

B-11 四日市港市＝埠頭修築工事について

三重県四日市港務局 野上 達 郎

1 前 置

四日市港における第二埠頭は、単に、諒花を主とする雑貨類を取扱う埠を目的として、昭和28年度から着手され、引續き施工中のものであるが、地盤が非常に軟弱のため、これ等の処理に多くの期日を要し、現在取付部及基礎置換工事に於ては全体の約70%程度、又本埠頭に於ては脚柱ケーソン四函の掘付けが完了した程度である。其の一概要

第一期完成体埠築費 約602,000,000円

昭和三十一年迄の埠築費

28年度	29年度	30年度	31年度	合 計
70,000	74,000	75,000	60,000	279,000

2 地 盤

武智に於ける地質構造線中最大の「中堅構造線」の北側に臨接し、一般には内帯と呼ばれている基岩不安定帯地帯である。特に西岸線には第四紀粘土（沖積戸）が著しく発達し、19m附近近軟弱な粘土戸に露出はれていて、運輸技術研究所（正）運輸部＝港務建設局に依頼し、土質試験を行うと共に基礎構造の検討を進める事とした。

土質試験の結果は別表と如くである、即ち

a) 19m近の粘土戸及其下の砂戸は大体水平戸をなし、同一深度についての consistency は全断面試験の結果に照られる如く埠頭先端部より取付部の方が比較的締っている。

b) 19m近の粘土戸の自然間隙率は20～23であつて、単純圧縮により推定される粉着率は

埠頭取付部附近 0.2 ～ 0.25 $\frac{\text{kg/cm}^2}{\text{mm}^2}$
 ・ 先端部 ・ 0.11 ～ 0.14

液性指数 (L.I.) の値は共に 0.8 ～ 1.3 程度であつて極めて sensitive な粘土である。

c) bearing capacity は $5.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ であつて極めて小さい。

(8c)

d) -19m以下、線戸を厚みは上下に異なるので1~3m程度で比較的小さい戸の支持力は、これより下部の土の支持力が支配される。

e) 線戸より下部の土は

自然間隙比は..... 12

單純圧縮試験により測定される粘着力は..... 0.7 kg/cm^2

支持力は..... 40 t/m^2 となる

f) 線戸以下の下部土戸中の粘土戸は堆積状態より判断すればよく締まっていると考えられる。

3 構造の決定 (其の三、四、五参照)

土質試験の結果、現在地盤の粘着力は

-19m 迄の粘土戸に於て $C = 0.1 \sim 0.25 \text{ kg/cm}^2$

-19m 以下の " " $C = 0.7 \text{ kg/cm}^2$ であり

bearing capacity は

使 用 公 式	$q_u \text{ t/cm}^2$		
	$C=0.1$ の場合	$C=0.25$	$C=0.7$
Terzaghi 57C	5.7	14.25	39.9
Fellenius 55C	5.5	13.75	38.5

となる。

以上の基礎として

基礎部	{	掘打工法
		置換工
		Sand drain
本体部	{	閉型セル式岸壁
		動式ケーソン岸壁
		杭打式 代橋
		陣柱式ケーソン代橋

についてそれぞれ検討する事とした。

A) 基礎部

-19m迄の粘土戸の支持力は 6 t/cm^2 程度しか期待出来ず、しかも地震時

における粘着力の減少に伴う支持力の減少を考へれば、自然の堆積状態のまゝでは岸壁構造を支持する事は到底不可能である。又礫層以下の粘土層は支持力 40 t/m^2 程度期待出来るので構造物の重量を同等かの方法で -19 m 以下の礫層に受け持たせる方法を考へればよい。

1) 杭打工法

本体構造物の底面が -12 m 附近に来るので粘土層の厚は 7 m 程度となる。この中に打込杭を、

(a) 摩擦杭とする場合は、杭の長さも短くなり、径 25 cm 長 7 m $C=0.1$

kg/cm^2 とすれば一本当 5 t 程度しか期待出来ず、本数が非常に多くなり杭間隙が小さくなるので好しくない。

(b) 支持杭とする場合は、礫層中に打込む事となり、支持力も 40 t 程度期待されるが、水平力に対して充分抵抗し得るとは考えられない。又杭の周囲の粘土層が圧密沈下した場合 *negative skin friction* が作用する恐れがあるばかりでなく岸壁の滑り出す恐れが多分にあるので適当でない。

2) 置換工法

(a) 粘土層の一部を砂と置換える場合

残留している粘土層は圧密作用により、圧縮され粘着力も増加するが、粘土の様な透水性の小さい土においては、圧密作用に相当の時間を要するので、その間に於ける支持力及その層を通る円弧滑力による破壊等の恐れがあり適当でない。

(b) 粘土層を全部砂と置換える場合

上記の様な心配が解消され、構造物の重量を有効に礫層以下に伝達し得る

3) Sand drain工法

-19 m 近 *Sand pile* を達しさせねばならぬので礫層附近の間隙水压等を充分調査してからでないと計画を立てる事が出来ない。尚埠頭部の基礎上端は -12 m 附近となるので沈圧荷重の搭載その他の作業が非常に困難となる。取付部の基礎は $-3 \sim -4 \text{ m}$ 程度で浅く施工も容易であり、置換工法よりも工費で約 $\frac{1}{4}$ 程度節減出来る。

