

土 木 研 究 所 資 料

第 1158 号

多柱式基礎およびパイルベント基礎 設計例および設計法のまとめ

昭和51年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

まえがき

多柱式基礎は一種のくい基礎であり、水面上に複数本のくいを立ち上げ、その頭部を頂版(footing)で構築し基礎とするもので、流速の大きい河川や潮流の激しい海洋、あるいは軟弱層が厚く締切が不可能とされる地盤を対象に使用されることが多い。この基礎が使用されている橋の規模は、比較的大きく、中スパンから大スパンの橋の基礎に使用されている。大規模なものとしては、日本道路公団が施工した大島大橋があり、さらには本州四国連絡橋公団が橋長 1,600 m 余りの吊橋基礎に直径 7 m の多柱式基礎を検討している。

一方パイルベント基礎は、くいを水上あるいは地上に立ち上がらせ、その頭部を横ばりで結合させた基礎形式であり、多柱式基礎と形式は類似であるがくい列は通常の場合橋軸方向に一行である。この形式の利点は多柱式基礎と同様であるが、橋軸方向に剛性が小さいので比較的小規模な橋に使用されている例が多い。

これら多柱式基礎とパイルベント基礎は、施工条件のかなり悪い箇所でも基礎形式としての適合性が大きいので、矢板式基礎と共に水中基礎としての使用頻度が高まると考えられる。

今回は前年度に行った矢板式基礎に引続き、多柱式基礎とパイルベント基礎についてこれまで行われた設計例、施工例、実験例について各々分冊の形でまとめることにした。本報告書は設計例についてまとめたものである。

目 次

第 I 編 多柱式基礎

1. 多柱式基礎の現状	1
2. 設計手法	3
2.1 設計の考え方	3
2.2 荷重と組合せ	3
2.3 許容値	4
2.4 耐震設計の考え方	6
2.5 地盤定数	12
2.6 くい（柱）の支持力	12
3. 構造解析	13
3.1 立体ラーメンによる解法	13
3.2 頂版を剛体とした群柱の解析	14
3.3 通常のくい基礎と同様 Y.L.Chang の式による解法	17
4. 構造細目	19
4.1 頂 版	19
4.2 柱構造（くい本体）	20
4.3 くい（柱）頭処理	23
4.4 くい（柱）先端部の処理	25
4.5 防食対策	26
5. 多柱式基礎の設計法に残された課題	27
5.1 構造解析法	27
5.2 柱の荷重分担	27
5.3 多柱式基礎のねじり剛性	27
5.4 耐震設計法	28

第II編 パイルベント基礎

1. パイルベント基礎の現状	31
2. 設計一般	32
2.1 荷 重	32
2.2 許容値	32
(1) 許容応力度	32
(2) 許容変位量	33
(3) 許容鉛直支持力	33
(4) 横方向地盤反力係数	33
2.3 耐震設計法	34
3. 構造解析	35
3.1 橋軸方向の構造解析	35
3.2 橋軸直角方向の構造解析	36
4. 細部設計	41
4.1 くい頭の設計	41
4.2 枕梁の設計	43
4.3 防食対策	43

第 I 編 多 柱 式 基 礎

1. 多柱式基礎の現状

近年、都市部の過密化に伴い道路の建設が湾岸線や河口の大水深、軟弱地盤上に行われるようになり、また、本州四国連絡橋や大島大橋などに代表されるように潮流の速い海峡を横断する橋梁が計画され、くいの打設が不可能な岩盤上にも基礎構造物を建設しなければならなくなってきた。このような厳しい条件下で大型の基礎構造物を安全、迅速かつ経済的に築造する工法として登場してきたのが多柱式基礎工法である。

多柱式基礎工法とは、写真-1に示すように何本かのくいを在来地盤に所要長さだけ根入れまたは定着し、その頭部を水面上で築造するフーチングで剛結して一体の基礎構造とする工法である。

この工法は、一般に以下のような施工条件の時適用されている。

- 1) 軟弱層が厚かったり、大水深であるため、仮締切、築島を行うことが困難な場所。

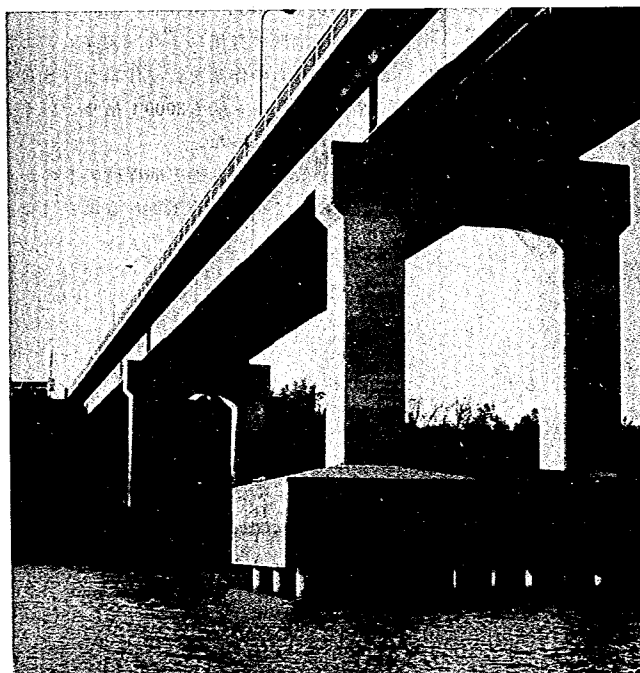


写真-1
青柳橋（岐阜県）

- 2) 潮流が速く、施工が困難な場合。
- 3) 大断面のケーソンでは施工が困難なので、小割りの断面で施工したい場合。
- 4) 水中における構造物の占有面積の制限が比較的少ない場所、主に湖、湾、海峡、貯水池。
- 5) 在来地盤が岩盤でくい打ちが不可能な場所。
- 6) 水中での工事では、コンクリートの打設が困難となるので、この量を少なくしたい場合。
- 7) 工期の短縮が望まれる場合。

これらの条件の中で、主に1)、3)、4)、7)の条件より採用された代表的なものとして琵琶湖大橋があり、1)、4)、5)の条件より採用された例としては青柳橋がある。また、大島大橋は1)～7)の条件より本多柱式基礎工法が採用されている。

設計面では、設計体系、設計技術の進歩、特に電子計算機の登場により、大型の多柱式基礎の三次元振動解析とかFEM解析といった複雑な構造解析が速く処理でき、また、経済的な設計が行われるようになった。

これに並行して、大径厚肉長尺鋼管くいの製造が可能になり、また、現場における鋼管の溶接方法が手溶接から半自動溶接、自動溶接へと進歩し、品質の良い基礎材料が確保できるようになった。

一方、施工面においては、D-70、K-150、MRB-2500といった大型くい打機の出現や、 $\phi 3600\text{mm}$ という大口径岩掘削機の登場により、大径くいの打設や建込み、設置が行えるようになった。また、これらの作業を行う作業台(SEP)の製作技術が進歩すると共に、作業台を設置するクレーン船も3000t吊りという大型のものが出現し、各作業が安全、確実に行えるようになった。

こうして、現在多柱式基礎は、一般のくい基礎と同程度のものから小規模のケーソンを何基も集合する程の大型のものまで設計、施工されるようになってきた。

2. 設計手法

2.1 設計の考え方

設計方法を大別すると次の3つに分類される（詳しくは3項を参照）。

- 1) 図-1に示すようにくいと頂版とが剛結された立体ラーメンとみなし、岩盤への根入れ部分には水平バネ、鉛直バネおよび回転バネを設けた構造体を解く方法（大島大橋、大鳴門橋）。
- 2) 頂版を剛体とした群柱として、釣合条件式を解いて基礎の変位、柱（くい）の断面力、地盤反力などを求める方法（青柳橋、篠平大橋）。
- 3) 通常のくい基礎と同様 Y. L. Chang の式で解く方法（琵琶湖大橋、あけぼの橋、辰巳橋）や、この式を拡張してくいを変断面、地盤を多層系として変位、回転角、曲げモーメントおよびせん断力等を還元法を用いて解く方法（片上大橋）などがある。

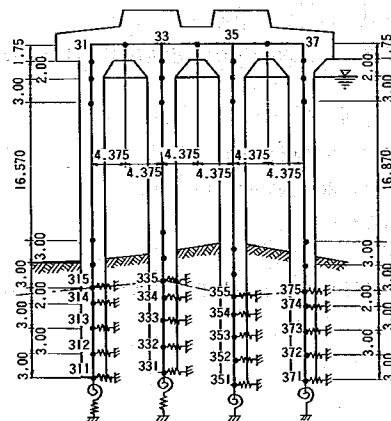


図-1 構造のモデル

2.2 荷重と組合せ

設計上考慮される荷重としては上部工反力、風荷重、流水（潮流）圧、波浪圧、浮力、地震力、地震時動水圧、衝突荷重などがあげられる。

このうち多柱式基礎特有のものとしては、流水圧、波圧、衝突荷重などがある。流水圧を考慮した5例をみるといずれも「道路橋下部構造設計指針」(調査および設計一般篇)の計算式

$$P = KVA \cdots \cdots (2.1)$$

ここに

P : 流水圧(t)

K : 定数で、円柱の場合0.04

V : 最大流速(m/sec)

A : 脚の鉛直投射面積(m²)

によって計算されているが、大島大橋だけは $K=0.051$ を用いている。

波圧に関しては合田式(大島大橋)、広井公式および Sainflow 公式(片上大橋)などが用いられているが、波圧の計算例が2件しかなく、一般的傾向はつかめない。

衝突荷重としては大島大橋において付近を航行する最大船舶を考慮して、フーチング位置に1,000tonの水平力を作用させている。また片上大橋では3,000DWTの船舶の衝突荷重を考慮している。

荷重の組合せ方法について代表的な例をあげると、

○主荷重(常時)

○死荷重+流水圧+浮力+風荷重(台風時)

○死荷重+流水圧+浮力+地震力(地震時)

などである。このほかに風荷重の大きさを活荷重ありの場合となしの場合とで変化させて、

○無載荷時(死荷重+風荷重)

○載荷時(死荷重+活荷重+ $\frac{1}{2}$ ×風荷重)

とした例や、衝突荷重と風荷重を同時に作用させて、

○死荷重+風荷重+衝突荷重

を考慮した例などがある。

また、温度変化および乾燥収縮による荷重が考慮されているのは、大島大橋と青柳橋の二橋のみである。

2.3 許容値

1) 許容応力度

① コンクリート

一般にコンクリート標準示方書に準拠して許容応力度が定められている。設計基準強度 σ_{ck} としては、ほとんどの例が210~240kg/cm²を採用しているが、福島大橋では $\sigma_{28}=314$ kg/cm²、大鳴門橋では $\sigma_{ck}=240\sim300$ kg/cm² とやや大きい値が使用される予定である。

表-1 コンクリートの設計基準強度

	δ_{ck} (気中コンクリート)	δ_{ck} (水中コンクリート)
大島大橋	240 kg/cm ²	180 kg/cm ²
片上大橋	240 "	210 "

