

連続地中壁基礎の設計・施工と載荷試験

大阪第2建設部 東大阪工事事務所 市瀬晴規
設計課 高橋将徳
同課 古池正宏

まえがき

大阪東大阪線東大阪ジャンクションにおいて、道路橋基礎として西日本で初めて連続地中壁基礎を4基採用した。本基礎は当初設計ではケーソン基礎であったが、工期短縮、近接構造物への影響の軽減をはかるなどの点から本形式の基礎を採用した。道路橋基礎として初めての施工であり、ここに設計・施工および載荷試験の概要を報告する。

設計としては、橋梁基礎として最初に連続地中壁基礎を採用した国鉄が提案した計算手法を用いた。

次に、施工にあたっては、東大阪の軟弱地盤での深い掘削、また、地下鉄・広域下水道との近接施工に対する十分な配慮を行った。

また、基礎成功後には、将来のより合理的な設計手法確立のための資料を得るとともに、今回の設計手法の検証のため、水平載荷試験・振動試験を実施し、本基礎の安全性の確認を行った。

1. 連続地中壁基礎の概要

地中に溝を掘り、ここに鉄筋籠を建込み、コンクリートを打設し鉄筋コンクリートの壁をつくり、この壁を接続して連続の地中壁を建造する工法が「連続地中壁工法」であり、ヨーロッパにおいて発案・育成された。日本では、昭和30年頃より、PIP工法といった柱列式工法の形式をとる地中壁工法が、仮設土留壁として用いられるようにな

ったが、柱列式工法の欠点（強度、止水性等）より、壁式連続壁が注目されるようになった。この連続地中壁工法は、昭和35年頃より外国技術の導入を始め、掘削機械等の技術開発がなされ幾つもの工法が実用化されてきた。それとともに、施工精度・泥水中のコンクリートの品質・泥水の改良、鉄筋継手の開発等の問題も解決されてきた。一方、社会的にも公害問題がクローズアップされる時代となり、打込み工法に代って連壁工法の需要が増加し、その進展がめざましくなった。そして近年では、仮設構造物としての利用のみならず、構造物本体に利用する方向に進んでおり、また、ニューマチックケーソンに代る基礎として実用化されるようになっている。

昭和54年、国鉄東北新幹線飯坂街道架道橋に橋梁基礎として初めて採用された。この現場においては、当初ケーソン基礎であったが、酸欠事故が発生したためその後予定のケーソン基礎が連続地中壁基礎（以下「連壁基礎」と略す）に変更されたものである。

連壁工法の特徴を示すと以下のようである。

- 1) 低振動、低騒音による機械掘削工法
- 2) 近接構造物への影響が少なく、接近施工が可能
- 3) 掘削機械を適正に選択することにより、軟弱層から軟岩までの施工が可能
- 4) ニューマチックケーソン工法に比較して
 - ① フリクションカットがないため、基礎周辺の地盤の乱れがなく水平力に対する抵抗力が大

- ② 鉛直方向の構造上の継手が必要
- ③ 地上からの機械掘削のため圧気作業に伴う酸欠等の危険がなく、作業員および第三者損害も少なく安全施工ができる。
- ④ 鉛直精度の修正が容易で確実な施工ができる。
- ⑤ 地上からの機械施工であり、同一作業の繰返しであることから、不確実要素が少なく工期の確定ができ、工期も短い。
- ⑥ 工費が安い。

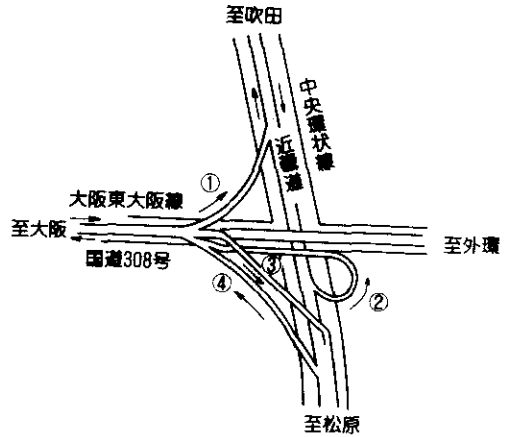


図-1 工事位置(東大阪ジャンクション)

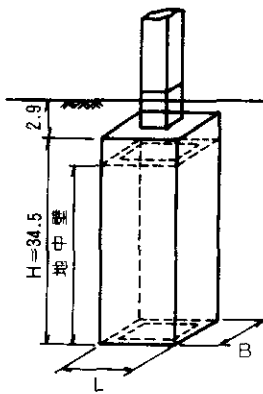
2. 工事および構造概要

連壁基礎が採用されたのは、大阪府道高速大阪東大阪線が日本道路公団近畿自動車道天理吹田線と連結する東大阪ジャンクションの西北渡り線である。東大阪ジャンクションは、図-1に示す①～④の渡り線で構成され、①、②の西～北の渡り線は、昭和58年末、③、④の西～南の渡り線は昭和61年度供用をめざし建設中である。①、②渡り線の基礎は当初ケーソンを予定してい

たが、国道308号・荒本交差点付近で、①、②渡り線同時施工が交通処理上むづかしいことから、特に工期短縮を目的とし①渡り線について連壁基礎の採用になったものである。形状寸法は、各種協議により決定されたケーソン断面をほぼそのまま引継いでいる。

本工区で採用した連壁基礎の諸元は表-1のとおりである。

表-1 連壁基礎の形状、数量



	P1-1, P1-2	P1-3	P1-4
基礎の平面寸法 (外形) (m)	B L 4.5×6.5	B L 5.5×6.5	B L 6.0×8.0
基礎の 深さ (m)	(頂板を含む) 34.5	34.5	34.5
地中壁 壁厚 (mm)	800	800	800
地中壁 掘削深度 (m)	37.4	37.4	37.4
地中壁 掘削面積 (㎡)	710	780	930
地中壁 埋戻土量 (㎡)	570	630	750
地中壁 コンクリート (㎡)	490	540	630
地中壁 鉄筋 (t)	P1-1 42 P1-2 45	53	98
地中壁 鋼材 (t)	42	43	48

3. 設計

3-1 設計の概要

設計は、国鉄が飯坂架道橋建設時に実施した水平載荷試験に基づき提案した「連壁基礎バネモデルによる方法」により基礎の安定計算を行って地盤反力を求め、部材設計をした。設計手順を図-2に示す。