以上の外工期並に地質的な種々条件を考慮し

埠頭部については -19 m 近良質の砂と置換工法を採用する事とし

取付部については *Sand drain* 工法を採用する事とした。

B) 本体部

(58)

基礎に置換工法を採用したと云え、十分な支持力は期待し得ないので出事得る限り軽構造とすると共に地震時に対しても充分安全な構造とする事を目的とした。

1) 四型セル式岸壁

当時は構造並に施工について未知数な点が甚だ多く実施に際して不安が伴う恐れがあるので工事を急ぐ場合適当でない。

2) 重力式ケーソン岸壁

背後を埋立て、前面にケーソンを連続設置し岸壁とする場合、埋立地は長期間にわたって相等の圧密沈下を生ずる事する事が予想され上屋その他上部構造に悪影響をあたえる恐れがあるので適当でない。

3) 杭打式栈橋

粘土層の脚柱に対する固定力は自然の堆積のまゝでは期待出来ない。従つて脚柱を10m以下の疎層に打ちこむ事となり、甚だ水深の大きい栈橋を築造する事と同様な状態となるので、構造物の断面は大となり、事実上施工が甚だ困難となる。又之に対して粘土層の土質に安定工法を行う事は工費の点から見ても施工不可能である。

4) 脚柱式ケーソン栈橋

ケーソンを脚柱として使用する事は施工も上記の構造より容易である。然し普通のケーソンでは重量が大となり、地震時に於て不安定となる恐れがあるので骨格式として出来るだけ軽くした方が有利である。

以上の外二期及栈橋並びに施設等を考慮し、本体部については骨格ケーソン脚柱栈橋を採用する事とした。

4 構造物の設計

A) Sand drain (其の六,七参照)

1) 設計条件

a) 現地盤の粘着力 $C = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$

b) 地震時に必要とする C

	載 荷 重	必要とする C
常時 ($K=0$)	2.0 t/m^2	0.33 Kg/cm^2
地震時 ($K=0.15$)	1.0 "	0.4 "

c) 上記より設計目標は 1.9 m 辺の粘土層を平均 $C = 0.4 \text{ kg/cm}^2$ とする。

d) 圧密係数 $C_u = 6 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$

透水係数 $k_u = 3 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{min}$

式下 $\alpha_u = 7 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$

e) 巾負 法線前後それぞれ 15 m とする。

f) 間隔 1.7 m とする。

次年度は風時期返に完了する必要があるので期間を 10 ヶ月間とし圧密は 50 日間で 80% 此の時 $C = 0.4 \text{ kg/cm}^2$ とする如くした。

g) 載荷重 12 t/m^2 とする。

当初の粘着力 $C = 0.1 \text{ kg/cm}^2$

設計目標 $C_r = 0.4$

必要増加粘着力 $C_u = 0.3$

$$C_u = \frac{P}{4}$$

$$P = 4C_u = 12 \text{ t/m}^2$$

施工中の安全率を 1.5 とし、三段階に載荷する。

B) 骨格式ケーソン (其の八五、参照)

1) 型 状

高 さ 13 m

長 さ 10 m

巾 11 m

重 量 950 t

中 詰 下部より 3 m 迄とする。

2) 載荷重

常時 $K = 0$ の場合 2.0 t/m^2

地震時 $K = 0.2 \sim 1.0$

3) 浮遊安定計算

ケーソン一両の鉄筋コンクリート 体積 374 m^3

重 量 $952 \text{ t} (255 \text{ t/m}^3)$

透 水 8.5 m

4.3 (9C)

4.4

壁心の位置 (底より) 4.8 m

メタセンターの位置 5.2 m

最大復元力率 (片方の天端が浸水の時) ... 57.2 t

4) 安定計算

a) 仮定

後部土砂の内部摩擦角 30°

“ 単位重量 水中 $1 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$

4.5 計算

4.6

土圧計算はクーロン土圧公式を使用。壁内の水にも地震力が加はるものとする。

b) 計算結果

		底面圧力 $\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$	滑出係数
横断方向	常時	15.7	0.03
	地震時	25.0	0.49
縦断方向	常時	14.4	0.00
	地震時	29.4	0.41

5) ケーソン部材の応力計算

a) 許容応力

	常時	地震時
鉄筋の許容引張応力度	$1200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$2160 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
コンクリート許容曲げ圧縮応力度	70 “	126 “

