

# 立体骨組解析による鋼管矢板基礎の設計計算

平成 29 年 11 月

一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会

Japanese Technical Association for Steel Pipe Piles and Sheet Piles

※本資料は、協会で実施した研究活動等から広く公開することが望ましいと思われるものを選び、テクニカル・レポートとして刊行するものです。記載された内容は、検討内容や実験解析等の結果を示したものであり、具体の製品の特性や性能を保証するものではありません。また、本資料の内容を利用したいかなる行為についても当協会では責任を負いません。

本文書の複製、本文書からの引用・転載にあたっては本会からの許諾を得てください。



## はじめに

鋼管矢板基礎の最初の技術基準である「鋼管矢板基礎設計指針・同解説」（昭和 59 年）では計算モデルは弾性床上の有限長梁とされていましたが、「道路橋示方書Ⅳ下部構造編」（平成 2 年版）では継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒梁法も採り上げられ、井筒形状の特性に応じて両者の梁理論を使い分ける設計となりました。

その後、平成 7 年の兵庫県南部地震を受けて、「道路橋示方書Ⅳ下部構造編」（平成 8 年版）で地震時保有水平耐力法が取り入れられ、大変形挙動まで追跡できるレベル 2 地震時の計算モデルとしても、地盤抵抗を弾塑性とした仮想井筒梁法が採用されました。その後、さらに詳細な検討事項などが取りまとめられて、「鋼管矢板基礎設計施工便覧」（平成 9 年）として出版され、現在に至っています。なお現在、「道路橋示方書Ⅳ下部構造編」の改定作業が進行していますが、永続作用支配時、変動作用支配時、偶発作用支配時（レベル 2 地震を考慮する場合）のすべての設計状況において計算モデルは統一され、仮想井筒梁法を用いることが標準となります。

このように、鋼管矢板基礎の計算モデルは仮想井筒梁法にシフトしてきていますが、本モデルは前提条件として平面保持が仮定されており、設計モデルの適合性の観点からは、基礎の形状を保持するために隔壁鋼管矢板を適切に用いるなどの留意が必要です。

一方で、昨今の国内外での鋼管矢板基礎の大規模化により、平面保持を前提とする仮想井筒梁適用の妥当性に疑問が生じるケースも見られます。このような場合には、立体骨組解析の適用が考えられますが、コンピューターの能力向上、汎用解析プログラムの利便性向上や立体骨組解析専用ソフトウェアの実用化などにより、立体骨組解析がより身近なツールとなってきていることも事実です。

本技術資料は、立体骨組解析による設計計算例や仮想井筒梁法と立体骨組解析との比較をはじめ、立体骨組解析の適切な使用と評価に資するよう取りまとめたものです。本資料が鋼管矢板基礎の挙動のより正確な把握に寄与することを期待します。

平成 29 年 11 月

一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会  
道路・鉄道技術委員会  
鋼管矢板基礎チーム





2.3.5	矩形の場合の地盤ばね定数の補正係数および 地盤反力度の上限値の補正係数	30
(1)	地盤ばね定数の補正係数 $\alpha_k$	30
(2)	地盤反力度の上限値の補正係数 $\alpha_p$	34
2.3.6	地盤ばね定数の設定方法のまとめ	37
2.3.7	地盤反力度の上限値の設定方法のまとめ	38
<b>3.</b>	<b>設計計算例</b>	<b>41</b>
<b>3.1</b>	<b>検討概要</b>	<b>41</b>
3.1.1	解析コード	41
(1)	プログラム名	41
(2)	使用要素	41
(3)	使用オプション、機能	41
(4)	解析ケース	41
3.1.2	解析条件	43
(1)	鋼管矢板	43
(2)	材料の物理定数	43
(3)	継手	44
(4)	地盤ばね	44
(5)	地盤ばね定数および地盤反力度の上限値の補正係数 $\alpha_k, \alpha_p$	47
(6)	解析モデル	47
<b>3.2</b>	<b>解析結果</b>	<b>51</b>
3.2.1	Case-1 (橋軸方向)における 荷重－変位曲線および鋼管矢板の断面力と変形	52
3.2.2	Case-2 (橋軸直角方向)における 荷重－変位曲線および鋼管矢板の断面力と変形	62
	<b>参考文献</b>	<b>73</b>
	<b>編集補遺</b>	<b>74</b>

# 1. 立体骨組解析の概要

## 1.1 鋼管矢板基礎の各解析法

鋼管矢板基礎は、隣接する鋼管矢板が継手によって互いに連結閉合されており、基礎に作用する外力(鉛直荷重、水平荷重、モーメント)に対して全体が一体となって挙動するもので、上部構造の機能に障害を与えるような、過大な沈下、水平変位、傾斜などが生じないように設計することが基本です。

道路橋示方書・同解説(平成24年版)に基づく場合、一般に、通常の鋼管矢板基礎( $D \leq 30\text{m}$  かつ  $L/D > 1$  かつ  $\beta Le > 1$ )では、鋼管矢板相互のずれ変形を考慮しない「弾性床上の有限長ばりによる解析(有限長ばり法)」により設計します(ここで、 $D$ : 側面基礎幅、 $L$ : 井筒部基礎長、 $Le$ : 井筒部の有効根入れ長、 $\beta$ : 基礎の特性値(図-1.1参照))。これは鋼管矢板基礎を1本の有限長のはりとしてみなす解析で、継手を有することの影響は、鋼管矢板基礎の曲げ剛性は合成効率  $\mu$  で、曲げモーメントは曲げモーメント分配率  $\eta$  で評価します。一方、通常の構造・規模の範囲を外れるような鋼管矢板基礎( $D > 30\text{m}$  または  $L/D \leq 1$  または  $\beta Le \leq 1$ )については、鋼管矢板相互のずれ変形が卓越する可能性があるため、「継手のずれ変形を考慮した仮想井筒ばりによる解析(仮想井筒ばり法)」または「立体骨組解析」により設計することになります。前者は鋼管矢板間の継手のせん断ずれを考慮する1本のはりとしてモデル化した二次元解析、後者は個々の鋼管矢板とそれを連結する継手を立体骨組構造としてモデル化した三次元解析です。従来にない新しい構造形状など特別な場合を除き、継手部のせん断剛性およびせん断耐力を適切に与えることにより、「仮想井筒ばり法」で、設計上十分な精度で挙動を計算できます。

なお、レベル2地震時の地震時保有水平耐力法での設計照査では、想定される変形量が大きく、継手のずれ変形を無視できないことから、「有限長ばり法」ではなく「仮想井筒ばり法」によって設計することが標準とされています。

表-1.1に、鋼管矢板基礎の各解析法の概要を示します。

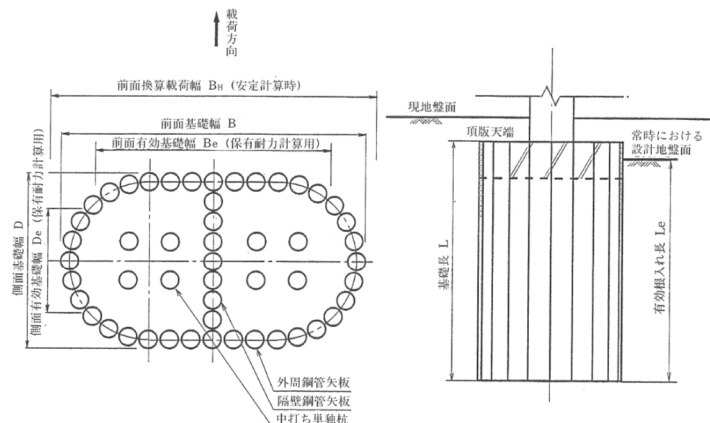


図-1.1 鋼管矢板基礎の構造諸元<sup>1)</sup>

表-1.1 鋼管矢板基礎の各解析法<sup>1)</sup>

設計モデル		弾性床上の有限長ばりによる解析（有限長ばり法）	継手のせん断すれを考慮した仮想井筒ばりによる解析（仮想井筒ばり法 <sup>*1)</sup>	立体骨組解析 <sup>*2)</sup>
基礎本体の構造モデル	一般	・井筒部の断面構成は主荷重軸に対称とする <sup>*3)</sup> (鋼管矢板断面、その配置、継手のせん断剛性、地盤反力係数も主荷重軸に対称)		
		・井筒断面形状（円筒断面）は変化しない	・井筒断面の変化を考慮	
		・井筒部の断面性能は鋼管本体のみを用いる		
	鋼管矢板	・線形 <sup>*4)</sup>	・非線形（バイリニア型）	
継手	・継手のせん断すれは合成効率 $\mu$ を用いて井筒全体の断面二次モーメントを低減したり、モーメント分配率 $\eta$ を用いたりすることで評価する	・継手のせん断すれは継手のせん断剛性およびせん断耐力を用いて、弾塑性型として評価する	・継手のせん断すれは鋼管に適切な間隔で設けられた節点間を結ぶ仮想部材のせん断剛性およびせん断耐力により、弾塑性型として評価する	
頂版・頂版結合	・頂版部も井筒部本体と同じ剛性として扱う	・頂版は剛体として扱う ・頂版と鋼管との結合条件は剛結合とする		
外力作用方法		外力 ( $V, H, M$ ) は頂版上面の基礎中心軸に集中力として作用させる		
地盤抵抗要素		レベル 1 地震時	レベル 2 地震時	
	基礎前面の水平方向	・ひずみ依存性を考慮した弾性型	・バイリニア型	・バイリニア型
	基礎外周面の水平方向せん断	・前面地盤の水平抵抗に含める	・バイリニア型	・バイリニア型
	基礎外周面および内周面の鉛直方向せん断	・鋼管矢板の支持力に含める	・バイリニア型	・バイリニア型
	基礎底面の鉛直方向	・線形	・バイリニア型	・バイリニア型
	基礎底面の水平方向せん断	・線形	・線形	・線形

※1 現在設計で用いられている仮想井筒ばり法は、土木研究所資料第 1175 号の提案モデルから、内部土の抵抗等の扱いが修正されたモデルとなっている。

※2 地盤の抵抗要素等は仮想井筒ばり法での設計内容に準拠する立体骨組解析モデル

※3 立体解析自体には井筒形状等の対象性は要求されないが、現行の地盤抵抗特性の考え方や設計上の照査内容等は対象性が前提となっているものと考えられるため注意が必要。

※4 仮想井筒ばり法による解析では、鋼管矢板の塑性化以降も線形に取り扱うので、基礎の降伏以降の荷重-変位曲線の二次勾配を無視して基礎の応答変位や応答塑性率を求める。

なお、本資料で示す立体骨組解析は、基本的な構造構成要素、変形特性、抵抗要素等は仮想井筒ばり法での考え方に立脚し、これを 3次元モデルに展開するという考え方のもとなっています。力学モデルや地盤抵抗特性等に仮想井筒ばり法とは異なる考え方を適用する場合には、個々にその特性を検討し解析モデルとして表現する必要があります。



## 1.2 立体骨組解析の必要性

「仮想井筒ばり法」と「立体骨組解析」の違いは、前者では鋼管矢板基礎の断面変形を考慮していない(井筒部の断面保持を仮定している)のに対して、後者では断面変形を許していることです。すなわち、井筒部の断面変形が顕著に現れる場合は「立体骨組解析」に依らねばならず、本解析法を用いれば、より実際の変形に即した形で基礎の挙動を計算できます。

井筒部の断面変形は、小さな模型実験では確認されていますが、実物の水平載荷試験では大変形領域まで載荷を行ったものではなく、顕著には現れていませんでした。この断面変形の状況は、荷重や断面力に対する井筒体の相対的な剛性、内部土を含めた地盤の剛性、地盤反力の局所的な大きさや分布状態、これらに伴う井筒体の局所的な変形状況などによって異なるものと考えられますが、その具体的な状況、基礎の安定や部材の安全性等に与える影響度については十分に解明されていません。したがって、現状では「立体骨組解析」は、規模や形状が特殊な場合に適用するのがよいとされています。

また、大変形領域まで解析する場合、「仮想井筒ばり法」では、鋼管矢板は弾性体(線形)と仮定するため、鋼管矢板部材の降伏以降の挙動を正確に計算できません。そのため、軸力変動を考慮して鋼管矢板部材の非線形性を考慮した「立体骨組解析」が必要となります。

以上をまとめると、「立体骨組解析」を適用すべき場合は、次の通りと考えられます。

### ①井筒部の断面変形が顕著に現れると考えられる場合

井筒の局部に大きな荷重や地盤反力が作用し、井筒断面の扁平化が生じやすい場合  
外部地盤に比べて井筒内部土が軟弱で内面からの断面拘束が得られにくい場合

### ②規模や形状が特殊な場合

通常の構造・規模の範囲を外れるような鋼管矢板基礎( $D > 30\text{m}$  または  $L/D \leq 1$  または  $\beta L_e \leq 1$ )のうち、従来にない大型基礎や新しい構造形状(扶壁構造など)の場合  
地盤が一様ではない、近接構造物等により部分的に地盤抵抗が異なる、隔壁設置部分など局所的な変形状況が問題となる等の場合

### ③大変形領域まで解析する場合

鋼管矢板部材の降伏以降の挙動を含む、地盤抵抗が非線形となる大変形領域まで挙動を推定する場合

### (④構造、荷重作用、地盤などが対称でない条件での解析)

### 1.3 立体骨組解析手法

#### 1.3.1 解析モデル概要

本解析法は、**図-1.2**に示すように、鋼管矢板基礎を個々に地盤ばねで支持される鋼管矢板とそれら相互を結合する継手ばねからなる立体骨組構造としてモデル化して解析するものです。「有限長ばり法」と「仮想井筒ばり法」が井筒全体を1本のはりとしてモデル化するのに対して、「立体骨組解析」は個々の鋼管矢板とそれらを連結する継手をモデル化することを基本としています。したがって、各鋼管矢板に作用する3方向の地盤反力と、各鋼管矢板相互を連結する継手部の変形剛性を適切に評価し、解析モデルを構築することが必要となります。各鋼管矢板の変位、鉛直反力および応力等は、解析結果から直接求められます。

1.2に示したような条件の場合においては鋼管矢板基礎の断面形状が保持されにくく、**図-1.3**に示すような鋼管矢板基礎の断面変形が生じ、地盤抵抗を強く受ける鋼管矢板基礎前面側の鋼管矢板の曲げ応力度が大きくなる傾向にあります。

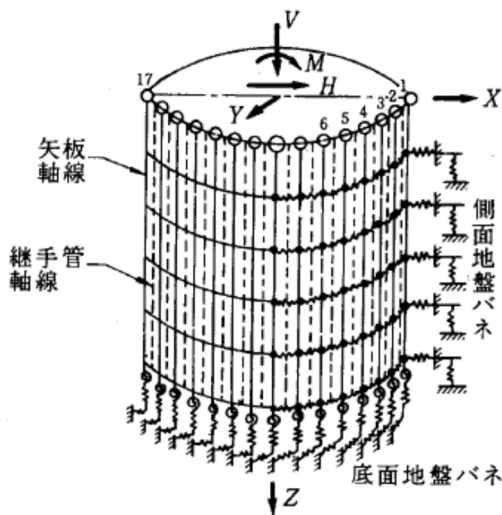


図-1.2 立体骨組のモデル図<sup>2)</sup>

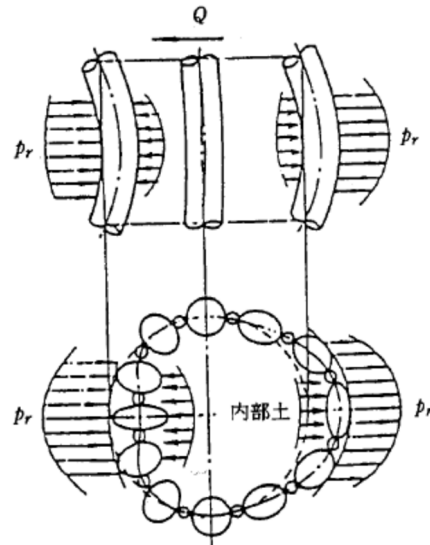


図-1.3 井筒の断面変形<sup>2)</sup>

#### 1.3.2 解析上の仮定

##### (1) 鋼管矢板

各鋼管矢板は、**図-1.4**に示すように、水平2方向( $k_{Hx}, k_{Hy}$ )、鉛直1方向( $k_z$ )の3方向成分で表現される分布ばねで支持された弾性床上的のはりと考えます。鋼管矢板の自由度は、水平2方向と鉛直1方向の3方向の変位、および各軸まわりの回転の、合計6自由度(立体骨組)を考慮します。なお、各鋼管矢板自体の円管断面の変形は考慮しないものとしています(部材としては断面保持)。

(2) 継手管

継手管は、図-1.5 に示すように、隣接鋼管矢板の中心を結ぶ方向  $K_t$ 、これに直交する方向  $K_n$ 、鉛直方向  $K_z$  の3成分のばね抵抗を有する接点として扱います。

(3) 頂版

頂版は剛体とみなします。また、頂版と鋼管矢板は剛結合されているものとみなします。

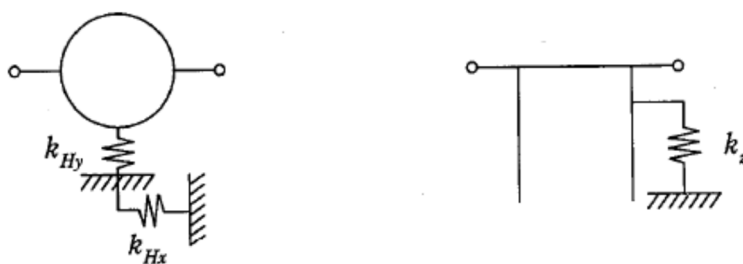


図-1.4 地盤抵抗ばね<sup>2)</sup>

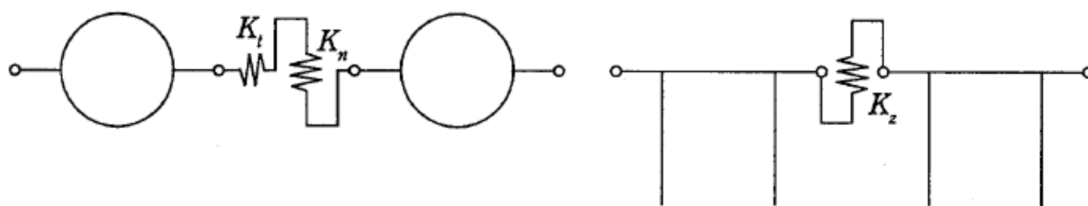


図-1.5 継手部ばね<sup>2)</sup>

1.3.3 基本式

個々の鋼管矢板について、次の基本式が成立します。

$$(x \text{ 方向}) \quad E_s I_x \frac{d^4 u}{dz^4} + k_{Hx} D_0 u = q_x + J_{fx}$$

$$(y \text{ 方向}) \quad E_s I_y \frac{d^4 v}{dz^4} + k_{Hy} D_0 v = q_y + J_{fy}$$

$$(z \text{ 方向}) \quad E_s A_0 \frac{d^2 w}{dz^2} + k_z \pi D_0 w = q_z + J_{fz}$$

$$(\theta_z \text{ 方向}) \quad GJ \frac{d^2 \theta}{dz^2} = q$$

---

ここに、

- $u, v, w$  :  $x, y, z$  方向の変位 (m)
- $\theta$  :  $z$  軸周りの回転角 (rad)
- $k_{Hx}, k_{Hy}, k_z$  : 地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $q_x, q_y, q_z, q$  :  $x, y, z, \theta_z$  方向の外力 (kN)
- $J_{fx}, J_{fy}, J_{fz}$  : 鋼管矢板の継手から伝達される力 (kN)
- $E_s I_x, E_s I_y$  : 鋼管矢板の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)
- $GJ$  : 鋼管矢板のねじり剛性 (kN・m<sup>2</sup>)
- $E_s A_0$  : 鋼管矢板の軸方向剛性 (kN)
- $D_0$  : 鋼管矢板の外径 (m)

#### 1.3.4 入力データの設定

ここでは、「仮想井筒ばり法」と同等の評価をする場合を想定した立体骨組解析における各種バネの定義方法を以下に示します。

##### (1) 地盤反力係数

###### a) 水平方向地盤反力係数 $k_{Hx}, k_{Hy}$

水平方向地盤反力係数は、「仮想井筒ばり法」と同じ値を用いるものとします。ただし、基礎側面の地盤反力に相当する抵抗については、水平方向せん断地盤反力係数により考慮します。

このようにして求めた水平方向地盤反力係数を、背面側の鋼管矢板も含めた各鋼管矢板に均等に配分して計算してもよいですが、鋼管矢板基礎全体については、「仮想井筒ばり法」と等しくなるように配分するものとします。

###### b) 鉛直方向せん断地盤反力係数 $k_z$

鉛直方向せん断地盤反力係数  $k_z$  は、各鋼管矢板材軸方向のすべり抵抗を表すもので、「仮想井筒ばり法」と同じ値を用いるものとします。

###### c) 底面地盤反力係数 $k_v, k_s$

井筒部底面の鉛直方向地盤反力係数  $k_v$  および水平方向せん断地盤反力係数  $k_s$  は、「仮想井筒ばり法」と同じ値を用いるものとします。

##### (2) 継手ばね定数

###### a) 鉛直方向継手ばね定数 $K_z$

「仮想井筒ばり法」における継手のせん断剛性に相当し、せん断剛性、抵抗の上限値ともに同じ値を用いるものとします。

---

b) 接線、法線方向継手ばね定数  $K_t, K_n$

これらの継手ばね定数としては、既往の要素実験結果等から表-1.2の値が提案されています。ただし、井筒部の断面変形が大きくなると予想される場合には、別途要素実験等で確認することが望まれます。

表-1.2 接線、法線方向継手ばね定数

	接線方向 $K_t$	法線方向 $K_n$
剛性 (kN/m <sup>2</sup> )	5,000,000	50,000
抵抗の上限値 (kN/m)	5,000	200



---

## 2. 立体骨組解析による鋼管矢板基礎の設計計算

### 2.1 設計フローにおける立体骨組解析の位置付け

鋼管矢板基礎を設計するときの、常時、暴風時およびレベル1地震時の設計手順（従来の許容応力度設計体系）を図-2.1に示します。1.2に示した通り、②規模や形状が特殊な場合は、井筒部の断面変形を考慮できる「立体骨組解析」を用いることが望ましいことが示されています。

レベル2地震時の地震時保有水平耐力法による耐震設計手順を図-2.2に示します。地震時保有水平耐力法では、鋼管矢板基礎の大変形時の挙動を評価する必要があります。大変形時には、鋼管矢板部材の材料の非線形性、継手のずれ変形、地盤の水平・鉛直抵抗の非線形性の影響がさらに大きくなることも考えられ、これらの現象を適切にモデル化する必要があります。このため、③大変形領域まで解析する場合には、鋼管矢板部材の材料の非線形性、継手の非線形性も考慮できる「立体骨組解析」を用いることが望ましいと言えます。

一般に、鋼管矢板基礎の挙動は、鋼管矢板1本1本の曲げ剛性よりも井筒全体の剛性により支配されると考えられます。そのため、継手のずれ変形による非線形性を考慮できれば、鋼管矢板部材の材料の非線形性を無視しても、実用的には鋼管矢板基礎全体の耐力を算定できるものと考え、レベル2地震時の地震時保有水平耐力法では「仮想井筒ばり法」を用いるものとされてきました。

しかしながら、前述の通り、「仮想井筒ばり法」では、井筒断面が変化することを考慮していないため、①井筒部の断面変形が顕著に現れると考えられる場合には「立体骨組解析」を用いる必要があります。