気中コンクリートと水中コンクリート(モルタル)の δ_{ck} に差を設けた橋が2例みられる(表-1参照)。

㊥ 鉄筋

SD30使用の場合、鉄筋コンクリート標準示方書どおり、許容引張応力度として、

大気中構造物 $\delta_{sa}=1,800 \text{ kg/cm}^2$

水中 " $\delta_{sa}=1,600 \text{ kg/cm}^2$

なる値がいずれの橋にも使用されている。

㊦ 鋼管ぐい

STK41 使用の場合、次の値を採用した橋がほとんどである。

許容引張応力度 $\delta_{ta}=1,400 \text{ kg/cm}^2$

許容圧縮 " $\delta_{ca}=1,300 \text{ kg/cm}^2$

許容せん断 " $\tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2$

ただし δ_{ta} 、 δ_{ca} ともに $1,300 \text{ kg/cm}^2$ とした例(福島大橋)もある。

2) 許容変位量

地盤条件、上部構造の形式および寸法等に応じて定められるべき値であるが、調査した多柱式基礎に関しては、地表面変位、橋脚天端変位共明確に許容値を定めた例は見当たらない。

ただ琵琶湖大橋では、くい周辺土の復元性を考慮して、地表面変位を10mm以下、またあけぼの橋ではくい頭にて20cmと定めている。岩盤に根入れした基礎の計算結果によると、

岩盤面にて	水位変位 $\delta_e=0.07\sim0.12\text{cm}$	} 青柳橋
橋脚天端にて	" $\delta_t=2.43\sim4.05\text{cm}$	
フーチング天端にて	" $\delta_e=3.94\sim5.14\text{cm}$	篠平大橋
フーチング天端にて	" $\delta_e=4.15\text{cm}$	福島大橋

などとなっている。このように岩盤に根入れした基礎では岩盤面での水平変位は無視できるほど小さく、橋脚天端またはフーチング天端での水平変位は、柱立上り部分の弾性変形でほとんど占められている。

3) 地盤の許容支持力

くい(柱)下端が砂礫層等の岩盤以外に根入れされた例についてはくいの許容支持力として検討されているので、ここでは岩盤に根入れされた例について考察する。

表-2 地盤の許容支持力(大島大橋) (t/m²)

	P ₃		P ₄		P ₅	
	常 時	地震時	常 時	地震時	常 時	地震時
水 平 方 向	100	150	80	120	40	60
鉛 直 方 向	330	495	330	495	330	495

大島大橋では、根入れ部分の片麻状構造の発達した花崗閃緑岩に対して、一軸圧縮強度が200~1,000kg/cm²であることから表-2に示すような許容支持力を定めている。

また、青柳橋では、常時、地震時、破壊時について、それぞれ260t/m²、400t/m²、800t/m²の許容支持力を定めている。いずれにしても岩盤の圧縮強度と許容支持力とを関連づける基準を確立する必要がある。

2.4 耐震設計の考え方

橋および高架の耐震設計は、「道路橋耐震設計指針」(日本道路協会)によらなければならない。ただし道路橋耐震設計指針は適用の範囲を支間200m以下の橋梁としているので、支間が200mをこえる長大橋梁については別途の検討を必要とする。したがって多柱式基礎の耐震設計は「道路橋耐震設計指針」に準じて設計する場合とそうでない場合にわけの必要がある。

2.4.1 支間200m以下の橋梁

耐震設計法としては「道路橋耐震設計指針」により震度法、修正震度法、動的解析、があるが既設の橋梁では表-3のようになっている。

このように支間200m以下の橋梁においても道路橋耐震設計指針に準ずるとともに、現地の状況あるいはその橋梁特有の条件を考慮して適切な補正を行っているものもある。

表-3 既設橋梁の耐震設計

橋 梁 名	設 計 法	設 計 震 度		固 有 周 期 (sec)	備 考
		K _H	K _V		
琵琶湖大橋	震度法	0.2	0.1	1.0	振動実験照査
青 柳 橋	震度法	0.2	0.1	0.42*	
篠 平 橋	震度法	0.17	0		
あ け ぼ の 橋	震度法	0.25	0		
片 上 大 橋	震度法+動的解析	0.2	0.1	0.77~0.91*	振動実験照査

(固有周期は*印が実験による実測値、他は計算値)

2.4.2 支間が200mをこえる橋梁

支間が200mを越える長大橋梁では耐震設計の重要度が非常に高い。このように重要な構造物ではより精度の高い耐震設計を行う必要がある。

支間が200mを越える橋梁で多柱式基礎を採用しているのは大島大橋（日本道路公団、最大支間325m）だけである。計画中のものでは大鳴門橋（本州四国連絡橋公団）に多柱式基礎が予定されている。

以下に本州四国連絡橋耐震設計指針（1974）の主旨に準じた、長大橋梁の多柱式基礎の耐震設計の考え方を記す。

1) 設計に考慮する地震

○想定する地震

耐震設計に考慮する地震の規模等は、過去の地震記録にもとづき、橋梁の耐用年数に応じた、その橋梁に最も大きな影響を与えると予想される地震のマグニチュードと震央を求める。

○設計に用いる地震動の加速度

想定する地震のマグニチュードおよび震央が定まれば、その地震による当該橋梁地点での地震動の最大加速度を、過去の地震記録の統計処理あるいは理論計算によって求める。

2) 耐震設計計算

○応答を考慮した修正震度法にする耐震設計

応答を考慮した修正震度法は構造物の振動特性、観測結果にもとづく地震動の特性（応答スペクトル）と、経験的事実等を総合的に評価した上で定められた基本応答震度をもとにして構造物の固有周期に応じた設計震度を求め、これから計算される地震力を荷重とする耐震設計法である。

以下に固有周期ならびに慣性力の計算法を示す。

1) 固有周期の計算

多柱式基礎を平面ラーメンとして頂版の軸線に載荷した水平力によるたわみ曲線でもって振動モードを近似させ、1質点1ばね系に置換する。

いま着目位置を i 、柱の単位長さ当りの死荷重および水の付加重量（動水圧公式で $K_k=1.0$ として定める。）との和を $W_i(t/m)$ とする。

いま系の振動重量を W_s とすると、

$$W_s = \int_0^s \left(\frac{\delta_s}{\delta_0} \right)^2 \cdot W_i \cdot ds \approx \sum_i \left(\frac{\delta_s}{\delta_0} \right)_i^2 \cdot (W_i \cdot \Delta s)_i \cdots \cdots (2.1)$$

とあらわせる。

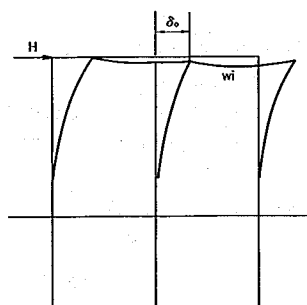
ここに、 s は全体積分をあらわす。

Δs : 分割長(m)

また W_i のうち橋脚の影響としてつぎの値を用いる。

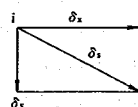
・ $1.25W_p$

・ W_p : 主塔重量



H : 頂版軸線にかかる水平力(t)
 δ_o : H による頂版水平変位(m)

図-2 ラーメン変形図



δ_s : 着目点変位(m)
 δ_x : 水平変位(m)
 δ_y : 鉛直変位(m)

図-3 着目点変位

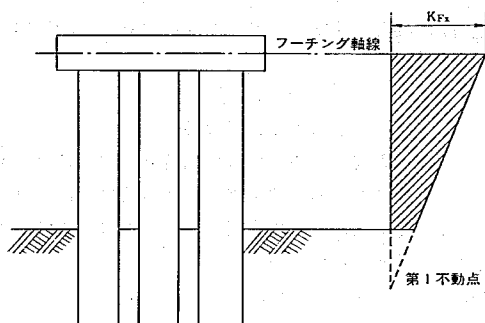


図-4 多柱基礎

図-5 震度分布

したがってバネ係数Kは

$$K = \frac{H}{\delta_o} \text{ (t/m)} \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

となり、固有周期は式(2.1)、(2.2)より次式のようにになる。

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{W_s}{K \cdot g}} \text{ (sec)} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

T_1 : 多柱式基礎の固有周期

W_s : 振動重量 (t)

K : バネ係数 (t/m)

g : 重力加速度 (=9.8m/sec²)

2) 慣性力の計算

震度分布は柱部の第一不動点を0として図-5のように直線分布するものとする。
頂版における震度 K_{Fx} はつぎのようにあらわせる。

$$\begin{aligned} K_{Fx} &= K_H \cdot D_i \\ &= K_H \cdot \frac{\sum_i (\delta_x / \delta_o)_i \cdot W_i}{\sum_i (\delta_x / \delta_o)_i^2 \cdot W_i} \dots\dots\dots (2.4) \end{aligned}$$

ここで、

- K_{Fx} : 頂版位置における震度
- K_H : 応答スペクトル曲線より求まる震度
- D_i : 影響係数
- δ_x : 着目点水平変位(m)
- δ_o : 水平力による頂版水平変位(m)
- W_i : 柱の死荷重(t)、水の付加重量(t)

慣性力はこの震度分布に応じて多柱式基礎の重量に震度を乗じたものとする。

○ 動的解析

① モデル化

動的解析は構造物の振動特性を詳細に検討するものである。すなわち、構造物を多自由度力学モデルに置き換え複数の固有値を計算して振動挙動をより精度高く、解析を行う。この場合構造物をどのようにモデル化するかは慎重に検討する必要がある。モデル化の方法は次の2つに大別される。

- a) 座標と時刻を変数として偏微分方程式で表現する方法。
- b) 質量が有限の点に集中しているとみなしマトリックス表示する方法。

今日では電子計算機およびその応用面での進歩からマトリックス表示による方法が一般的である。マトリックス表示による場合、質点分割が粗いと精度が低下し、密すぎると計算の労力と電算費がかさむので注意を要する。

大島大橋では図-6のような質点分割としている。

② 解析計算

動的解析の計算方法には次の2つがある。

- a) 地震の応答加速度スペクトル値をもとに応答の最大値を計算する。
- b) 地震動が作用した時の経時応答を計算する。

前者をスペクトル法、後者を直接応答法とすると、スペクトル法に用いるスペクトル値は、本州四国連絡橋耐震設計指針では図-7のように規定している。

このスペクトル値は地震動の最大加速度が180galであること、構造物が第3級層よりも古い支持層に建設されること等を前提としている。したがってこのような前提条件が一致しない場合は、一般的なものとして道路橋耐震設計指針の解説にある地盤別平均応答スペクトル曲線(図-8)を用いることも考えられる。

