤を考えると、荷重と沈下量の関係は次式で与えられる。

$$\delta_y = \frac{N_i L_i}{A_i E} \cdot \frac{\gamma \tanh \alpha + \alpha}{\alpha \tanh \alpha + \gamma} \cdot \frac{1}{\alpha} \quad \dots\dots\dots(19)$$

Table 6 Spring constant by Chang

Type of top connection		K_1 (t/m)	K_2, K_3 (t/rad)	K_4 (t·m/rad)
Fixed type	Case of $h_1 \neq 0$	$\frac{12EI_1}{h_1^3 \bar{\psi}(\beta h_1)}$	$K_1 \cdot \frac{\lambda}{2}$	$\frac{4EI_1}{\lambda} \cdot \frac{\phi(\beta h_1)}{\bar{\psi}(\beta h_1)}$
	Case of $h_1 = 0$	$4EI_1 \beta^3$	$2EI_1 \beta^2$	$2EI_1 \beta$
Hinge type	Case of $h_1 \neq 0$	$\frac{3EI_1}{h_1^3 \psi(\beta h_1)}$	0	0
	Case of $h_1 = 0$	$2EI_1 \beta^3$	0	0

Note

$$\beta = 4\sqrt{\frac{E_s}{4EI_1}}$$

$$\lambda = \frac{1 + \beta h_1}{\beta}$$

$$\bar{\psi}(\beta h_1) = \frac{(1 + \beta h_1)^2 + 2}{(\beta h_1)^3}$$

$$\phi(\beta h_1) = \frac{(1 + \beta h_1)^2 + 0.5}{(\beta h_1)^3}$$

h_1 : Unsupported length of a pile
 k_h : Coefficient of horizontal subgrade reaction
 D : Width of a pile
 E_s : Modulus of elasticity of soil ($=k_h \cdot D$)
 E : Young's modulus
 I_1 : Moment of inertia

ここに

$$\gamma = \frac{A_0 \cdot k_s \cdot L_i}{A_1 E}$$

$$\alpha = L_i \sqrt{\frac{C_s \cdot U_i}{A_i E}}$$

 L_i : 杭長 (cm) A_0 : 杭の先端支持面積 (cm²)

k_s : 杭先地盤の鉛直方向地盤反力係数
(kg/cm³)

 C_s : すべり係数 (kg/cm³)

上式よりベネ常数はつぎのようになる。

$$K_v = \frac{N_1}{\delta_y}$$

$$= \frac{A_1 E}{L_i} \cdot \frac{\alpha \tanh \alpha + \gamma}{\gamma \tanh \alpha + \alpha} \cdot \alpha \quad \dots\dots(20)$$

ここに

 K_v : 杭の軸方向ベネ常数 (kg/cm)

開端の鋼管杭やH杭では閉塞効果などを考慮して先端支持面積を決める必要がある。

k_s および C_s の推定方法についてはつぎのようなものがある

(a) 藤田の提案式

藤田は開端杭について統計的に次式を提案している。

$$\left. \begin{aligned} C_s &= 1.2 \times 10^5 L_i^{-1.5} \\ k_s &= (\text{杭先から上方 3 m の } N \text{ 値の平均値}) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(21)$$

(b) 片山らの提案式

$$\left. \begin{aligned} C_s &= 6 \frac{n_1}{D} \\ k_s &= 30 \frac{n_2}{D} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(22)$$

ここに

 n_1 : 杭周の平均 N 値 n_2 : 杭先地盤の N 値 D : 杭径 (cm)

なお多層系地盤の場合は解析が非常に複雑になるが、各種係数の推定の精度を考えると実質的にはそれほど的重要性を認められず、杭の初期沈下が比較的地表面近くの周面摩擦に左右さ

れることを考慮して、一層系として取扱えば実用上十分であるとされている。

(2) 引抜力の場合

杭に引抜力が作用する場合はほとんど杭周面の摩擦力で抵抗するので、押込力の場合の先端支持力を無視した式を用いればよい。

(20) 式において $k_s = 0$ とおくと次式が得られる。

$$K_v = \frac{A_1 E}{L_1} \cdot \alpha \cdot \tanh \alpha \quad \dots\dots\dots (23)$$