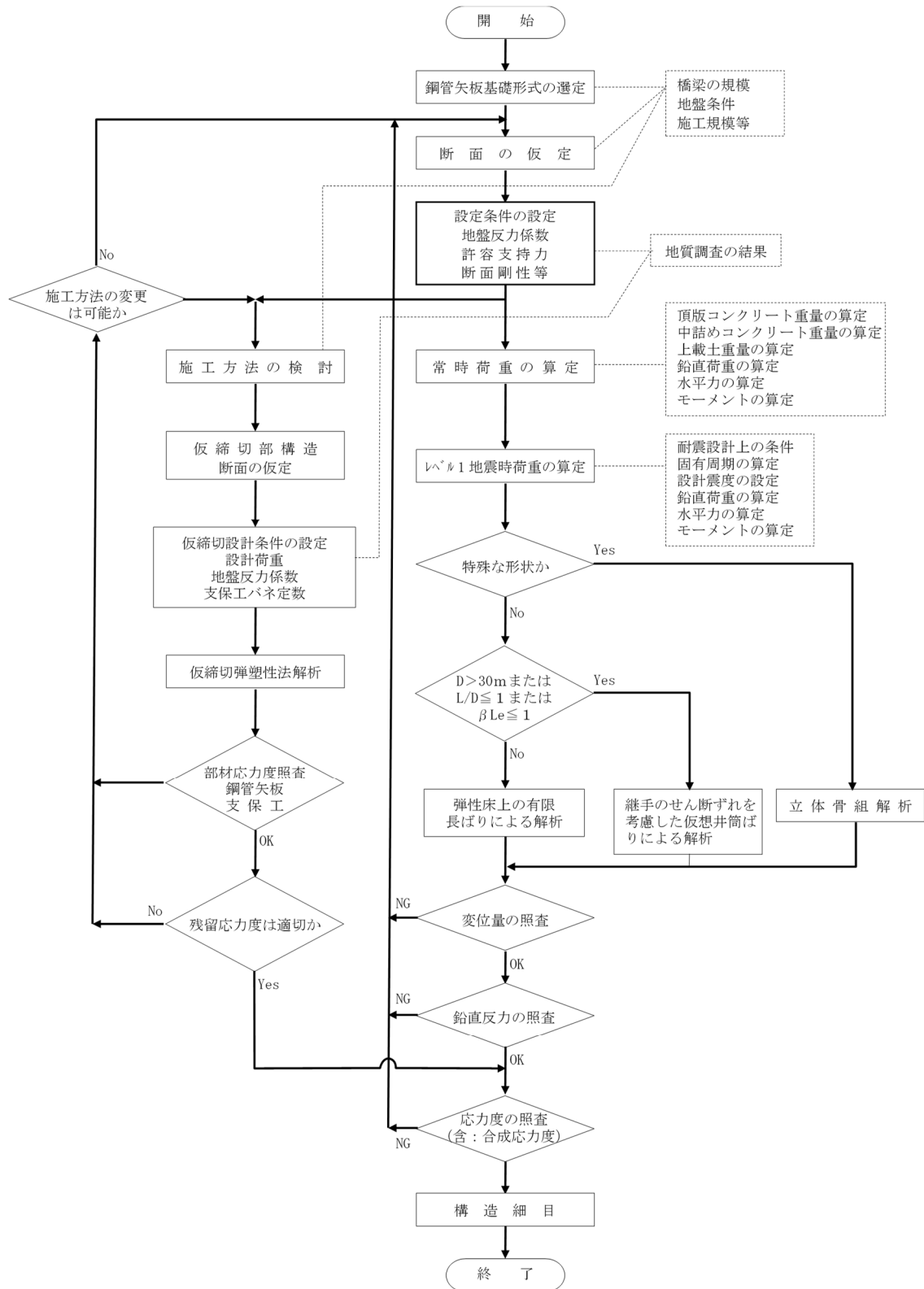


図-2.1 鋼管矢板基礎の設計手順(常時、暴風時およびレベル1地震時)<sup>1)</sup>



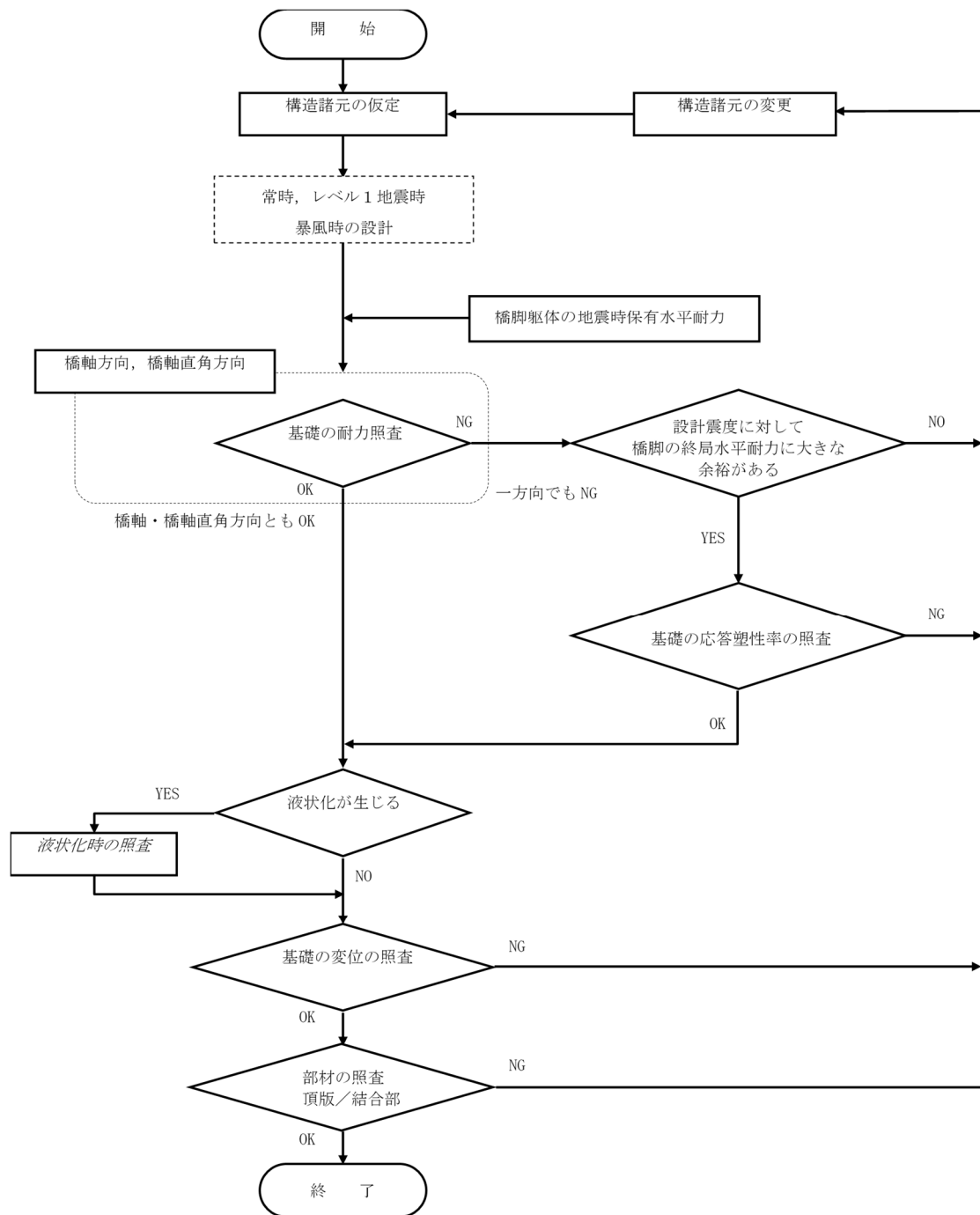


図-2.2(a) 鋼管矢板基礎の設計手順(レベル2地震時)<sup>1)</sup>

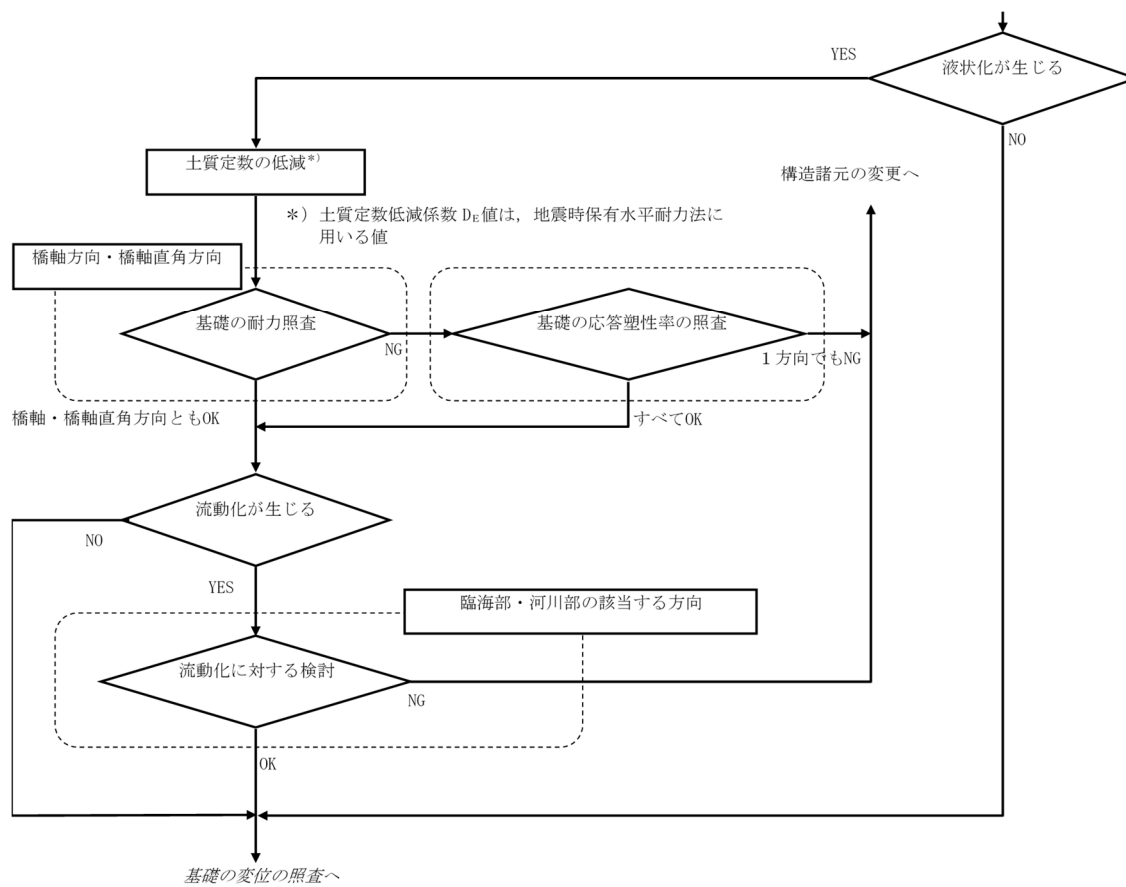


図-2.2(b) 鋼管矢板基礎の設計手順(レベル2地震時) 1)

## 2.2 解析コード

現在、鋼管矢板基礎の「立体骨組解析」のプログラムとしては、フォーラムエイト社の専用プログラム、または汎用の3次元 FEM 解析プログラム、3次元骨組解析プログラム等が使用できます。表-2.1に今回の検証で使用したプログラムの例を示します。

表-2.1 使用可能な解析プログラムの例

プログラム名		3次元鋼管矢板基礎の設計計算 Ver.4	汎用非線形有限要素解析プログラム Marc2012
メーカー名		株式会社フォーラムエイト	エムエスシーソフトウェア株式会社
使用 要素	鋼管 矢板	ファイバー要素（円環断面） 2節点アイソパラメトリック要素で、断面をメッシュで分割し、分割されたセルごとに材料の応力-ひずみ関係を与えて計算する非線形梁要素。 軸力変動を考慮した計算を行う。 Timoshenko 梁理論に基づき、せん断変形の影響を考慮し、ねじりは線形として計算する。	2節点3次元薄肉閉断面梁要素 (Euler-Bernoulli 理論に基づく中空閉断面梁要素) ねじりは考慮しているが断面の反りは無視した直線の梁要素。 BEAM SECT オプションで周方向に72個の積分点を持つ円形断面形状を定義している。
	継手	非線形ばね要素 断面形状は特に定義せず、継手の接線方向、法線方向および鉛直方向の非線形性を考慮したばね要素を定義する。 ばね要素の非線形性は継手の剛度を傾きとし、継手の耐力を上限値としたバイリニア型。	2節点3次元弾性梁要素 (弾性材料挙動のみが許された Euler-Bernoulli 理論による直線梁要素) 断面形状は特に定義せず、断面積 A と断面二次モーメント $I_{xx}$ 、 $I_{yy}$ を与えている。

## 2.3 解析条件

### 2.3.1 鋼管矢板

#### (1) 鋼管本体

鋼管本体の物理定数を表-2.2に示します。また、鋼材の応力-ひずみ関係は、図-2.3および2.4に示すように降伏点を折れ点とするバイリニア型で定義します。なお、解析の安定性のため降伏後の剛性を初期剛性 E の 1/1000 としています。

表-2.2 鋼材の物理定数

鋼のヤング係数	$E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
鋼のポアソン比	$\nu=0.3$
鋼の降伏点 SKY400	$\sigma_y=235 \text{ N/mm}^2$
SKY490	$\sigma_y=315 \text{ N/mm}^2$

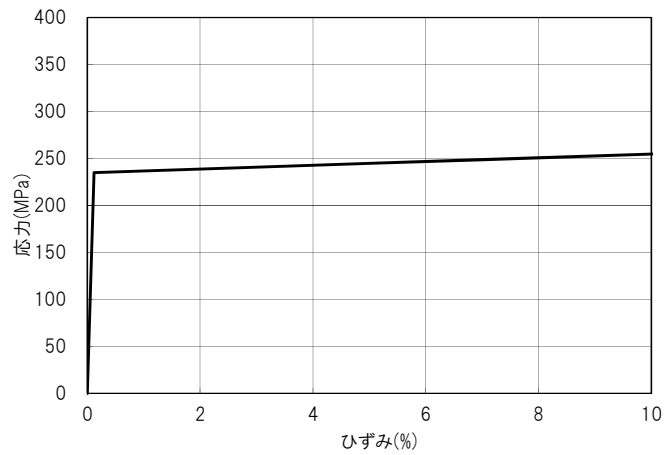


図-2.3 SKY400 の応力-ひずみ関係

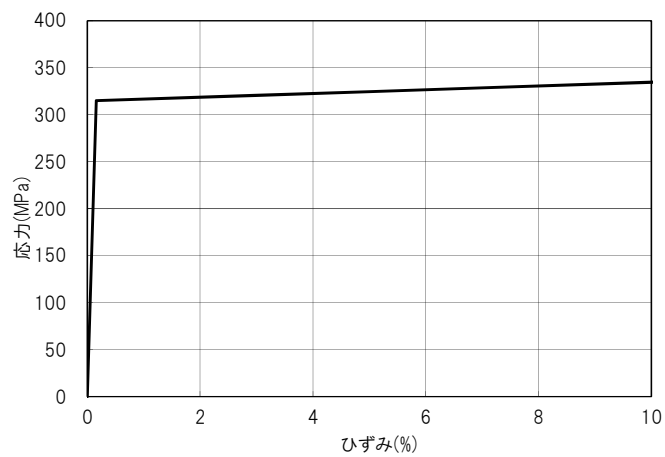


図-2.4 SKY490 の応力-ひずみ関係

## (2) 継手

継手ばねは、3方向のバイリニア型非線形ばねでモデル化します。表-2.3に各方向の継手のばね定数を示します。継手ばねの反力が実際の継手位置に作用するため、長さ $(d+\eta)/2$ の剛なダミー要素を鋼管矢板から水平にモデル化し、隣接する鋼管矢板のダミー要素との間に継手ばねを取り付けます(ここに、 $d$ ：鋼管矢板の外径、 $\eta$ ：継手間距離)。

表-2.3 継手ばね定数 ※参考文献 2)を加筆修正

	剛性 $K$ (kN/m <sup>2</sup> )	上限値 $P_{max}$ (kN/m)
法線方向 $K_n$	50,000	200
接線方向 $K_t$	5,000,000	5,000
鉛直方向 $K_z$	1,200,000	200

### 2.3.2 地盤ばね

地盤抵抗は、基礎全体に作用する地盤反力が「仮想井筒ばり法」と等価となるように、鋼管矢板 1 本毎の地盤ばね特性をモデル化します。

立体骨組でモデル化する地盤ばねを表-2.5 に、地盤ばねのモデル図を図-2.5 に示します。法線方向および接線方向の地盤ばねは外周部の鋼管矢板に、鉛直方向の地盤ばねは外周部の全鋼管矢板および隔壁部の鋼管矢板の先端から内部土短辺長の範囲に、鋼管矢板先端の地盤ばねは全鋼管矢板にそれぞれ設定します。外周部の鋼管矢板の法線方向の地盤ばねと鋼管矢板先端の鉛直方向の地盤ばねは、圧縮にしか抵抗しない片効きばねとします。

これらの地盤ばねによる地盤抵抗の総和が「仮想井筒ばり法」モデルと等価となるように、次節以降で地盤ばねの剛性および地盤反力の上限値の補正係数を算定します。

表-2.5 立体骨組でモデル化する地盤ばね

地盤抵抗要素			地盤反力係数	
			仮想井筒ばり※1	立体骨組解析
外周面	前面	水平方向※2	$k_H$	$k_{Hx}, k_{Hy}, k_R$
		鉛直方向（せん断）	$k_{SVB}$	$k_Z$
	側面	水平方向（せん断）※3	$k_{SHD}$	$k_{Hx}, k_{Hy}, k_R$
		鉛直方向（せん断）	$k_{SVD}$	$k_Z$
底面		鉛直方向	$k_V$	$k_{Vz}, k_{Rx}, k_{Ry}$
		水平方向（せん断）	$k_S$	$k_{Sx}, k_{Sy}, k_{Rz}$

※1 地盤ばねは L2 地震時の仮想井筒ばり法での設計モデルを表記している。

※2 水平方向地盤反力係数は、仮想井筒ばりと井筒全体で等しくなるようにする。

※3 外周部の鋼管矢板の法線方向の地盤ばねは、前面・背面ともに、外側の地盤を押す方向にしか効かず、また内部土を押す方向には地盤反力が生じないものとする。

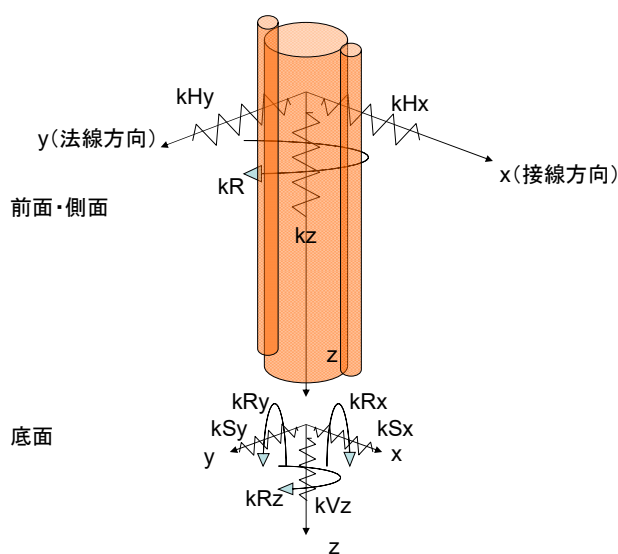


図-2.5 地盤ばねのモデル図

### 2.3.3 円形の場合の地盤ばね定数の補正係数および地盤反力度の上限値の補正係数

#### (1) 地盤ばね定数の補正係数 $\alpha_k$

基礎全体の地盤反力から各鋼管矢板の地盤ばね定数の補正係数を算定します。

##### a) 法線方向地盤ばね定数の補正係数 $\alpha_{ky}$

解析の際、単位面積当りの法線方向地盤ばね定数  $\bar{k}_y$  が必要です。水平方向地盤反力係数  $k_H$  から  $\bar{k}_y$  を求めるために、次式を定義して計算を行います。

$$\bar{k}_y = \alpha_{ky} k_H \quad \dots \dots (1-1)$$

ここに、

- $\alpha_{ky}$  : 法線方向地盤ばね定数の補正係数
- $k_H$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $\bar{k}_y$  : 単位面積当りの法線方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)

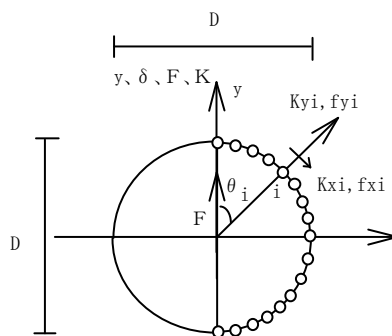


図-2.6 円形の場合の立体骨組のモデル図

全体系の力-変位関係は式(1-2)において、前面  $B^*$  に作用する地盤反力  $F_1$  と外周鋼管矢板の前面鋼管矢板に作用する法線方向の地盤ばね反力の合計を等しいとします。計算は鉛直方向の単位長さ当りについて行います。

$$F_1 = K_1 \delta \quad \dots \dots (1-2)$$

ここに、

- $\delta$  : 井筒全体の変位 (m)
- $F_1$  : 井筒前面  $B^*$  に作用する力 (kN/m)
- $K_1$  : 井筒前面の荷重作用方向のばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)

鋼管矢板  $i$  に作用する法線方向の反力を式(1-3)に示します。

$$f_{yi} = k_{yi} \cdot \delta_{yi} = k_{yi} \cdot \delta \cos \theta_i \quad \dots \dots (1-3)$$

ここに、

- $\delta_{yi}$  : 鋼管矢板  $i$  の法線方向の変位 ( $= \delta \cos \theta_i$ )
- $k_{yi}$  : 法線方向のばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $f_{yi}$  : 法線方向反力 (kN/m)
- $\theta_i$  : 荷重作用方向と鋼管矢板  $i$  の法線方向のなす角度 (rad)

ここで、 $n$  を円形部の全鋼管矢板数とし、ばねは前面につけるとすると、力の釣り合いより、

$$F_1 = \left\{ \sum_{i=1}^n f_{yi} \cos \theta_i \right\} / 2 \quad \dots \dots (1-4)$$

式(1-4)に式(1-3)を代入し、式(1-2)より、

$$K_1 = \left\{ \sum_{i=1}^n k_{yi} \cos^2 \theta_i \right\} / 2 \quad \dots \dots (1-5)$$

になります。

すべての鋼管矢板の  $k_{yi}$  は等しい、すなわち、 $k_{yi} = k_y$  と仮定すると、式(1-5)は、

$$K_1 = k_y \left\{ \sum_{i=1}^n \cos^2 \theta_i \right\} / 2 = k_y \left( \frac{n}{2} \right) / 2 \quad \left( \sum \cos^2 \theta_i = n/2 \right)$$

したがって、

$$k_y = \frac{4}{n} K_1 \quad \dots \dots (1-6)$$

一方、井筒前面の荷重作用方向のばね定数は  $K_1 = k_H B^*$  なので、式(1-6)は次のようになります。

$$k_y = \frac{4B^*}{n} k_H \quad \dots \dots (1-7)$$

ここに、

$k_y$  : 鋼管矢板 1 本の長さ 1m 当りのばね定数

式(1-7)で求めた  $k_y$  値を鋼管矢板 1 本の分担幅(鋼管矢板の直径  $d$  + 継手間距離  $\eta$ )で除して、入力用の単位面積当りの法線方向地盤ばね定数  $\bar{k}_y$  とします。よって、 $\bar{k}_y$  は次式で計算できます。

$$\bar{k}_y = \frac{k_y}{d + \eta} = \frac{4B^*}{(d + \eta)n} k_H \quad \dots \dots (1-8)$$

$$\alpha_{ky} = \frac{4B^*}{(d + \eta)n} \quad \dots \dots (1-9)$$

b) 接線方向地盤ばね定数の補正係数  $\alpha_{kx}$

解析の際、単位面積当りの接線方向地盤ばね定数  $\bar{k}_x$  が必要です。水平方向せん断地盤反力係数  $k_{SHD}$  から、単位面積当りの接線方向地盤ばね定数  $\bar{k}_x$  を求めるために、次式を定義して計算を行います。

$$\bar{k}_x = \alpha_{kx} k_{SHD} \quad \dots \dots (1-10)$$

ここに、

$\alpha_{kx}$  : 接線方向地盤ばね定数の補正係数

$k_{SHD}$  : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\bar{k}_x$  : 単位面積当りの法線方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)

全体系の力-変位関係は式(1-11)において、側面  $D^*$  に作用する地盤反力  $F_2$  と外周鋼管矢板に作用する接線方向の地盤ばね反力の合計を等しいとします。計算は鉛直方向の単位長さ当りについて行います。

$$F_2 = K_2 \delta \quad \dots \dots (1-11)$$

ここに、

$\delta$  : 井筒全体の変位 (m)

$F_2$  : 井筒側面  $D^*$  に作用する力 (kN/m)

$K_2$  : 井筒側面の荷重作用方向のばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)

鋼管矢板  $i$  に作用する接線方向の反力を式(1-12)に示します。

$$f_{xi} = k_{xi} \cdot \delta_{xi} = k_{xi} \cdot \delta \sin \theta_i \quad \dots \dots (1-12)$$