b) 設計方針

i) 場所打の上部構造も含め一体の有壁ラーメン構造とみなし、無壁ラーメンと壁部及底部とに分けて計算する。

ii) 無壁ラーメンは縦横二方向についてボックスラーメンとして計算する。

iii) 各部材とも最大応力は地震時の場合におこるものとする (常時の1.8倍以上)。

iv) 船舶の衝撃力に対しては弾性防舷材を使用することとし、衝撃による危険度は $\mu = 0.2$ の地震時以下におさえる。

v) 従ってケーソン各部材の断面及鉄筋量は地震時より決定する。

4.7 断面

vi) 壁部は進水時、掘付時及地震時について計算する。

vii) 底部は地震時の最大地盤反力を用いて計算する。

Viii) 蓋板は据付時について計算する。

c) 懸壁ラーメンの計算

i) 仮定

水平力分配率は 無壁ラーメン：耐震壁 = 1：3 と假定する。

壁内の水に働く地震力は 50% 有効なものとみなす。

水平荷重は全てラーメン節点に作用させる。

ii) 横断方向ラーメン計算結果

上段ストラット

$$M_{max} = 57.89 \text{ t.m}$$

$$M'_{max} = 58.95 \text{ t.m}$$

$$S_{max} = 26.99 \text{ t}$$

中段及下段ストラット

$$M_{max} = 33.77 \text{ t.m}$$

$$M'_{max} = 36.02 \text{ t.m}$$

$$S_{max} = 15.52 \text{ t}$$

壁梁

$$M_{max} = 82.25 \text{ t.m}$$

$$M'_{max} = 79.23 \text{ t.m}$$

$$S_{max} = 105.75 \text{ t}$$

柱

$$\begin{aligned} \text{最悪の状態} \quad & \begin{cases} N = 86.49 \text{ t} \\ M = 70.00 \text{ t.m} \quad (\text{無壁部}) \end{cases} \\ & \begin{cases} N = 101.00 \text{ t} \\ M = 62.11 \text{ t} \quad (\text{有壁部}) \end{cases} \end{aligned}$$

$$S_{max} = 36.42 \text{ t}$$

iii) 縦断方向計算結果

上段ストラット

$$M_{max} = 63.39 \text{ t.m}$$

$$M'_{max} = 69.34 \text{ t.m}$$

$$S_{max} = 33.62 \text{ t}$$

中段及下段ストラット

$$M_{max} = 38.55 \text{ t.m}$$

(92)