5.3 実測値と理論値

5.3.1 理論値の計算 (由良港防波堤の場合)

由良港における実験体について、頭部変位の理論値を以下に示すように頭部剛結とヒンジの2ケースについて計算した。

(1) 頭部剛結の場合のバネ常数の計算

軸方向バネ常数 K_{v1} は Seed および Reese の理論を適用した。

まず直杭 (引抜き) の場合 (21), (23) 式より

$$\begin{aligned} C_s &= 1.2 \times 10^5 \times L_1^{-1.5} \\ &= 1.2 \times 10^5 \times 1700^{-1.5} = 1.72 \\ \alpha &= L_1 \sqrt{C_s \cdot U_1 / A_1 \cdot E} = 1700 \\ &\quad \times \sqrt{1.72 \times 160 / 218.7 \times 2.1 \times 10^6} \\ &= 1.02 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{v1} &= A_1 \cdot E \alpha \cdot \tanh \alpha / L_1 = 204 \times 10^3 \text{ kg/cm} \\ &= 204 \text{ t/cm} \end{aligned}$$

斜杭 (押込み) の場合は (21), (20) 式より

$$\begin{aligned} k_s &= 10 \\ C_s &= 1.2 \times 10^5 \times 1730^{-1.5} = 1.65 \\ \alpha &= 1730 \times \sqrt{1.65 \times 160 / 218.7 \times 2.1 \times 10^6} \\ &= 0.995 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma &= A_0 \cdot k_s \cdot L_2 / A_2 E = 1600 \times 10 \\ &\quad \times 1730 / 218.7 \times 2.1 \times 10^6 = 6.03 \times 10^{-2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{v2} &= A_2 \cdot E (\alpha \cdot \tanh \alpha + \gamma) \\ &\quad \cdot \alpha / L_2 (\gamma \cdot \tanh \alpha + \alpha) \\ &= 206 \times 10^{-3} \text{ kg/cm} = 206 \text{ t/cm} \end{aligned}$$

軸直角方向バネ常数 K_{11} には Table 6 に示す Chang の理論のうち杭頭固定、地上部突出長 $h_1 \neq 0$ の場合を適用する。すなわち

$$K_{11} = 12EI_1 / h_1^3 \bar{\phi} (\beta h_1) \quad \dots\dots\dots (24)$$

$$\text{ただし } \bar{\phi}(\beta h_1) = \{(1 + \beta h_1)^3 + 2\} / (\beta h_1)^3,$$

$$\beta = 4 \sqrt{E_s / 4 EI_1}$$

上式における地盤の弾性係数 E_s および特性値 β の決め方にはいろいろあるが、ここではつぎに示す Terzaghi の提案値を用いた。

砂地盤の場合

$$E_s = n_h l_{y1} / 3 = 4 EI_1 \beta^4 \quad \dots\dots\dots (25)$$

ただし n_h は Terzaghi が実験から求めた地盤反力係数で、その値は Table 7 に示す。

また l_y は地中部における第1不動点の深さで次式で表わされる。

$$l_{y1} = 1 / \beta \cdot \tan^{-1} (1 + \beta h_1) / \beta h_1 \quad (\text{頭部自由 } h_1 \neq 0)$$

$$l_{y2} = 1 / \beta \cdot \tan^{-1} (H \beta h_1) / (\beta h_1 - 1) \quad (\text{頭部固定 } h_1 \neq 0)$$

よって E_s および β は (25) 式に Table 7 に示す n_h の値を代入して β について解けば求めることができる。

Table 7 n_h -value (kg/cm³)

Density	Loose	Medium	Dence
Dry and wet sand	0.22	0.67	1.8
Submerged sand	0.13	0.45	1.1

Table 8 $\bar{k}_n$ -value

Density	Stiff	Very stiff	Hard
Uniaxial compression strength q_n (kg/cm ²)	1~2	2~4	4~
$\bar{k}_n$ -value (kg/cm ³)	1.6~3.2	3.2~6.4	6.4~