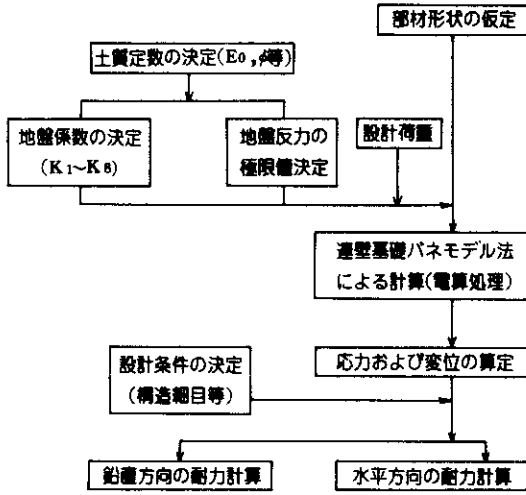


図-2 設計計算の手順

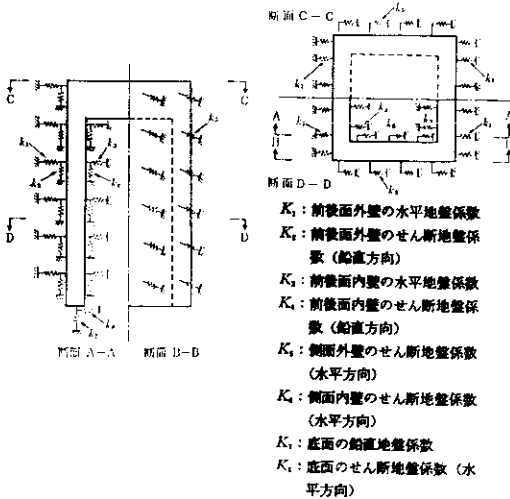


図-3 連壁基礎の設計モデル

3-2 安定設計

連壁基礎の安定計算に用いた国鉄提案の方法を略述する。同提案は、ケーソンと連壁基礎との相異点である基礎と周辺地盤との周辺摩擦力が大きい(連壁基礎はフリクションカットの必要がない)ことと、底版のないことを考慮して以下の仮定によっている。

- ① 連壁基礎は、剛体とする。
- ② 連壁基礎は、図-3に示す8種類のパネによって支持されたモデルで計算する。
- ③ 各パネは、地盤反力度に極限值(受働土圧)を設定した弾塑性体として扱う。
- ④ 形状
 - 平面形状は矩形とする
 - 隔壁はもたない
 - 連壁の厚さは4面とも等しい
- ⑤ 荷重
 - 外力は、1方向のみ考え、他方向との合成は考えない。

上記仮定における地盤パネは、図-4のボーリングデータにより地盤を4層に分割して求めた。表-2は、 $K_1 \sim K_8$ の地盤係数および地盤反力の極限値の求め方で、基本的には道示下部構造編によったものである。表-3にはP1-2に用いた数値を示した。

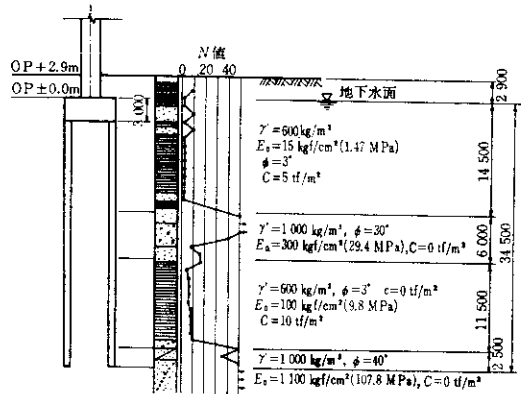


図-4 土質定数(設計用)

表-2 地盤係数および極限値の算式

地盤係数	地盤係数の算式 (kgf/cm)	極限値の算式 (tf/m)
K ₁	$K_1 = 12.8 K_{H0} \cdot B_H^{-3/4}$	最大圧縮反力: $P_{1c} = (\text{受働土圧}) - (\text{静止土圧})$ 最大引張反力: $P_{1t} = (\text{静止土圧}) - (\text{主働土圧})$
K ₂	$K_2 = (0.15 + 0.35 Z/D) \cdot K_1$ Z: 着目点の深さ(m), D: 基礎の長さ(m)	砂質土: $P_2 = 0.5 N \leq 20$ 粘性土: $P_2 = \text{Cor} N \leq 15$
K ₃	Z/D < 0.9の時, $K_3 = 0$ 0.9 ≤ Z/D ≤ 1.0の時, $K_3 = 0.2 \cdot K_1$	最大圧縮反力: $P_{3c} = 1/2 \cdot P_{1c}$ 最大引張反力: $P_{3t} = 1/2 \cdot P_{1t}$
K ₄	Z/D < 0.5の時, $K_4 = 0$ 0.5 ≤ Z/D ≤ 1.0の時, $K_4 = (0.8 Z/D - 0.4) \cdot K_2$	砂質土: $P_4 = 1/2 \cdot P_2$ 粘性土: $P_4 = 1/2 \cdot P_2$
K ₅	$K_5 = 0.6 K_1$	砂質土: $P_5 = 0.5 N \leq 20$ 粘性土: $P_5 = \text{Cor} N \leq 15$
K ₆	Z/D < 0.5の時, $K_6 = 0$ 0.5 ≤ Z/D ≤ 1.0の時, $K_6 = (0.8 Z/D - 0.4) \cdot K_5$	砂質土: $P_6 = 1/2 \cdot P_5$ 粘性土: $P_6 = 1/2 \cdot P_5$
K ₇	$K_7 = 12.8 K_{v0} \cdot B_v^{-3/4}$	最大圧縮反力: 極限鉛直支持力 最大引張反力: 連壁井筒基礎自重
K ₈	$K_8 = 0.5 \cdot K_7$	砂質土: $P_8 = 0.5 N \leq 20$ 粘性土: $P_8 = \text{Cor} N \leq 15$

注) K₂, K₄, K₅, K₆の極限値の算式は道路橋示方書(下部構造編)による。

3-3 部材設計

3-3-1 設計条件

- 1) 許容応力度……表-4のとおり
- 2) 有効壁厚と鉄筋かぶり

連壁の設計厚hに対し、断面計算上の有効厚h'は、施工時の偏位およびポリマー泥水使用に対する余裕(片側6cm)を考慮して、

$$h' = h - 6 \times 2 = 80 - 12 = 68 \text{ (cm)}$$

有効高dは、有効厚h'に対する主鉄筋のかぶりd' (= 10cm)

$$d = h' - d' = 68 - 10 = 58 \text{ (cm)}$$

- 3) 鉛直継手の許容応力度の低減

水平方向の耐力検討における許容応力度は、曲げ応力度に対して、表-4の60%、せん断応力度に対して、80%とする。

3-3-2 設計荷重

基礎設計に係る上部工は、図-2に示すもので、基礎天端への作用力は表-5である。

3-3-3 断面決定

基礎の外形寸法は、当初計画したケーソンと同じ値を用い、壁厚はすべて80cmとした。

断面決定に際し、応力計算は、水平方向には連壁基礎バネモデル法による電算結果により得られた水平方向地盤反力を外力とするラーメン部材として部材力を求め配筋計算した。P1-2を代表とし、電算結果より得られた水平方向地

盤反力を表-6、応力計算結果を表-7に示す。

また、変位量は表-8である。

表-3 設計に用いた地盤係数の例

(P1-2:橋軸方向地震時) (単位 1/m)