ここに、



- $\delta_{xi}$  : 鋼管矢板  $i$  の接線方向の変位 ( $=\delta\sin\theta_i$ )  
 $k_{xi}$  : 接線方向のばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $f_{xi}$  : 接線方向反力 (kN/m)

ここで、 $n$  を円形部の全鋼管矢板本数とし、ばねは側面につけるとすると、力の釣り合いより、

$$F_2 = \sum_{i=1}^n f_{xi} \sin \theta_i = \left( \sum_{i=1}^n k_{xi} \sin^2 \theta_i \right) \delta \quad \dots \dots (1-13)$$

式(1-11)、(1-13)より、

$$K_2 = \sum_{i=1}^n k_{xi} \sin^2 \theta_i \quad \dots \dots (1-14)$$

になります。

すべての鋼管矢板の  $k_{xi}$  は等しい、すなわち、 $k_{xi}=k_x$  と仮定すると、式(1-14)は、

$$K_2 = k_x \sum_{i=1}^n \sin^2 \theta_i = \frac{n}{2} k_x \quad \left( \sum \sin^2 \theta_i = n/2 \right)$$

したがって、

$$k_x = \frac{2}{n} K_2 \quad \dots \dots (1-15)$$

一方、井筒側面の荷重作用方向のばね定数は  $K_2 = 2k_{SHD}D^*$  なので、式(1-15)は次のようになります。

$$k_x = \frac{4D^*}{n} k_{SHD} \quad \dots \dots (1-16)$$

ここに、

- $k_x$  : 鋼管矢板 1 本の長さ 1m 当りのばね定数

式(1-16)で求めた  $k_x$  値を鋼管矢板 1 本の分担幅(鋼管杭の直径  $d$  + 継手間距離  $\eta$ )で除して、入力用の単位面積当りの接線方向地盤ばね定数  $\bar{k}_x$  とします。よって、 $\bar{k}_x$  は次式で計算できます。

$$\bar{k}_x = \frac{k_x}{d+\eta} = \frac{4D^*}{(d+\eta)n} k_{SHD} \quad \dots \dots (1-17)$$

$$\alpha_{kx} = \frac{4D^*}{(d+\eta)n} \quad \dots \dots (1-18)$$

c) 鉛直方向地盤ばね定数の補正係数  $\alpha_{kz}$

鋼管矢板 1 本の分担幅は  $d+\eta$  (ここで、 $d$  : 鋼管矢板の直径、 $\eta$  : 継手間距離)であり、単位面積当たりの鉛直方向地盤ばね定数の補正係数は  $\alpha_{kz} = 1.0$  を使用します。

(2) 地盤反力度の上限値の補正係数  $\alpha_p$

各鋼管矢板の地盤反力度の上限値の補正係数を算定します。

a) 法線方向地盤反力度の上限値の補正係数  $\alpha_{py}$

受働土圧強度  $P_p$  から、単位面積当りの法線方向の地盤反力度の上限値  $P_y$  を求めるために、次式を定義して計算を行います。

$$P_y = \alpha_{py} P_p \quad \dots \dots (1-19)$$

ここに、

- $\alpha_{py}$  : 法線方向地盤反力度の上限値の補正係数
- $P_p$  : 地盤の受働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_y$  : 単位面積当りの法線方向の地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha_{py}$  は、井筒に十分な変位が発生し、地盤はすべて塑性段階に入る時、前面  $B^*$  に作用する地盤反力  $F_3$  と外周鋼管矢板の前面鋼管矢板に作用する法線方向の地盤反力の合計を等しいとして求めます。計算は鉛直方向の単位長さ当りについて行います。

鋼管矢板  $i$  の法線方向の地盤反力の最大値  $f_{ymi}$ 、 $n$  は円形部の鋼管矢板の全本数とすると、力の釣り合いより、

$$F_3 = 2 \sum_{i=1}^{n/4} f_{ymi} \cos \theta_i \quad \dots \dots (1-20)$$

ここで、すべての鋼管矢板の  $f_{ymi}$  は等しいと仮定、すなわち、 $f_{ym} = f_{ymi}$  とすると、式(1-20)は、

$$F_3 = f_{ym} \left( 2 \sum_{i=1}^{n/4} \cos \theta_i \right) \quad \left( \sum_{i=1}^{n/4} \cos \theta_i = n / 2\pi \right)$$

したがって、

$$f_{ym} = \frac{1}{n/\pi} F_3 \quad \dots \dots (1-21)$$

一方、井筒前面の地盤反力度の上限値は  $F_3 = P_p B^*$  なので式(1-21)は次のようになります。

$$f_{ym} = \frac{B^*}{n/\pi} P_p \quad \dots \dots (1-22)$$

ここに、

- $f_{ym}$  : 鋼管矢板 1 本の長さ 1m 当りの地盤塑性ばね反力

鋼管矢板 1 本の分担幅で除して、単位面積当たりの法線方向地盤反力度の上限値  $P_y$

と補正係数 $\alpha_{py}$ は次式の通りです。

$$P_y = \frac{f_{ym}}{d+\eta} = \frac{B^*}{(d+\eta)(n/\pi)} P_p \quad \dots \dots (1-23)$$

$$\alpha_{py} = \frac{B^*}{(d+\eta)(n/\pi)} \quad \dots \dots (1-24)$$

b) 接線方向地盤反力度の上限値の補正係数 $\alpha_{px}$

水平方向せん断地盤反力度の上限値 $P_{SHu}$ から単位面積当りの接線方向の地盤反力度の上限値 $P_x$ を求めるために、次式を定義して計算を行います。

$$P_x = \alpha_{px} P_{SHu} \quad \dots \dots (1-25)$$

ここに、

- $\alpha_{px}$  : 接線方向の地盤反力度の上限値の補正係数
- $P_{SHu}$  : 水平方向せん断地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_x$  : 単位面積当りの接線方向の地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha_{px}$ は、井筒に十分な変位が発生し、地盤はすべて塑性段階に入る時、側面 $D^*$ に作用する地盤反力 $F_4$ と外周鋼管矢板に作用する接線方向の地盤反力の合計を等しいとして求めます。計算は鉛直方向の単位長さ当りについて行います。

鋼管矢板 $i$ の接線方向の地盤反力の最大値 $f_{xmi}$ とすると、力の釣り合いより、

$$F_4 = 2 \sum_{i=1}^{n/2} f_{xmi} \sin \theta_i \quad \dots \dots (1-26)$$

ここで、すべての鋼管矢板の $f_{xmi}$ は等しいと仮定、すなわち、 $f_{xm} = f_{xmi}$ とすると、式(1-26)は、

$$F_4 = f_{xm} \left( 2 \sum_{i=1}^{n/2} \sin \theta_i \right) \quad \left( \sum_{i=1}^{n/2} \sin \theta_i = n/\pi \right)$$

したがって、

$$f_{xm} = \frac{1}{2n/\pi} F_4 \quad \dots \dots (1-27)$$

一方、井筒側面の地盤反力度の上限値は $F_4 = 2P_{SHu}D^*$ なので、式(1-27)は次のようになります。

$$f_{xm} = \frac{D^*}{n/\pi} P_{SHu} \quad \dots \dots (1-28)$$

ここに、

- $f_{xm}$  : 鋼管矢板 1 本の長さ 1m 当りの地盤塑性ばね反力

鋼管矢板 1 本 の 分 担 幅 で 除 して、 単 位 面 積 当 り の 接 線 方 向 地 盤 反 力 度 の 上 限 値  $P_x$

と補正係数 $\alpha_{px}$ は次式の通りです。

$$P_x = \frac{f_{xm}}{d+\eta} = \frac{D^*}{(d+\eta)(n/\pi)} P_{SHu} \quad \dots \dots (1-29)$$

$$\alpha_{px} = \frac{D^*}{(d+\eta)(n/\pi)} \quad \dots \dots (1-30)$$

c) 鉛直方向の地盤反力度の上限値の補正係数 $\alpha_{pz}$

単位面積当たりの鉛直方向の地盤反力度の上限値の補正係数は $\alpha_{pz}=1.0$ を使用します。

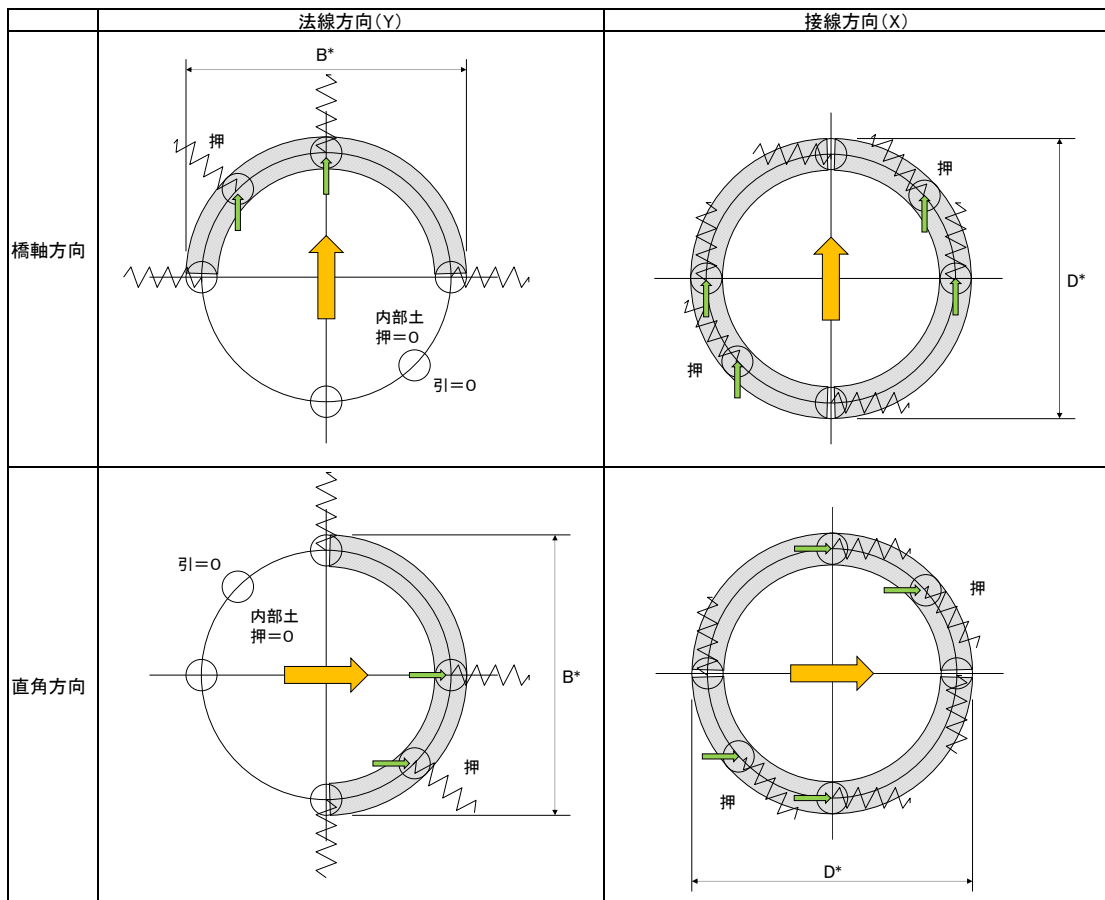


図-2.7 地盤ばねの取り付け方(円形の場合)

2.3.4 小判形の場合の地盤ばね定数の補正係数および地盤反力度の上限値の補正係数

(1) 地盤ばね定数の補正係数 $\alpha_k$

基礎全体の地盤反力から各鋼管矢板の地盤ばね定数の補正係数を算定します。

a) 法線方向地盤ばね定数の補正係数 $\alpha_{ky}$

解析の際、単位面積当たりの法線方向地盤ばね定数 $\bar{k}_y$ が必要です。水平方向地盤反力係数 $k_H$ から $\bar{k}_y$ を求めるために、次式を定義して計算を行います。

$$\bar{k}_y = \alpha_{ky} k_H \quad \dots \dots (2-1)$$

ここに、

- $\alpha_{ky}$  : 法線方向地盤ばね定数の補正係数
- $k_H$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $\bar{k}_y$  : 単位面積当たりの法線方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)

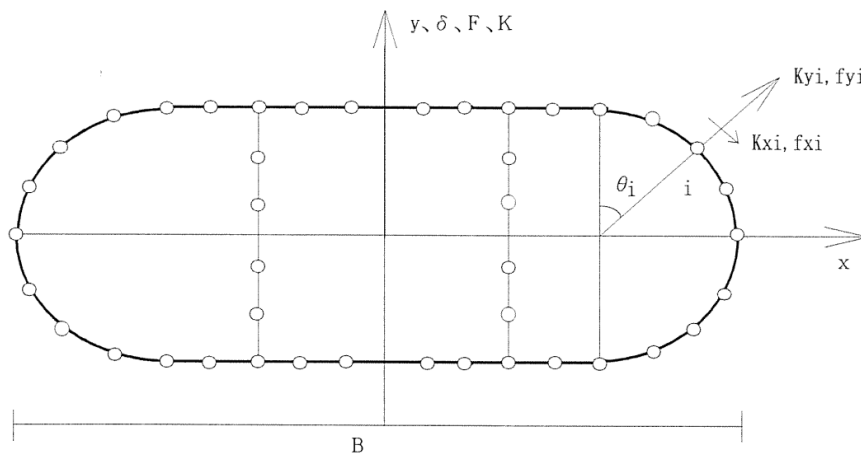


図-2.8 小判形の場合の立体骨組のモデル図

全体系の力-変位関係は式(2-2)において、前面  $B^*$  に作用する地盤反力  $F_1$  と外周鋼管矢板の前面鋼管矢板に作用する法線方向の地盤ばね反力の合計を等しいとします。計算は鉛直方向の単位長さ当りについて行います。

$$F_1 = K_1 \delta \quad \dots \dots (2-2)$$

ここに、

- $\delta$  : 井筒全体の変位 (m)
- $F_1$  : 井筒前面  $B^*$  に作用する力 (kN/m)
- $K_1$  : 井筒前面の荷重作用方向のばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)

鋼管矢板  $i$  に作用する法線方向の反力を式(2-3)に示します。

$$f_{yi} = k_{yi} \cdot \delta_{yi} = k_{yi} \cdot \delta \cos \theta_i \quad \dots \dots (2-3)$$

ここに、

- $\delta_{yi}$  : 鋼管矢板  $i$  の法線方向の変位 (=  $\delta \cos \theta_i$ )
- $k_{yi}$  : 法線方向のばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $f_{yi}$  : 法線方向反力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\theta_i$  : 荷重作用方向と鋼管矢板  $i$  の法線方向のなす角度 (rad)

力の釣り合いより、

$$F_1 = \left( \sum_{i=1}^n f_{yi} \cos \theta_i + m f_y \right) / 2 \quad \dots \dots (2-4)$$

ここに、

- $n$  : 円形部の全鋼管矢板本数
- $m$  : 直線部のうち荷重作用方向と鋼管矢板の法線方向が等しい全鋼管矢板本数  
橋軸方向 :  $m = m'$ 、橋軸直角方向 :  $m = 0$   
ここに、 $m'$  : 直線部の全鋼管矢板本数

式(2-4)に式(2-3)を代入し、式(2-2)より、

$$K_1 = \left( \sum_{i=1}^n k_{yi} \cos^2 \theta_i + m k_y \right) / 2 \quad \dots \dots (2-5)$$

になります。

すべての鋼管矢板の  $k_{yi}$  は等しい、すなわち  $k_y = k_{yi}$  と仮定すると、式(2-5)は、

$$K_1 = k_y \left( \sum_{i=1}^n \cos^2 \theta_i + m \right) / 2 = k_y \left( \frac{n}{2} + m \right) / 2 \quad \left( \sum_{i=1}^n \cos^2 \theta_i = n/2 \right)$$

したがって、

$$k_y = \frac{4}{n+2m} K_1 \quad \dots \dots (2-6)$$

一方、井筒前面の荷重作用方向のばね定数  $K_1 = k_H B^*$  なので、式(2-6)は次のようになります。

$$k_y = \frac{4B^*}{n+2m} k_H \quad \dots \dots (2-7)$$

ここに、

$k_y$  : 鋼管矢板 1 本の長さ 1m 当りのばね定数

式(2-7)で求めた  $k_y$  値を鋼管矢板 1 本の分担幅(鋼管矢板の直径  $d$  + 継手間距離  $\eta$ )で除して、入力用の単位面積当りの法線方向地盤ばね定数  $\bar{k}_y$  とします。よって、 $\bar{k}_y$  は次式で計算できます。

$$\bar{k}_y = \frac{k_y}{d+\eta} = \frac{4B^*}{(d+\eta)(n+2m)} k_H \quad \dots \dots (2-8)$$

$$\alpha_{ky} = \frac{4B^*}{(d+\eta)(n+2m)} \quad \dots \dots (2-9)$$

b) 接線方向地盤ばね定数の補正係数  $\alpha_{kx}$

解析の際、単位面積当りの接線方向地盤ばね定数  $\bar{k}_x$  が必要です。水平方向せん断地盤反力係数  $k_{SHD}$  から  $\bar{k}_x$  を求めるために、次式を定義して計算を行います。

$$\bar{k}_x = \alpha_{kx} k_{SHD} \quad \dots \dots (2-10)$$

ここに、

- $\alpha_{kx}$  : 接線方向地盤ばね定数の補正係数
- $k_{SHD}$  : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $\bar{k}_x$  : 単位面積当たりの接線方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)

全体系の力-変位関係は式(2-11)において、側面  $D^*$  に作用する地盤反力  $F_2$  と外周鋼管矢板に作用する接線方向の地盤ばね反力の合計を等しいとします。計算は鉛直方向の単位長さ当りについて行います。

$$F_2 = K_2 \delta \quad \dots \dots (2-11)$$

ここに、

- $\delta$  : 井筒全体の変位 (m)
- $F_2$  : 井筒側面  $D^*$  に作用する力 (kN/m)
- $K_2$  : 井筒側面の荷重作用方向のばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)

鋼管矢板に作用する接線方向の反力を式(2-12)に示します。

$$f_{xi} = k_{xi} \cdot \delta_{xi} = k_{xi} \cdot \delta \sin \theta_i \quad \dots \dots (2-12)$$

ここに、

- $\delta_{xi}$  : 鋼管矢板  $i$  の接線方向の変位 (=  $\delta \sin \theta_i$ )
- $k_{xi}$  : 接線方向のばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $f_{xi}$  : 接線方向反力 (kN/m)

力の釣り合いより、

$$F_2 = \sum_{i=1}^n f_{xi} \sin \theta_i + m f_x \quad \dots \dots (2-13)$$

ここに、

- $n$  : 円形部の全鋼管矢板本数
- $m$  : 直線部のうち荷重作用方向と鋼管矢板の法線方向が等しい全鋼管矢板本数

橋軸方向：  $m = m'$ 、橋軸直角方向：  $m = 0$

ここに、  $m'$ ：直線部の全鋼管矢板本数

式(2-13)に式(2-12)を代入し、式(2-11)より、

$$K_2 = \sum_{i=1}^n k_{xi} \sin^2 \theta_i + m k_x \quad \dots \dots (2-14)$$

になります。

すべての鋼管矢板の  $k_{xi}$  は等しい、すなわち  $k_x = k_{xi}$  と仮定すると、式(2-14)は、

$$K_2 = k_x \left( \sum_{i=1}^n \sin^2 \theta_i + m \right) = k_x \left( \frac{n}{2} + m \right) \quad \left( \sum_{i=1}^n \sin^2 \theta_i = n/2 \right)$$

したがって、

$$k_x = \frac{2}{n + 2m} K_2 \quad \dots \dots (2-15)$$

一方、井筒側面の荷重作用方向のばね定数  $K_2 = 2k_{SHD} D^*$  なので式(2-15)は次のようになります。

$$k_x = \frac{4D^*}{n + 2m} k_{SHD} \quad \dots \dots (2-16)$$

ここに、

$k_x$  : 鋼管矢板 1 本の長さ 1m 当りのばね定数

式(2-16)で求めた  $k_x$  値を鋼管矢板 1 本の分担幅(鋼管杭の直径  $d$  + 継手間距離  $\eta$ )で除して、入力用の単位面積当りの接線方向地盤ばね定数  $\bar{k}_x$  とします。よって、 $\bar{k}_x$  は次式で計算できます。

$$\bar{k}_x = \frac{k_x}{d + \eta} = \frac{4D^*}{(d + \eta)(n + 2m)} k_{SHD} \quad \dots \dots (2-17)$$

$$\alpha_{kx} = \frac{4D^*}{(d + \eta)(n + 2m)} \quad \dots \dots (2-18)$$

c) 鉛直方向地盤ばね定数の補正係数  $\alpha_{kz}$

鋼管矢板 1 本の分担幅は  $d + \eta$  (ここで、 $d$  : 鋼管矢板の直径、 $\eta$  : 継手間距離) であり、単位面積当たりの鉛直方向地盤ばね定数の補正係数は  $\alpha_{kz} = 1.0$  を使用します。

(2) 地盤反力度の上限値の補正係数  $\alpha_p$

各鋼管矢板の地盤反力度の上限値の補正係数を算定します。

a) 法線方向地盤反力度の上限値の補正係数  $\alpha_{py}$



受働土圧強度  $P_p$  から単位面積当たりの法線方向の地盤反力度の上限値  $P_y$  を求めるために、次式を定義して計算を行います。

$$P_y = \alpha_{py} P_p \quad \dots \dots (2-19)$$

ここに、

- $\alpha_{py}$  : 法線方向地盤反力の上限値の補正係数 ( $= \delta \sin \theta_i$ )
- $P_p$  : 地盤の受働土圧強度 ( $\text{kN/m}^2$ )
- $P_y$  : 単位面積当たりの法線方向の地盤反力の上限値 ( $\text{kN/m}$ )

$\alpha_{py}$  は井筒に十分な変位が発生し、地盤はすべて塑性段階に入る時、前面  $B^*$  に作用する地盤反力  $F_3$  と外周鋼管矢板の前面鋼管矢板に作用する法線方向の地盤反力の合計を等しいとして求めます。計算は鉛直方向の単位長さ当りについて行います。

鋼管矢板  $i$  の法線方向の地盤反力の最大値を  $f_{ymi}$  とすると、力の釣り合いより、

$$F_3 = 2 \sum_{i=1}^{n/4} f_{ymi} \cos \theta_i + m f_{ym} / 2 \quad \dots \dots (2-20)$$

ここに、

- $n$  : 円形部の全鋼管矢板本数
- $m$  : 直線部のうち荷重作用方向と鋼管矢板の法線方向が等しい全鋼管矢板本数  
橋軸方向 :  $m = m'$ 、橋軸直角方向 :  $m = 0$   
ここに、 $m'$  : 直線部の全鋼管矢板本数

ここで、すべての鋼管矢板  $f_{ymi}$  は等しいと仮定、すなわち  $f_{ym} = f_{ymi}$  とすると、式(2-20)は、

$$F_3 = f_{ym} \left( 2 \sum_{i=1}^{n/4} \cos \theta_i + m/2 \right) = f_{ym} (n/\pi + m/2) \quad \left( \sum_{i=1}^{n/4} \cos \theta_i = n/2\pi \right)$$

したがって、

$$f_{ym} = \frac{1}{n/\pi + m/2} F_3 \quad \dots \dots (2-21)$$

一方、井筒前面の地盤反力度の上限値は  $F_3 = P_p B^*$  なので式(2-21)は次のようになります。

$$f_{ym} = \frac{B^*}{n/\pi + m/2} P_p \quad \dots \dots (2-22)$$

ここに、

- $f_{ym}$  : 鋼管矢板 1 本の長さ 1m 当りの地盤塑性ばね反力

鋼管矢板 1 本の分担幅で除して、単位面積当たりの法線方向地盤反力度の上限値  $P_y$

と補正係数 $\alpha_{py}$ は次式の通りです。

$$P_y = \frac{f_{ym}}{d+\eta} = \frac{B^*}{(d+\eta)(n/\pi+m/2)} P_p \quad \dots \dots (2-23)$$

$$\alpha_{py} = \frac{B^*}{(d+\eta)(n/\pi+m/2)} \quad \dots \dots (2-24)$$

b) 接線方向地盤反力度の上限値の補正係数 $\alpha_{px}$

水平方向せん断地盤反力度の上限値 $P_{SHu}$ から単位面積当たりの接線方向の地盤反力度の上限値 $P_x$ を求めるために、次式を定義して計算を行います。

$$P_x = \alpha_{px} P_{SHu} \quad \dots \dots (2-25)$$

ここに、

- $\alpha_{px}$  : 法線方向地盤反力の上限値の補正係数 (=  $\delta \sin \theta_i$ )
- $P_{SHu}$  : 地盤の受働土圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_x$  : 単位面積当たりの法線方向の地盤反力の上限値 (kN/m)