粘性地盤の場合

$$E_s = k_n D = 20 \bar{k}_n \quad \dots\dots\dots (26)$$

粘性土の横方向地盤反力係数 $\bar{k}_n$ の値は Table 8 から求める。

由良港の場合捨石と屑石で置換工を行なってい

るため、砂地盤で $n_h=1.1\text{kg/cm}^3$ を用いるものとする。

$$\begin{aligned} n_h/3 \cdot \{1/\beta \cdot \tan^{-1}(\beta h_1 + 1)/(\beta h_1 - 1)\} \\ = 4 EI_1 \beta^4 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(27)$$

$$\therefore 12EI_1 \beta^5/n_h = \tan^{-1}(\beta h_1 + 1)/(\beta h_1 - 1) \quad \dots\dots\dots(28)$$

(29) 式に杭の曲げ剛性 EI_1 と載荷高 h_1 を代入して β について解くとつぎのようになる。なお(28)式は図表^{6,23)}によって解くと便利である。

$$\begin{aligned} EI_1 = EI_2 = 2.1 \times 10^6 \times 66\,000\text{kg}\cdot\text{cm} \\ = 14\,000\text{t}\cdot\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$h_1 = 7.2\text{m}$$

$$h_2 = 8.3\text{m}$$

$$\text{よって } \beta_1 \doteq \beta_2 = 0.39\text{m}^{-1}$$

これより軸直角方向バネ常数を求めるとつぎのようになる。

$$\begin{aligned} K_{11} = 12EI_1/h_1^3 \cdot \bar{\phi}(\beta h_1) &= 12 \times 14\,000/7.2 \\ &\times \bar{\phi}(0.39 \times 7.2) = 174\text{t/m} \\ &= 1.74\text{t/cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{12} = 12 \times 14\,000/8.3^3 \bar{\phi}(0.39 \times 8.3) \\ = 129\text{t/m} = 1.29\text{t/cm} \end{aligned}$$

つぎに K_{21} , K_{41} にも Chang の理論を適用して求めるとつぎのようになる。

$$K_{21} = 6 EI_1 \beta^2 (1 + \beta h_1) / \{(1 + \beta h_1)^3 + 2\} \quad \dots\dots\dots(29)$$

$$\begin{aligned} K_{21} = 6 \times 14\,000 \times 0.39^2 (1 + 0.39 \times 7.2) / \\ \{(1 + 0.39 \times 7.2)^3 + 2\} = 855\text{t} \end{aligned}$$

$$K_{22} = 695\text{t}$$

$$\begin{aligned} K_{41} = 4EI_1 \beta / (1 + \beta h_1) \cdot \{(1 + \beta h_1)^3 \\ + 1/2\} / \{(1 + \beta h_1)^3 + 2\} \quad \dots\dots\dots(30) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{41} = 4 \times 14\,000 \times 0.39 / (1 + 0.39 \times 7.2) \\ \cdot \{1 + 0.39 \times 7.2\}^3 + 1/2\} / \{(1 \\ + 0.39 \times 7.2)^3 + 2\} = 5\,580\text{t}\cdot\text{m} \\ = 5.58 \times 10^5\text{t}\cdot\text{cm} \end{aligned}$$

$$K_{42} = 5.04 \times 10^5\text{t}\cdot\text{cm}$$

以上の K_{11} , K_{21} および K_{41} については計算図表^{6,23)}が作成されており、それを使用すれば便利である。

(2) 頭部ヒンジの場合のバネ常数の計算

軸方向バネ常数 K_{v1} は頭部剛結の場合と同等で、 $K_{v1} = 204\text{t/cm}$, $K_{v2} = 206\text{t/cm}$ となる。

軸直角方向バネ常数 K_{11} は Table 6 に示す頭部自由 $h_1 \neq 0$ の場合を用いる。

$$n_h/3 \cdot (1/\beta \cdot \tan^{-1}(1 + \beta h_1)) = 4 EI_1 \beta^4 \quad \dots\dots\dots(31)$$

$$\therefore 12EI_1 \beta^5/n_h = \tan^{-1}(1 + \beta h_1) / \beta h_1 \quad \dots\dots\dots(32)$$