	第1層	第2層	第3層	第4層
K ₁	334	9314	2432	11856
K ₂	82	3176	1028	5786
K ₃	0	0	0	2372
K ₄	0	128	230	2164
K ₅	200	5588	1460	7114
K ₆	0	224	326	2660
K ₇	-	-	-	8286
K ₈	-	-	-	4144

表-4 許容応力度

コンクリート	曲げ圧縮応力度	80 kg/cm ²
	せん断応力度	7 "
	付着応力度	12 "
鉄筋	引張応力度	1,600 "(割増1,800)

表-5 基礎天端に作用する荷重

荷重	橋軸直角方向						橋軸方向		
	常時			地震時			地震時		
	N	H	M	N	H	M	N	H	M
P1-1	930	0	400	780	110	2,100	760	200	2,300
P1-2	960	0	340	800	170	2,600	800	210	2,900
P1-3	1,400	0	500	1,200	260	4,400	1,200	200	2,700
P1-4	1,600	0	3,200	1,300	300	8,000	1,300	350	10,000

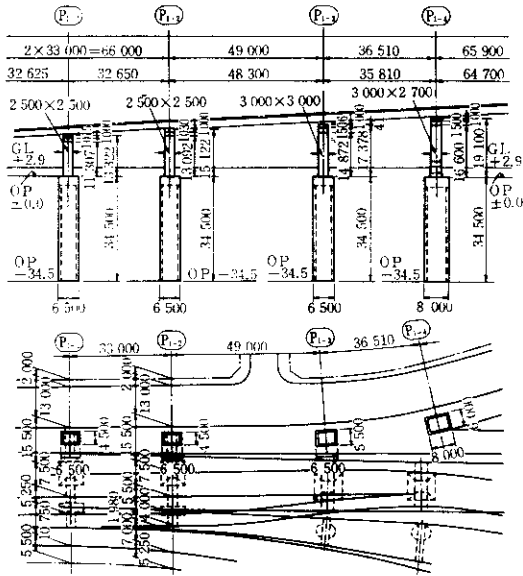


図-5 一般構造図

一方、鉛直方向には、曲げと軸力の作用する柱として断面決定した。表-9は、P1-2の断面力と部材応力度である。なお、極限先端支持力 1100 t/m^2 に対し、鉛直地盤反力は約 9 t/m^2 であった。

3-3-4 構造細目(鉛直継手構造)

地中壁相互を連結する鉛直方向の継手は、剛体としての強度、剛性、耐震性を満足するとともに、地上からの施工性の良いものでなければならない。本設計では、施工性、経済性より1ボックス型ジョイントを採用した。

本工事に用いた面体の構造図、継手部詳細図を図-6に示す。なお、継手詳細については特許等の問題があるので計画時に注意を要する。

表-6 連壁に作用する水平方向地盤応力(P1-2:計算値)

方 向	C A S B	地盤反力	最大圧縮	最大引張	割増し	常時換算値	
			地盤反力 P(t/㎡)	地盤反力 P(t/㎡)		P(t/㎡)	P(t/㎡)
横 方 向	1	死+活	0.04	-0.04	1.00	0.04	-0.04
	2	死+地震	7.93	-4.92	1.50	5.29	-3.28
縦 軸 方 向	3	死+活	0.29	-0.29	1.00	0.29	-0.29
	4	死+風	4.99	-3.92	1.25	3.99	-3.14
	5	死+地震	6.60	-4.69	1.50	4.40	-3.13

表-7 水平方向部材応力度計算結果(P1-2)

	3-4部材			1-3部材	
	節点3(外)	節点3(内)	径間中央	節点3(外)	径間中央
M (t-m)	13.97	10.84	12.83	5.50	8.07
S (t)	16.17	11.49	—	11.50	—
d (cm)	50.5	30.5	58.0	58.0	58.0
A _s (cm ²)	D22 200	D22 200	D22 200	D22 200	D19 200
	19.36	19.36	19.36	19.36	14.33
σ _c (kg/cm ²)	42	32	39	13	21
σ _s (kg/cm ²)	1580	1230	1260	540	1050
T (kg/cm ²)	3.5	2.5	—	2.2	—
σ _{ca} (kg/cm ²)	80×1.5 <0.6-72	72	80×1.5 =120	120	120
σ _{sa} (kg/cm ²)	1800×1.5 <0.6-1620	1620	80×1.5 2700	2700	2700
T _a (kg/cm ²)	7.5×1.5 <0.8-3.4	8.4	—	7.5×1.5 =10.5	—
荷重ケース	死+地震	死+地震	死+地震	死+地震	死+地震

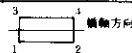


表-8 頂版天端の変位量

応答	変位量 (mm)				傾斜角 ($\times 10^{-4}$ rad)			
	P1-1	P1-2	P1-3	P1-4	P1-1	P1-2	P1-3	P1-4
直 常時	0	0.2	0.2	1.0	0	0.05	0.07	0.39
角 地震時	1.3	1.7	2.4	3.0	0.47	0.58	0.86	1.09
軸 常時	0	0	0	0	0	0	0	0.03
方 地表時	1.5	1.7	1.6	4.5	0.53	0.61	0.56	1.60

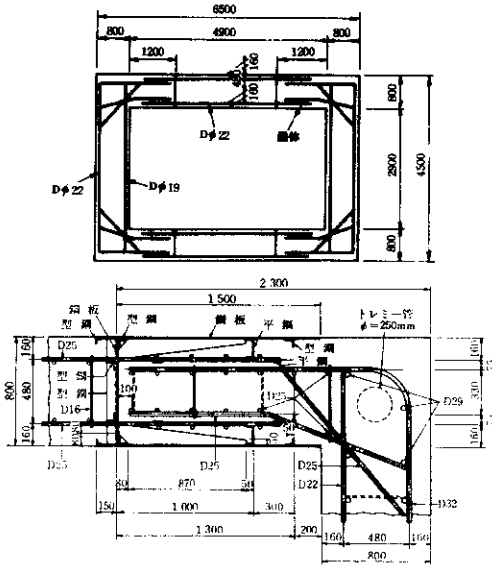


図-6 函体と鉛直継手構造

4. 施工

施工工程は図-7のフローであるが、連壁の施工においては掘削作業が最も重要な工程の一つとなる。すなわち、構造物の形状・構造と現場条件に適合した掘削仕様（機械の選定、掘削要素割、油圧クラブ幅、掘削壁面の安定）が必要となり、品質や精度を決定する要因となる。

当工事の特色としては、

- ① 剛結鉛直継手として、1ボックス型を初めて採用し（従来 2ボックス型）、しかも掘削深度38mは、剛結鉛直継手として初めてである。
- ② 広域下水道、地下鉄、交通量の多い道路に近接する工事である。

表-9 鉛直方向部材応力度 (P1-2)