$$M'_{max} = 40.10 \text{ t.m}$$

$$S_{max} = 18.75 \text{ t}$$

梁

$$M_{max} = 14080 \text{ t.m}$$

$$M'_{max} = 7167 \text{ t.m}$$

$$S_{max} = 162.94 \text{ t}$$

柱

$$\text{最悪の状態} \quad N = 7131 \text{ t}$$

$$M = 7568 \text{ t.m} \quad (\text{無壁部})$$

$$N = 6007 \text{ t}$$

$$M = 7127 \text{ t.m} \quad (\text{有壁部})$$

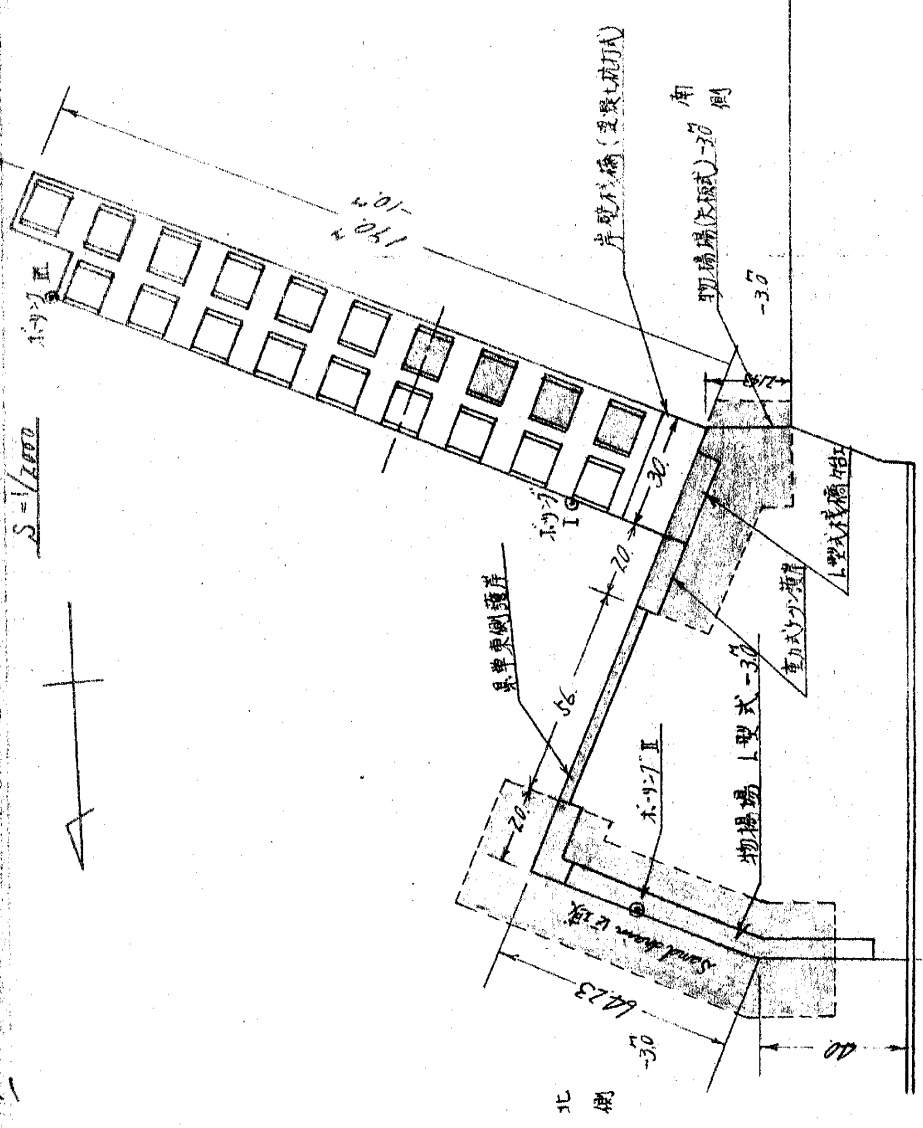
$$S_{max} = 42.40 \text{ t}$$

四日市港築港工事設計図

S=1/2000



築
港
頭



北和30号築港工事設計
Sand drain 施工所

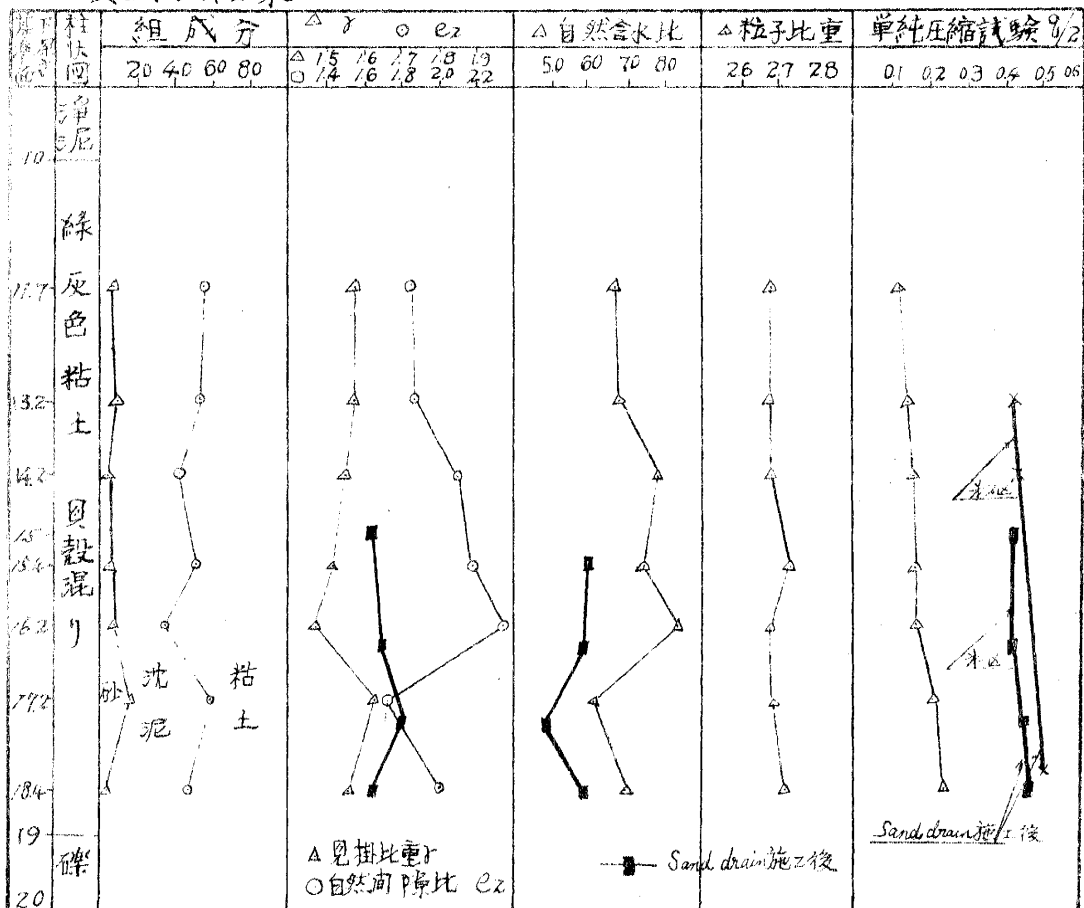


港務局

四日市市千歳町

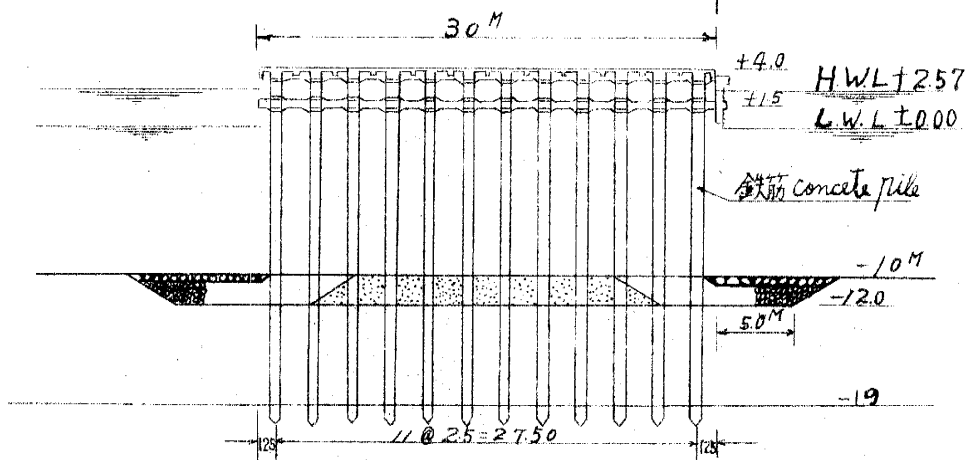
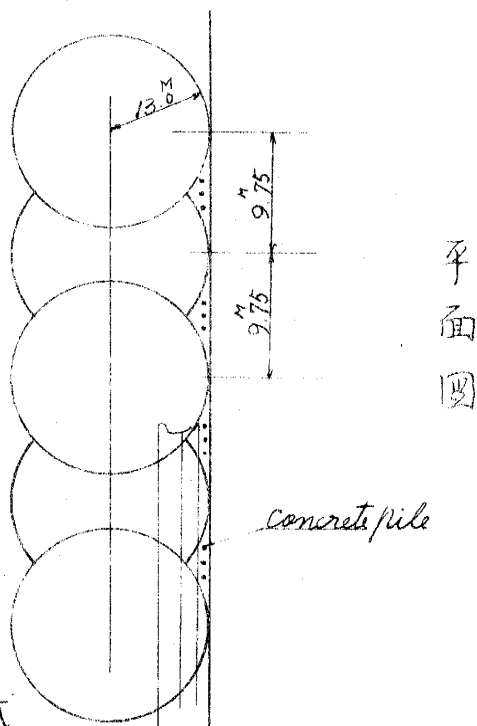
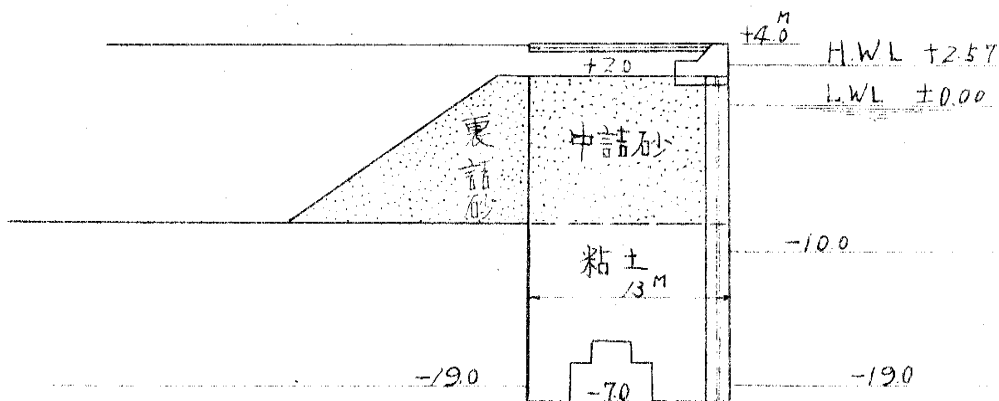
日本橋 崩 子 藤 氏 監