(32) 式に $n_h = 1.1\text{kg/cm}^2$, $EI_1 = EI_2 = 14\,000\text{t}\cdot\text{m}^2$, $h_1 = 7.2\text{m}$ または $h_2 = 8.3\text{m}$ を代入して β を求めると

$$\beta_1 \doteq \beta_2 \doteq 0.35\text{m}^{-1}$$

よって次式から K_{11} を求めることができる。

$$K_{11} = 3 EI_1/h_1^3 \phi(\beta h_1) \quad \dots\dots\dots(33)$$

$$\text{ただし } \phi(\beta h_1) = \{(1 + \beta h_1)^3 + 1/2\} / (\beta h_1)^3$$

$$\begin{aligned} \therefore K_{11} = 3 \times 14\,000/7.2^3 \phi(0.35 \times 7.2) \\ = 39.5\text{t/m} = 0.395\text{t/cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{12} = 3 \times 14\,000/8.3^3 \phi(0.35 \times 8.3) \\ = 30.5\text{t/m} = 0.305\text{t/cm} \end{aligned}$$

以上において計算したバネ常数 K_{v1} , K_{11} , K_{21} , K_{41} をまとめると Table 9 のようになる。

Table 9 Calculated spring constant at Yura

Top connection	Pile	K_v (t/cm)	K_1 (t/cm)	K_2, K_3 (t/rad)	K_4 (t·cm/rad)
Fixed	Vertical pile	204	1.74	855	5.58×10^5
	Batter pile	205	1.29	695	5.04×10^5
Hinge	Vertical pile	204	0.395	—	—
	Batter pile	206	0.305	—	—