方 向	橋軸方向	橋軸直角方向	
CASE	CASE2 死+地震	CASE4 死+風	CASE5 死+地震
M (tm)	5394.99	3641.83	3869.33
N (t)	1417.73	1436.52	1415.19
S (t)	358.38		205.76
b (cm)	450	650	650
h (cm)	650	450	450
t (cm)	80	80	80
As (cal)	D22×15×4 =232.26	D22×23×4 =356.13	D22×23×4 =356.13
As (cal)	D22×23×4 =356.13	D22×15×4 =232.26	D22×15×4 =232.26
σc (kg/cal)	48.1	41.0	44.3
σs (kg/cal)	1323	1177	1424
τ (kg/cal)	3.4	4.1	4.1
σca (kg/cal)	120	120	120
σsa (kg/cal)	2700	2700	2700
τa (kg/cal)	10.5	10.5	10.5

- ③ 大阪東部に特有な膨張性のある粘土層を含み、掘削壁面が崩壊しやすい。等が挙げられる。

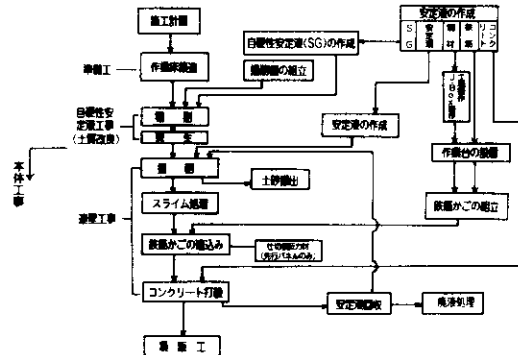


図-7 施工の流れ

図-8は、例としてP1-2の施工横断面図である。
使用機械を表-10に示す。

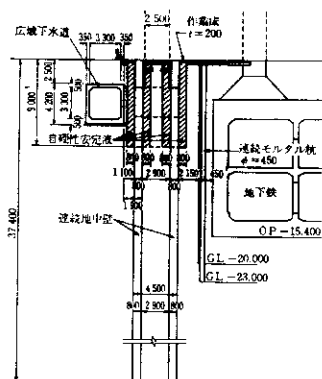


図-8 P1-2 付近横断面図

4-1 施工概要

連壁基礎の特徴的な施工工程の概要を示す。

4-1-1 準備工

現場条件として近接施工対策が必要であり、地表より深さ7.5mまでのルーズな砂質土の崩壊対策として連壁の外・内周各々80cmの幅で、G.L.より9mまでの範囲について自硬性安定液工を施工した(図-8参照)。

本工事に用いた自硬性安定液は、表-11の配合とし、目標強度は $\sigma_{28} = 10 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ である(実強度 $\sigma_7 \div 2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$, $\sigma_{28} \div 11 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$)

さらに重機の安定をはかり作業の足元を良くするため厚さ20cmのRC版の作業床を設けた。

表-11 自硬性安定液標準配合(近接防護工)

	ペントナイト	特殊セラメント	普通ポルトランドセメント
濃度(%)	6.8	18.0	1.0
泥練量(水1㎡当りkg)	68	180	10

4-1-2 掘削工

壁体の掘削はソレタンシ=掘削機にて、38mまで、壁面保持のため安定液を注入しながら実施し

表-10 使用機械一覧表

工種	種別	名称	数量
掘削工	掘削機	ソレタンシ=掘削機 KELLY 40型	油圧クラブ式(修正換付)
	ベースマシーン	クローラークレーン	K-1495-3A(100t)
	積土運搬機	ダンプトラック	11t車
	掘削孔精度確認	超音波孔壁測定機	DM688
	ガイドウォール洗浄	ハイドロジェットクリナー	45kg/㎡×39ℓ/㎡
ストレーン泥水工	泥水循環	ペントナイトミキサープラント	3㎡
	泥水槽	ペントナイト貯槽	22㎡+27㎡
	スペシャルグラウトストック	グラウトアンダータミキサー	10㎡
	泥水供給	長押し継付 空中送込ポンプ	φ100×15m
スライム処理工	スライム処理	スライム処理機	長押し継付水中送込ポンプ2台 配管ボックス1個
	面体内スライム処理	〃	〃
鉄筋工	鉄筋電達	クローラークレーン	100本
	〃	鉄筋吊治具	スタックブロック5ヶ共
コンクリート工	泥水回収	セルフサンドポンプ	φ100×15m
	コンクリート打設用管	トレミー管	φ200, 約250大搬用
	砕石埋戻し	ベルトコンベア	ℓ-7,000
	面体内泥水循環	タービンポンプ	φ50×3P、配管共
その他	その他掘削用	クローラークレーン	50台
	受電設備	変電キュービクル	PT2 トランス機
	P1-3Cコンクリート 掘削	ロングカット掘削機	〃
〃	ハイドロブレード掘削機	4000S型	〃

た。ソレタンシ=掘削機は、クローラ型クレーンをベースマシーンとし、油圧式クラブを取付けたものである。(写真-1, 図-9)

掘削手順は、図-10のとおりであるが、各パネル毎に、ソレタンシ=掘削機のクラブ開口寸法(最大2.5m)により、2~3分割(ガット)した。

掘削の終わった段階で、1パネル当り4~5か所超音波孔壁測定器で掘削精度(壁厚と鉛直度)をチェックしたが、鉛直度は最低1/850で、目安とした1/500を十分確保できた。

掘削時に使用した安定液(ポリマー泥水)の配合は表-12のとおりである。ポリマー泥水は、掘削土量2475m³に対し、回収転用分を含めて3259m³用いた。

4-1-3 鉄筋工

鉄筋は、ボックス形状に加工組立てられ、さらに補強フレームにて形状保持している。特に、先行パネルには鉛直継手がさらに取付けられるが、これらの鉄筋籠は、深さ方向に3分割し(12mと16mの組合せで全長38m)、各パネルごとに平地組立したものを建込み、重ね継手としたが、鉛