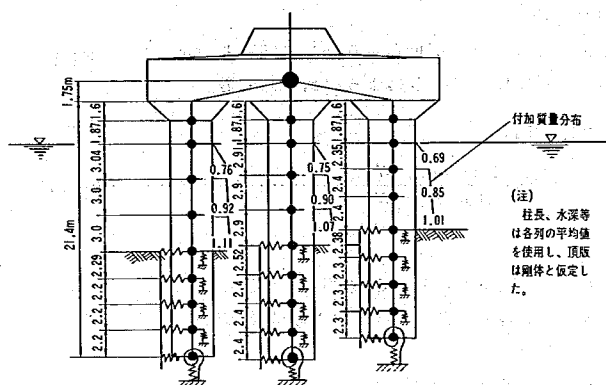


図-6 大島大橋P₃橋脚橋軸方向モデル図

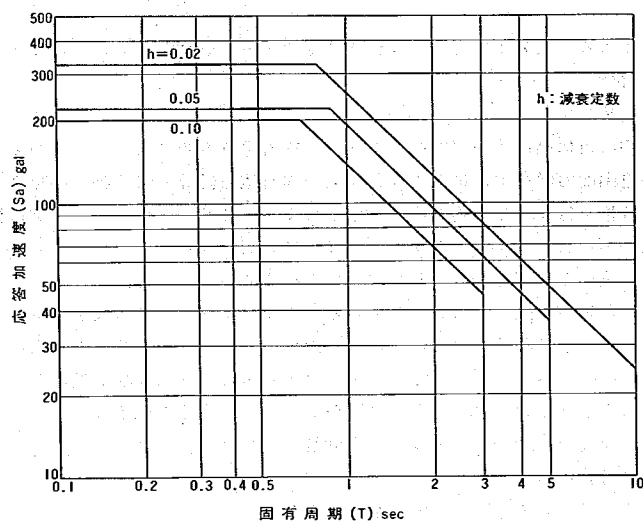


図-7 応答加速度スペクトル曲線（地震動の最大加速度が180galの場合）

直接応答法に用いる地震波形は、当該橋梁の架橋地点付近での加速度記録があれば、その最大加速度を補正して用いるのがよいであろう。そうでない場合は想定される地震と同程度の規模の地震の加速度記録を用いることも考えられる。「本州四国連絡橋耐震設計指針」(1974)では1904年 Elcentro における強震記録を最

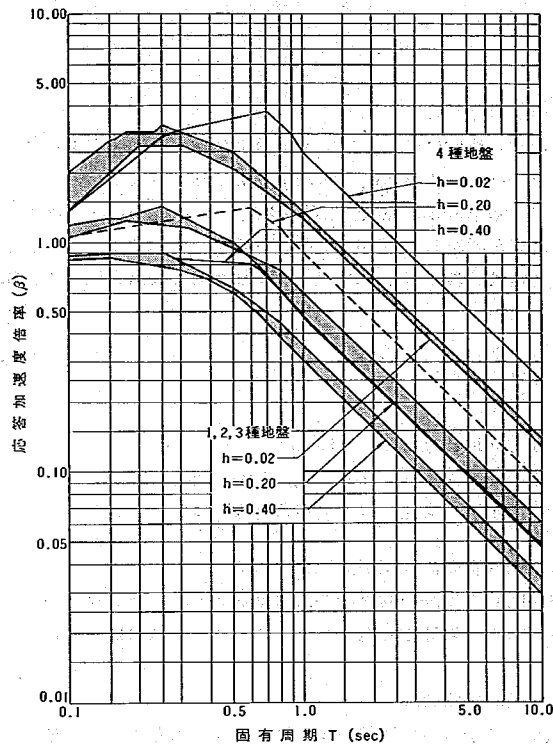


図-8 4種類の地盤別平均応答スペクトル曲線

大加速度180galに縮小して用いることが規定されている。

② 減衰定数

動的解析に用いる減衰定数は多柱式基礎の構造系、および地盤種別によって異なることが予想されるので、十分調査して定めることが必要である。「本州四国連絡橋耐震設計指針」(1974)では解説に次のように記している。

比較的短周期で下部構造の主要な振動モードが地盤

の変形に支配される場合

$h=0.1$

下部構造躯体の構造減衰が卓越し、上部構造に近い

挙動を示すと思われるもの

$h=0.02$

両者の中間的挙動を示すもの

$h=0.05$

2.5 地盤定数

1) 横方向地盤反力係数 k_h

砂礫層等の通常地盤については、N値およびプレシオメーターで測定された変形係数などを用いて、くい基礎と同様な方法で計算されている。

岩盤については基準の変形係数を、岩のクラックや風化の状態、群ぐい効果、水平載荷実験の結果等を考慮して1/10～4.0倍の範囲に変化させ、「道路橋下部構造設計指針ケーソン基礎設計篇」にしたがって計算した例（大島大橋）や、S.Timoshenkoの式

$$k_h = \frac{E_s}{I_p(1-\mu^2)D} \dots\dots\dots (2.5)$$

ここに

k_h : 横方向地盤反力係数 (kg/cm^2)

E_s : 岩の弾性係数 (kg/cm^2), I_p : 形状係数

μ : 岩のポアソン比、 D : くいの外径 (cm)

によって求めた例（青柳橋、篠平大橋）がある。

とくに岩盤に関しては画一的な計算式によるよりもクラックの有無、風化の度合および水平載荷試験結果等を考慮してケースバイケースに k_h を定めるのが合理的と考えられる。

2) 鉛直方向地盤反力係数 k_v

ボーリング孔内にて求めた地盤の変形係数より、「道路橋下部構造設計指針直接基礎設計篇」から求めた例（片上大橋）がある。

2.6 くい（柱）の支持力

くいの鉛直方向許容支持力は、一般に鉛直載荷試験および「道路橋下部構造設計指針くい基礎の設計篇」にもとづいて Terzaghi 式、Meyerhof 式 などを求めている。

このほかの方法としては「場所打コンクリートグイの設計施工指針案」（日本国有鉄道）にもとづいて、群ぐい効果を考慮して、くいの支持力を定めた例（片上大橋）もある。

3. 構造解析

多柱式基礎についての設計方法について過去の設計・施工例を調べるとつぎの3つに分類される。

- 1) くいと頂版を剛結した立体ラーメンによる解法。
- 2) 頂版を剛体とした群柱による解法。
- 3) 通常のくい基礎と同様 Y.L.Chang の式による解法。

上記の3つの解法についての概要を以下に示す。

3.1 立体ラーメンによる解法

くいと頂版が剛結された立体ラーメンとして解法しているもので、大島大橋（日本道路公団、連続トラス橋：最大スパン325m）大鳴門橋（本州四国連絡橋公団、吊橋）と道路橋示方書の適用範囲外であるスパン 200 m 以上の橋梁の設計に用いられ、あるいは計画されているものである。具体的な設計について大島大橋のP₄橋脚を例にとり以下に示すこととする。

P₄橋脚は大島大橋の主径間（200m+325m+200m）の橋脚で、一般寸法図は図-9に示すとおりである。

基礎本体の骨組図を図10～11に示す。

上部工反力については、格子状モデルを用いたFEMにより支承から伝達される荷重が骨組上に分布する状態を求め、これを設計上取扱いやすいようにモデル化して載荷している。

頂版上の台座は荷重とみなし、剛度は無視している。頂版内部の柱の剛度は無限大とし、その荷重は頂版内に見込んでいる。くいのハンチ部については台座と同様の考え方で設計を行っている。

水平方向のバネおよび鉛直方向のバネの算出方法は「道路橋下部構造設計指針ケーソン指針」により行っている。くい先端の底面せん断バネは水平載荷試験の結果、推定される値も小さいことからくい先端の水平バネの誤差範囲に含まれるものと考えて無視している。

また、水平バネ、鉛直バネについても水平載荷試験の結果から、計算値を75%（補正率）としている。

大島大橋の場合、支持岩盤は花崗岩であるが、表面は相当風化しているため、その評価をどのようにするか、根入れ長さをどの程度にするかは、構造上重要であるばかりでなく、工費にも影響する。このため、種々の設計条件について根入れ長さを変化さ

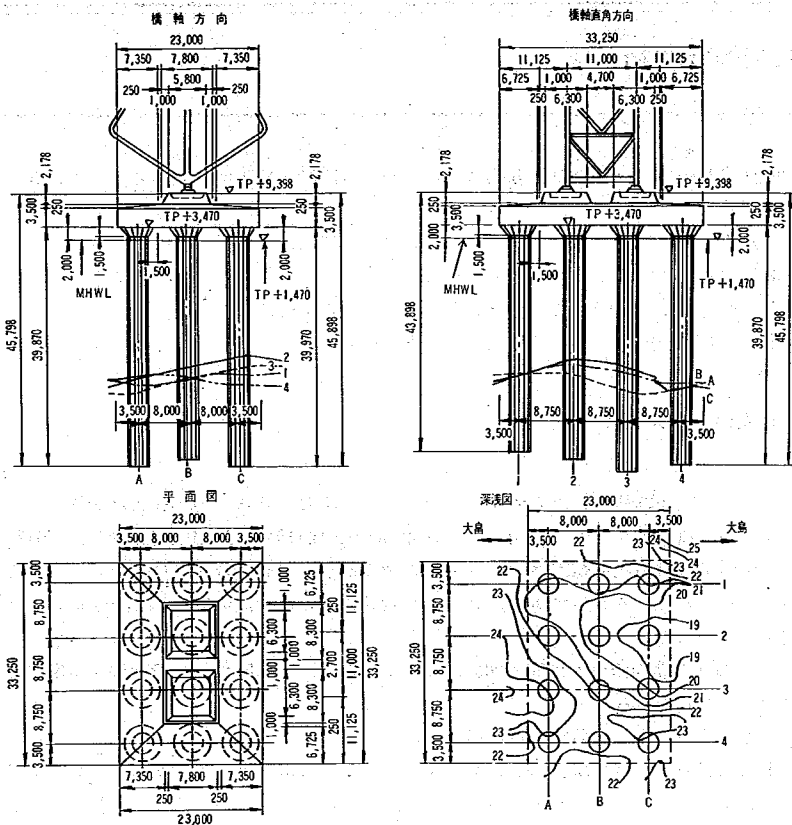


図-9 P₄橋脚一般図

せて、変位、応力等の影響を検討し、P₄橋脚については、頂版、柱およびそれらの結合部の応力上から根入れ長さは2.5D以上必要となった。しかしながら、くい根入れは良好な支持岩盤に到達させる必要があることから3D程度は必要であり、水平載荷試験の結果を参考として有効根入れ長さを11mとしている。

3.2 頂版を剛体とした群柱の解析

この解法は頂版を剛体とした群柱として解法するもので、「本州四国連絡橋技術調査報告書」(土木学会 昭和42年)に提案されている。

本解法は(3.1)式によって与えられ青柳橋、篠平大橋の設計に適用されている。


$$\left. \begin{aligned} V &= nK_v \delta_y \\ H &= -nK_2 \alpha + nK_1 \delta_x \\ M &= (k_v \sum x_i^2 + nK_4) \alpha - nK_3 \delta_x \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに

V : 群柱の鉛直作用力	(t)
H : 群柱の水平作用力	(t)
M : 群柱の作用モーメント	($\ell \cdot m$)
n : 柱の数	(本)
δ_x : 頂版底面の水平変位	(m)
δ_y : 頂版図心の鉛直変位	(m)
α : 頂版の回転角	(rad)

K_1, K_2, K_3, K_4 は β と柱の EI より定まる定数で下記により求められる。

$$K_1 = \frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2} \quad K_2 = \frac{6EI\beta^2(1+\beta h)}{(1+\beta h)^3+2}$$

$$K_3 = \frac{6EI\beta^2(1+\beta h)}{(1+\beta h)^3+2} \quad K_4 = \frac{4EI\beta[(1+\beta h)^3+1/2]}{[(1+\beta h)^3+2](1+\beta h)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}}$$