$\alpha_{px}$ は井筒に十分な変位が発生し、地盤はすべて塑性段階に入る時、側面 $D^*$ に作用する地盤反力 $F_4$ と外周鋼管矢板に作用する接線方向の地盤反力の合計を等しいとして求めます。計算は鉛直方向の単位長さ当りについて行います。

鋼管矢板 $i$ の接線方向の地盤反力の最大値を $f_{xmi}$ とすると、力の釣り合いより、

$$F_4 = 2 \sum_{i=1}^{n/2} f_{xmi} \sin \theta_i + m f_{xm} \quad \dots \dots (2-26)$$

ここに、

- $n$  : 円形部の全鋼管矢板本数
- $m$  : 直線部のうち荷重作用方向と鋼管矢板の法線方向が等しい全鋼管矢板本数  
橋軸方向 :  $m = m'$ 、橋軸直角方向 :  $m = 0$   
ここに、 $m'$  : 直線部の全鋼管矢板本数

ここで、すべての鋼管矢板の $f_{xmi}$ は等しいと仮定、すなわち $f_{xm} = f_{xmi}$ とすると、式(2-26)は、

$$F_4 = f_{xm} \left( 2 \sum_{i=1}^{n/2} \sin \theta_i + m \right) = f_{xm} (2n/\pi + m) \quad \dots \dots (2-27)$$

したがって、

$$f_{xm} = \frac{1}{2n/\pi + m} F_4 \quad \dots \dots (2-28)$$

一方、井筒側面の地盤反力度の上限値は $F_4 = 2P_{SHu}D^*$ なので、式(2-28)は次のようになり

ます。

$$f_{xm} = \frac{D}{n/\pi + m/2} P_{SHu} \quad \dots \dots (2-29)$$

ここに、

$f_{xm}$  : 鋼管矢板 1 本の長さ 1m 当りの地盤塑性ばね反力

鋼管矢板 1 本 の 分 担 幅 で 除 して、 単 位 面 積 当 た り の 接 線 方 向 地 盤 反 力 度 の 上 限 値  $P_x$  と 補 正 係 数  $\alpha_{px}$  は 次 式 の 通 り で す。

$$P_x = \frac{f_{xm}}{d+\eta} = \frac{D^*}{(d+\eta)(n/\pi + m/2)} P_{SHu} \quad \dots \dots (2-30)$$

$$\alpha_{px} = \frac{D^*}{(d+\eta)(n/\pi + m/2)} \quad \dots \dots (2-31)$$

c) 鉛直方向地盤反力度の上限値の補正係数  $\alpha_{pz}$

単位面積当たりの鉛直方向地盤反力度の上限値の補正係数は  $\alpha_{pz}=1.0$  を 使 用 し ま す。

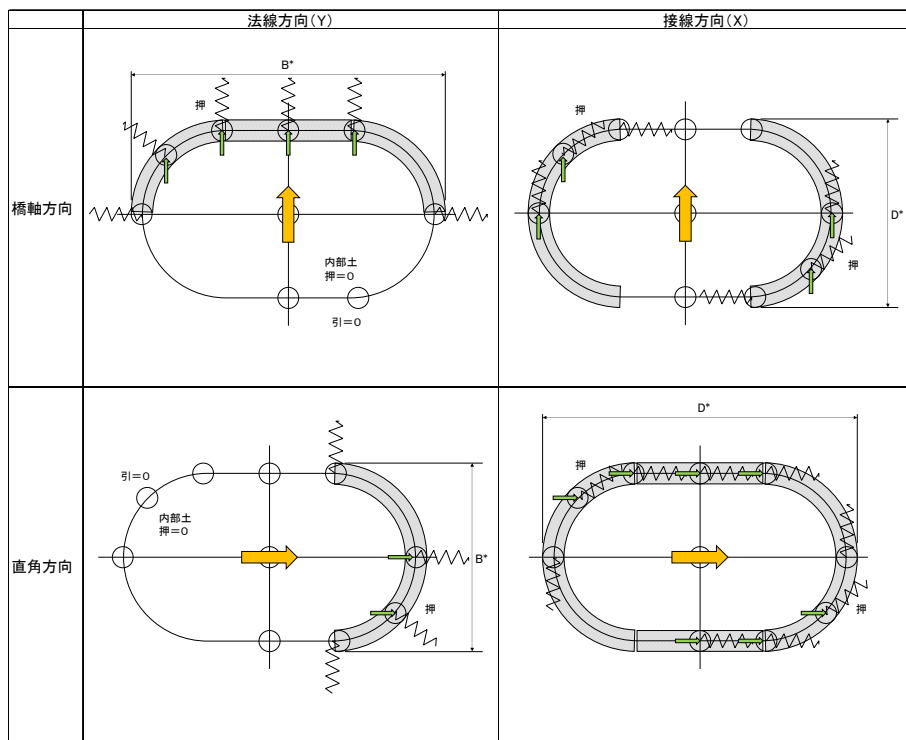


図-2.9 地盤ばねの取り付け方(小判形の場合)

(3) 鉛直せん断地盤反力係数の定義

鉛直せん断地盤反力係数の値は基礎の前面と側面で異なります。荷重載荷方向ごとの鋼管矢板の前面、側面の分類は図-2.10 の通りとします。隔壁の橋軸方向と橋軸直角方

向の交差部（十字交差の交点）の鋼管矢板は鉛直方向の周面抵抗を考慮しません。

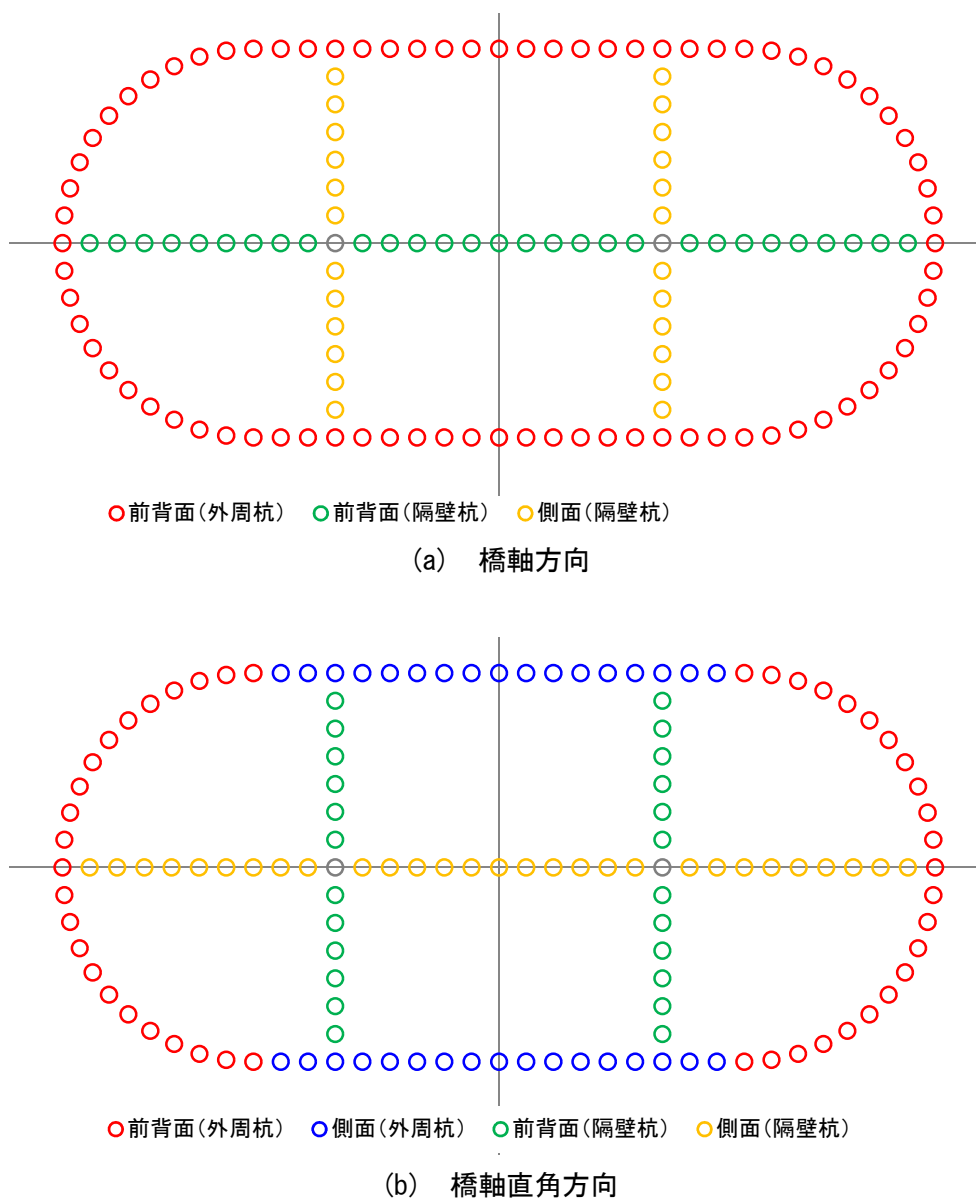


図-2.10 荷重載荷方向と鋼管矢板の前面、側面の分類

### 2.3.5 矩形の場合の地盤ばね定数の補正係数および地盤反力度の上限値の補正係数

#### (1) 地盤ばね定数の補正係数 $\alpha_k$

基礎全体の地盤反力から各鋼管矢板の地盤ばね定数の補正係数を算定します。

a) 法線方向地盤ばね定数の補正係数  $\alpha_{ky}$

解析の際、単位面積当りの法線方向地盤ばね定数  $\bar{k}_y$  が必要です。水平方向地盤反力係数  $k_H$  から  $\bar{k}_y$  を求めるために、次式を定義して計算を行います。

$$\bar{k}_y = \alpha_{ky} k_H \quad \dots \dots (3-1)$$

ここに、

- $\alpha_{ky}$  : 法線方向地盤ばね定数の補正係数
- $k_H$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $\bar{k}_y$  : 単位面積当りの法線方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)

全体系の力-変位関係は式(3-2)において、前面  $B^*$  に作用する地盤反力  $F_1$  と外周鋼管矢板の前面鋼管矢板に作用する法線方向の地盤ばね反力の合計を等しいとします。計算は鉛直方向の単位長さ当りについて行います。

$$F_1 = K_1 \delta \quad \dots \dots (3-2)$$

ここに、

- $\delta$  : 井筒全体の変位 (m)
- $F_1$  : 井筒前面  $B^*$  に作用する力 (kN/m)
- $K_1$  : 井筒前面の荷重作用方向のばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)

鋼管矢板  $i$  に作用する法線方向の反力を式(3-3)に示します。

$$f_{yi} = k_{yi} \cdot \delta_{yi} = k_{yi} \cdot \delta \cos \theta_i \quad \dots \dots (3-3)$$

ここに、

- $\delta_{yi}$  : 鋼管矢板  $i$  の法線方向の変位 (=  $\delta \cos \theta_i$ )
- $k_{yi}$  : 法線方向のばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $f_{yi}$  : 法線方向反力 (kN/m)

ここで、 $m$  を直線部の全鋼管矢板本数とし、ばねは前背面につけるとすると、力の釣り合いより、

$$F_1 = \left( \sum_{i=1}^m f_{yi} \cos \theta_i \right) / 2 \quad \dots \dots (3-4)$$

式(3-4)に式(3-3)を代入し、式(3-2)より、

$$K_1 = \left( \sum_{i=1}^m k_{yi} \cos^2 \theta_i \right) / 2 \quad \dots \dots (3-5)$$

になります。

すべての鋼管矢板の  $k_{yi}$  は等しい、すなわち  $k_y = k_{yi}$  と仮定すると、式(3-5)は、

$$K_1 = \left( m - 4 + 4 \cos^2 \frac{\pi}{4} \right) / 2 \times k_y$$

したがって、

$$k_y = \frac{2}{m - 4 + 4 \cos^2 \frac{\pi}{4}} K_1 \quad \dots \dots (3-6)$$

一方、井筒前面の荷重作用方向のばね定数は  $K_1 = k_{Hd} B^*$  なので、式(3-6)は次のようになります。

$$k_y = \frac{2B^*}{m - 4 + 4 \cos^2 \frac{\pi}{4}} k_H \quad \dots \dots (3-7)$$

ここで、

$k_y$  : 鋼管矢板 1 本の長さ 1m 当りのばね定数

式(3-7)で求めた  $k_y$  値を鋼管矢板 1 本の分担幅(鋼管矢板の直径  $d$  + 継手間距離  $\eta$ )で割って、入力用の単位面積当りの法線方向地盤ばね定数  $\bar{k}_y$  とします。よって、 $\bar{k}_y$  は次式で計算できます。ここに、 $m$  は直線部の前背面の鋼管矢板の本数です。

$$\bar{k}_y = \frac{k_y}{d + \eta} = \frac{2B^*}{(d + \eta)(m - 4 + 4 \cos^2 \frac{\pi}{4})} k_H \quad \dots \dots (3-8)$$

$$\alpha_{ky} = \frac{2B^*}{(d + \eta)(m - 4 + 4 \cos^2 \frac{\pi}{4})} \quad \dots \dots (3-9)$$

#### b) 接線方向地盤ばね定数の補正係数 $\alpha_{kx}$

解析の際、単位面積当りの接線方向地盤ばね定数  $\bar{k}_x$  が必要です。水平方向せん断地盤反力係数  $k_{SHD}$  から  $\bar{k}_x$  を求めるために、次式を定義して計算を行います。

$$k_x = \alpha_{kx} k_{SHD} \quad \dots \dots (3-10)$$

ここに、

- $\alpha_{kx}$  : 接線方向地盤ばね定数の補正係数
- $k_{SHD}$  : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $\bar{k}_x$  : 単位面積当りの接線方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)

全体系の力-変位関係は式(3-11)において、側面  $D^*$  に作用する地盤反力  $F_2$  と外周

鋼管矢板に作用する接線方向の地盤ばね反力の合計を等しいとします。計算は鉛直方向の単位長さ当りについて行います。

$$F_2 = K_2 \delta \quad \dots \dots (3-11)$$

ここに、

- $\delta$  : 井筒全体の変位 (m)
- $F_2$  : 井筒前面  $B^*$  に作用する力 (kN/m)
- $K_2$  : 井筒前面の荷重作用方向のばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)

鋼管矢板  $i$  に作用する接線方向の反力を式(3-12)に示します。

$$f_{xi} = k_{xi} \cdot \delta_{xi} = k_{xi} \cdot \delta \sin \theta_i \quad \dots \dots (3-12)$$

ここに、

- $\delta_{xi}$  : 鋼管矢板  $i$  の接線方向の変位 ( $=\delta \sin \theta_i$ )
- $k_{xi}$  : 接線方向のばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $f_{xi}$  : 接線方向反力 (kN/m)

ここで、 $n$  を直線部の側面の鋼管矢板の本数とし、ばねは側面につけるとすると力の釣りあいより、

$$F_2 = \sum_{i=1}^n f_{xi} \sin \theta_i = \left( \sum_{i=1}^n k_{xi} \sin^2 \theta_i \right) \delta \quad \dots \dots (3-13)$$

式(3-11)、式(3-13)より、

$$K_2 = \sum_{i=1}^n k_{xi} \sin^2 \theta_i \quad \dots \dots (3-14)$$

になります。

すべての鋼管矢板の  $k_i$  は等しい、すなわち  $k_x = k_{xi}$  と仮定すると、式(3-13)は、

$$K_2 = \left( n - 4 + 4 \sin^2 \frac{\pi}{4} \right) k_x$$

したがって、

$$k_x = \frac{1}{n - 4 + 4 \sin^2 \frac{\pi}{4}} K_2 \quad \dots \dots (3-15)$$

一方、井筒側面の荷重作用方向のばね定数は  $K_2 = 2k_{SHD} D^*$  なので式(3-15)は次のようになります。

$$k_x = \frac{2D^*}{n - 4 + 4 \sin^2 \frac{\pi}{4}} k_{SHD} \quad \dots \dots (3-16)$$

ここに、

$k_x$  : 鋼管矢板 1 本の長さ 1m 当りのばね定数

式(3-16)で求めた値 $k_x$ を鋼管矢板 1 本の分担幅(鋼管杭の直径 $d$  + 継手間距離 $\eta$ )で割って、入力用の単位面積当りの接線方向地盤ばね定数 $\bar{k}_x$ とします。よって、 $\bar{k}_x$ は次式で計算できます。

$$\bar{k}_x = \frac{k_x}{d + \eta} = \frac{2D^*}{(d + \eta) \left( n - 4 + 4 \sin^2 \frac{\pi}{4} \right)} k_{SHD} \quad \dots \dots (3-17)$$

$$\alpha_{kx} = \frac{2D^*}{(d + \eta) \left( n - 4 + 4 \sin^2 \frac{\pi}{4} \right)} \quad \dots \dots (3-18)$$

c) 鉛直方向地盤ばね定数の補正係数 $\alpha_{kz}$

鋼管矢板 1 本の分担幅は $d + \eta$ (ここで、 $d$  : 鋼管矢板の直径、 $\eta$  : 継手間距離)であり、単位面積当たりの鉛直方向地盤ばね定数の補正係数は $\alpha_{kz} = 1.0$ を使用します。

(2) 地盤反力度の上限値の補正係数 $\alpha_p$

各鋼管矢板の地盤反力度の上限値の補正係数を算定します。

a) 法線方向地盤反力度の上限値の補正係数 $\alpha_{py}$

受働土圧強度 $P_p$ から単位面積当りの法線方向の地盤反力度の上限値 $P_y$ を求めるために、次式を定義して計算を行います。

$$P_y = \alpha_{py} P_p \quad \dots \dots (3-19)$$

ここに、

- $\alpha_{py}$  : 法線方向地盤反力度の上限値の補正係数
- $P_p$  : 地盤の受働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_y$  : 単位面積当りの法線方向の地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha_{py}$ は、井筒に十分な変位が発生し、地盤はすべて塑性段階に入る時、前面 $B^*$ に作用する地盤反力 $F_3$ と外周鋼管矢板の前面鋼管矢板に作用する法線方向の地盤反力の合計を等しいとして求めます。計算は鉛直方向の単位長さ当りについて行います。

鋼管矢板 $i$ の法線方向の地盤反力の最大値 $f_{ymi}$ 、 $m$ は直線部の前背面の鋼管矢板の本数とすると、力の釣りあいより、

$$F_3 = \left( \sum_{i=1}^m f_{ymi} \cos \theta_i \right) / 2 \quad \dots \dots (3-20)$$



ここで、すべての鋼管矢板の  $f_{ymi}$  は等しいと仮定、すなわち、 $f_{ym} = f_{ymi}$  とすると、式(3-20)は、

$$F_3 = \left( m - 4 + 4 \cos \frac{\pi}{4} \right) / 2 \times f_{ym}$$

したがって、

$$f_{ym} = \frac{2}{\left( m - 4 + 4 \cos \frac{\pi}{4} \right)} F_3 \quad \dots \dots (3-21)$$

一方、井筒前面の地盤反力度の上限値は  $F_3 = P_p B^*$  なので、式(3-21)は次のようになります。

$$f_{ym} = \frac{2B^*}{\left( m - 4 + 4 \cos \frac{\pi}{4} \right)} P_p \quad \dots \dots (3-22)$$

ここに、

$f_{ym}$  : 鋼管矢板 1 本の長さ 1m 当りの地盤塑性ばね反力

鋼管矢板 1 本の分担幅で除すと、単位面積当たりの法線方向地盤反力度の上限値  $P_y$  と補正係数  $\alpha_{py}$  は次式の通りとなります。

$$P_y = \frac{f_{ym}}{d + \eta} = \frac{2B^*}{(d + \eta) \left( m - 4 + 4 \cos \frac{\pi}{4} \right)} P_p \quad \dots \dots (3-23)$$

$$\alpha_{py} = \frac{2B^*}{(d + \eta) \left( m - 4 + 4 \cos \frac{\pi}{4} \right)} \quad \dots \dots (3-24)$$

b) 接線方向地盤反力度の上限値の補正係数  $\alpha_{px}$

水平方向せん断地盤反力度の上限値  $P_{SHu}$  から単位面積当りの接線方向の地盤反力度の上限値  $P_x$  を求めるために、次式を定義して計算を行います。

$$P_x = \alpha_{px} P_{SHu} \quad \dots \dots (3-25)$$

ここに、

$\alpha_{px}$  : 接線方向地盤反力度の上限値の補正係数

$P_{SHu}$  : 水平方向せん断地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_x$  : 単位面積当りの接線方向の地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha_{px}$  は、井筒に十分な変位が発生し、地盤はすべて塑性段階に入る時、側面  $D^*$  に作

用する地盤反力  $F_4$  と外周鋼管矢板に作用する接線方向の地盤反力の合計を等しいとして求めます。計算は鉛直方向の単位長さ当りについて行います。

鋼管矢板  $i$  の接線方向の地盤反力の最大値  $f_{xi}$  とすると、力の釣りあいより、

$$F_4 = \sum_{i=1}^n f_{xmi} \sin \theta_i \quad \dots \dots (3-26)$$

ここで、すべての鋼管矢板の  $f_{xmi}$  は等しいと仮定、すなわち  $f_{xm} = f_{xmi}$  とすると、式(3-26)は、

$$F_4 = \left( n - 4 + 4 \sin \frac{\pi}{4} \right) f_{xm}$$

したがって、

$$f_{xm} = \frac{1}{n - 4 + 4 \sin \frac{\pi}{4}} F_4 \quad \dots \dots (3-27)$$

一方、井筒側面の地盤反力度の上限値は  $F_4 = 2P_{Shu} D^*$  なので、式(3-27)は次のようになります。

$$f_{xm} = \frac{2D^*}{n - 4 + 4 \sin \frac{\pi}{4}} P_{Shu} \quad \dots \dots (3-28)$$

ここに、

$f_{xm}$  : 鋼管矢板 1 本の長さ 1m 当りの地盤塑性ばね反力

鋼管矢板 1 本 の 分 担 幅 で 除 す と、 単 位 面 積 当 た り の 接 線 方 向 地 盤 反 力 度 の 上 限 値  $P_x$  と 補 正 係 数  $\alpha_{px}$  は 次 式 の 通 り と な り ます。

$$P_x = \frac{f_{xm}}{d + \eta} = \frac{2D^*}{(d + \eta) \left( n - 4 + 4 \sin \frac{\pi}{4} \right)} P_{Shu} \quad \dots \dots (3-29)$$

$$\alpha_{px} = \frac{2D^*}{(d + \eta) \left( n - 4 + 4 \sin \frac{\pi}{4} \right)} \quad \dots \dots (3-30)$$

c) 鉛直方向の地盤反力度の上限値の補正係数  $\alpha_{pz}$

単位面積当たりの鉛直方向地盤反力度の上限値の補正係数は  $\alpha_{pz} = 1.0$  を使用します。

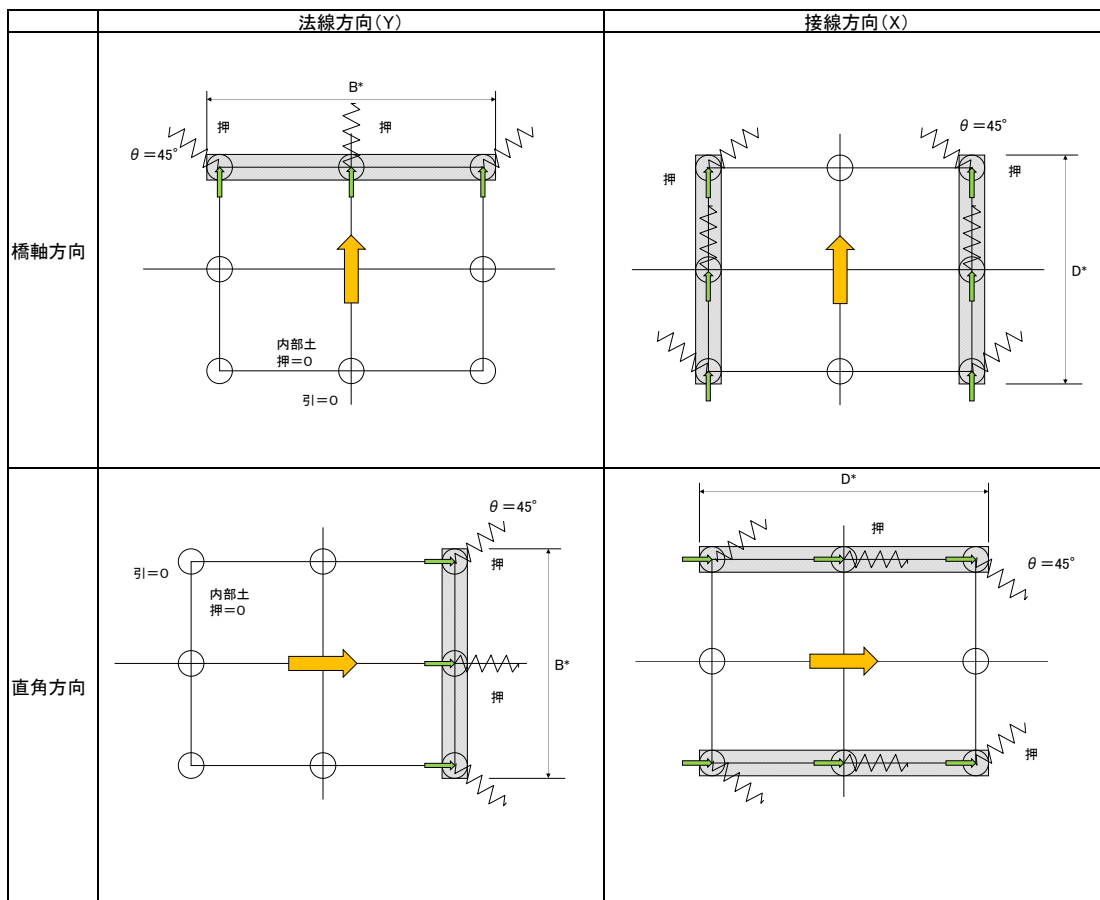


図-2.11 地盤ばねの取り付け方(矩形の場合)