土質試驗結果



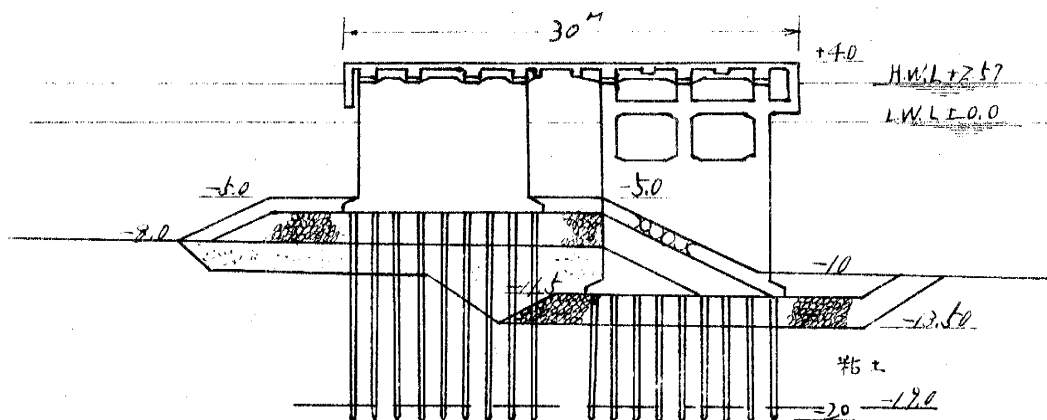
其三

Cellular Bulkhead 断面图 $S=1/500$



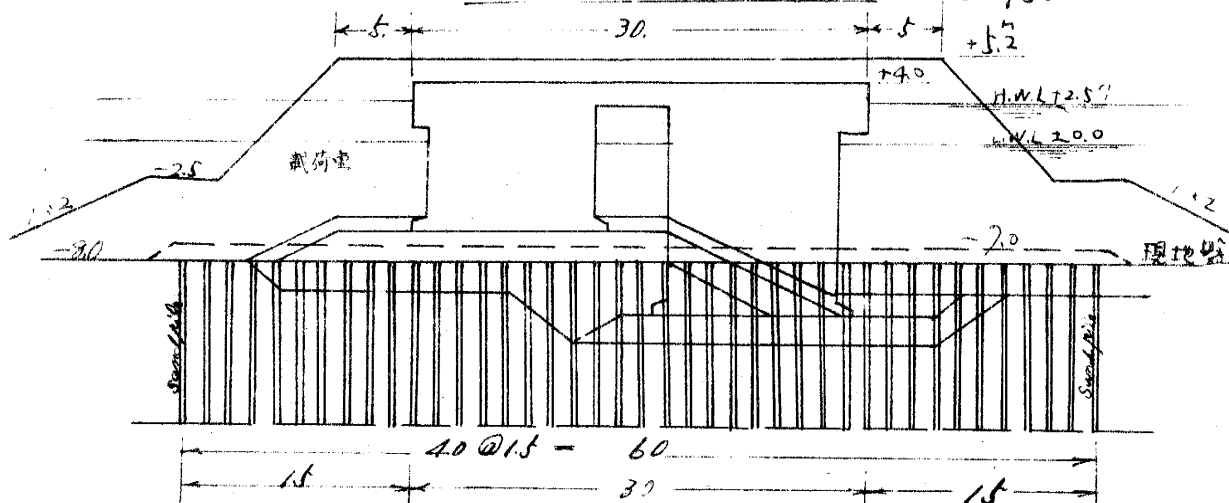
其四

杭打工法断面図 $S=1/500$



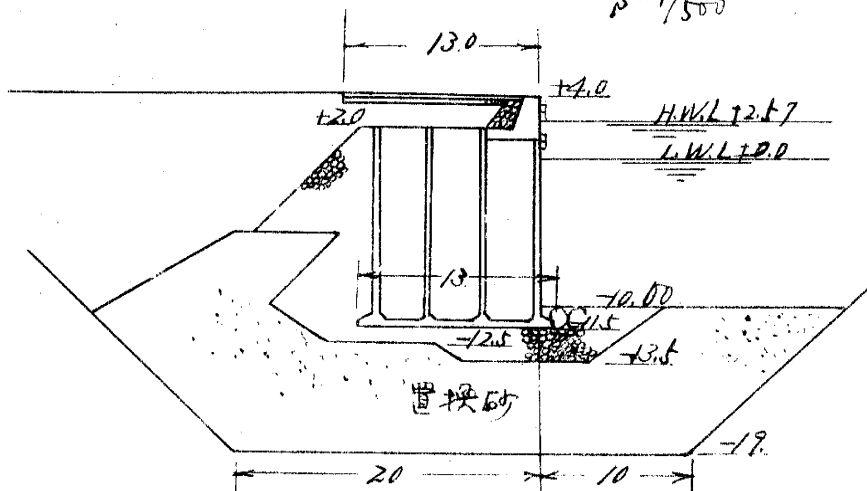
Sand drain 工法断面図

$S=1/500$

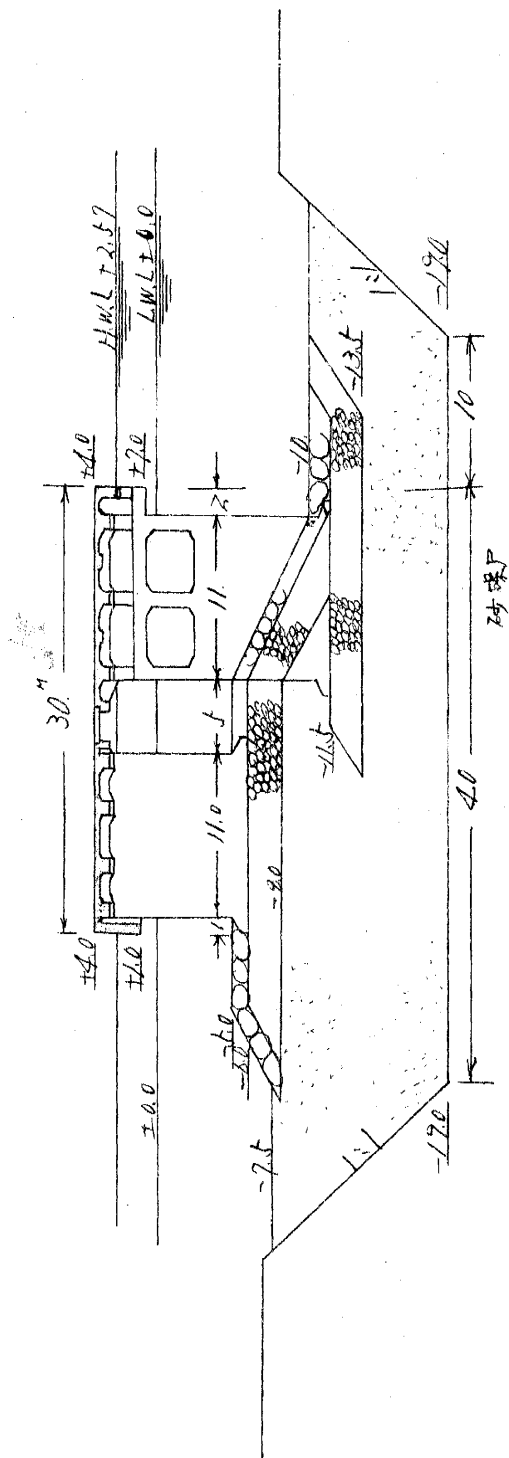


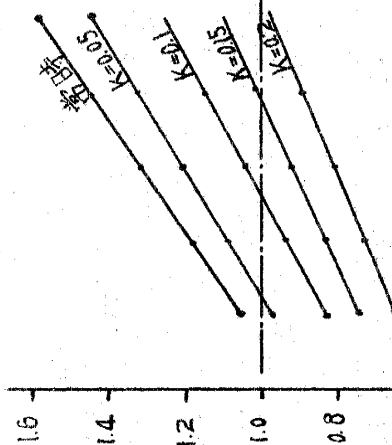
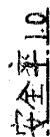
重力式 ケーソン岸壁断面図