(3) 頭部剛結の場合の頭部変位の計算

(11) 式に **Table 9** のバネ常数および $\theta_2 = 30^\circ$ を代入すると

$$a_{11} = K_{11} + K_{v2} \sin^2 \theta_2 + K_{12} \cos^2 \theta_2 = 54.2$$

$$a_{12} = (K_{12} - K_{v2}) \sin \theta_2 \cos \theta_2 = -88.7$$

$$a_{13} = -K_{21} - K_{22} \cos \theta_2 = -1458$$

$$a_{22} = K_{v1} + K_{v2} \cos^2 \theta_2 + K_{12} \sin^2 \theta_2 = 358$$

$$a_{23} = -K_{22} \sin \theta_2 = -348$$

$$a_{33} = K_{41} + K_{42} = 10.6 \times 10^5$$

さらに (10) 式に係数と $H_0 = -25.0 \text{ t}$ を代入すると

$$54.2 \delta_x - 88.7 \delta_y - 1458 \theta_z = -25.0$$

$$-88.7 \delta_x + 358 \delta_y - 348 \theta_z = 0$$

$$-1458 \delta_x - 348 \delta_y + 10.6 \times 10^5 \theta_z = 0$$

となり、この三元一次方程式を解くと

$$\delta_x = -0.834 \text{ cm (背面側へ } 8.34 \text{ mm 水平移動)}$$

$$\delta_y = -0.207 \text{ cm (2.07 mm 浮上り)}$$

$$\theta_z = -0.00122 \text{ rad (背面側へ転倒する方向)}$$

(4) 頭部ヒンジの場合の頭部変位の計算

(14) 式に **Table 9** と $\theta_2 = 30^\circ$ を代入すると

$$a_{11} = K_{11} + K_{v2} \sin^2 \theta_2 + K_{12} \cos^2 \theta_2 = 52.1$$

$$a_{12} = (K_{12} - K_{v2}) \sin \theta_2 \cos \theta_2 = -89.1$$

$$a_{22} = K_{v1} + K_{v2} \cos^2 \theta_2 + K_{12} \sin^2 \theta_2 = 359$$

さらに (13) 式へ $H_0 = -25.0 \text{ t}$ を代入すると

$$52.1 \delta_x - 89.1 \delta_y = -25.0$$

$$-89.1 \delta_x + 359 \delta_y = 0$$

となり、これを解いてつぎの結果を得る。

$$\delta_x = -0.834 \text{ cm (背面側へ } 8.34 \text{ mm 移動)}$$

$$\delta_y = -0.207 \text{ cm (2.07 mm 浮上り)}$$

以上の計算結果よりわかるように、由良港防波堤の頭部変位は頭部剛結とヒンジとで全く同値であった。このことは実験結果でも述べたように、荷重が少ない段階であるため外力のほとんどが軸力となり、変位に対して頭部固定の影響が現われなかったためであろう。

5.3.2 理論値の計算 (芦屋浜宮川護岸の場合)

宮川護岸の場合は上部工コンクリートは施工されていないため、頭部はヒンジとして計算した。

(1) バネ常数の計算

直杭 (押し込み) の場合 (21), (20) 式より

$$C_s = 1.2 \times 10^5 \times 1750^{-1.5} = 1.64$$

$$k_s \div 25 \text{ kg/cm}^3$$

$$A_s = 39 \times 30 = 1170 \text{ cm}^2$$

$$\gamma = 1170 \times 25 \times 1750 / 136 \times 2.1 \times 10^6 = 0.179$$

$$\alpha = 1750 \times \sqrt{1.64 \times 138 / 136 \times 2.1 \times 10^6} = 1.56$$

$$K_{v1} = 2.37 \times 10^5 \text{ kg/cm} = 237 \text{ t/cm}$$

斜杭 (引抜き) の場合 (21), (23) 式より

$$C_s = 1.2 \times 10^5 \times 2600^{-1.5} = 0.905$$

$$\alpha = 2600 \times \sqrt{0.905 \times 138 / 136 \times 2.1 \times 10^6} = 1.72$$

$$K_{v2} = 1.77 \times 10^5 \text{ kg/cm} = 177 \text{ t/cm}$$

軸直角方向については **Table 6** に示す頭部自由, $h_1 \neq 0$ の場合を適用した。また地盤の N 値 $= 5 \sim 15$ より横方向地盤反力係数 $k_h \div 1.5 \text{ kg/cm}^3$ と推定し、特性値 β を計算する。

$$\beta = 4 \sqrt{1.5 \times 30 / 4 \times 2.1 \times 10^6 \times 38700} = 3.43 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

また杭の突出長 h は実験杭付近の河床面 (-2.0 m) から主働土圧の崩壊面を考え、直杭、斜杭ともつぎのように仮定した。

$$h_1 \div h_2 \div 4.1 \text{ m}$$

$$K_{11} = K_{12} = 3EI_i / h_i^3 \phi(\beta h_i) = 683 \text{ kg/cm} = 0.683 \text{ t/cm}$$

以上で計算したバネ常数を整理すると **Table 10** のようになる。

Table 10 Calculated spring constant at Ashiyahama (t/cm)

	K_v	K_1
Vertical pile	237	0.683
Batter pile	177	0.683

(2) 頭部変位の計算

(14) 式に **Table 10** のバネ常数と $\theta = 30^\circ$ を代入すると

$$a_{11} = K_{11} + K_{v2} \sin^2 \theta_2 + K_{12} \cos^2 \theta_2 = 45.4$$

$$a_{12} = (K_{12} - K_{v2}) \sin \theta_2 \cos \theta_2 = -76.3$$

$$a_{22} = K_{v1} + K_{v2} \cos^2 \theta_2 + K_{12} \sin^2 \theta_2 = 370$$

また1組当りの水平荷重 $H_0=9.3\text{ t}$ であるから
(13) 式より

$$\begin{aligned} 45.4\delta_x - 76.3\delta_y &= 9.3 \\ -76.3\delta_x + 370\delta_y &= 0 \end{aligned}$$