### 2.3.6 地盤ばね定数の設定方法のまとめ

2.3.3~2.3.5 で算定した地盤ばね定数について、平面形状ごとにまとめたものを以下の表-2.6~2.8 に示します。

表-2.6 円形の場合の地盤ばね定数

地盤抵抗要素		地盤ばね定数
外周面	法線方向	$k_{Hy} = 4B^* / ((d + \eta) \cdot (n)) \times k_H$
	接線方向	$k_{Hx} = 4D^* / ((d + \eta) \cdot (n)) \times k_{SHD}$
	鉛直方向	$k_z = k_{SVB}$
底面	法線方向	$k_{Sy} = k_S, k_{Ry} = k_V \cdot I$
	接線方向	$k_{Sx} = k_S, k_{Rx} = k_V \cdot I$
	鉛直方向	$k_{Vz} = k_V$

表-2.7 小判形の場合の地盤ばね定数

地盤抵抗要素		地盤ばね定数
外周面	法線方向	$k_{Hy} = 4B^* / ((d + \eta) \cdot (n + 2m)) \times k_H$
	接線方向	$k_{Hx} = 4D^* / ((d + \eta) \cdot (n + 2m)) \times k_{SHD}$
	鉛直方向	$k_z = k_{SVB}$
底面	法線方向	$k_{Sy} = k_S, k_{Ry} = k_V \cdot I$
	接線方向	$k_{Sx} = k_S, k_{Rx} = k_V \cdot I$
	鉛直方向	$k_{Vz} = k_V$

表-2.8 矩形の場合の地盤ばね定数

地盤抵抗要素		地盤ばね定数
外周面	法線方向	$k_{Hy} = 2B^* / ((d + \eta) \cdot (m - 4 + 4\cos^2 \frac{\pi}{4})) \times k_H$
	接線方向	$k_{Hx} = 2D^* / ((d + \eta) \cdot (n - 4 + 4\sin^2 \frac{\pi}{4})) \times k_{SHD}$
	鉛直方向	$k_z = k_{SVB}$
底面	法線方向	$k_{Sy} = k_S, k_{Ry} = k_V \cdot I$
	接線方向	$k_{Sx} = k_S, k_{Rx} = k_V \cdot I$
	鉛直方向	$k_{Vz} = k_V$

### 2.3.7 地盤反力度の上限値の設定方法のまとめ

2.3.3~2.3.5 で算定した地盤反力度の上限値について、平面形状ごとにまとめたものを以下の表-2.9~2.11 に示します。

表-2.9 円形の場合の地盤反力度の上限値

地盤抵抗要素		地盤反力度の上限値
外周面	法線方向	$P_y = B^* / ((d + \eta) \cdot (n / \pi)) \times P_p$
	接線方向	$P_x = D^* / ((d + \eta) \cdot (n / \pi)) \times P_{SH}$
	鉛直方向	$P_z = P_{SV}$
底面	法線方向	—
	接線方向	—
	鉛直方向	$P_b = q_u A$

表-2.10 小判形の場合の地盤反力度の上限値

地盤抵抗要素		地盤反力度の上限値
外周面	法線方向	$P_y = B^* / ((d + \eta) \cdot (n / \pi + m / 2)) \times P_p$
	接線方向	$P_x = D^* / ((d + \eta) \cdot (n / \pi + m / 2)) \times P_{SH}$
	鉛直方向	$P_z = P_{SV}$
底面	法線方向	—
	接線方向	—
	鉛直方向	$P_b = q_u A$

表-2.11 矩形の場合の地盤反力度の上限値

地盤抵抗要素		地盤反力度の上限値
外周面	法線方向	$P_y = 2B^* / ((d + \eta) \cdot (m - 4 + 4 \cos \frac{\pi}{4})) \times P_p$
	接線方向	$P_x = D^* / ((d + \eta) \cdot (n - 4 + 4 \sin \frac{\pi}{4})) \times P_{SH}$
	鉛直方向	$P_z = P_{SV}$
底面	法線方向	—
	接線方向	—
	鉛直方向	$P_b = q_u A$



---

## 3. 設計計算例

### 3.1 検討概要

#### 3.1.1 解析コード

##### (1) プログラム名

汎用非線形有限要素解析プログラム Marc  
(エムエスシーソフトウェア株式会社製 Marc2012)

##### (2) 使用要素

###### a) 要素 No. 78 鋼管矢板(外周、隔壁)(本体鋼管)

2 節点 3 次元薄肉閉断面梁要素。Euler-Bernoulli 理論に基づく中空閉断面梁要素。  
ねじりは考慮しているが、断面の反りは無視した直線の梁要素。

beam sect オプションで、周方向に 72 個の積分点を持つ円形断面形状を定義。

###### b) 要素 No. 52 継手、ダミー要素

2 節点 3 次元弾性梁要素。

弾性材料挙動のみが許された Euler-Bernoulli 理論による直線梁要素。

断面形状は特に定義せず、断面積  $A$  と断面二次モーメント  $I_{xx}$ 、 $I_{yy}$  を付与。

##### (3) 使用オプション、機能

###### a) beam sect

梁要素の断面形状、板厚、積分点位置を定義。

###### b) solver

解析に使用するソルバーを定義。

=8 : multifrontal direct sparse solver (標準ソルバー)

###### c) coord system

ばねを定義するにあたり節点ごとに局所座標系を定義。

###### d) rbe2

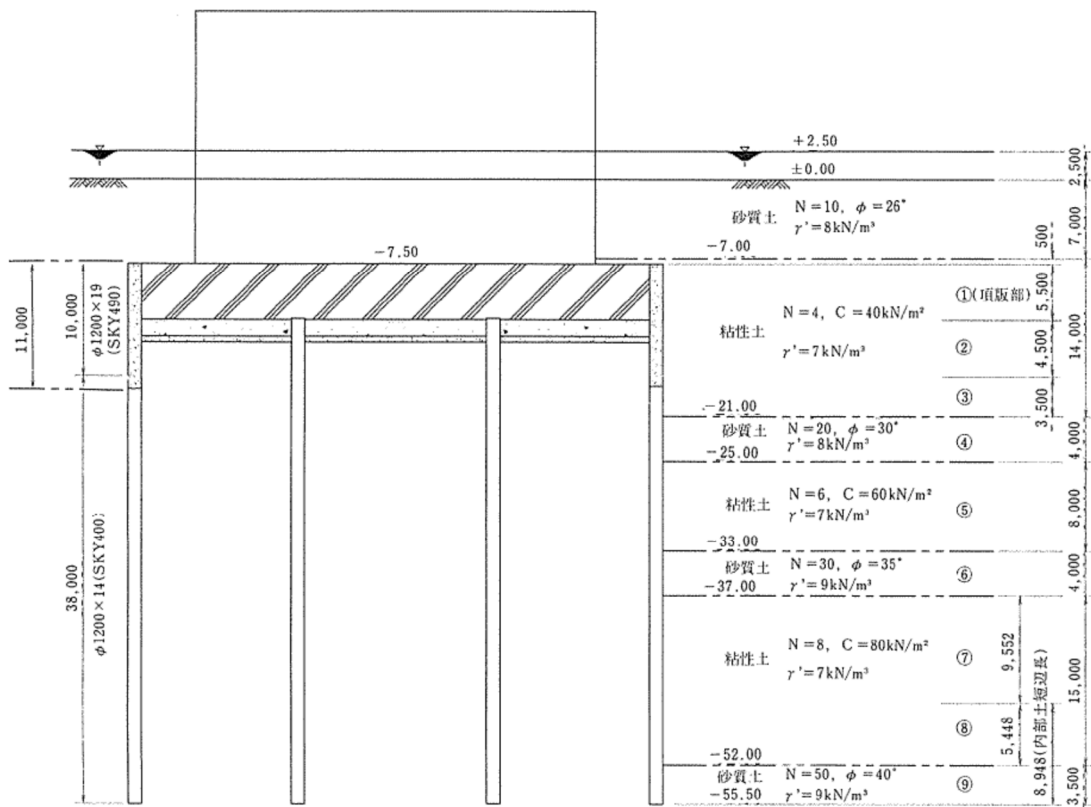
頂版内節点を剛体結合。

###### e) table

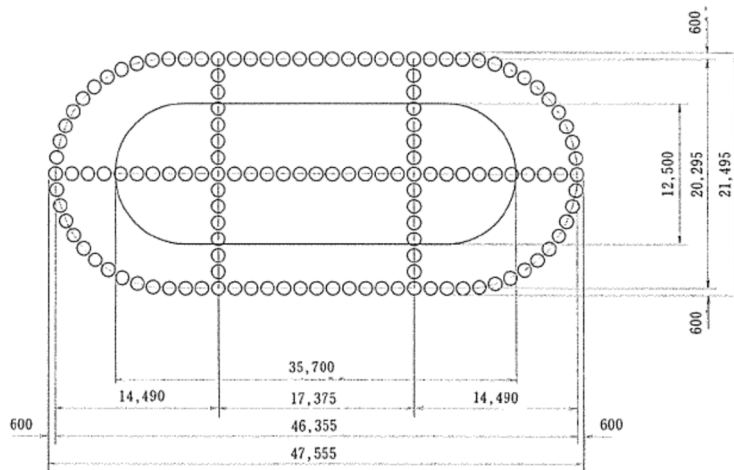
主にばね特性(変位と力の関係)を定義。

##### (4) 解析ケース

「鋼管矢板基礎 —その設計と施工—」<sup>1)</sup>(以下、黄本)に記載の設計例 2(小判形の鋼管矢板基礎)を対象に、橋軸方向と橋軸直角方向の 2 ケースの解析を行います。図-3.1 に解析対象の基礎形状寸法図を示します。



(a) 正面图



(b) 平面图

图-3.1 基礎形状寸法图<sup>1)</sup>



### 3.1.2 解析条件

#### (1) 鋼管矢板

鋼管矢板の諸元を表-3.1に示します。

表-3.1 鋼管矢板の諸元

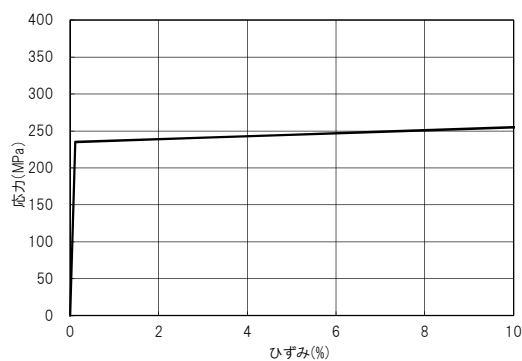
項目	記号	単位	外周鋼管矢板		隔壁鋼管矢板
外径	D	mm	1200	1200	1200
厚さ	t	mm	19.0	14.0	14.0
腐食代		mm	1.0	1.0	1.0
断面積	A	cm <sup>2</sup>	667.3	484.0	484.0
断面二次モーメント	I	cm <sup>4</sup>	1161661	849592	849592
断面係数	Z	cm <sup>3</sup>	19393	14184	14184
材質			SKY490	SKY400	SKY400
本数		本	80		55

#### (2) 材料の物理定数

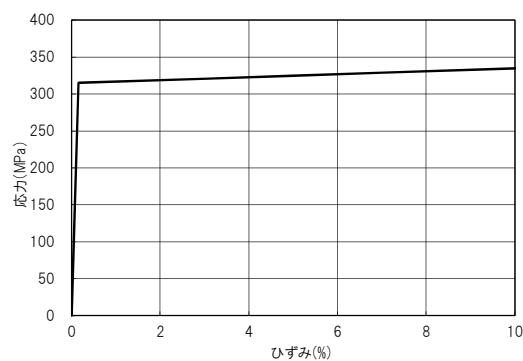
鋼材の物理定数を表-3.2に示します。また、鋼材の応力-ひずみ関係は、図-3.2に示すように、降伏点を折れ点とするバイリニア型で定義します。なお、解析の安定性のため、降伏後の剛性を初期剛性のEの1/1000とします。

表-3.2 鋼材の物理定数

鋼のヤング係数	$E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
鋼のポアソン比	$\nu=0.3$
鋼の降伏点 SKY400	$\sigma_y=235 \text{ N/mm}^2$
SKY490	$\sigma_y=315 \text{ N/mm}^2$



(a) SKY400



(b) SKY490

図-3.2 応力-ひずみ関係

### (3) 継手

継手ばねは3方向のバイリニア型非線形ばねでモデル化します。表-3.3に各方向の継手ばね定数を示します。継手ばねの反力が実際の継手位置に作用するため、長さ $(d + \eta)/2$ の剛なダミー要素を杭から水平にモデル化し、隣接する鋼管矢板のダミー要素との間に継手ばねを取付けます。ここに、 $d$ は鋼管矢板の外径、 $\eta$ は継手間距離です。

表-3.3 継手ばね定数

	剛性 $K$ (kN/m <sup>2</sup> )	上限値 $P_{max}$ (kN/m)
法線方向 $K_n$	50,000	200
接線方向 $K_t$	5,000,000	5,000
鉛直方向 $K_z$	1,200,000	200

※参考文献 2)を加筆修正

### (4) 地盤ばね

地盤抵抗は基礎全体に作用する地盤反力が仮想井筒ばりモデルの L2 地震時と等価となるように鋼管矢板 1 本ごとの地盤ばね特性をモデル化します。表-3.4~3.8に基礎底面および基礎周面の地盤反力係数と地盤反力度の上限値を示します。ここに、周面の鉛直方向せん断地盤抵抗の地盤反力係数と地盤反力度の上限値については、内部土短辺長の長さ 8.95m より標高-46.55m 以深は内周面の抵抗を考慮して評価しています。

表-3.4 基礎底面の地盤反力係数と地盤反力度の上限値

	地盤反力係数 (kN/m <sup>3</sup> )	地盤反力度の上限値 杭1本当り (kN)
鉛直方向地盤抵抗	$k_v = 329983$	$q_d A_1 = 7917$
水平方向せん断地盤抵抗	$k_s = 98995$	線形

表-3.5 基礎周面の地盤反力係数(橋軸方向)

No.	標高 (m)	地盤反力係数 (kN/m <sup>3</sup> )			
		前面		側面	
		$k_H$	$k_{SVB}$	$k_{SHD}$	$k_{SVD}$
1	-7.50 ~ -13.00	2692	808	3226	1613
2	-13.00 ~ -21.00	2692	808	3226	1613
3	-21.00 ~ -25.00	13458	4038	16129	8065
4	-25.00 ~ -33.00	4038	1211	4839	2419
5	-33.00 ~ -37.00	20188	6056	24194	12097
6	-37.00 ~ -46.55	5383	1615	6452	3226
7	-46.55 ~ -52.00	5383	3230	6452	6452
8	-52.00 ~ -55.50	33646	20188	40323	40323

表-3.6 基礎周面の地盤反力度の上限値(橋軸方向)

No.	標高 (m)	Zf (m)	KEP	$\alpha p$	$p_{Ep}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_{Hu}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_{SHDu}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_{SVDu}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	-7.50	0.00	1.0000	1.0000	139.58	139.58	29.79	40.00	40.00
	-13.00	5.50		1.0636	178.14	189.47	49.07	40.00	40.00
2	-13.00	5.50	1.0000	1.0636	178.14	189.47	49.07	40.00	40.00
	-21.00	13.50		1.1560	234.21	270.76	77.11	40.00	40.00
3	-21.00	13.50	3.5052	1.1560	540.55	624.90	77.11	44.52	44.52
	-25.00	17.50		1.2023	652.85	784.91	93.13	53.77	53.77
4	-25.00	17.50	1.0000	1.2023	306.26	368.21	93.13	60.00	60.00
	-33.00	25.50		1.2948	362.34	469.14	121.17	60.00	60.00
5	-33.00	25.50	4.5269	1.2948	1097.03	1420.39	121.17	84.84	84.84
	-37.00	29.50		1.3410	1260.17	1689.88	139.19	97.46	90.00
6	-37.00	29.50	1.0000	1.3410	438.38	587.86	139.19	80.00	80.00
	-46.55	39.05		1.4514	505.34	733.44	172.67	80.00	80.00
7	-46.55	39.05	1.0000	1.4514	505.34	733.44	172.67	80.00	160.00
	-52.00	44.50		1.5144	543.53	823.11	191.76	80.00	160.00
8	-52.00	44.50	5.9960	1.5144	2299.63	3482.51	191.76	160.91	300.00
	-55.50	48.00		1.5548	2488.72	3869.55	207.53	174.14	300.00

表-3.7 基礎周面の地盤反力係数(橋軸直角方向方向)

No.	標高 (m)	地盤反力係数 (kN/m <sup>3</sup> )			
		前面		側面	
		k <sub>H</sub>	k <sub>SVB</sub>	k <sub>SHD</sub>	k <sub>SVD</sub>
1	-7.50 ~ -13.00	5376	1613	1615	808
2	-13.00 ~ -21.00	5376	1613	1615	808
3	-21.00 ~ -25.00	26882	8065	8075	4038
4	-25.00 ~ -33.00	8065	2419	2423	1211
5	-33.00 ~ -37.00	40323	12097	12113	6056
6	-37.00 ~ -46.55	10753	3226	3230	1615
7	-46.55 ~ -52.00	10753	6452	3230	3230
8	-52.00 ~ -55.50	67205	40323	20188	20188

表-3.8 基礎周面の地盤反力度の上限値(橋軸直角方向)

No.	標高 (m)	Zf (m)	KEP	$\alpha p$	$p_{Ep}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_{Hu}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_{SHDu}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_{SVDu}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	-7.50	0.00	1.0000	1.0000	139.58	139.58	29.79	40.00	40.00
	-13.00	5.50		1.1599	178.14	206.62	49.07	40.00	40.00
2	-13.00	5.50	1.0000	1.1599	178.14	206.62	49.07	40.00	40.00
	-21.00	13.50		1.3925	234.21	326.14	77.11	40.00	40.00
3	-21.00	13.50	3.5052	1.3925	540.55	752.72	77.11	44.52	44.52
	-25.00	17.50		1.5088	652.85	985.02	93.13	53.77	53.77
4	-25.00	17.50	1.0000	1.5088	306.26	462.09	93.13	60.00	60.00
	-33.00	25.50		1.7415	362.34	631.02	121.17	60.00	60.00
5	-33.00	25.50	4.5269	1.7415	1097.03	1910.48	121.17	84.84	84.84
	-37.00	29.50		1.8578	1260.17	2341.14	139.19	97.46	90.00
6	-37.00	29.50	1.0000	1.8578	438.38	814.42	139.19	80.00	80.00
	-46.55	39.05		2.1354	505.34	1079.10	172.67	80.00	80.00
7	-46.55	39.05	1.0000	2.1354	505.34	1079.10	172.67	80.00	160.00
	-52.00	44.50		2.2939	543.53	1246.80	191.76	80.00	160.00
8	-52.00	44.50	5.9960	2.2939	2299.63	5275.12	191.76	160.91	300.00
	-55.50	48.00		2.3957	2488.72	5962.23	207.53	174.14	300.00

立体骨組モデルの地盤ばねとモデル化する地盤抵抗を表-3.9に示します。法線方向および接線方向の地盤ばねは外周部の鋼管矢板に、鉛直方向の地盤ばねは外周部の全鋼管矢板および隔壁部の鋼管矢板の先端から内部土短辺長の範囲に、鋼管矢板先端の地盤ばねは全鋼管矢板にそれぞれ設定します。外周鋼管矢板の法線方向の地盤ばねと鋼管矢板先端の鉛直方向の地盤ばねは圧縮にしか抵抗しない片効きばねとします。

これらの地盤ばねによる地盤抵抗の総和が仮想井筒ばりモデルと等価となるように、次節以降で地盤ばね定数および地盤強度の補正係数を算定します。

表-3.9 立体骨組モデルの地盤ばねとモデル化する地盤抵抗

種別	取付位置	区分	方向	モデル化する地盤抵抗	備考
外周矢板	側面	全て	法線方向	基礎前面の水平地盤抵抗	
			接線方向	基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗	
		前面	鉛直方向	基礎前面の鉛直方向せん断地盤抵抗	
			側面	基礎側面の鉛直方向せん断地盤抵抗	
隔壁矢板	側面	前面	鉛直方向	基礎前面の鉛直方向せん断地盤抵抗	先端から短辺長の範囲
		側面	鉛直方向	基礎側面の鉛直方向せん断地盤抵抗	〃
外周矢板 及び 隔壁矢板	先端	全て	鉛直方向	基礎底面の鉛直方向地盤抵抗	
			橋軸方向	基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗	
			橋軸直角方向	基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗	

(5) 地盤ばね定数および地盤反力度の上限値の補正係数  $\alpha_k$ ,  $\alpha_p$

基礎全体の地盤反力から各杭の地盤ばね定数の補正係数を算定します。基礎の条件は以下の表-3.10 に示す通りとします。

表-3.10 基礎の条件

$d$ (鋼管矢板の外径)	1.2m
$\eta$ (継手間距離)	0.248m
$B$ (基礎前面幅)	47.555m(橋軸方向)、21.495m(橋軸直角方向)
$B^*$ (有効前面幅)	43.256m(橋軸方向)、17.196m(橋軸直角方向)
$D^*$ (有効側面幅)	17.196m(橋軸方向)、43.256m(橋軸直角方向)
$m'$ (直線部の鋼管矢板の本数)	36 本
$n$ (曲線部の鋼管矢板の本数)	44 本

a) 法線方向地盤ばね定数の補正係数  $\alpha_{ky}$

$$\alpha_{ky} = \frac{4B^*}{(d + \eta)(n + 2m)}$$

$$= \begin{cases} 4 \times 43.256 / (1.2 + 0.248) / (44 + 2 \times 36) = 1.030 & \text{(橋軸方向)} \\ 4 \times 17.196 / (1.2 + 0.248) / 44 = 1.080 & \text{(橋軸直角方向)} \end{cases}$$

b) 接線方向地盤ばね定数の補正係数  $\alpha_{kx}$

$$\alpha_{ky} = \frac{4D^*}{(d + \eta)(n + 2m)}$$

$$= \begin{cases} 4 \times 17.196 / (1.2 + 0.248) / 44 = 1.080 & \text{(橋軸方向)} \\ 4 \times 43.256 / (1.2 + 0.248) / (44 + 2 \times 36) = 1.030 & \text{(橋軸直角方向)} \end{cases}$$

c) 鉛直方向地盤ばね定数の補正係数  $\alpha_{kz}$

単位面積当たりの鉛直方向地盤ばね定数の補正係数は  $\alpha_{kz} = 1.0$  を使用します。

d) 法線方向地盤強度の補正係数  $\alpha_{py}$

$$\alpha_{py} = \frac{B^*}{(d + \eta)(n / \pi + m / 2)}$$

$$= \begin{cases} 43.256 / (1.2 + 0.248) / (44 / \pi + 36 / 2) = 0.933 & \text{(橋軸方向)} \\ 17.196 / (1.2 + 0.248) / (44 / \pi) = 0.848 & \text{(橋軸直角方向)} \end{cases}$$