$S=1/500$

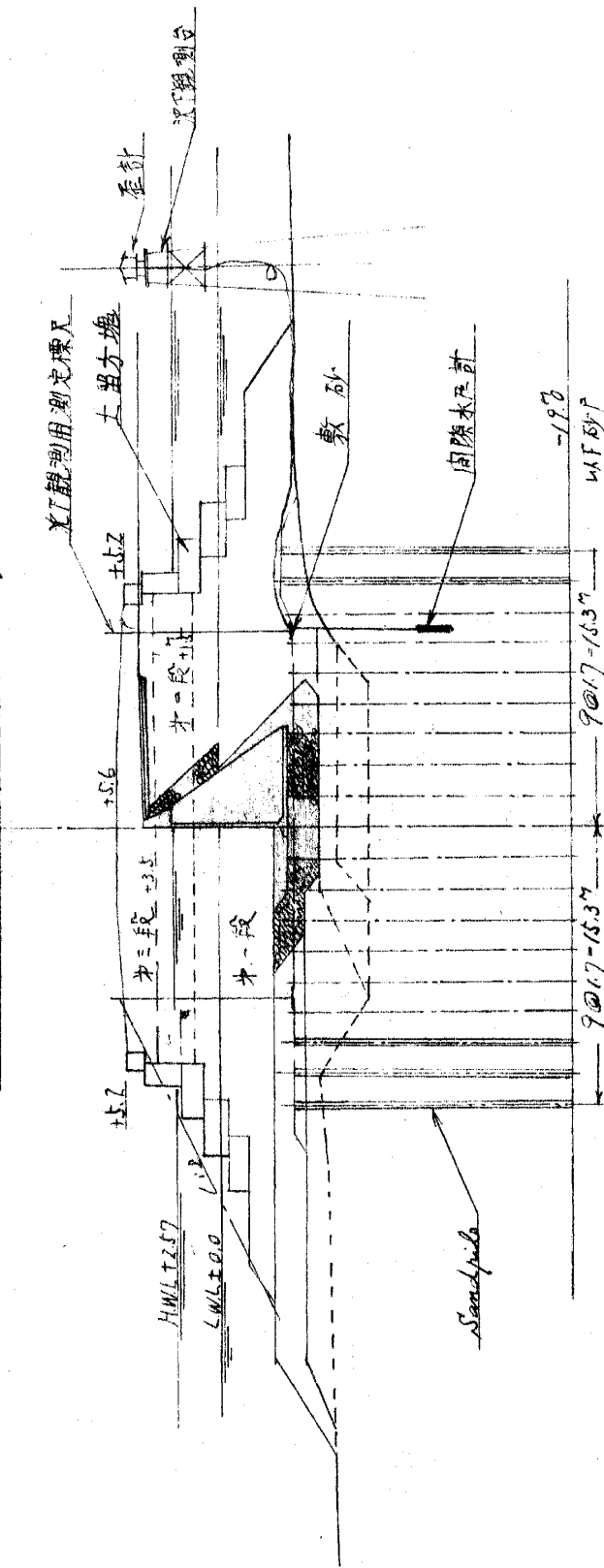


脚柱式ケリン栈橋
(基礎は置換による)





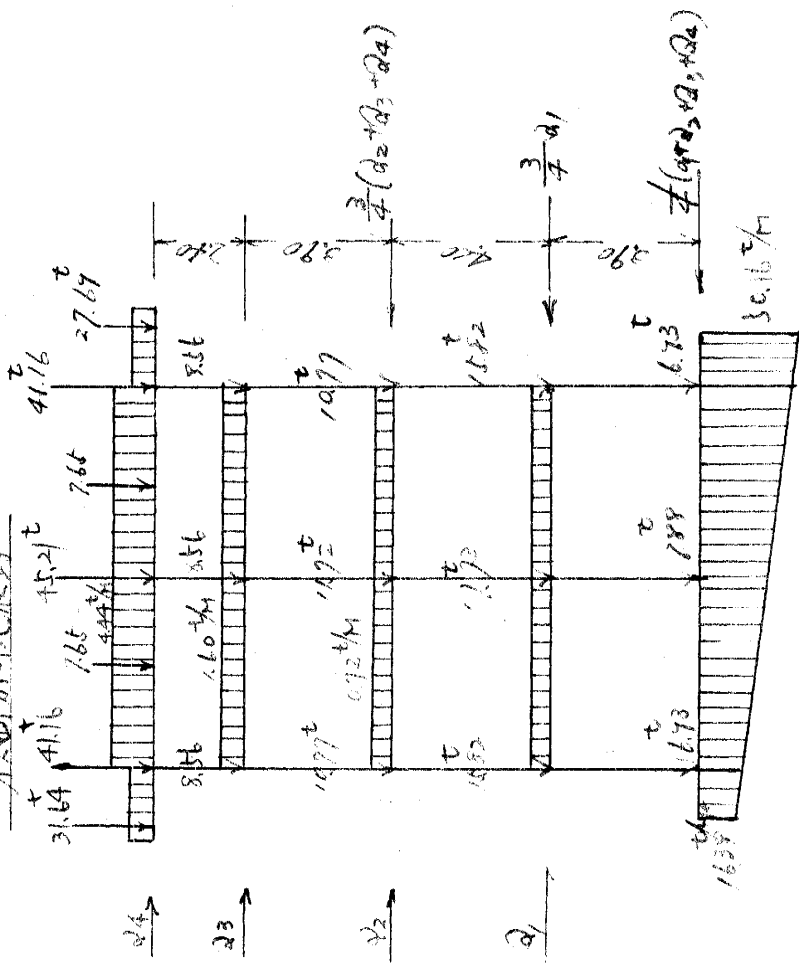
0.3 0.35 0.4 0.45 0.5
Sand drain 区域内(Ⅱ)のC