また、 K_v は下記により求められる。

$$K_v = \frac{K_R}{\sum x_i^2} \quad K_R = \frac{K_{RB} \times K_{RP}}{K_{RB} + K_{RP}}$$

$$K_{RB} = \frac{\pi \cdot E_{RO}(a+0.577\ell)^2(b+0.577\ell)}{16(1+\mu^2)} \quad (\text{橋軸方向})$$

$$K_{RB} = \frac{\pi \cdot E_{RO}(a+0.577\ell)(b+0.577\ell)^2}{16(1-\mu^2)} \quad (\text{橋軸直角方向})$$

$$K_{RP} = \frac{EA \sum x_i^2}{h+\ell/2}$$

a : 頂版の橋軸方向長さ	(m)
b : 頂版の橋軸直角方向長さ	(m)
h : 柱の高さ	(m)
ℓ : 橋の根入れ深さ	(m)
D : 柱の直径	(m)
A : 柱の全断面積	(m^2)
I : 柱の断面二次モーメント	(m^4)
E : 柱のヤング係数	(t/m^2)
E_{RO} : 支持地盤の変形係数	(t/m^2)
μ : 地盤のポアソン比	
k : 水平方向地盤反力係数	(t/m^3)
x_i : 群柱図心よりの各柱中心までの距離	(m)

2) 柱1本当りの作用力

$$\text{柱頭鉛直力: } P_v = K_v (\delta_y \pm x i \alpha)$$

$$\text{柱頭水平力: } P_H = K_1 \delta_x - K_2 \alpha$$

$$\text{柱頭モーメント: } M_T = \frac{P_H}{2\beta} (1 + \beta h) - \frac{EI\beta}{(1 + \beta h)} \alpha$$

地中部最大曲げモーメント:

$$M_G = M_T \cdot e^{-\beta y} (\cos \beta y + \sin \beta y) - \frac{P_H}{\beta} \cdot e^{-\beta y} [\beta h \cos \beta y + (1 + \beta h) \sin \beta y]$$

地中部最大曲げモーメントの生ずる深さ:

$$y = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left[\frac{P_H}{(1 + 2\beta h) P_H - 2\beta M_T} \right]$$

$$3) \text{ 柱の許容支持力: } Qa' = \frac{x}{4} D^2 qa' + \frac{C}{2} \pi D \ell$$

ここに qa' : 地盤の地震時許容支持力波 ($1/m^2$)

$$4) \text{ 地表面地盤反力: } p = k \cdot f$$

ここに f : 地表面変位

$$f = \frac{P_H (1 + \beta h)}{4EI\beta^3} + \frac{\alpha}{2\beta (1 + \beta h)} \quad (m)$$

$$5) \text{ 橋脚天端変位: } Y = \delta x + \alpha h$$

ここに h : 柱頭から橋脚天端までの高さ (m)

3.3 通常のくい基礎と同様 Y.L.Chang の式による解法

通常のくいの計算に用いられている道路橋下部構造設計指針くい基礎の設計篇に述べている解法で、くい頭モーメント M_o 、地表面変位 f 、くい頭変位 δ は (3.2) ~ (3.4) 式で与えられる (図-12)。

$$M_o = \frac{H}{2\beta} (1 + \beta h) \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

$$f = \frac{H(1 + \beta h)}{4EI\beta^3} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

$$\delta = \frac{H\{(1 + \beta h)^3 + 2\}}{12EI\beta^3} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

ここに H : くい軸直角方向荷重 (kg)

D : くい径 (cm)

E : くいの弾性係数 (kg/cm^2)

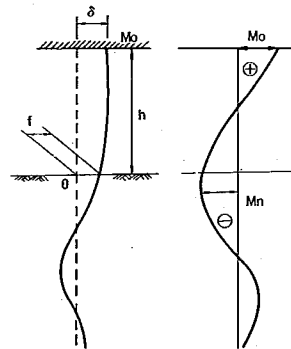


図-12

I : くの断面二次モーメント (cm^4)

K : 横方向地盤係数 (kg/cm^3)

h : Hの加わる地上高 (cm)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4EI}} \quad (\text{cm}^{-1})$$

また、片上大橋のようにこの式を拡張した式で、くの長を有限長、くの断面を変断面として地層がn層にわかれた多層地盤として解法している例もある。

以上のように、多柱式基礎の構造解析については、現在のところ統一された設計法が確立されていない状態であるが、示方書の適用範囲外であるスパン 200 m以上の橋については、下部構造の規模、施工条件等の理由により立体ラーメンによる解法がとられ、それ以外の橋については通常のくの基礎と同様 Y.L. Chang の式が用いられている。

いずれにしても、多柱式基礎の設計・施工例はまだ数少なく、今後の模型実験、載荷試験およびFEM等による解析などの結果により、新たな設計法が提案されるものと思われる。

4. 構造細目

4.1 頂 版

頂版の構造および設計方法は、橋梁の規模により次の2種類に大別される。

1) 一般のくい基礎と同様鉄筋コンクリート構造とし、鉄筋コンクリート梁の設計法に基づくもの。

2) 鉄骨鉄筋コンクリート構造とし骨組み構造解析を行うもの。

1)の設計例としては青柳橋(図-13、図-14)があり、2)の設計例としては大島大橋がある(図-15)。

大島大橋の設計においては、骨組み構造解析の前処理としてFEM解析により骨組みに沓から伝達される荷重を求めている。

骨組解析の例

頂版は格子状モデルを採用し、FEMによって、沓から伝達される上部工反力が、骨組上に分布する状態を求め、これを設計上取扱いい易いように修正して、上部工反力を載荷した(図-15参照)。

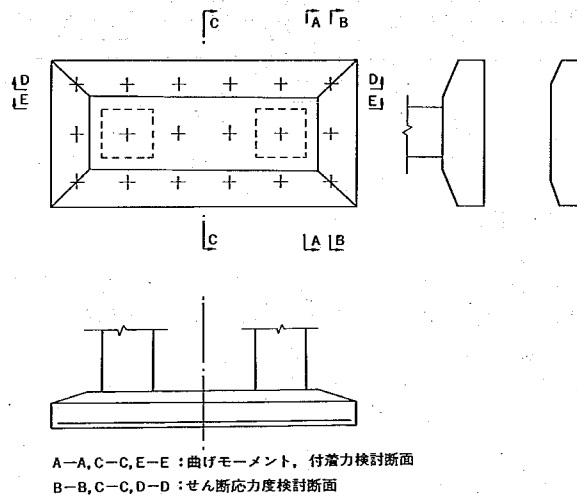


図-13

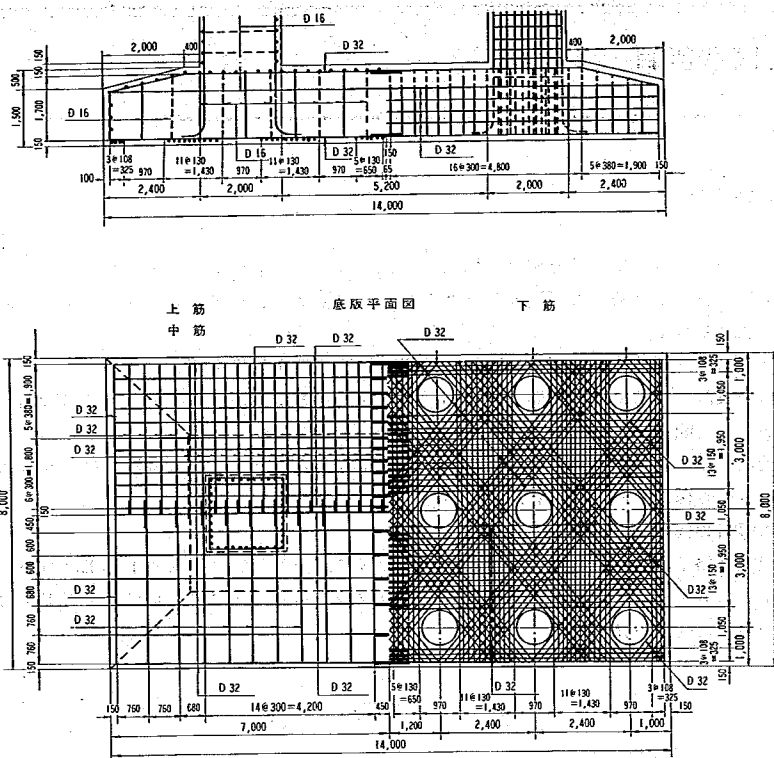


図-14

4.2 柱構造（くい本体）

多柱式基礎の構造部材のうち、柱部分は、その名称の示す通り基礎形式の主体として構成され、中詰コンクリートや、外鋼管（ケーシング）の有無などによっていろいろな種類の柱が形成されている。

1) 柱構造の形状

柱構造の種類としては、表-4に示すように、

- i) 単管
- ii) コンクリート中詰め鋼管
- iii) 二重鋼管

の3種類がある。

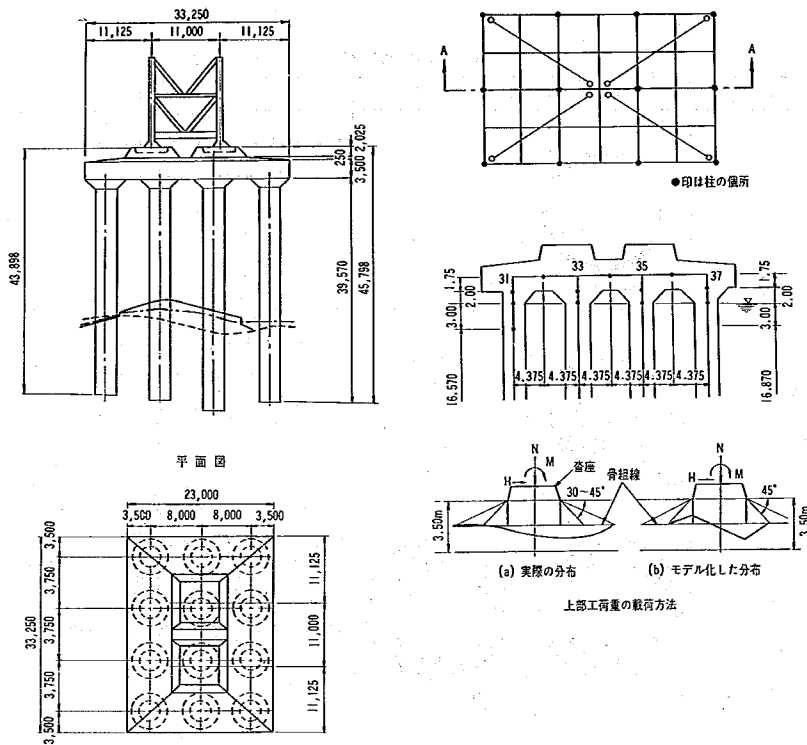


図-15 骨組解析の例

2) 断面剛性の考え方

i) 鋼管単管の場合

$$EI = E_s I_s$$

EI : 曲げ剛性

E_s : 鋼管の弾性係数

I_s : 鋼管の断面二次モーメント

ii) コンクリート中詰鋼管の場合

福島大橋、琵琶湖大橋、片上大橋とも鋼管、鉄筋（片上の場合鉄骨も含む）、コンクリートとも考慮した剛性を採用している。

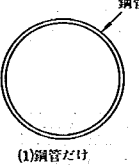
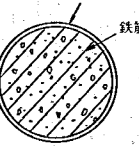
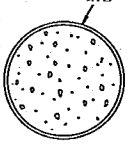
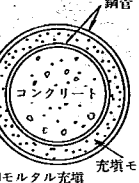
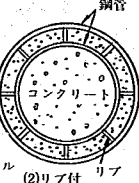
$$EI = E_s I_s + E_c I_c$$