---

e) 接線方向地盤強度の補正係数  $\alpha_{px}$

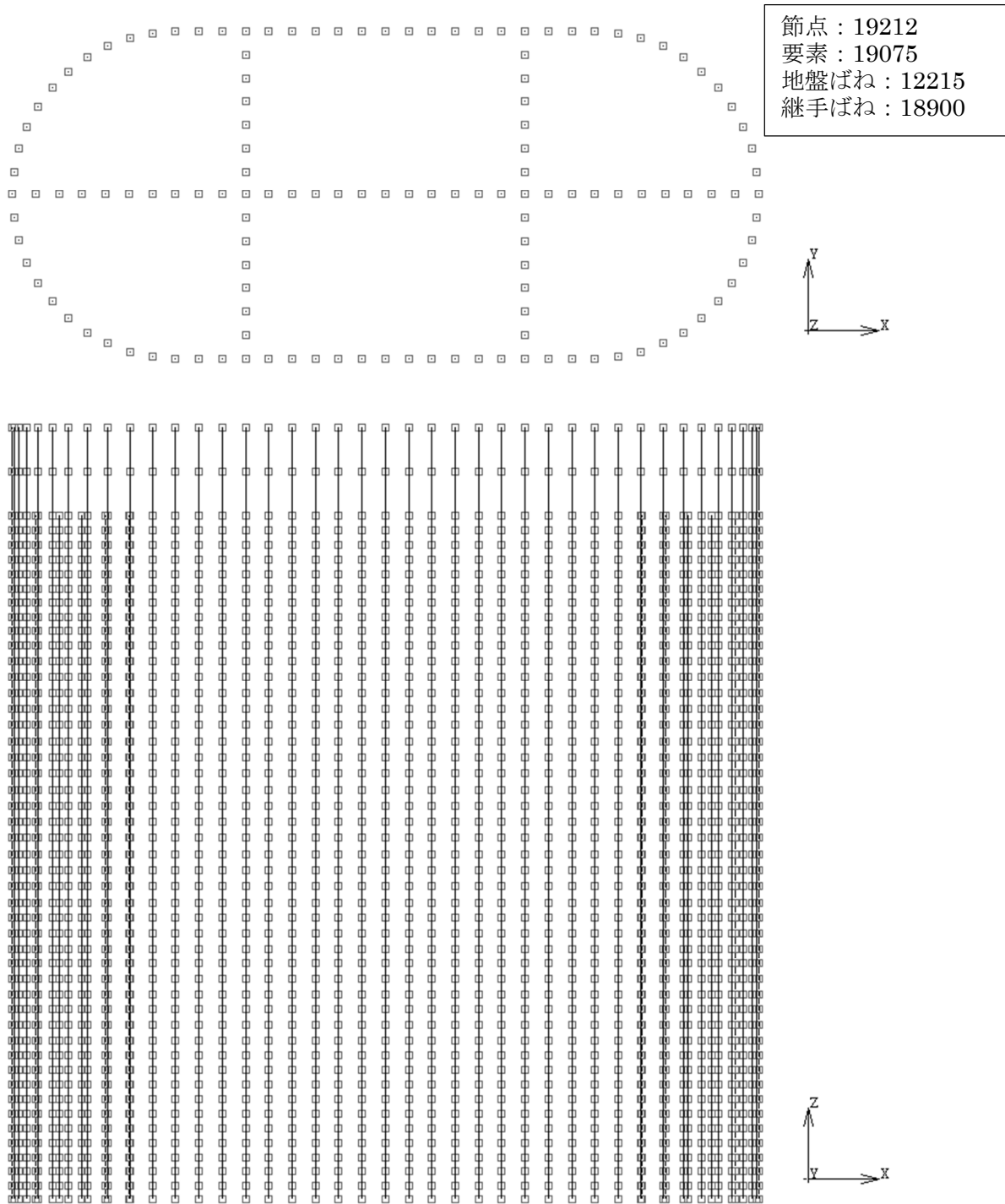
$$\alpha_{px} = \frac{D^*}{(d + \eta)(n / \pi + m / 2)}$$
$$= \begin{cases} 17.196 / (1.2 + 0.248) / (44 / \pi) = 0.848 & \text{(橋軸方向)} \\ 43.256 / (1.2 + 0.248) / (44 / \pi + 36 / 2) = 0.933 & \text{(橋軸直角方向)} \end{cases}$$

f) 鉛直方向地盤強度の補正係数  $\alpha_{pz}$

単位面積当たりの鉛直方向地盤強度の補正係数は  $\alpha_{pz} = 1.0$  を使用します。

### (6) 解析モデル

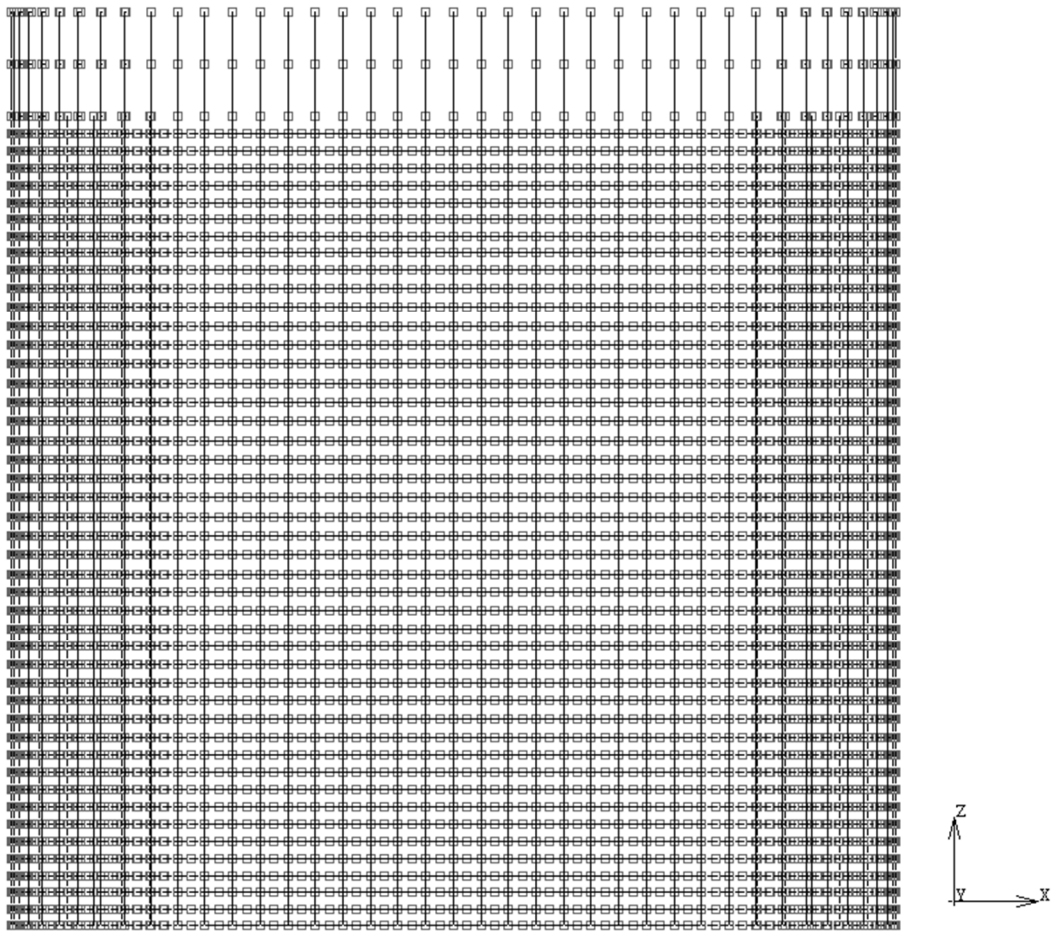
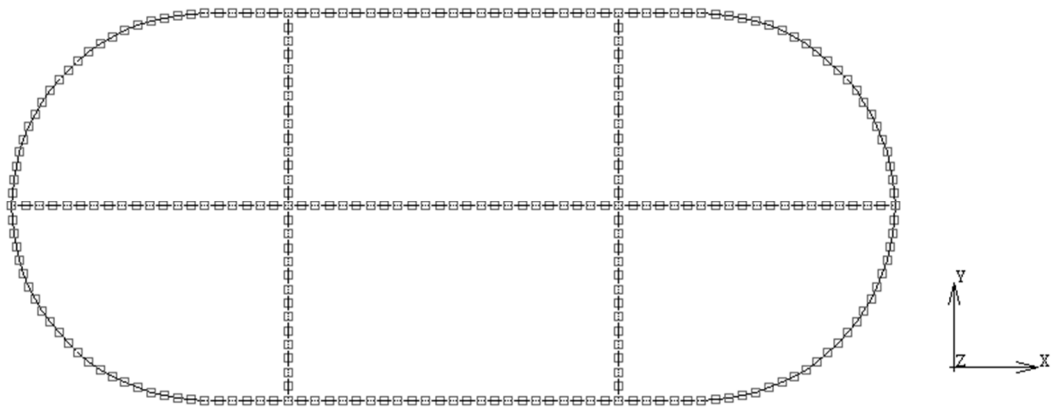
鋼管矢板基礎を鋼管、継手ばね、地盤ばねからなる立体骨組でモデル化します。要素長  $(d + \eta)/2$  の剛なダミー要素をモデル化して継手ばねを取付けます。荷重は頂版上面 (-7.5m) 中心に設けた節点に載荷します。また、この節点と頂版部の鋼管要素を RBE 要素で剛体連結します。図-3.3、3.4 に解析モデル図を示します。



※鋼管要素のみ表示

図-3.3 解析モデル図(その1)





※鋼管要素および継手用ダミー要素を表示

図-3.4 解析モデル図(その2)



### 3.2 解析結果

鋼管矢板基礎について鉛直荷重一定のもとで水平震度を漸増させる解析を行います。橋軸方向と橋軸直角方向の2ケースとします。橋軸方向は+Y方向に、橋軸直角方向は+X方向に水平荷重を載荷します。載荷荷重を表-3.11に示します。なお、慣性力作用位置は表-3.12の通りです。なお、鋼管矢板No.と位置の関係は図-3.5に示す通りです。

表-3.11 頂版上面への載荷荷重

橋軸方向	鉛直力	$V=RD+WP+WF+WG-Ww$	=	392347 kN
	水平力	$H=kh(WU+WP)$	= $kh \times$	296443 kN
	曲げモーメント	$M=kh\{WU(yU+yF)+WP(yP+yF)\}$	= $kh \times$	4107859 kN・m
橋軸直角方向	鉛直力	$V=RD+WP+WF+WG-Ww$	=	392347 kN
	水平力	$H=kh(WU+WP)$	= $kh \times$	320943 kN
	曲げモーメント	$M=kh\{WU(yU+yF)+WP(yP+yF)\}$	= $kh \times$	4938709 kN・m

表-3.12 慣性力作用位置

橋軸方向	-7.5m+22.5m=+15.0m
橋軸直角方向	-7.5m+25.5m=+18.0m

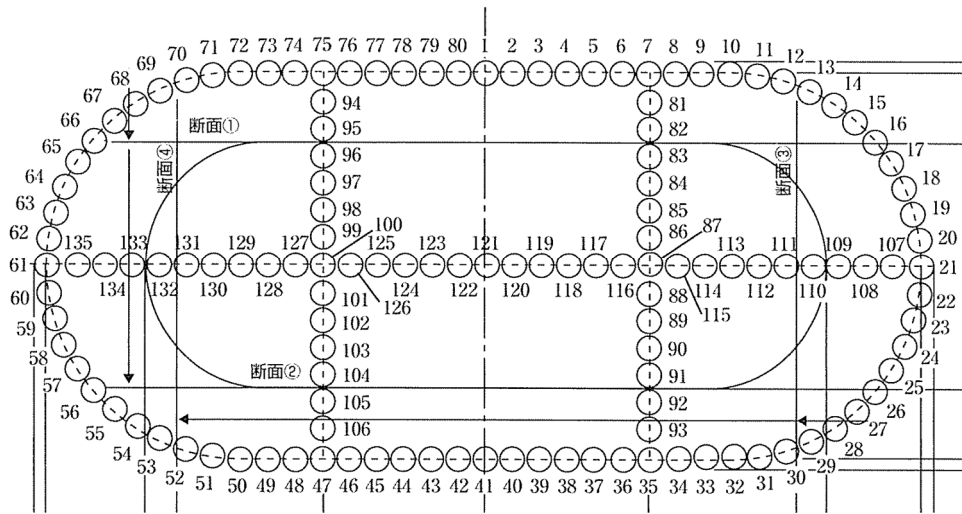


図-3.5 鋼管矢板No.と位置の関係<sup>1)</sup>

解析結果として鋼管矢板基礎の荷重変位曲線および、鋼管矢板の断面力と変形を整理した結果を図-3.6~3.25に示します。

3.2.1 Case-1 (橋軸方向)における荷重－変位曲線および鋼管矢板の断面力と変形

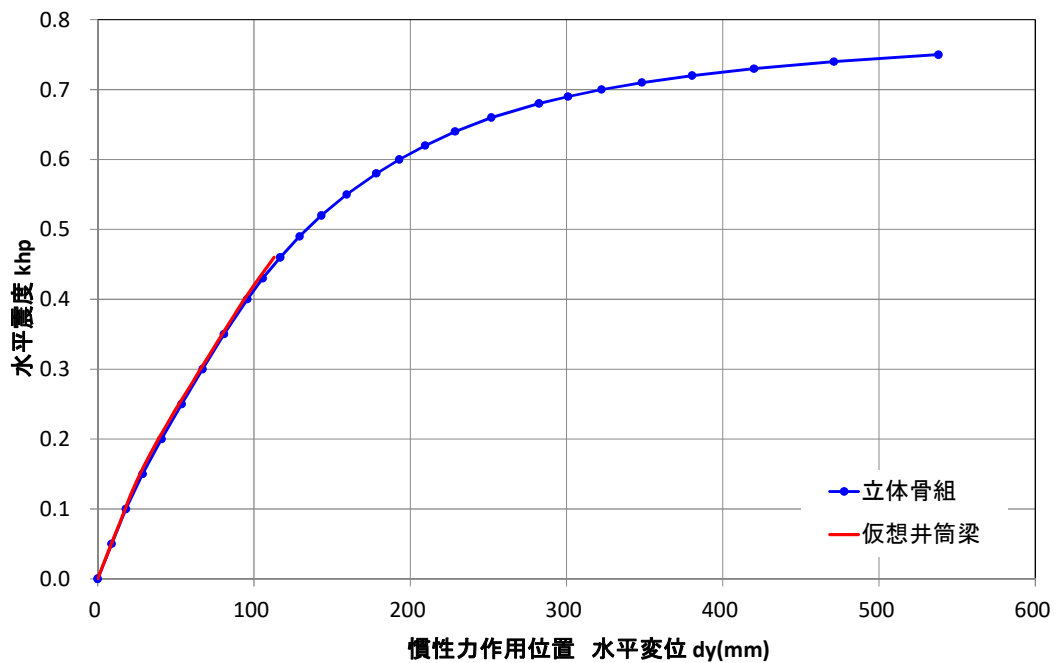
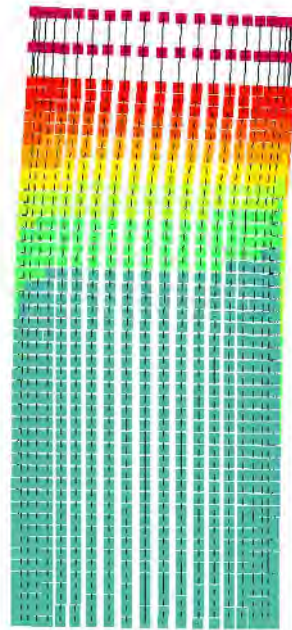
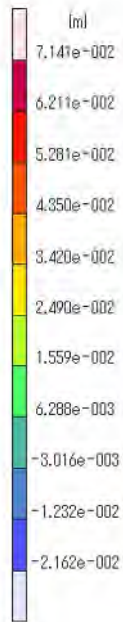


図-3.6 慣性力作用位置の荷重－変位曲線 (Case-1)

Inc: 11  
Time: 1.460e+000

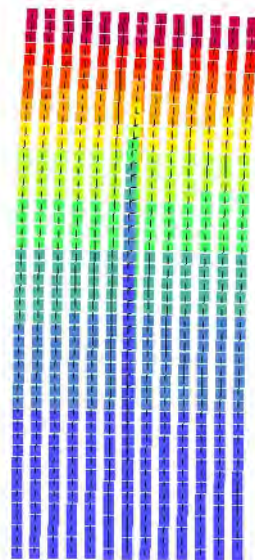


CASE1  
Displacement Y



(a) 外周鋼管矢板

Inc: 11  
Time: 1.460e+000



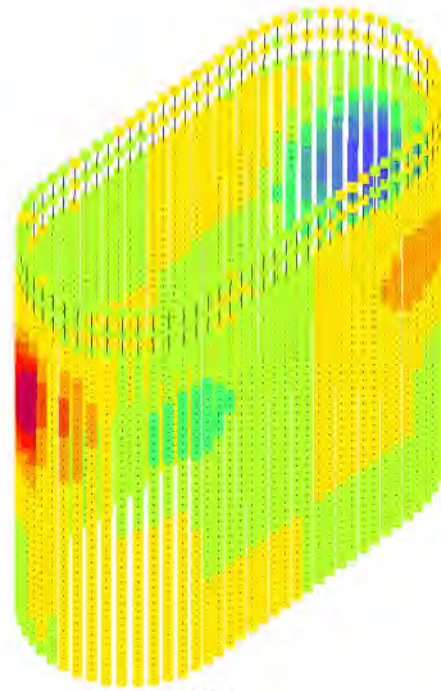
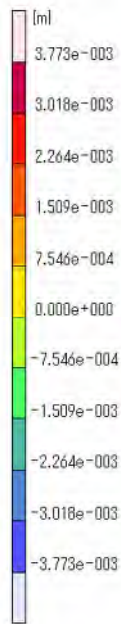
CASE1  
Displacement Y



(b) 隔壁鋼管矢板

図-3.7 変形および橋軸方向変位  $dy$  コンター図 (Case-1,  $Khp=0.46$ )  
(変形倍率 : 20 倍)

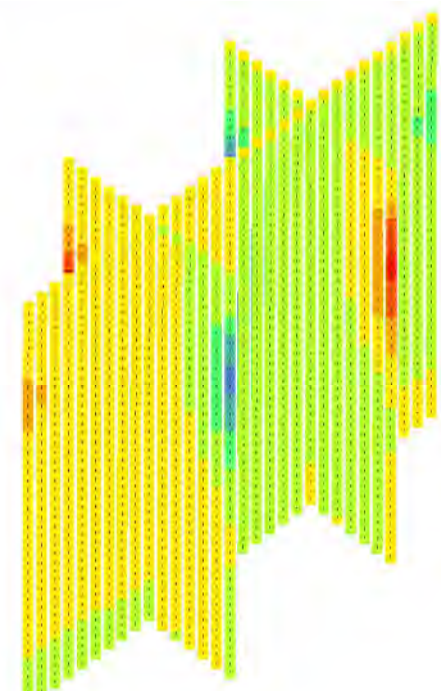
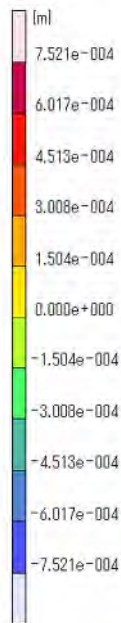
Inc: 11  
Time: 1.460e+000



CASE1  
Displacement X

(a) 外周鋼管矢板

Inc: 11  
Time: 1.460e+000

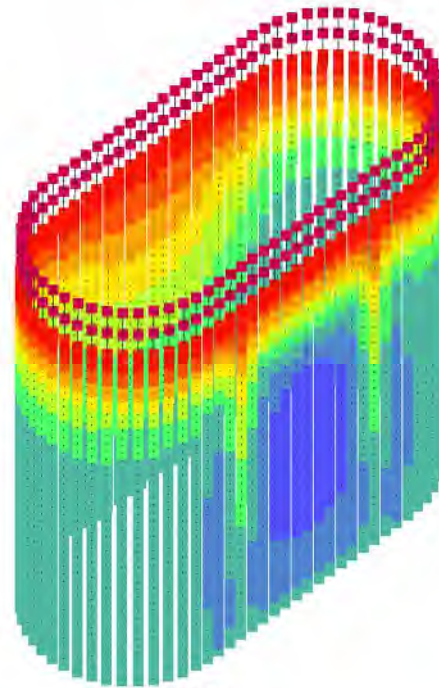
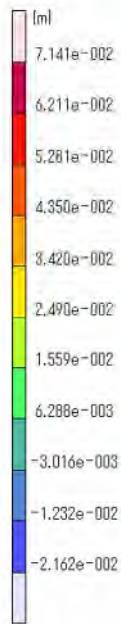


CASE1  
Displacement X

(b) 隔壁鋼管矢板

図-3.8 橋軸直角方向変位 dx コンター図 (Case-1,  $K_{hp}=0.46$ )

inc: 11  
Time: 1.460e+000

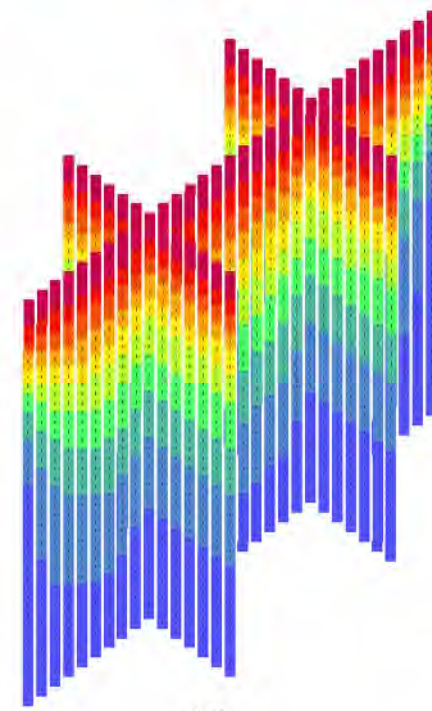
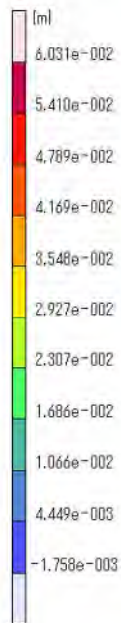


CASE1  
Displacement Y



(a) 外周鋼管矢板

inc: 11  
Time: 1.460e+000



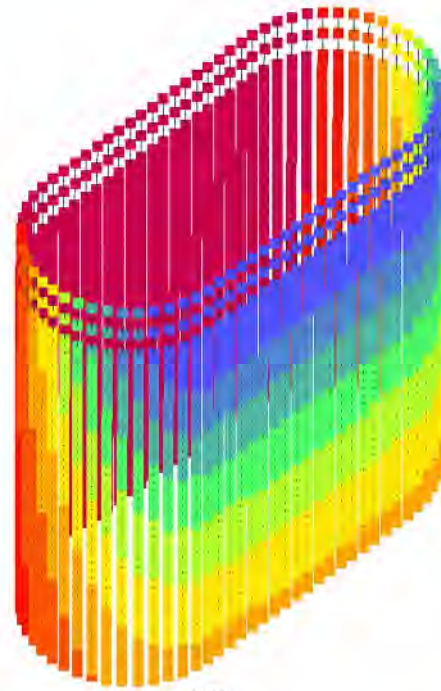
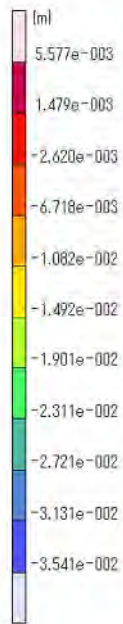
CASE1  
Displacement Y