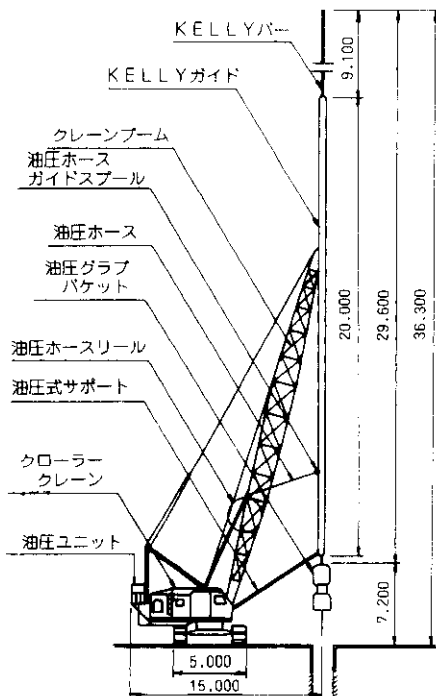


図-9 掘削機

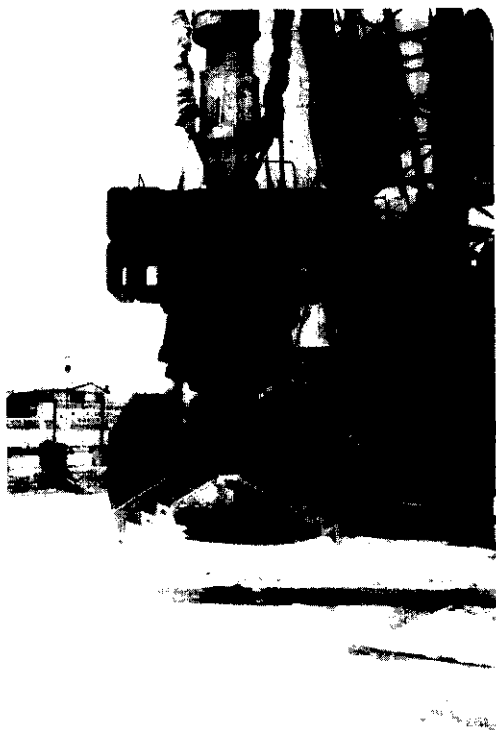


写真-1 油圧式クラブを取付けた状況

直継手の鉄板は、現場溶接した。建込み状況を写真-2, -3に示す。

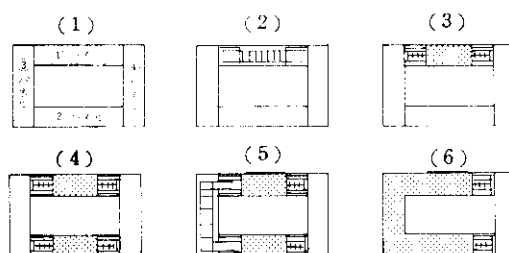
製作精度は、先行パネルについては、 $\pm 5\text{mm}$ 、後行パネルは $\pm 10\text{mm}$ 以下、また、鉄筋籠の建込み精度は平面精度 $-4 \sim +8\text{mm}$ である。鉛直精度は実測の結果最低で $1/540$ であった。

表-12 連壁掘削用泥水ポリマー配合
ポリマー泥水 (OP-14 使用)

材料名	濃度 (%)	混練量 (kg/m^3)	備考
ポリマー	0.5	5	OP-14
ベントナイト	1.0	10	250メッシュ
変質防止剤	0.025	0.25	トップサイド
逸泥防止剤	0.5	5.0	KSファイバー

ポリマー泥水 (OP-18 使用)

材料名	濃度 (%)	混練量 (kg/m^3)	備考
ポリマー	0.5	5	OP-18
ベントナイト	1.0	10	250メッシュ
逸泥防止材	0.5	5	KSファイバー



- ① 第1パネル掘削。
- ② 両端にジョイントボックスのついた鉄筋籠を挿入。(写真2)
- ③ 第1パネルにコンクリートを打設。
- ④ 第2パネルを第1パネルと同様の手順で施工。
- ⑤ 第3パネル掘削後、鉄筋籠を挿入。(写真3)
- ⑥ 第3パネルにコンクリートを打設。
同様の手順で、第4パネルを施工して完成。

図-10 連壁施工手順

4-1-4 コンクリート工

コンクリートは表-13に示す配合とした。なおコンクリート打設用のトレミー管(φ200)は1パネル当たり1~3か所に配置した。

表-13 コンクリート配合

配合	W/C (%)	S/A (%)	C(BB) (kg)	W (kg)	S (kg)	G (kg)	PZ70 (kg)
kg/cm ³ 300-18-40	45	36.2	414	186	597	1114	1.035
300-18-20	45	43.2	438	197	691	960	1.095

4-1-5 工程

地中壁体完成後は、掘削、壁頭研りを行い、頂版工を実施し基礎工事を完了した。表-14に全体工程と、1パネルの標準的な工程を示した。

4-2 施工上の問題点とその対応

連壁基礎施工上の留意点としては、掘削中の壁面の保護、鉄筋籠の鉛直性の確保、継手鋼板背面部分の余掘量の設定、余掘部よりの特に後行パネル掘削部分へのコンクリートのまわりこみ防止等があるが、工事に伴い生じた二、三の問題点と対応を以下に示す。

1) 使用コンクリートの最大粗骨材寸法は、当初40mmであったが、流動性が悪く、20mmに変

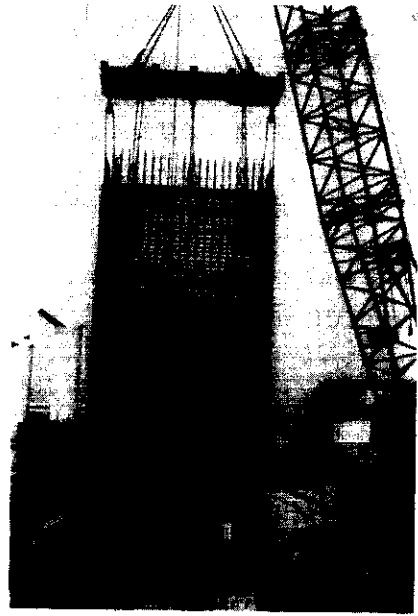


写真-3 鉄筋籠（後行パネル）の吊上げ状況

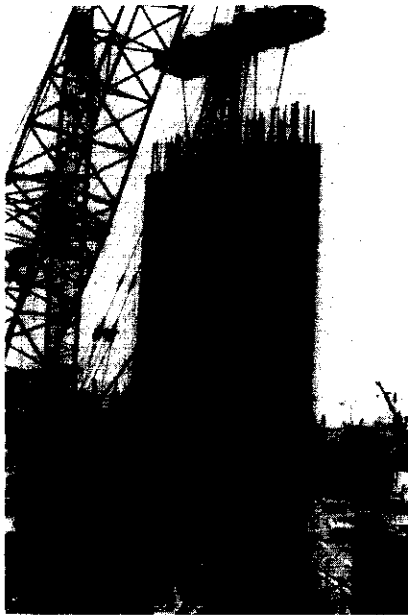
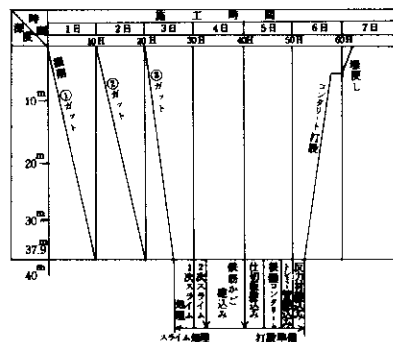
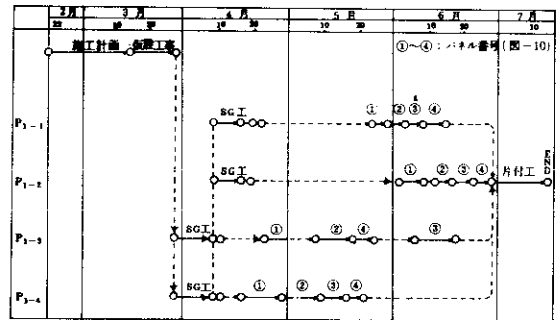