E_c : コンクリートの弾性係数

I_c : コンクリートの断面二次モーメント

ただし、片上大橋では、 $\phi 1500 \times 16t$ の鋼管くいに鉄筋コンクリートの中詰するが応

表-4 柱構造の種類

種 類	断 面 形 状 と 特 徴	摘 要
単 管		1)あけぼの橋($\phi 800 \times 9 \sim 12t$) 辰巳橋($\phi 800 \times 12 \sim 20t$) ; 肉厚を変化させている。
コンクリート 中詰め鋼管	 	1)福島大橋($\phi 1500 \times 14t$, D32) 琵琶湖大橋($\phi 1500 \times 13t$, D25) 片上大橋($\phi 1500 \times 16t$, D32, アングルダブル)
二重鋼管	 	1)篠平大橋($\phi 914.4 \times 19t$, $\phi 812.5 \times 19t$) 青柳橋(ケーシング $\phi 914.4 \times 7.9t$, $\phi 812.8 \times 16 \sim 18t$) 2)大島大橋($\phi 3500 \times 9t$, $\phi 3100 \times 10 \sim 45t$)

力を算出する際の剛性は、鋼管断面で12mm分を考慮して合成断面を計算している。

iii) 二重鋼管構造の場合

篠平大橋では、ケーシングパイプ($\phi 914.4$)とメインパイプ($\phi 812.8$)の断面二次モーメントの代数和で断面剛性を考え、コンクリート部は評価していない。青柳橋では、篠平大橋と同様の径のケーシング、メインパイプ、モルタル、プレキャストコンクリートからなっており、断面剛性としては、メインパイプ($\phi 812.8$)のみ有効と考えている。

大島大橋では、応力は、すべて内管($\phi 3,100$)で負担するものとし、応力に応じて板厚を変化させている。ただし剛性としては、中詰コンクリート、モルタル及び鋼管が一体として働く合計断面で計算している。リブは、内管の間にフープ筋が配置されており、将来外管が腐食して消失したのち、内管をモルタルで保護する際の剥落防止に備えている。

4.3 くい（柱）頭処理

多柱式基礎の構造としては、頂版からの力を円滑に伝達させることが重要であり、設計においては頂版とくい（柱）との剛結条件を満たすことに注意がはらわれている。

現状の設計法としては、通常の鋼管くいや場所打ちくいのくい頭部の設計と同様くい（柱）頭モーメント、せん断力、押込み力、水平力はくい（柱）の頂版内に埋め込まれた部分のコンクリートの支圧応力および、付着力で受けもたせ、引抜き力は補強鉄筋を配して受けもたせるとしたもの（青柳橋、篠平橋）、また、くい（柱）頭部にアンカーフレームを設け、頂版内に埋め込むことにより断面剛性と付着力を増加させて外力に抵抗させるとしたもの（大島大橋、福島大橋）などがある。

くい頭処理の例として青柳橋のものを以下に示す。

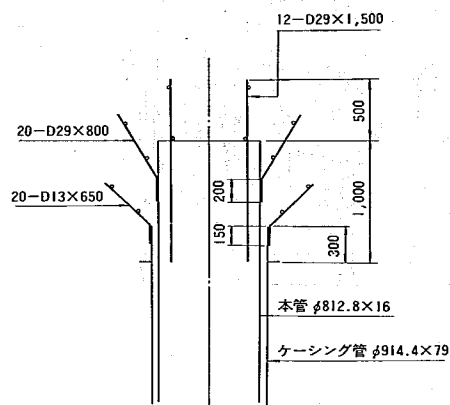


図-16 くい頭組理の1例

$$\text{支圧応力度} \quad \sigma = \frac{4N}{\pi D^2}$$

$$\text{押貫せん断応力度} \quad \tau_1 = \frac{N}{\frac{\pi}{4} \times d (u + 2\pi d)}$$

$$\tau_2 = \frac{N}{ud}$$

曲げモーメント、水平力による支圧応力度

$$\sigma_1 = \frac{6M_o}{D\ell^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{H}{D\ell}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 + \sigma_2$$

64

記号 D : くい径

N : 押込み力

d : フーチングの有効高さ

H : 水平力

u : くい周長

M₀ : くい (柱) 頭モーメント

ℓ : くいの埋込長

また、アンカーフレームを用いた実際の例として、大島大橋のものを図-17に示す。
くい (柱) 頭部に補強リブを設け、頂版内に配置するアンカーフレームとを $\phi 110 \sim 150$ mm のアンカーボルトで結び、頂版と剛結している。

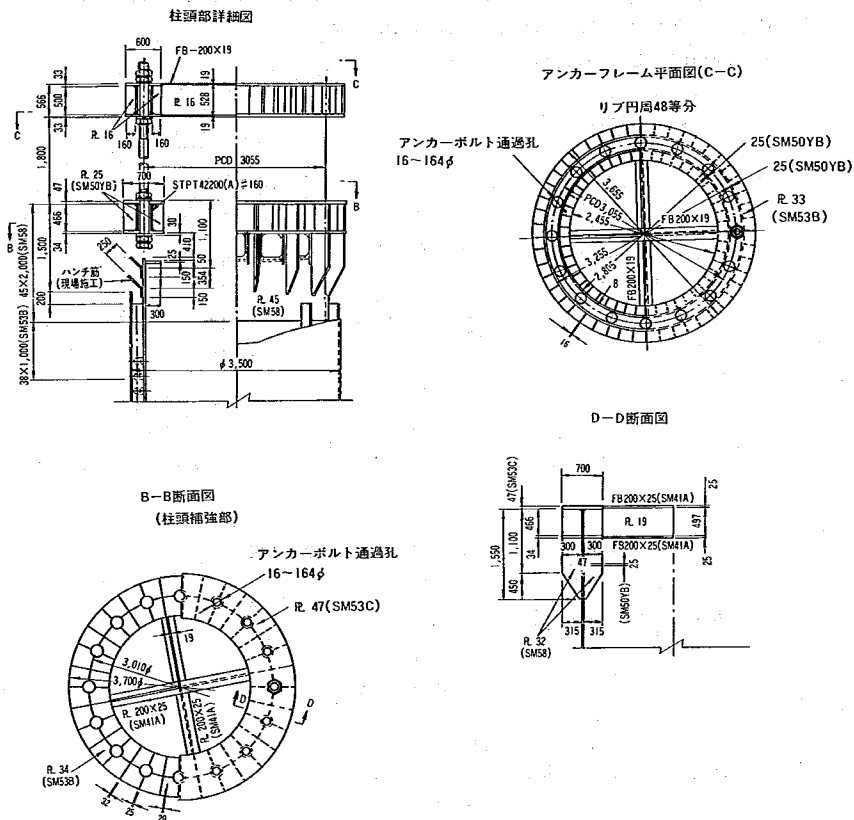


図-17 アンカーフレームによるくい頭処理の1例

4.4 くい（柱）先端部の処理

柱の先端は、通常の土質地盤では、くいのある根入長を打ち込むことによって支持地盤に定着されるが、岩盤の場合は、岩掘削機で穿孔された孔に柱を建込み、その周辺をモルタルグラウトして荷重を確実に伝達する構造としている。

1) 通常の土質地盤

柱が鋼管単管だけで構成されている場合を、図-18に示す。柱がコンクリート中詰め鋼管によって構成されている場合、地盤によっても異なるが、例えば、琵琶湖大橋のように、床掘の dry work の不可能な場合には、図-19のように柱先端部を処理している。

2) 岩盤の場合

二重鋼管構造による柱は、地質的には岩盤が支持層となっている。青柳橋は、泥岩、篠平大橋は黒色片岩、大島大橋は花崗閃緑岩が支持岩盤になっている。施工順序としては、

- i) ケーシングまたはスタンドパイプの打込み
 - ii) 管内掘削
 - iii) 鋼管くい（内管）の建込み
 - iv) モルタル、水中コンクリートを打設し、柱と岩盤を固定している。
- となっている。

図-20は、大島大橋の例であり、柱の断面概要を示している。

コンクリート中詰め鋼管の福島大橋は、支持層として風化岩および下部砂岩があり、岩盤と柱の定着には、P S アンカーが使われている。図-21は、その状況を示す。

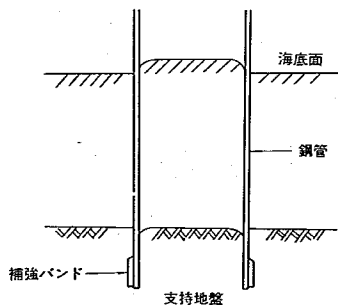


図-18 単管だけの場合

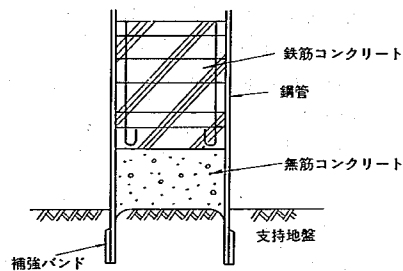


図-19 琵琶湖大橋の場合

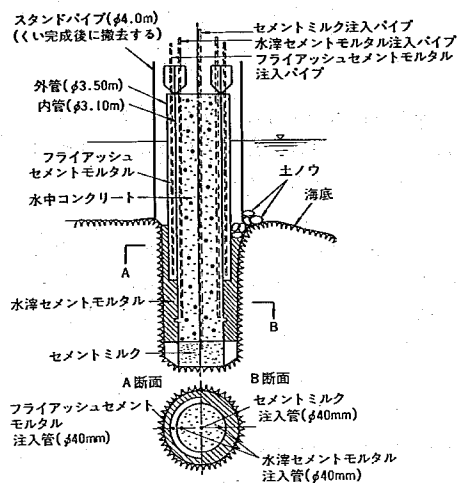


図-20 大島大橋の例

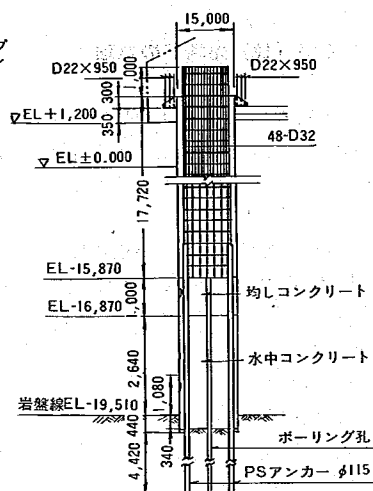


図-21 福島大橋の場合 (PSアンカー)

4.5 防食対策

「道路橋下部構造設計指針」および「港湾構造物設計基準」に準じて、あらかじめ腐食代を見込んでくい(柱)の有効断面積を決定することで、処理されている例が多いが、特別に防食対策をほどこしているものもあり、以下にその例を示す。