が成立し、これを解くと

$$\delta_x = 0.313\text{ cm (前面側へ } 3.13\text{ mm 水平移動)}$$

$$\delta_y = 0.0646\text{ cm (0.646 mm の沈下)}$$

が得られる。

5.3.3 理論値と実測値との比較

Fig. 30 に由良港と芦屋浜における水平変位を無次元化し、壁高との相対変位で表わし、実測値と理論値とを比較した結果を示す。図に示した理論値はバネ常数に Chang の理論と Seed および

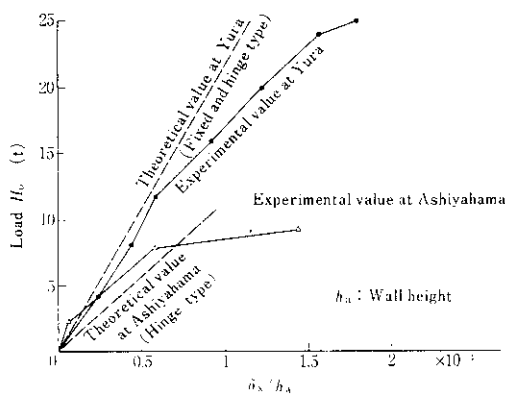


Fig. 30 Comparison between theoretical value and experimental value on $H_0-\delta_x/h_u$ curve

Reese の提案式を適用して求めたものである。

Fig. 30 よりわかるように、最大荷重すなわち設計荷重における実測値は、由良港、芦屋浜とも $\delta_x/h_u = 1.5 \sim 1.7 \times 10^{-3}$ で理論値 $1.0 \sim 1.2 \times 10^{-3}$ に対して約 1.5 倍大きい。この相違については絶対値で 2～4 mm と微小であるうえ、土木構造物の変位として考えれば比較的近似していると評価しても良いであろう。またこの原因としては、理論計算において軸方向の引抜きに関するバネ常数を実際よりも過大評価したためと考えられる。ちなみに引抜き方向のバネ常数を押込み方向のその 1/2 (押込み抵抗を先端抵抗と周辺抵抗とが 50%

ずつ分担すると考えた場合) として水平変位を計算すると、最終荷重において由良港では $\delta_x = 11.7\text{ mm}$ 、芦屋浜では $\delta_x = 4.6\text{ mm}$ となり、実測値 12.0 mm、6.0 mm にかかなり近似した結果が得られる。また由良港の場合のみについて理論計算を頭部剛結、ヒンジの両ケースについて実施したが全く同一の結果となった。このことは荷重が降伏点以下で小さいため、前述した実験結果からも明らかのように、外力の大部分が軸力へ伝達され、変位に対して頭部固定の影響が表われなかったためであろう。

一方鉛直変位は由良港で最終荷重 1 組当り 25 t のとき実測値で約 3.0 mm 沈下し、理論値では逆に 2.0 mm 浮上りという結果であった。これは前述したように鉛直方向の場合、荷重と変位の関係が本来非線形であるにもかかわらず、理論計算においては直線関係と考えていることに起因しているものと思われ、今後の重要な研究課題である。

6. ま と め

由良港では組杭式防波堤に設計波圧に相当する水平荷重と、その 60% の繰返し荷重をジャッキによって作用させ、芦屋浜では組杭護岸に上部工重量に相当する重量をコンクリートブロックによって上載荷重として載荷し応力、変位等を計測したが、その結果をまとめると以下ようになる。

(1) 頭部水平変位は由良港の場合最大荷重 25 t で 12 mm、芦屋浜の場合 9.3 t で 6.0 mm であった。

この水平変位について壁高との相対変位を求めるといずれも約 1/600 すなわち 0.0015 となり一般的にみて比較的少ない。またこの実測値を軸方向バネ係数に Seed および Reese、軸直角方向に Chang の理論を適用した理論値と比較したところ、実測値は理論値より約 2～4 mm ほど大きく、比率で表わすと約 1.5 倍であった。この程度の相違は土木構造物の変位としては比較的良く近似していると思われる。

(2) 由良港の場合で鉛直変位と荷重との関係をみると初期段階では浮上り傾向を、それから沈下傾向を示し、最終荷重で 25 t は初期状態より 3 mm 沈下した。また芦屋浜の場合における鉛直方向の