写真-2 鉄筋籠（先行パネル）の吊上げ状況

表-14 施工工程



1-パネルの標準サイクルタイム

更した(表-13参照)。

2) P1-3の先行パネルの掘削完了後G.L.-25~33 m間の硬質粘土層に奥行80cm程度の崩壊が発生した。この原因として

- ① 膨脹性粘土(モンモリロナイト)の含有
- ② 硬質粘土内に挟在した貝殻または、細砂への泥水(安定液)の浸入による粘着力の低下
- ③ ポリマー泥水(OP-14)の品質劣化(バクテリアによる粘性低下)

等が考えられた。なお、その後ポリマーを耐腐敗性のOP-18に変更したところ、その後問題は生じなかった。

3) 2)の結果として、崩壊箇所へコンクリートがまわりこみ、後行パネル掘削時この部分が固結しており、ソレタンス掘削機での掘削が不可能となった。このため、ロックカットによる先行ボーリングを実施したのち、ハイドロフレズによるコンクリート破碎を行った。

5. 水平載荷試験

5-1 試験の目的

本連壁基礎の設計は、国鉄提案手法によったが基礎長と基礎平面積の割合や、深い軟弱地盤であることから、実構造がどのような挙動を示すのか調査し、今後の設計資料(地盤係数の検証、設計手法の簡略化と道路橋示方書との整合性の検証など)を得ることを主目的として載荷試験を実施した。

5-2 試験方法

水平載荷試験は、P1-2を試験体、P1-1を反力体として両者の橋脚をPCケーブルでG.L.+0.2 m(頂版上2.9 m)の位置で相互に引張る方法で実施した。

最大荷重は600 t、載荷方法は繰速3サイクルで載荷保持時間は、除荷時および最大荷重時において3時間、中間荷重時には1時間とした。測定項目は、載荷点付近における水平変位その他、傾斜角、歪、土圧、水圧等で、その計器配置図を図-11に示す。

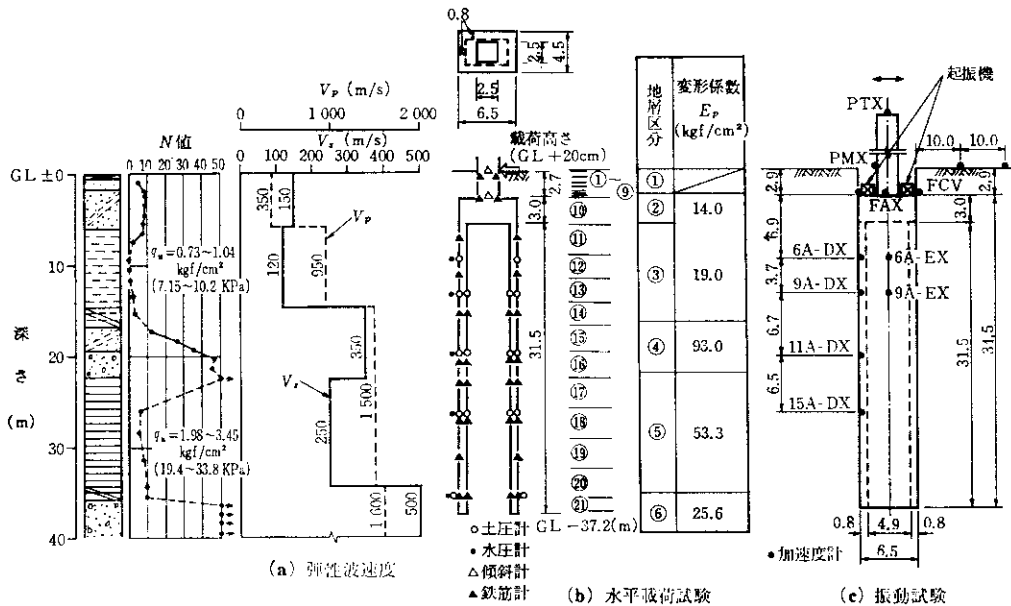


図-11 計器取付位置と土質

5-3 試験結果

試験体の載荷点位置における荷重～水平変位量曲線を図-12に、深さ方向の歪分布、曲げモーメント分布、および変形曲線を図-13-(a), (b), (c)に示す。なお、曲げモーメントは、コンクリートの全断面が有効であるとして計算し、変形曲線は

歪分布曲線を積分することより求めたものである。

この変形曲線によると、試験体は、G.L. -20 m付近の砂礫層を回転中心として剛体的な変位を生じているものの、かなりの撓み性が認められる。図-13-(e)は、同図(d)の試験体静止時の土圧を基準として載荷時の土圧の増減量を示したもので、

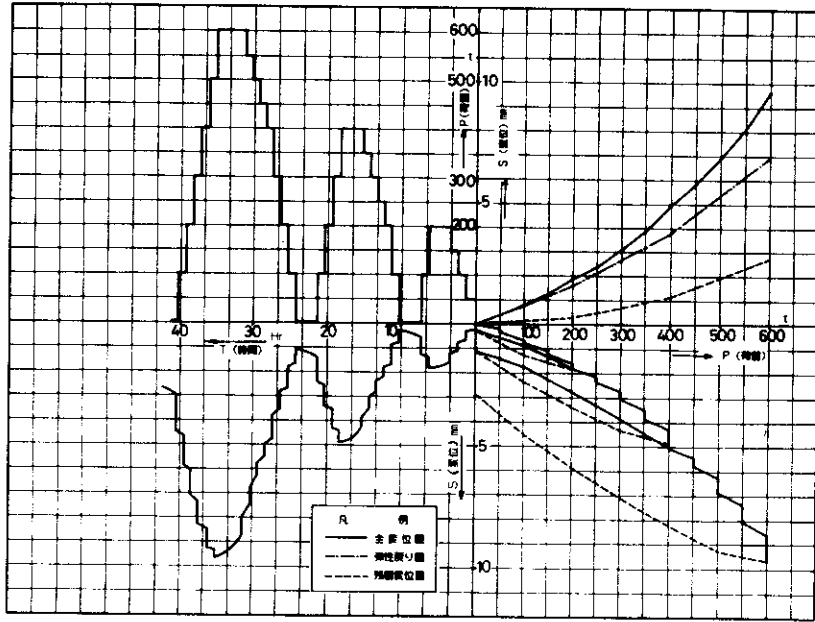


図-12 載荷測定結果 (P1-2)