○大島大橋

くい(柱)は二重管構造で、内外管の間にモルタルを充填して、外管およびモルタルで内管を保護している。

○福島大橋

腐食代 1.2mm

くい(柱)下端に防食リングを取り付けている。

○大鳴門橋

くい(柱)は鉄筋コンクリート充填鋼管構造で、外側の鋼管を腐食代としている。

5. 多柱式基礎の設計法に残された課題

5.1 構造解析法

現在の多柱式基礎の構造解析法を大別すると次の3種類となる。

- 1) Y.L.Changによる単ぐいの解析
 - 2) 頂版を剛体とした群柱の解析
 - 3) ラーメン構造(2次元または3次元)としての解析
- 仮想固定点を設けたラーメン構造 } の2方法
○くい付きラーメン構造 }

これらの解析法は、各プロジェクトの構造物の規模および特性により適宜使い分けられているが、基準化された使用法はない。この解析法を確立することは、多柱式基礎を設計する上で今後に残された大きな課題の一つといえる。

5.2 柱の荷重分担

基礎構造物が大型化するにつれ柱の剛性が大きくなり、従来のくい基礎におけるフーチングとくいの剛性との関係のように、頂版を剛体とした取扱いが困難になる。したがって、頂版の変形を考慮した基礎の設計を行う必要性が出てくる。

また、柱の寸法が大きくなるにつれ、その間隔は必ずしも直径の2.5倍以上確保されとは限らない。それゆえ、多柱式基礎においては、より群ぐい効果の影響が問題となる。

すなわち、上部工より伝達される鉛直荷重、水平荷重、曲げモーメントの各柱への荷重分担を明確にしなければならない。こうした問題は、勿論頂版の剛性、柱の剛性および間隔だけによって解明されるものではなく柱の変形、支持地盤の力学的特性および荷重の大きさ等によって異なるものであり、これを画一的に決定できるものではないが、大型構造物を安全かつ経済的に設計するために、各構造物に応じて逐次解明していかなければならない。

5.3 多柱式基礎のねじり剛性

多柱式基礎は、何本かの自由長を有する柱からなっており、コンクリートケーソンのような閉鎖断面構造ではなく、ねじり剛性が乏しい。

また、多柱式基礎が築造される地盤は必ずしも水平であったり、各柱の設置される

地盤の力学的特性が同一であるとは限らず、必然的に本基礎のねじり剛性が問題となってくる。

これは、現在迄の構造物の設計がほとんど2次元的に行われているのに対し、多柱式基礎では3次元の取扱いを必要とするということになり、構造解析が相当複雑になる。本基礎をより簡便にかつ安全に設計するための手法が必要となろう。

5.4 耐震設計法

耐震設計法として現在示されているものに次の二つがある。

1) 道路橋耐震設計指針

適用範囲：支間長 200 m以下

2) 本州四国連絡橋耐震設計指針 (1974年)

しかし、多柱式基礎は従来の基礎よりも撓み性の大きい構造物であり、構造系が異なるのでその地震時の挙動をより正確に把握し、構造物を安全に設計することが重要である。

耐震設計を行う上で問題となる主な事項としては、

1) 動的解析モデル

2) 減衰定数

3) 地震の規模および地震波の特性

がある。これらの決定は、構造解析法と同様今後に残された大きな課題である。

第II編 パイルベント基礎

1. パイルベント基礎の現状

パイルベント基礎は、くい式橋脚とも呼ばれるように、基礎ぐいをそのまま立ち上げらせ頭部を横梁で結合した基礎であるから、工期の短縮や工費の低減などに大いに役立つ基礎形式である。特に河川、湖沼あるいは海をまたぐ橋梁においては、仮締切りを設けて躯体のフーチングを造る必要がないので、パイルベント基礎は工法上からみて好ましい構造といえよう。従って諸外国では比較的大きな橋梁に、この構造形式が採用されている。その反面、我国では設計時点で地震の影響を考慮しなければならないから、パイルベント基礎のように比較的スレンダーな構造では、あまり規模の大きな橋梁には採用されていない。従来からパイルベント基礎は小橋梁の橋台、橋脚などに多く採用されてきているが、今回調査した橋梁では、スパン30m前後の3径間連続桁（橋長約90m）程度の橋梁が一番多くみうけられた。

2. 設計一般

2.1 荷 重

設計に考慮している荷重は主として次のものである。

(イ) 常 時 死荷重+活荷重 (TL-20、TT-43)

(ロ) 地震時 死荷重×震度

パイルベント基礎は、その利点を生かして水中に計画される場合が多いが、荷重として流水圧、動水圧等を考慮して設計しているものがほとんどみられない。

表-5 に、パイルベント基礎形式の実橋における設計荷重を参考として示す。

表-5 各橋梁の設計荷重 (上部工反力のみ)

		蟹田橋	稲穂橋	湊 橋	湾岸線(Ⅱ期) BC 264 I 区	弁天橋
鉛直荷重 (t)	常 時	572		569	1,105	957
	地震時	454		429	671	590
水平荷重 (t)	常 時	0	0	0	0	0
	地震時	83	81	81	174	141
設計地盤面より 梁架天端までの高さ(m)		6	4.6	7.4	10.0	10.0

2.2 許容値

1) 許容応力度

①コンクリート

設計基準強度

$$\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

許容曲げ圧縮応力度

$$\sigma_{ca} = 70 \text{ kg/cm}^2$$

許容せん断応力度

斜引張鉄筋計算なし

$$\tau_a = 6.5 \text{ kg/cm}^2$$

斜引張鉄筋計算

$$\tau_a' = 18.5 \text{ kg/cm}^2$$

許容付着応力度

丸鋼

$$\tau_{oa} = 7.5 \text{ kg/cm}^2$$

異形鉄筋

$$\tau_{oa'} = 15.0 \text{ kg/cm}^2$$

許容支圧応力度

$$\sigma_{ba} = 63 \text{ kg/cm}^2$$

㊥鉄筋 (SD30)

許容引張応力度

$$\sigma_{sa} = 1,800 \text{ kg/cm}^2$$

許容引張応力度 (地下水以下)

$$\sigma_{sa} = 1,600 \text{ kg/cm}^2$$

㊦鋼管ぐいSTK41

許容引張応力度

$$\sigma_{ta} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$$

許容圧縮応力度

$$\sigma_{ca} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$$

許容せん断応力度

$$\tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2$$

2) 許容変位量

許容水平変位量を決定することは、許容水平支持力と関連し、構造形状・寸法に影響してくる大きな問題であるが、この許容水平変位量決定に対する見解は明確でない。

今回の調査例によると、地震時、仮想地盤面で10～30mmの範囲の値が採用されている。

また、上部構造への影響を考慮して、沓座での地震時水平変位量を100mmと規定している例もある。

変位量はY.L.Changの式または、ラーメンとしての計算によっている。

3) 許容鉛直支持力

「道路橋下部構造設計指針 ぐい基礎の設計篇」のTerzaghi式、Meyerhof式から定められている。

㊦Terzaghiの式

$$Ru = qd \cdot A_p + U l f s \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

$$qd = 1.3CN_c + 0.6r\gamma_1 N_r + \gamma_2 D_f \cdot N_q$$

$$Ra = \frac{1}{3} Ru$$

$$Ra' = \frac{1}{2} Ru$$

㊦Meyerhofの式

$$Ru = 40NA_p + \frac{1}{5}Ns \cdot Ls + \frac{1}{2}Nc \cdot Lc \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

$$Ra = \frac{1}{3} Ru$$

$$Ra' = \frac{1}{2} Ru$$

なお、大径ぐいの場合、計算によって求める値と同時に、載荷試験結果を勘案して上限値を規制した例もある。（「日本道路公団設計要領」を参考）

4) 横方向地盤反力係数 (K値)

横方向地盤反力係数は主として、地質調査結果を用い、㊦N値より換算、㊦変形係数より吉中式により計算して求めている。

(吉中式)

$$K = \frac{E}{1.2D^{3/4}} \quad (2.3)$$

E : ボーリング孔内変形係数

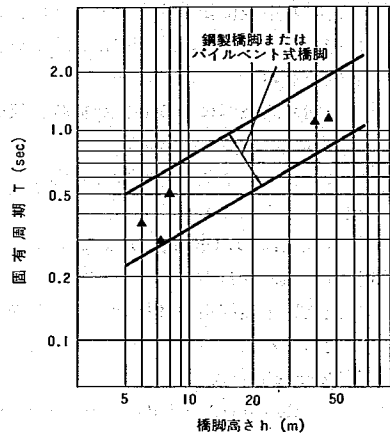
D : くい径

2.3 耐震設計法について

「道路橋耐震設計指針」(日本道路協会 昭和47年4月)によれば、固有周期Tが0.5秒未満の場合は震度法によってよいとされている。

パイルベント基礎は、変形しやすい比較的長周期の構造形式であるから、通常の震度法で設計してもよいか検討する必要がある。

図-22に橋脚高さと固有周期の関係(「道路橋耐震設計指針・同解説」P.134より)を示すが、それによれば、パイルベント基礎の規模、上部構造、および地盤条件などによっては、修正震度法による必要がでてくるであろう。



パイルベント基礎の固有周期計算例
(橋軸直角方向)

図-22 固有周期の実測値(振動実験の結果)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{0.3W_p + W_u}{4.5EIg}} h^3$$

W_p : 橋脚躯体の重量=720ton

W_u : 上部構造の重量=670ton

E : 鋼管くいの弾性係数= $2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$

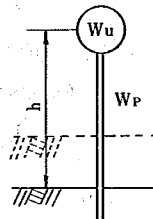
I : 鋼管くいの換算断面二次モーメント= $\frac{P \cdot h^3}{3E\delta} = 0.506 \text{ m}^4$

g : 重力の加速度= 9.8 m/sec^2

h : パイルベント基礎の高さ=10.0m

$$\therefore T = 2 \times 3.14 \sqrt{\frac{0.3 \times 720 + 670}{4.5 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.506 \times 9.8}} \times 10.0^3$$

$$\approx 0.3 \text{ sec}$$

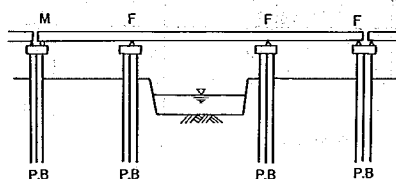


3. 構造解析

3.1 橋軸方向の構造解析について

パイルベント基礎は単一のくい列からなっているので、橋軸方向に対してはスレンダーな構造である。そこで、地震時水平力に対しては、次にあげるような構造系を考えて解析している。

- 1) 上部構造を3径間連続桁とし、
支承条件は4支承のうち3支承を固定とする。すなわち、4橋脚のうちの3橋脚で地震時水平力を分担する。(例：弁天橋、図-23)



F : 固定支承
M : 可動支承
P.B : パイルベント基礎

図-23 3支承を固定とした3径間連続桁

- 2) 上部構造を3径間連続桁とし、
支承条件は1点固定とする。すなわち、地震時水平力を1橋脚で負担する。ただし、この場合固定橋脚はパイルベント基礎でなく、橋軸方向に剛性の大きい橋台またはくい基礎を用いた鉄筋コンクリート橋脚等を併用している。(例：①湾岸線Ⅱ期B C264工区、②湊橋、図-24・25)

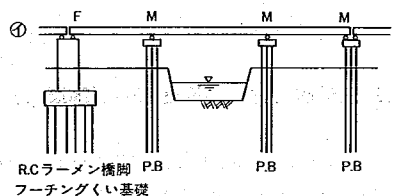


図-24 1支承を固定とした3径間連続桁

- 3) 上部構造に単純桁を用いた静定構造系。(例：蟹田橋、図-26)

1) の場合の構造解析は、図-27、図-28に示す2ケースで解析し、各断面の設計は2ケースのうちの大きい方の値で設計する。また、変位量の計算も同様に2ケースで行い、大きい方の値で設計する。

2)、3) の場合の構造解析は、図-28のケースと同様である。

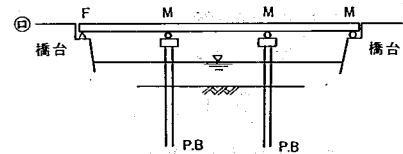


図-25 1支承を固定とした3径間連続桁

半無限長くいであることよりY.L.