(b) 隔壁鋼管矢板

図-3.9 橋軸方向変位 dy コンター図 (Case-1,  $K_{hp}=0.46$ )

inc: 11  
Time: 1.460e+000

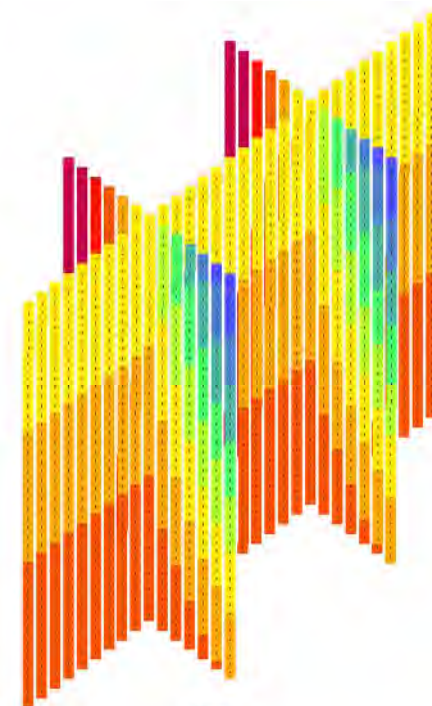
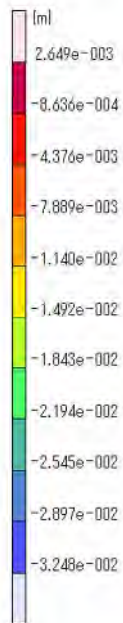


CASE1  
Displacement Z



(a) 外周鋼管矢板

inc: 11  
Time: 1.460e+000



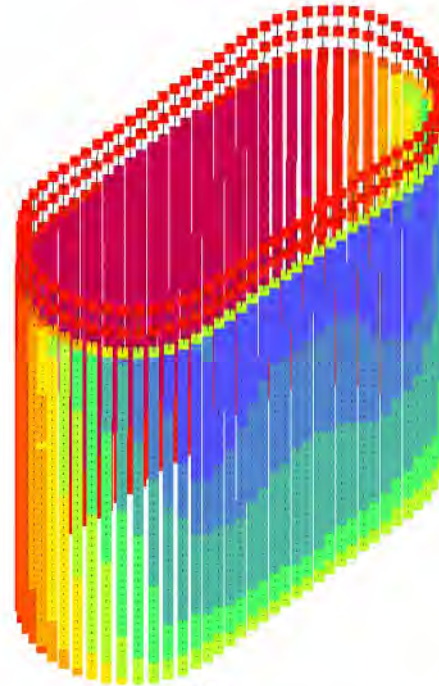
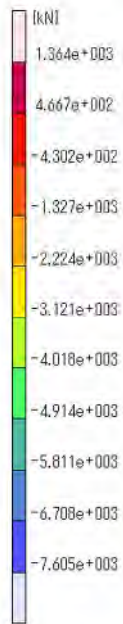
CASE1  
Displacement Z



(b) 隔壁鋼管矢板

図-3.10 橋軸直角方向変位 dz コンター図 (Case-1,  $K_{hp}=0.46$ )

Inc: 11  
Time: 1.460e+000

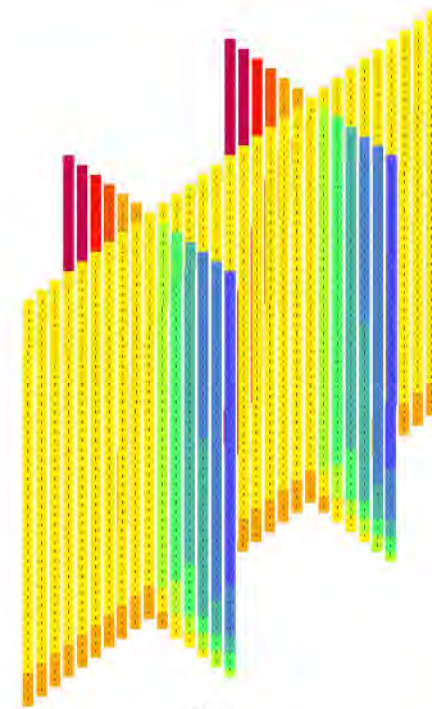
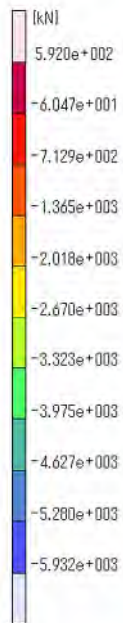


CASE1  
Beam Axial Force



(a) 外周鋼管矢板

Inc: 11  
Time: 1.460e+000



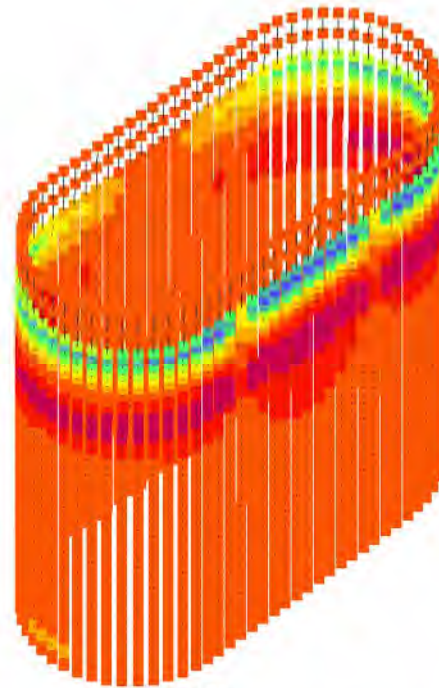
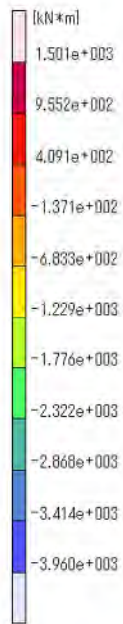
CASE1  
Beam Axial Force



(b) 隔壁鋼管矢板

図-3.11 軸力 N コンター図 (Case-1,  $K_{hp}=0.46$ )

Inc: 11  
Time: 1.460e+000

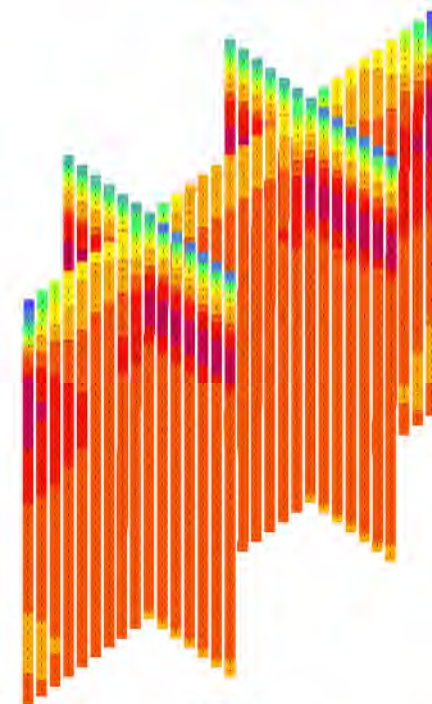
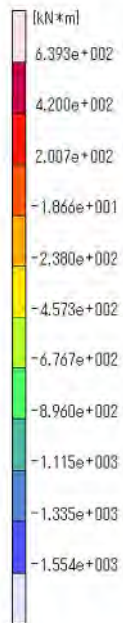


CASE1  
Beam Bending Moment Local X



(a) 外周鋼管矢板

Inc: 11  
Time: 1.460e+000



CASE1  
Beam Bending Moment Local X

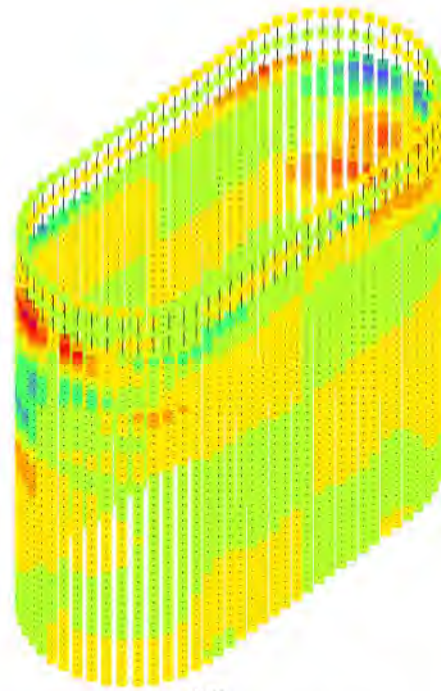
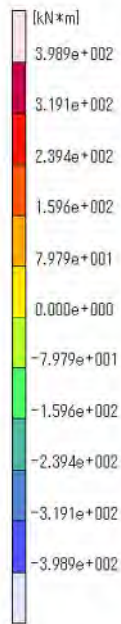


(b) 隔壁鋼管矢板

図-3.12 曲げモーメント  $M_x$  コンター図 (Case-1,  $K_{hp}=0.46$ )

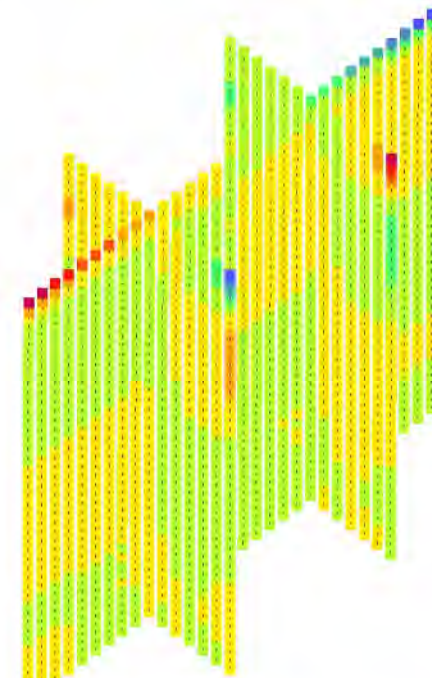
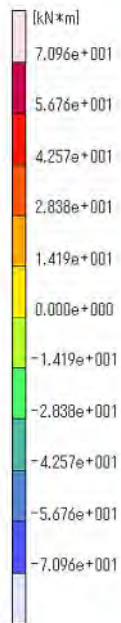


Inc: 11  
Time: 1.460e+000



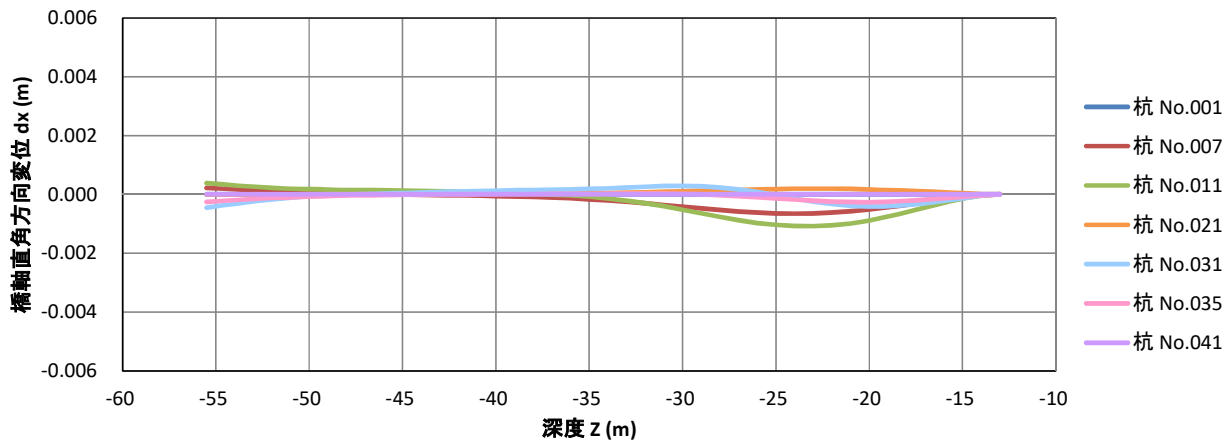
(a) 外周鋼管矢板

Inc: 11  
Time: 1.460e+000

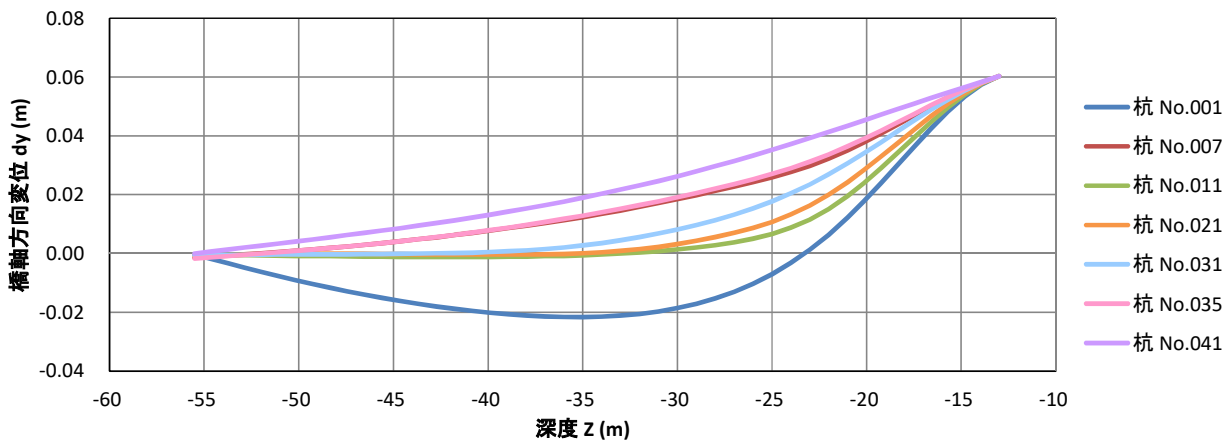


(b) 隔壁鋼管矢板

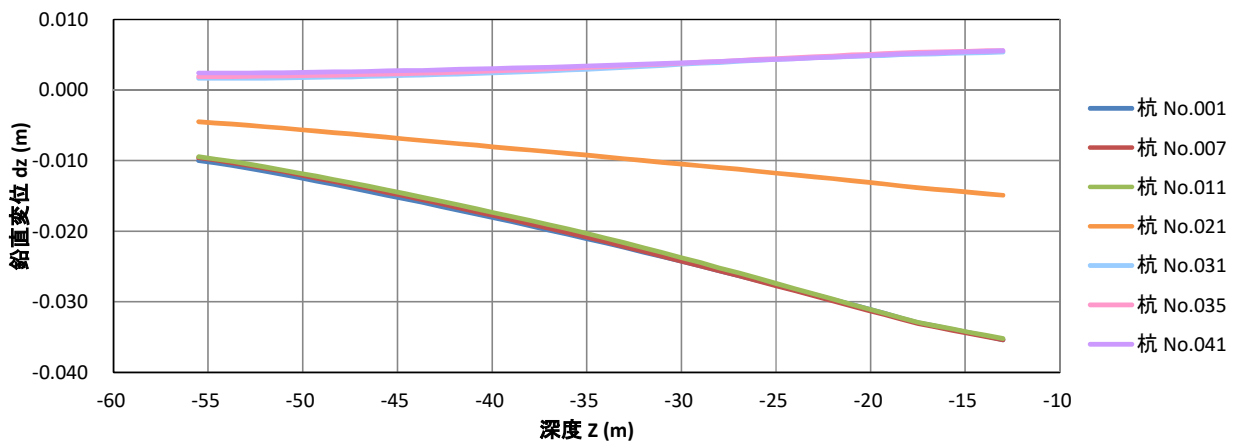
図-3.13 曲げモーメント  $M_y$  コンター図 (Case-1,  $K_{hp}=0.46$ )



(a) 橋軸直角方向

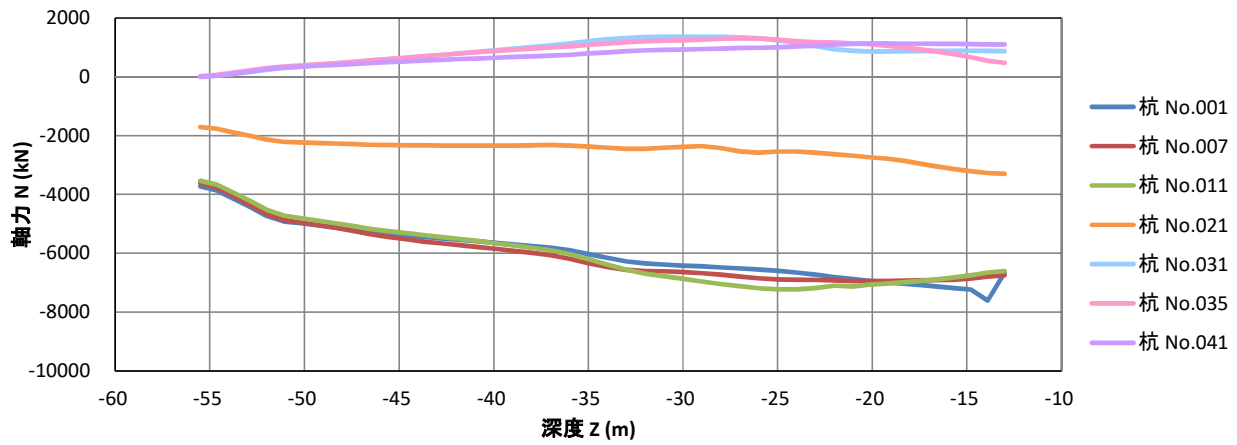


(b) 橋軸方向

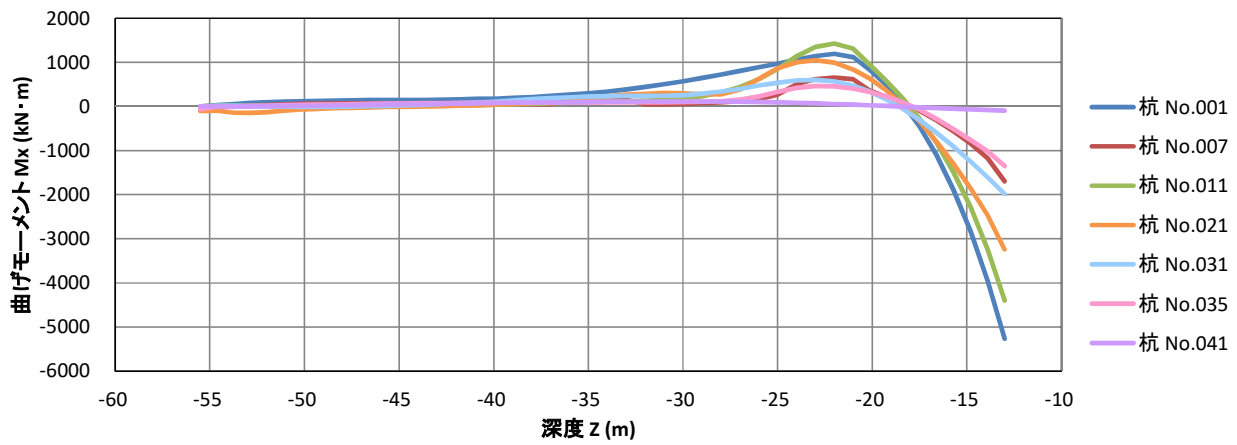


(c) 鉛直方向

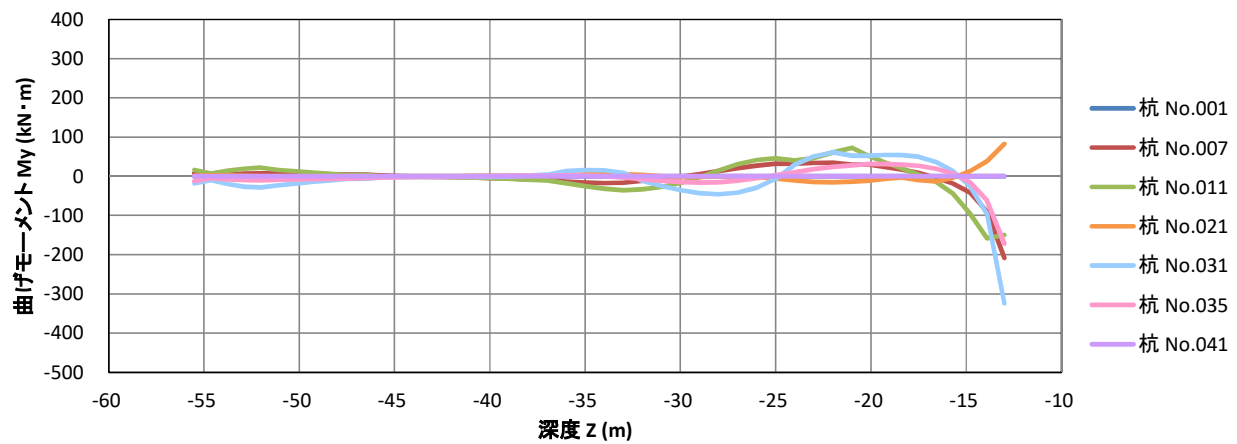
图-3.14 変位分布 (Case-1,  $K_{hp}=0.46$ )



(a) 軸力 N



(b) 曲げモーメント Mx



(c) 曲げモーメント My

図-3.15 断面力分布 (Case-1,  $K_{hp}=0.46$ )

3.2.2 Case-2 (橋軸直角方向)における荷重－変位曲線および鋼管矢板の断面力と変形

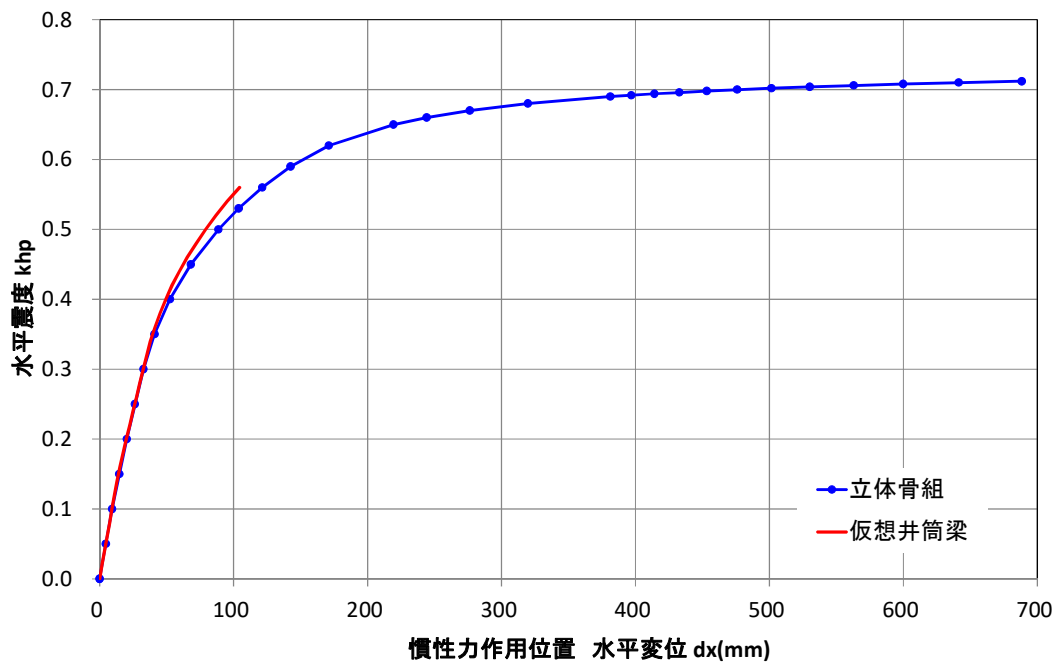
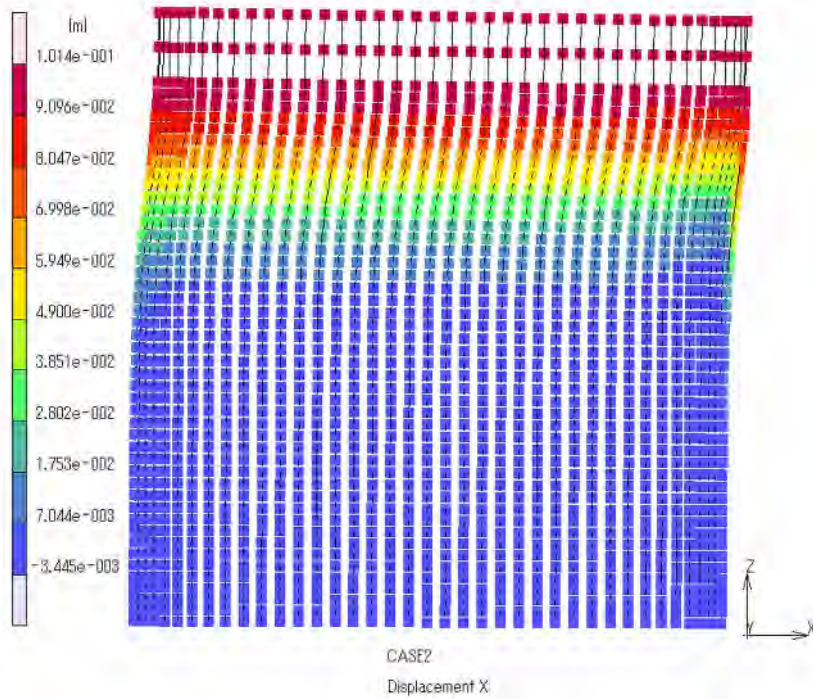