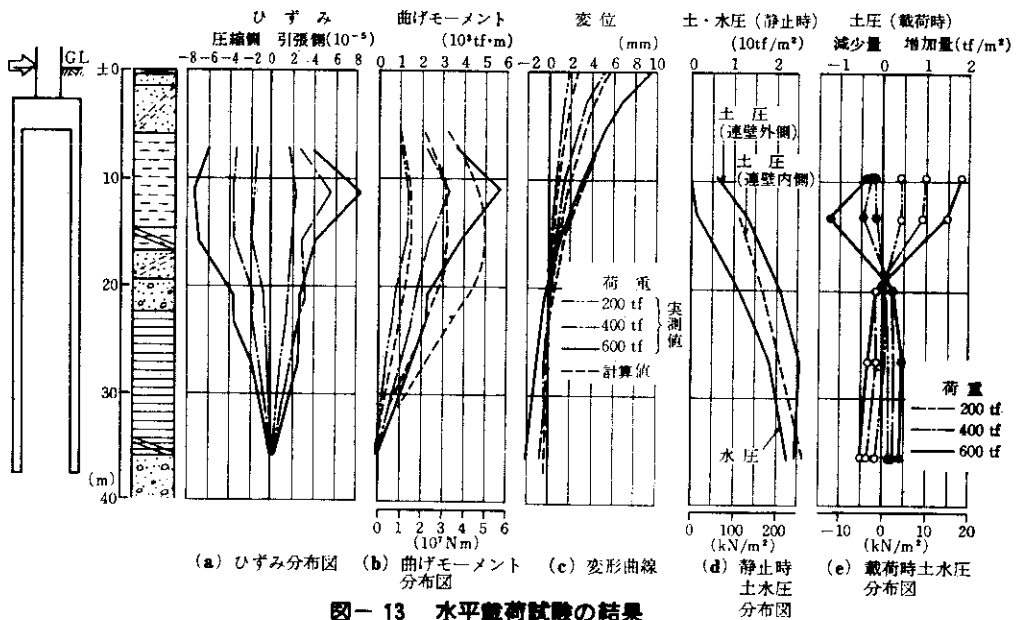


図-13 水平載荷試験の結果

黒丸は加力方向前面、白丸は背面側の値を示している。これによると、載荷時の土圧の増減量は図-13-(c)の変形曲線に対応した分布形状を示すのがみられる。なお、同図中(b), (c)に示した計算値は弾性支承梁法によるものである。

5-4 実測値と計算手法との比較

試験体の水平載荷時の水平変位と、弾性支承梁法（連壁基礎を弾性床土上の梁として扱い、弾性支承梁に関する微分方程式から解を求める方法）、連壁ケーソン法（上述3-2による地盤を8種類のバネに置換え、つりあい式から解を求める方法を仮称する）、および道示ケーソン法（道路橋示方書のケーソン基礎として3種類のバネで支持される剛体として解を求める方法を仮称する）の3ケースの水平変位を比較したのが表-15で、最大荷重600 tonの時の値である。各計算方法の比較を表-16に示す。表-15の2つの数値比較による

表-15 実測値と各計算値との比較

＜最大荷重600 ton載荷＞		水平変位量(mm)	傾斜角(rad)	
載荷点位置 (G.L.+0.2m) (O.P.+2.9m)		実測	9.7	12.1×10^{-4}
G.L.+2.7m (O.P.+0.0m)	計算値	弾性支承梁法	9.7	7.0×10^{-4}
		連壁ケーソン法	6.9	3.0×10^{-4}
		道示ケーソン法	27.1	11.2×10^{-4}
		実測	6.7	6.1×10^{-4}

と、実測値はオーダ的に3手法と合っており、そのうち連壁ケーソン法の値および弾性支承梁法の値とよく合っているといえる。

次に、本連壁基礎の水平挙動をもっともよく説明する手法を求めめるために、地盤反力係数の値を頂版での水平変位が実測値と合うように設定し計算した結果が図-14である。

表-16 各計算手法

	弾性支承梁法	連壁ケーソン法	道示ケーソン法	
連壁基礎	剛体扱い ・剛体の置き方向の剛性変化考慮 ・コンクリートの曲げひび割れ発生にもなる ・剛体の剛性低下考慮	剛体扱い	剛体扱い	
地盤区分数 (頂版、連壁部)	5 分割 (細分割数19)	5 分割	3 分割	
地盤外周部	土圧による抵抗	$P = K_1 \cdot y - 0.5$ 受働土圧 $B = K_1 \cdot y \leq P_0$ 主働土圧 $-K_2 \cdot y \leq P_0$ P_0 : 受働土圧-静止土圧 P_0 : 静止土圧-主働土圧	$P = K_0 \cdot y$ 但し、第1層においては、 K_0 は三角形分布と仮定	
	摩擦抵抗 (水平方向)	$f = K_1 \cdot y$ 但し $f \leq f_0$ f_0 : 基礎摩擦抵抗	$f = 0.6 \times K_1 \cdot y$ 但し、 $f \leq f_0$ f_0 : 基礎摩擦抵抗	$f = 0.2 \times K_0 \cdot y \cdot \frac{B_1}{2B_2}$ B_1 : 前面幅 B_2 : 後面幅
	摩擦抵抗 (前壁方向)		前後面の壁体に対して考慮	
	土圧による抵抗		前後面の壁体に対して考慮（連壁の保部のみ）	
壁内	摩擦抵抗 (水平方向)		後面の壁体に対して考慮（連壁の下半分のみ）	
	摩擦抵抗 (前壁方向)		前後面の壁体に対して考慮（連壁の下半分のみ）	
連壁基礎	回転バネ せん断バネ	同左	同左	

* 本解析においては、連壁外周部の摩擦抵抗に関する地盤反力係数は、すべて弾性支承梁法に示した推定法に準拠して求めた。

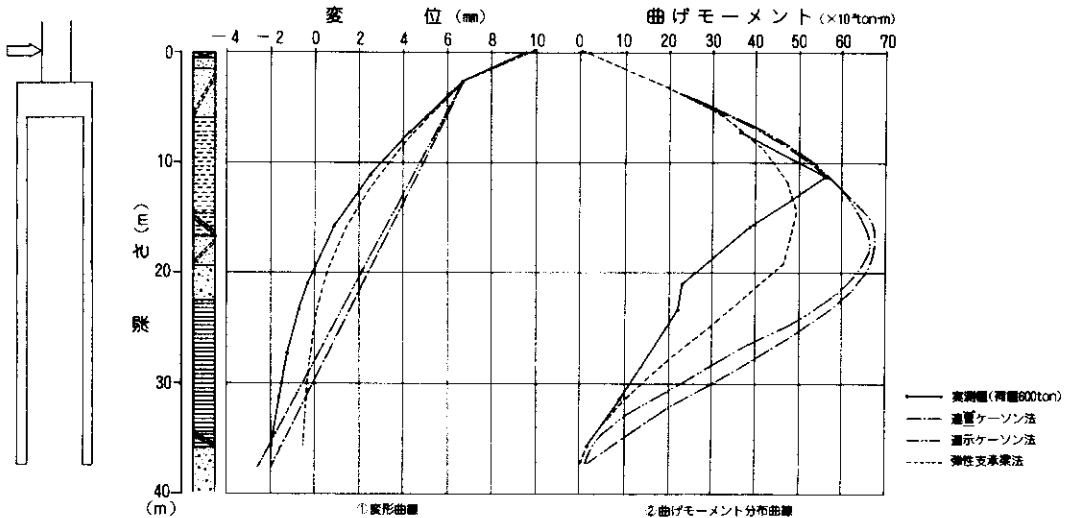


図-14 各手法による計算結果の比較

変形曲線は各手法ともいずれも概略実測変位形状に合っているが、弾性支承梁法については、連壁基礎を弾性体と仮定しているため変形曲線はたわみ性のある形状を示し、他の2手法より実測値に近い形状となっている。しかし、根入れ付近での水平変位は、剛体と仮定している2つのケーソン法（連壁、道示）が近い値を示している。