Chang の地上部突出くい解析公式を用いて断面力、変位を求める。また下式による換算水平力を用いる。

$$\Sigma M = H_R \cdot h_1 + H_2 \cdot h_2 + H_3 \cdot h_3 + H_4 \cdot h_4 + H_5 \cdot h_5$$

$$H = \frac{\Sigma M}{h}$$

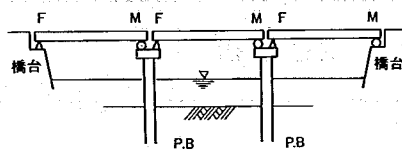
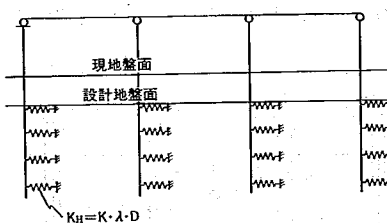


図-26 単純桁



$K_H = K \cdot \lambda \cdot D$
 K_H = 弾性支承バネ定数
 K = 横方向地盤係数
 λ = 弾性支承バネ間隔
 D = パイルベントくい径

図-27 構造解析法その1

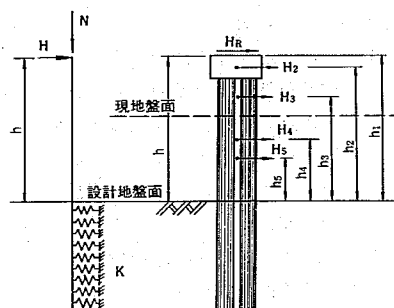


図-28 構造解析法その2

3.2 橋軸直角方向の構造解析 (地震時)

パイルベント基礎の橋軸直角方向は、基礎ぐいと枕梁を連結した構造であるが、くいと枕梁との結合条件をヒンヂとする場合と、剛結と考える場合とがある。

今回の調査例では、ほとんどが剛結としているので、この場合の解析方法についてまとめてみる。

1) 枕梁を剛体と考え、くいはY.L.Changのくい頭固定、突出くいとして解析。(例

: 蟹田橋、図-29)

○ くい頭モーメント

$$M = \frac{H'}{2\beta} (1 + \beta h)$$

○ 設計地盤面での変位

$$\delta = \frac{H' (1 + \beta h)}{4 EI \beta^3}$$

2) くいと枕梁からなるラーメンとして解析 (例: 弁天橋、湾岸線II期BC264工区)

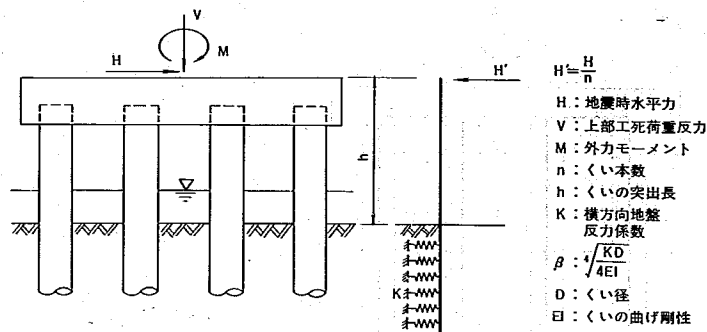


図-29 Y.L. Chang による解析法

この計算方法は、いわゆる「くい付きラーメン構造」の計算であり、地中部基礎ぐいと地上部ラーメンの設計地盤面での境界条件が一致しているということより計算式を導く方法である。また、この計算方法は、次の仮定にもとづいている。

- 地上部ラーメンは、地中部基礎ぐいで水平、鉛直方向に弾性支持されている。
- 地盤の反力は、基礎ぐいの変位に比例する(Y.L. Chang の方法が適用できる)。
- 基礎ぐいの軸方向変位は、軸力に比例するものとする。
- 外力は2次元的に杭梁に作成し、水平力、鉛直力およびそれらが作用する面内のモーメントの3つとする。

3) 地盤中に仮想固定点をもつラーメンとして解析(例: 湊橋図-31)。

仮想固定点を想定する方法として、弾性地盤中に埋込まれたぐいと、等価な両端固定梁をとり、同一のくい頭水平力(H)によって、くい頭変位(δ)、

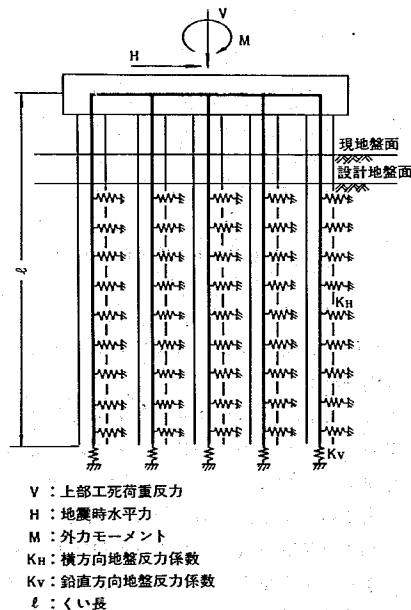
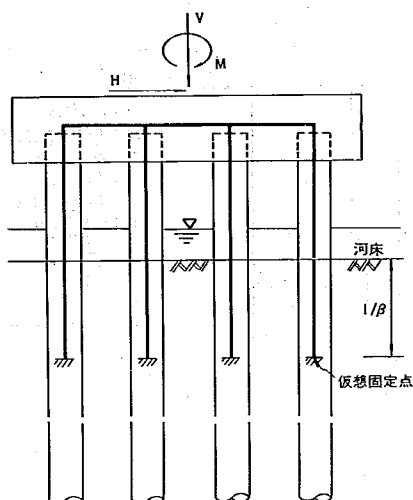


図-30 くい打ラーメン構造としての解析法



H : 地震時水平力
 V : 上部工死荷重反力
 M : 外力モーメント
 $\beta = \sqrt{\frac{KD}{4EI}}$
 K : 横方向地盤反力係数
 EI : くい曲げ剛性
 D : くい径

図-31 ラーメン構造としての解析法

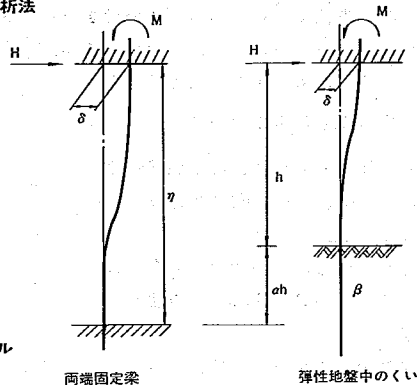


図-32
仮想固定点を算定するモデル

くい頭曲げモーメント (M) が等しくなるような等価梁のスパンを決める方法がある。
 (図-32)

この場合、すべてを一致させるようにスパンを決めることは不可能で、これらの要素のうち二つずつを一致させると次の3つの組合せが考えられ、それらに対応した仮想固定点が決まる。

- ① くい頭水平力 (H) とくい頭曲げモーメント (M) を等しくする場合。
- ② くい頭変位 (δ) とくい頭曲げモーメント (M) を等しくする場合。
- ③ くい頭水平力 (H) とくい頭変位 (δ) を等しくする場合。

「港湾構造物設計基準」によれば、仮想固定点を $1/\beta$ としているが、これは①の方法に基づくものである。

4. 細部設計

4.1 くい頭的设计

くい頭にかかる設計外力としては鉛直力(V)、水平力(H)および橋軸直角方向に水平力が働いた場合のくい頭モーメント(M)について検討する。

鉛直力(V)についてはくい頭部の支圧板でもたせる方法と、鋼管頭部中詰コンクリートとその下の支圧板でもたせる方法とがある。またこの鉛直力による枕梁コンクリートの鉛直支圧応力度および押貫せん断応力度のチェックも行う。支圧板の計算は「建築鋼くい基礎設計施工規準」(日本建築学会)の式または「建設省道路局企画課長通達：くい頭部とフーチングの結合部の設計について」(昭和47年)によっている。

「建築鋼くい基礎設計施工規準」(10条くい頭部の設計の項の解説)

●平板の曲げ強度

くい頭に付けた平板は、平均支圧応力にひとしい一様分布荷重をうける板として、その曲げ強度を検定する。このような板に生ずる応力は、板の形状、リブの配置、周辺の支持条件によって異なるが、いま図に示した代表的な数例について、板に生ずる最大曲げ応力度を列挙すれば下記のようなになる。ただし、

q：平板に作用する平均支圧応力度 (kg/cm²)

t：平板の板厚 (cm)

σ_{max} ：平板に生ずる最大曲げ応力度 (kg/cm²)

とする。

a) 鋼管に対し、リブを用いない場合

すなわち、(a)図のような場合は

$$\sigma_{max} = \frac{99}{320} q \left(\frac{D}{t} \right)^2$$

D：鋼管くいの直径 (cm)

b) 鋼管に対し、十字リブを用いる場合

すなわち、(b)図のような場合は

$$\sigma_{max} = 0.060 q \left(\frac{D}{t} \right)^2$$

D：鋼管くいの直径 (cm)

なお、リブ自体に生ずる最大曲げ応力は、リブの板厚と平板の板厚が等しいと仮定すれば

$$\sigma_{max} = \frac{\pi q D^3 \left(h + \frac{t}{2} \right)}{96 \left(\frac{th^3}{3} + t^4 \right)}$$

h : リフ板幅 (cm) [右図参照]

によって算定して安全側である。

c) 鋼管に対し、井げたリブを用いる場合
すなわち (C) 図のような場合は

$$\sigma_{max} = 0.0342q \left(\frac{D}{t} \right)^2$$

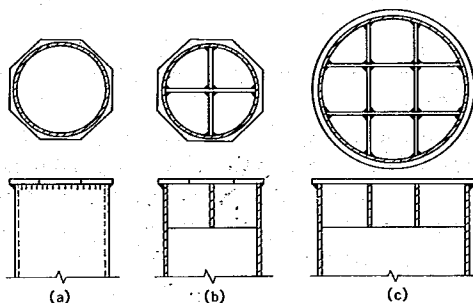
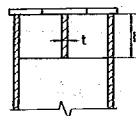
D : 鋼管ぐいの直径 (cm)