- ① 軟砂層は平均80cmである
- ② パルピエツタは17°正角である
- ③ 沈丘荷重は約1/2に在標等と未
- ④ 上図中に無損傷の基礎と躯体は
沈没後盛砂採取まじり施す

無壁タン荷重図

模断面地震時



$$Q_1 = 55.4 \text{ t}$$

$$Q_2 = 11.7 \text{ t}$$

$$Q_3 = 7.2 \text{ t}$$

$$Q_4 = 51.7 \text{ t}$$

無壁タン地震時
模断面地震時

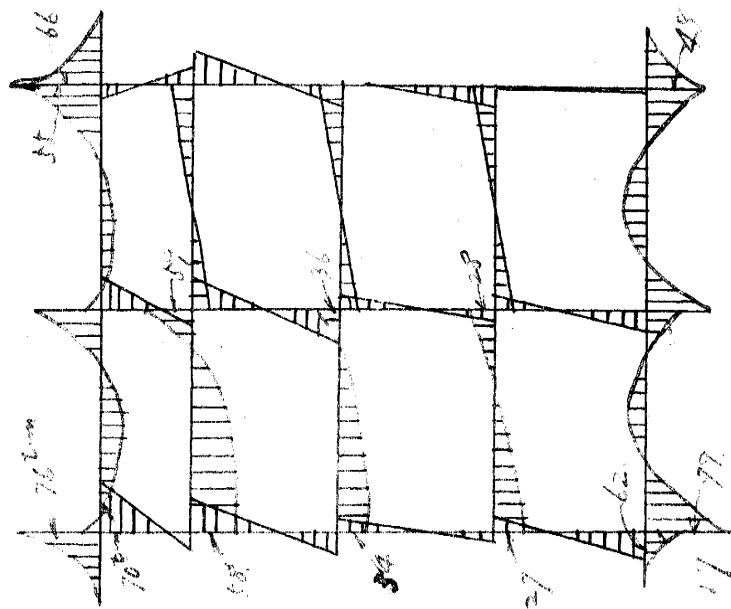


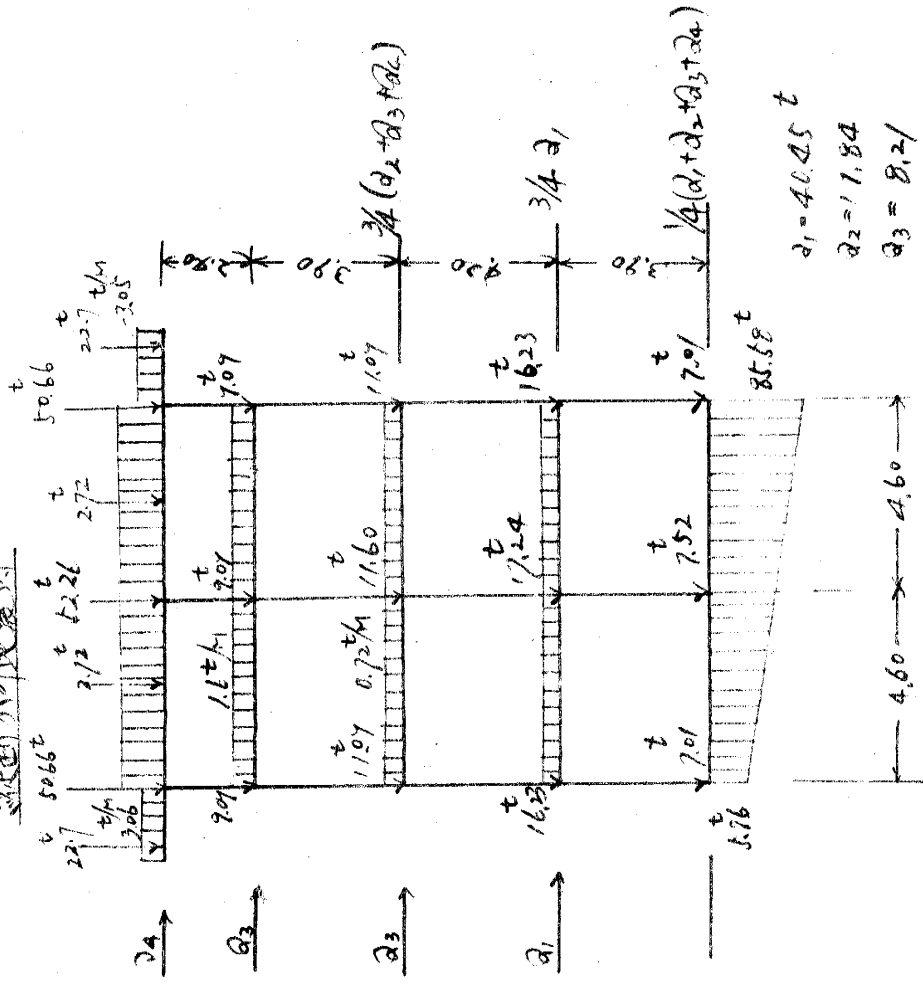
表 1.9

無壁式「荷室」

断面方向地震時

無壁式「荷室」

断面方向地震時



$$d_1 = 40.45 \text{ t}$$

$$d_2 = 1.84$$

$$d_3 = 8.21$$

$$d_4 = 5.178$$