クリープをみても水平方向に比べてかなり複雑な様相を呈している。組杭の軸方向に関するこのような複雑な現象は今後解明すべき重要な課題であろう。

(3) 由良港防波堤で0 t～30 tの繰返し荷重を50回載荷したが、そのとき測定した変位、応力および傾斜回転角を検討した結果、繰返し回数5回前後のところでわずかな変動がみられたが全体的に初期とほぼ同等の値を示した。また芦屋浜護岸では設計荷重を与えたまま約70時間放置したところ、変位で1～2 mmの変動がみとめられたがほぼ安定した状態であった。すなわち両構造物とも十分安全であると思われる。

(4) 由良港の場合でひずみ測定値から各杭の軸方向力を求めた結果、荷重25 tのときで直杭と斜杭はそれぞれ36.4 t, 53 tで、荷重との比は25 : 36.4

: 54.0 = 1 : 1.45 : 2.12 となる。この比率は組杭が軸方向力だけで抵抗する場合の比 $1 : \sqrt{3} : 2$ に比較的近似している。これは荷重がまだ降伏点以下の段階で小さいため軸直角方向力が作用せず、組杭としては外力に対してまだ十分余裕があることを意味していると思われる。この点については変位の理論計算において頭部が完全剛結とヒンジの両ケースではほぼ同等となり頭部固定の影響が表われていないことから推定することができる。

おわりに本実験の全般にわたりご指導いただいた運輸省港湾技術研究所土質部基礎工研究室沢口正俊室長、同設計基準部設計基準課中山種清課長および兵庫県土木部、同企業庁の担当者各位に深く感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 根井基雄ほか：組杭式鋼矢板護岸工法シリーズについて、川崎製鉄技報，4（1972）2，72
- 2) 浜田敏之介ほか：組杭式鋼矢板工法に関する模型実験（第1報），川崎製鉄技報，4（1972）2，56
- 3) 浜田敏之介ほか：組杭式鋼矢板工法に関する模型実験（第2報），川崎製鉄技報，4（1972）4，110
- 4) 沢口正俊：組グイの水平抵抗に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，9（1970）1
- 5) 青木義典：水平力を受ける斜組グイの設計について，土と基礎，18（1970）8，27
- 6) 横山幸満：鋼杭の設計と施工増補版，（1966），〔山海堂〕
- 7) 山肩邦男：支持杭の沈下に関する理論的考察，日本建築学会論文報告集，（1961）68，89
- 8) 佐藤悟：基礎杭の支持力機構(1)～(5)，土木技術，20（1965）1～5
- 9) 竹下淳：組グイ計算法（基礎講座），土木技術，19（1964）8～9
- 10) 久保浩一：杭の横抵抗の新しい計算法，港湾技術研究所報告，2（1964）3
- 11) 北島昭一ほか：クイの軸方向支持力について，港湾技研資料，（1967）36
- 12) 片山猛雄ほか：組グイの設計法について（その1），港湾技研資料，（1969）85
- 13) 片山猛雄ほか：組グイの設計法について（その2），港湾技研資料，（1970）110
- 14) H.B. Seed, L.C. Reese : The Action of Soft Clay Along Friction Piles, Proc. of ASCE, (1955)
- 15) K.Terzaghi : Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction, Géotechnique, (1955) 12, 297
- 16) 片山猛雄，沢口正俊：港湾構造物設計法における問題点，土と基礎 20（1972）4，17
- 17) 西川勉，石井敦ほか：西宮港防波堤とその水平加力試験，第11回全国港湾工事報告会報告概要，（1965）20
- 18) 日本港湾協会：港湾構造物設計基準，（1968）
- 19) 日本港湾協会：港湾調査指針，（1971）
- 20) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針，くい基礎の設計篇，（1961）
- 21) 土質工学会：鋼グイー鋼グイ研究委員会報告一，土質基礎工学ライブラリー 6（1969）
- 22) 土質工学会：クイの鉛直載荷試験基準・同解説，（1972）
- 23) 鋼管杭協会：鋼管ぐいーその設計と施工一，（1974）