となり、井げたリブに生ずる最大曲げ応力は

$$\sigma_{max} = \frac{7qD^3 \left(h + \frac{t}{2} \right)}{324 \left(\frac{th^3}{3} + t^4 \right)}$$

h : リフ板幅 (cm)

となる。



「建設省企画課長通達」の規定

蓋板と十字補強

$$t_1 = t_2 = 22\text{mm}, h_2 = 30\text{cm}$$

ただし、くい径 1 m 以内に適用する。

水平力(H)については、くいの枕梁への埋込み部分のコンクリートの支圧応力によってもたせる。

くい頭モーメント(M)については枕梁の中にくいを一定長さだけ埋込み、埋込んだ部分によってくい頭モーメントに抵抗させる方法(方法A)と、枕梁内へのくいの埋込み長さは小さいが主として鉄筋で補強してくい頭モーメントに抵抗させる方法(方法

B)とがとられている。計算方法は「道路橋下部構造設計指針(くい基礎設計篇)」講習会資料および「建設省企画課長通達」の式によっている。

「建設省企画課長通達」の式

●設計方法

1) 方法Aによる設計

a) 鋼管くい

1) くとフーチングの結合は剛結として設計し、くい頭部に作用する押込力ないしは引抜力、水平力およびモーメントの全てに対して抵抗できるように設計する。

2) くい頭部はフーチング内へ少なくともくいの径は埋込む。

3) フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\frac{\pi D^2}{4}} \leq \sigma_{ca}$$

4) フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch1} + \sigma_{ch2} \leq \sigma_{ca}$$

$$\sigma_{ch1} = \frac{H}{Dl}$$

$$\sigma_{ch2} = \frac{6M}{Dl^2}$$

5) フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau = \frac{P}{\pi(D+h_1)h_1} \leq \tau_s$$

6) 蓋板と十字補強板

$$t_1 = t_2 = 22\text{mm}, h_2 = 30\text{cm}$$

ただし、くいの径1m以内に適用する。

〔記号〕

σ_{cv} : 垂直支圧応力度 (kg/cm²)

σ_{ch1} : 水平力による水平支圧応力度 (kg/cm²)

σ_{ch2} : モーメントによる水平支圧応力度 (kg/cm²)

τ : 押抜きせん断応力度 (kg/cm²)

σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (kg/cm²)

τ_s : コンクリートの許容せん断応力度 (kg/cm²)

P : 押込力 (kg)

H : 水平力 (kg)

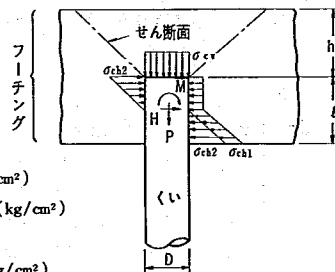


図-1 方法Aによる結合

M : モーメント ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)
 D : くい径 (cm)
 ℓ : くい頭の埋込み長 (cm)
 t_1 : 蓋板の板厚 (mm)
 h_1 : くい頭よりフーチング上面までの距離 (cm)
 t_2 : 十字補強板の板厚 (mm)
 h_2 : 十字補強板の高さ (cm)

II) 方法Bによる設計

a) 鋼管くい

- 1) くいとフーチングの結合は剛結として設計し、くい頭部に作用する押込み力ないしは引抜き、水平力およびモーメントの全てに対して抵抗できるように設計する。
- 2) フーチングへのくい頭部の埋込みは10cmとする。
- 3) 鋼管くいの方法Aによる設計3)、5)、6)、7)、に従って検討する。
- 4) フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D\ell} \leq \sigma_c$$

5) 仮想鉄筋コンクリート断面の応力度

押込み力 P とモーメント M 、または引抜き力 P_t とモーメント M が作用する場合には鉄筋コンクリート断面を仮定して、コンクリートと鉄筋の応力度を検討する。

6) 鉄筋の定着

i) 溶接部のせん断応力度

$$\tau_s = \frac{\sigma_{st} A_{st}}{1.4 \lambda \ell_0} \leq \tau_{sa}$$

ii) 鉄筋の定着長

$$L_0 = \frac{\sigma_{st} A_{st}}{\tau_{sa} u}$$

- 7) 斜ぐいを用いる場合にはフーチングへのくいの埋込み長さは最少の部分か10cmとする。

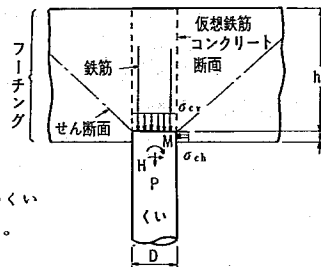


図-2 方法Bによる結合

〔記号〕

σ_{ch} : 水平支圧応力度 (kg/cm^2)
 τ_s : 鉄筋とくいの溶接部せん断応力度 (kg/cm^2)
 σ_c : コンクリートの許容支圧応力度 (kg/cm^2)
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm^2)
 τ_{sa} : 鉄筋のすみ内溶接の許容応力度 (kg/cm^2)
 τ_{sa} : コンクリートの許容付着応力度 (kg/cm^2)
 P : 押込み力 (kg)
 H : 水平力 (kg)
 M : モーメント ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)
 P_t : 引抜き力 (kg)
 D : くい径 (kg)
 ℓ : くい頭の埋込み長 (cm)
 d : 鉄筋径 (cm)
 A_{st} : 鉄筋の断面積 (cm^2)
 u : 鉄筋の周長 (cm)

くいの頭部と枕梁の結合部は断面急変部分であるので、くいに座屈の起る危険性があるということで、くい頭内部にくい径の2倍コンクリートを中詰してくいの剛性を高めている例もある。

4.2 枕梁の設計

枕梁の設計はくいを支点とした連続梁と考える方法と、多柱ラーメンの上層梁と考える方法とがとられている。(図-33)

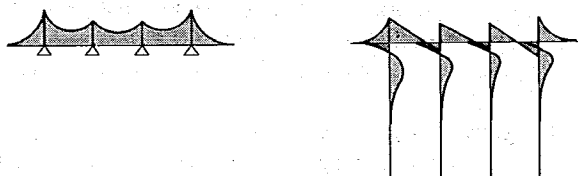


図-33 枕梁の曲げモーメント図

その他、山形鋼、溝形鋼などを用いてくい列の一体化および枕梁の補強を行っている例も多い。

4.3 防食対策

防食方法は殆どすべての事例が鋼管外面2～3mmの腐食代によっている。この措置にプラスして陸上橋脚の場合で、地上突出部分に塗装を行った例と、河川内橋脚の場合で、水中部分をコンクリートおよび直線型鋼矢板で被覆(防衝も兼ねる)した例があった。

防食に関して「道路橋下部構造設計指針(くい基礎の設計篇)」および「港湾構造物設計基準」には次のように解説および規定をしている。

「道路橋下部構造設計指針」(6.4鋼くいの項の解説)

- 2) 鋼くいの各部板厚は、圧縮、引張り、曲げ、せん断など、設計上くいのその部分に生ずるすべての応力に対し、安全な厚さに予想される腐食減厚を加えた値以上とする。

腐食減厚の決定は下記による。

- a) 十分な腐食調査を行う場合は責任技術者の判断による。
- b) 海水または鋼の腐食を促進する工場排水などの影響をうけない場合、腐食調

査を行わず防食処理も施さないときは常時水中および土中にある部分（地下水中にある部分を含む）に対して2mmの腐食減厚を考える。

- e) 海水または鋼の腐食を促進する工業排水などの影響を受ける部分および常時乾湿を繰返す部分は、必ず十分な防食処理を行うものとする。

i) 鋼ぐいの腐食の主因は電気化学作用によるもので、鋼材表面に腐食電池が発生して鉄がイオンとなって消失するために腐食が生ずる。この反応が行われるためにはつぎの3条件が満たされなければならない。

イ) 水（すなわち電解質溶液）の存在

ロ) 鋼ぐいの各部に電位差がおこる場合

ハ) 酸素の供給

このうち、一つが欠けても反応は進行できず腐食は防止される。したがって、防食法は上記3条件の何れかを消滅させることに帰着する。

防食処理を行わない場合の鋼ぐいの腐食量については、図-6.2の資料がある。

- ii) 防食処理にはつぎのようなものがある。

イ) 塗装：塗装は腐食に対して有効と考えられるが、これを用いる場合は、塗膜の有効年限を考慮しなければならない。塗料は土中でも有効であり、大気中より一般にその老化は遅いと云われている。

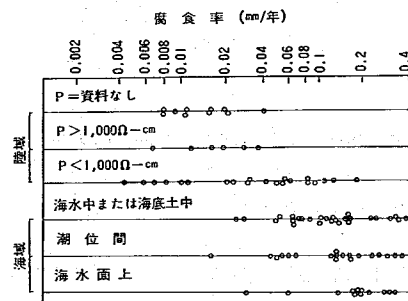


図-6.2

注) 普通の地盤では $P > 1,000 \Omega\text{-cm}$ である。

- ロ) コンクリート巻立て：打込み後腐食性著しい環境にある部分は、外管を設けてコンクリート巻立てを行う。コンクリートは硬化の際収縮し、また、外力によるぐいの変形によって亀裂を生ずる場合があるから、鉄筋、金網などで補強し亀裂を防止し、密実なコンクリートまたはモルタル施工を施すのがよい。被り厚さは環境に応じ、コンクリート標準示方書の該当する値以上とする。また、ぐい表面に鉄筋や鉄網を設け、モルタル吹付け、コンクリート吹付けを行う方

法もある。

- ハ) 電気防食：鋼ぐいに人為的に電流を流して腐食電流を防止する方法である。これはつぎの2種がある。

外部電源法：水、土中に陽極を埋設し、整流器による直流を鋼ぐいに与えて防食を行うもので、鋼ぐいの防食には一般に用いられる。

流電陽極法：純粋に近い亜鉛、マグネシウムなど鉄よりイオン化傾向の大なる金属を埋設して、異種金属間電流によって防食を行うもの。これは電源の得がたい地域に適するが、陽極金属が消耗するので数年毎に取替えをしなければならない。

調査によれば、電気防食法では腐食の80%ないし90%は防止できるから、腐食率は防食処理を行わない場合の1/5～1/10と考えればよい。

- 3) 鋼管ぐいの頭部は一般にコンクリートによって閉塞され、下部も圧縮された土で長区間閉塞されて酸素の供給は行われない。打込時、管内に存在する酸素による腐食は極めてわずかであって、酸素消費後は腐食作用は進行しないから、鋼管ぐい内部の腐食は一般に考慮しなくてもよい。

「港湾構造物設計基準」（2.5防食鋼材の腐食速度の項の規定）

港湾における鋼材の腐食速度は、表-2.12の値を標準とする。ただし、この値は両面についての腐食速度である。

表-2.12 鋼材の腐食速度

腐食環境		腐食速度(mm/yr)
海	H.W.L. 以上	0.3
	H.W.L. と海底間	0.2
中	海底泥層中	0.05
土	残留水位以上	0.05
中	残留水位以下	0.03