また、2つのケーソン法は非常によく合った挙動を示している。

以上、実測値と計算値とを比較して、3つの手法のうち弾性支承梁法が本連壁基礎の挙動を最もよく説明しているが、表-15で示したように連壁ケーソン法と弾性支承梁法との値は、安定計算上実測値とはほぼ一致しており、本基礎に用いた連壁ケーソン法は設計上十分信頼に足ると評価できる。

6. 起振機による振動試験

連壁基礎設計手法の確立のための、動的挙動を示す資料の一つを提供するために実橋による振動試験を行った。

6-1 試験方法

振動測定は橋脚が梁下まで完成した時点で実施した。加振源としては、3 t起振機（BCS-A-200型）を使用し、頂版上に2台設置した。加振モーメントは、起振力がどの振動数でも3 t近くなるように設定した。測点は、図-11に示すように、橋脚、頂版、基礎内部地盤、周辺地盤に配置した。計測器は主に歪型の換振器を使用し、計測

データはデータレコーダーで収録し、測定後、波形（振動数、振幅、位相）の読取りを行った。

6-2 試験結果

構造物における代表的な測点の共振、位相曲線（共振曲線図は、応答変位を起振力1 t当りに規準化したものである）を図-15に示す。図より、特徴的な共振点としては、1.5 Hz、6.3 Hz、8.2 Hz、16 Hzの4点があげられる。図-16は、その4点に関する振動モードを示したもので、1.5 Hzは橋脚部及び基礎の変形も少ないことから、基礎と周辺地盤が一緒に動く並進振動の共振、6.3 Hzは各モードの中では地盤の変形、橋脚の変形も大きいことから、中間支持層から上の地盤と橋脚の連成した共振、8.2 Hzは、橋脚の片持ち梁としての共振、16 Hzは、地盤～橋脚連成系の2次共振と推定される。なお、連壁基礎と、同深さの内

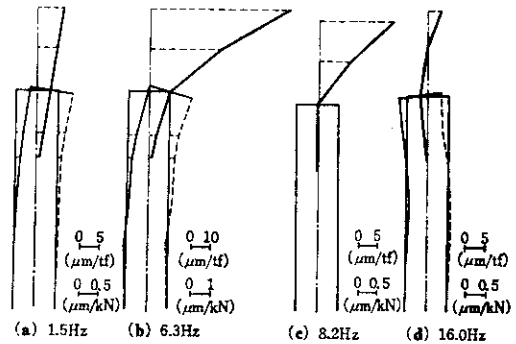


図-16 振動モード

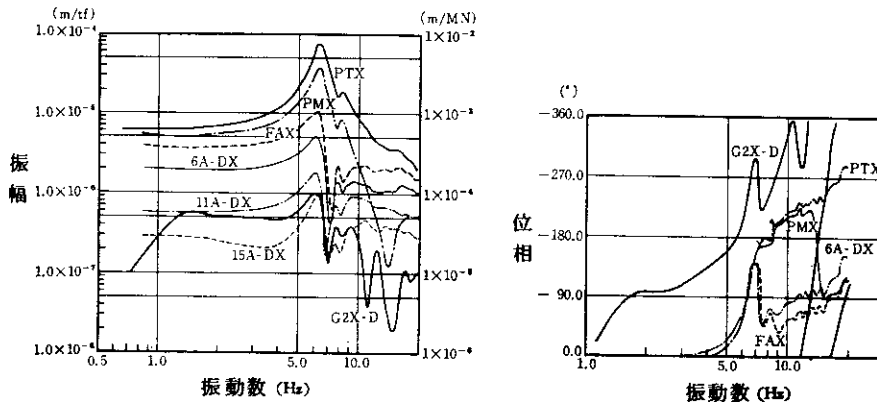


図-15 共振曲線、位相曲線

部地盤とは外力との位相差応答にはほとんど差がみられなかったことよりほぼ一体となつて振動していると考えられる。

あとがき

連壁基礎の設計・施工及び載荷試験についてその概要を示したが、最後に問題点を簡潔にふりかえって整理してみる。

1) 設計

連壁基礎における合理的な設計手法を確立する必要がある。一般に地中壁としての挙動は、ほぼ剛体に近いと考えてよいようであるが、今回の基礎形状（平面形状と深さ）に対しては水平載荷試験の結果明らかになったように、必ずしも剛体としての挙動を示さなかったことより弾性体としても設計できるような手法の必要がある。

また、本設計では、8種類のバネを持つ国鉄の提案する解析手法を用いたが、載荷試験5-4で示したように、3種類のバネを用いる道示のケーソン設計でも安定計算での変位・曲げ挙動を把握しうることであり、道示の考え方をベースとした簡易な設計法の改良（基礎形状、地盤条件を組合せたデータの十分な裏付けが必要となる）が考えられる。

2) 施工

基礎コンクリートに使用する最大粗骨材寸法は、当初40mmで予定したが、流動性が悪く（碎石を用いたことに原因があると思われる）20mmに変更した。また、今回苦勞した後行パネル部分へのコンクリートの廻り込み防止対策、孔壁崩壊防護用安定液の品質の選定などは、今後改良あるいは注意すべき点であると思われる。

3) 載荷試験

実構造の連壁基礎の水平載荷試験の事例は過去に1例しかなく、今回の測定は貴重であり、多くのデータを得た。一方、振動試験は起振機による定常振動であり、また、周辺民家への影響、現地工程を考慮して、必ずしも連壁基礎の

特色、それも、今回の基礎のようなやや撓み性をもつ基礎の振動性状を把握するには十分に載荷重を大きくすることはできなかった。

最後にご指導、ご協力を賜った技術審議会基礎構造分科会（主査：柴田徹 京都大学教授）の委員をはじめ、関係各位に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- ① 海野隆哉：連続地中壁を用いた函型剛体基礎、土木学会誌、1980.4
- ② 山本 強 他：地下連続壁井筒の水平載荷試験と設計法、土木学会編第35回年次学術講演会概要集、第3部-205
- ③ 福岡 悟、松浦 康夫：東大阪インターでの連続地中壁基礎の採用、第14回技術研究発表会
- ④ 岡本啓一、池田進、下村幸徳：連続地中壁基礎の施工、第15回技術研究発表会
- ⑤ 連続地中壁基礎構造物測定業務 報告書 阪神高速道路公団、(株)大林組 1983・3
- ⑥ 松橋敦保、高橋将徳、山岡礼三：連続地中壁工法による道路橋の基礎、土木学会誌、1983.12