図-3.16 慣性力作用位置の荷重－変位曲線 (Case-2)

Inc: 13  
Time: 1.560e+000

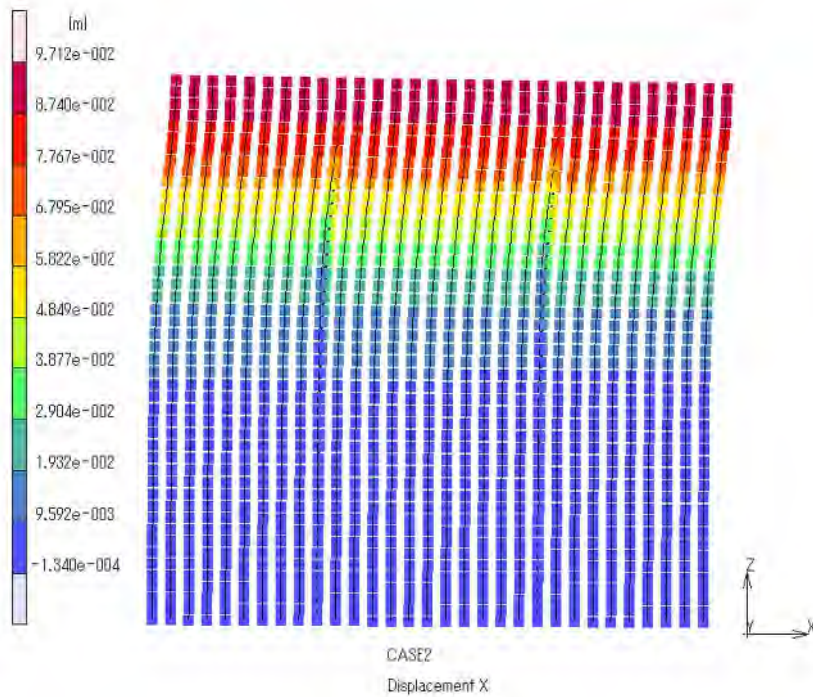
MSC Software



(a) 外周鋼管矢板

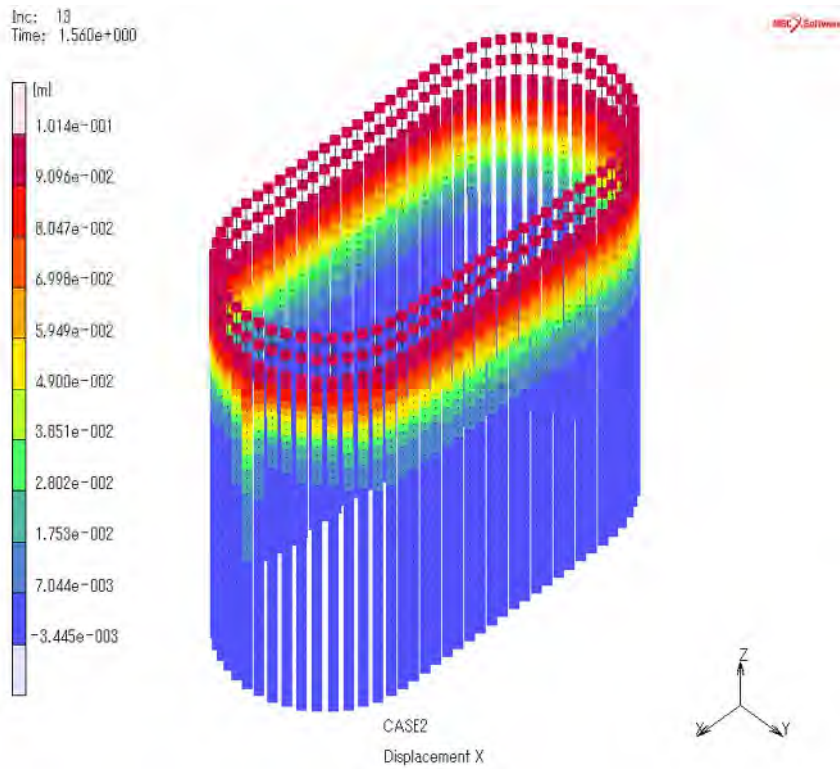
Inc: 13  
Time: 1.560e+000

MSC Software

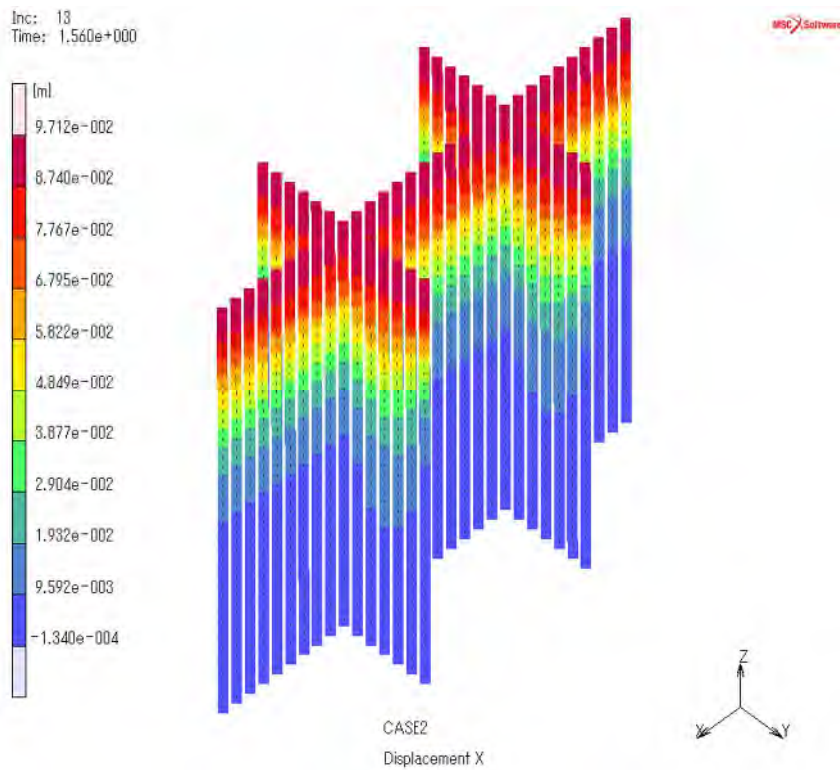


(b) 隔壁鋼管矢板

図-3.17 変形および橋軸直角方向変位 dx コンター図 (Case-2,  $K_{hp}=0.56$ )  
(変形倍率: 20 倍)



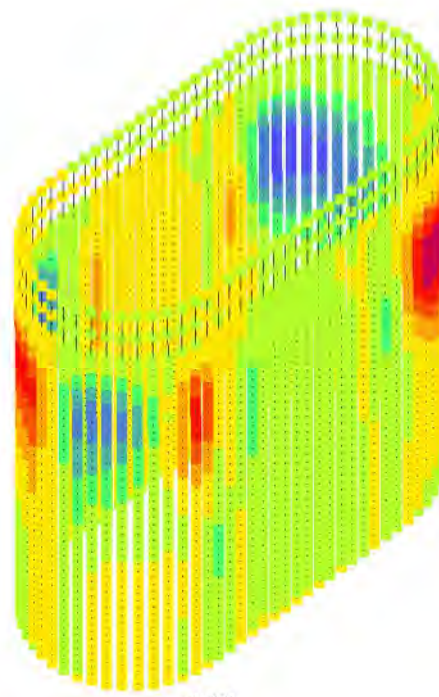
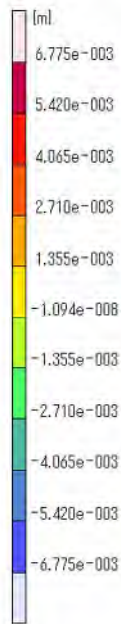
(a) 外周鋼管矢板



(b) 隔壁鋼管矢板

図-3.18 橋軸直角方向変位 dx コンター図 (Case-2,  $K_{hp}=0.56$ )

Inc: 13  
Time: 1.560e+000

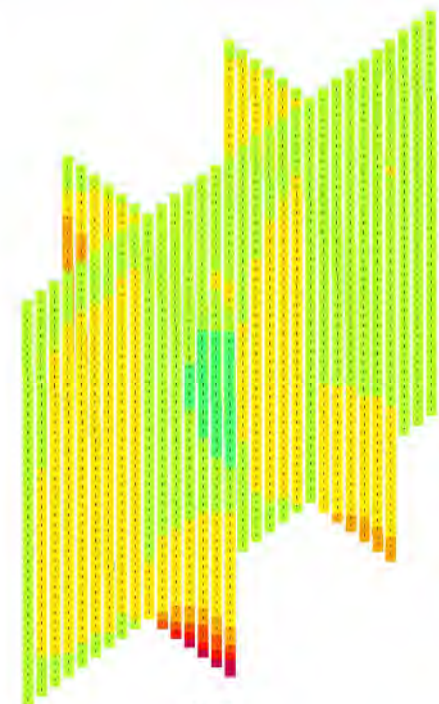
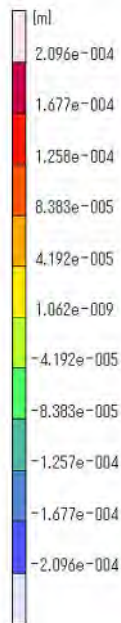


CASE2  
Displacement Y



(a) 外周鋼管矢板

Inc: 13  
Time: 1.560e+000



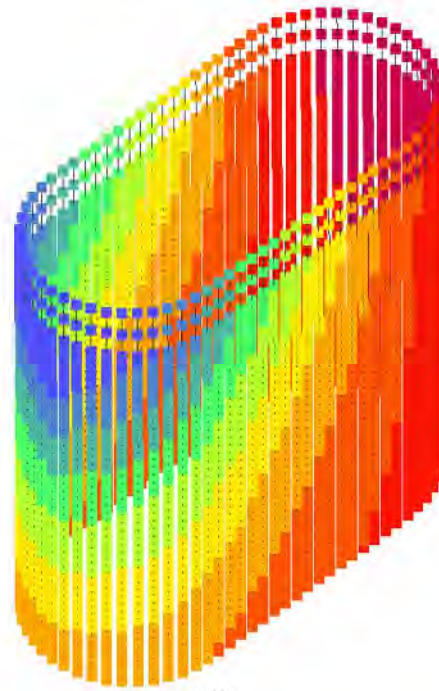
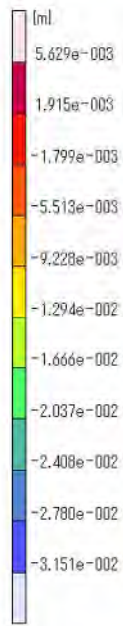
CASE2  
Displacement Y



(b) 隔壁鋼管矢板

図-3.19 橋軸方向変位 dy コンター図 (Case-2,  $K_{hp}=0.56$ )

Inc: 13  
Time: 1.560e+000

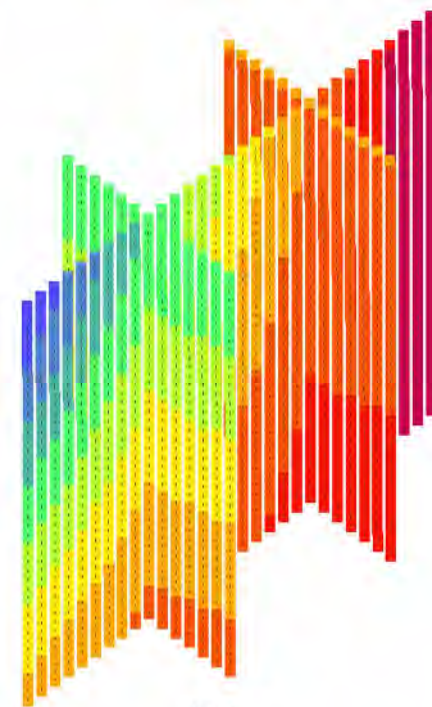
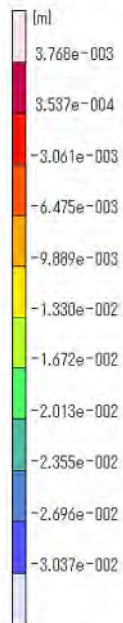


CASE2  
Displacement Z



(a) 外周鋼管矢板

Inc: 13  
Time: 1.560e+000



CASE2  
Displacement Z

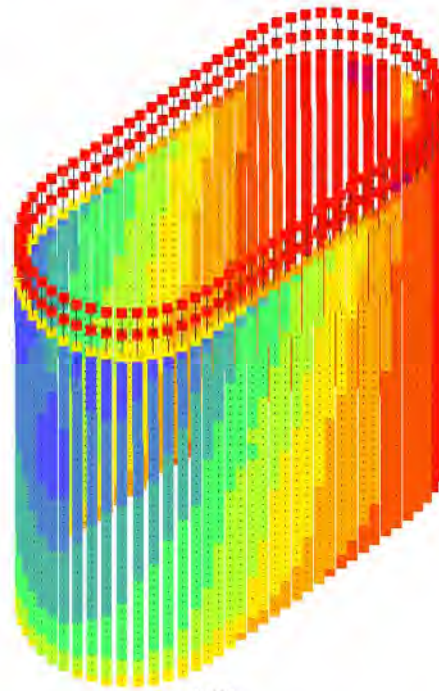
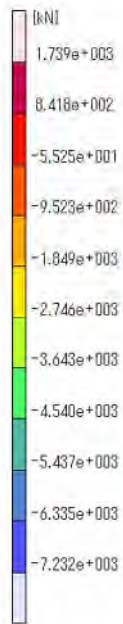


(b) 隔壁鋼管矢板

図-3.20 鉛直方向変位 dz コンター図 (Case-2,  $K_{hp}=0.56$ )



Inc: 13  
Time: 1.560e+000

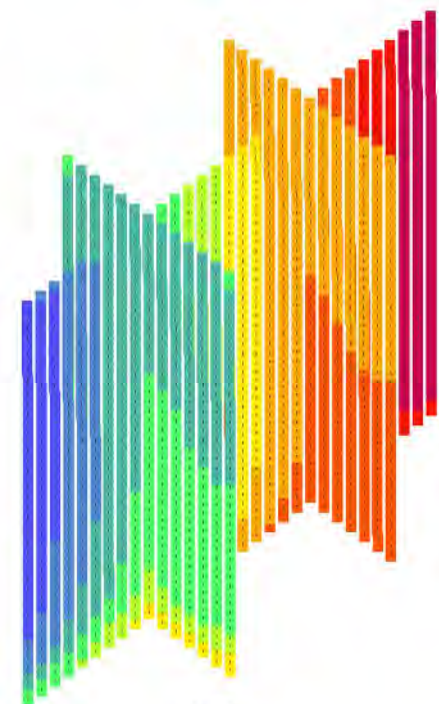
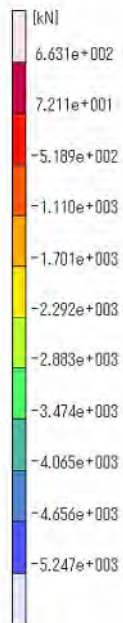


CASE2  
Beam Axial Force



(a) 外周鋼管矢板

Inc: 13  
Time: 1.560e+000



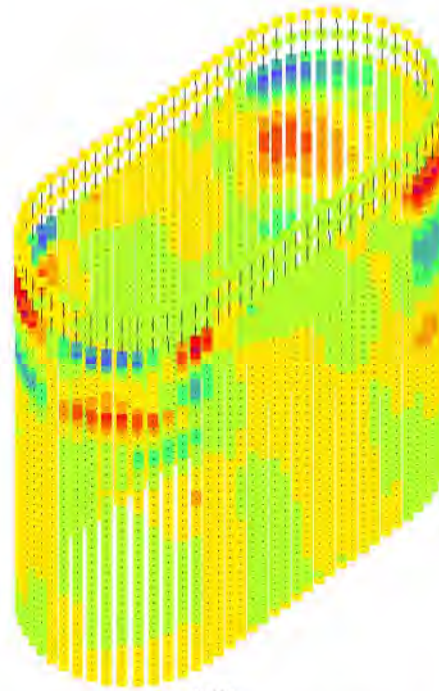
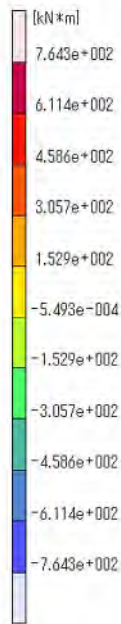
CASE2  
Beam Axial Force



(b) 隔壁鋼管矢板

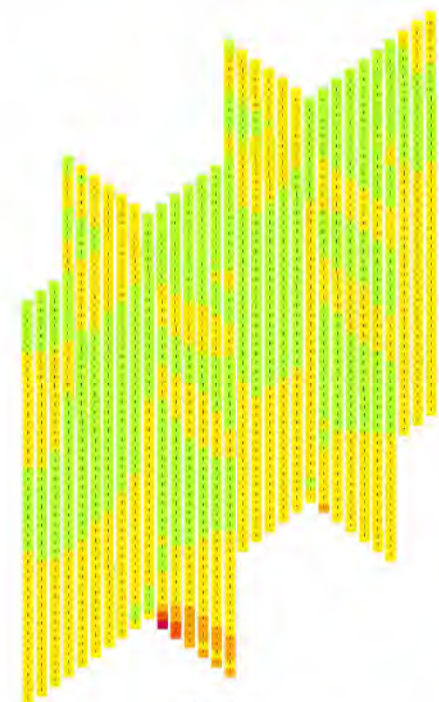
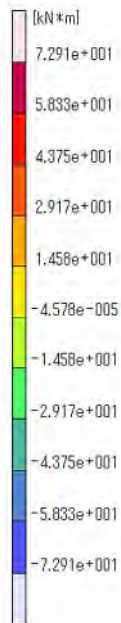
図-3.21 軸力 N コンター図 (Case-2,  $K_{hp}=0.56$ )

Inc: 13  
Time: 1.560e+000



(a) 外周鋼管矢板

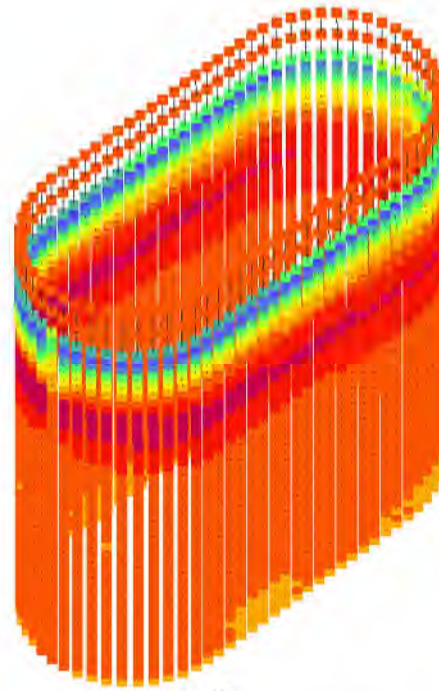
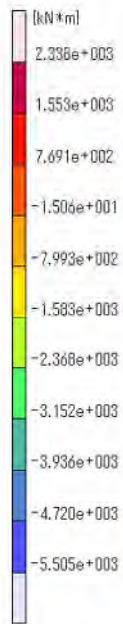
Inc: 13  
Time: 1.560e+000



(b) 隔壁鋼管矢板

図-3.22 曲げモーメント  $M_x$  コンター図 (Case-2,  $K_{hp}=0.56$ )

Inc: 10  
Time: 1.560e+000

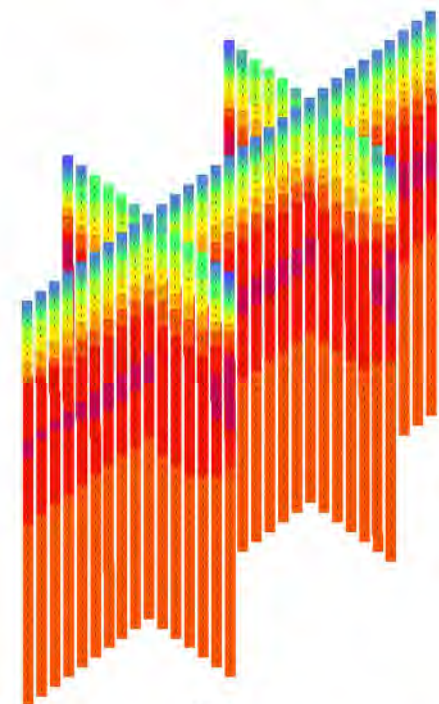
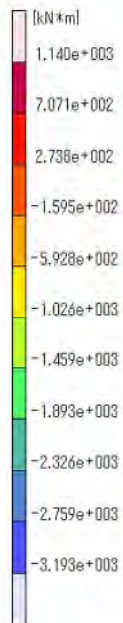


CASE2  
Beam Bending Moment Local Y



(a) 外周鋼管矢板

Inc: 10  
Time: 1.560e+000

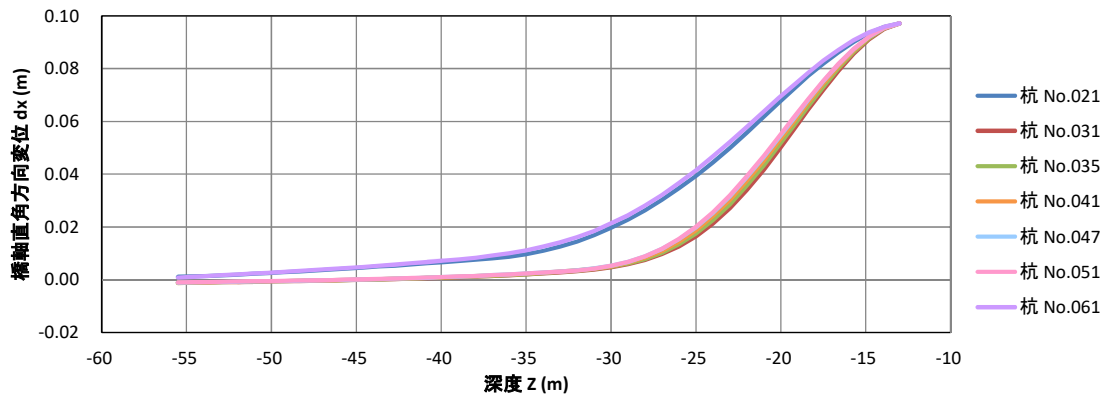


CASE2  
Beam Bending Moment Local Y

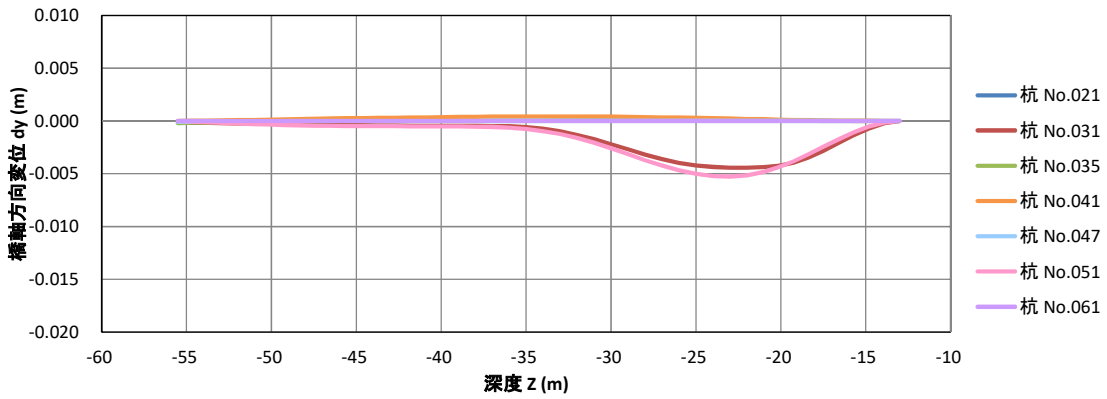


(b) 隔壁鋼管矢板

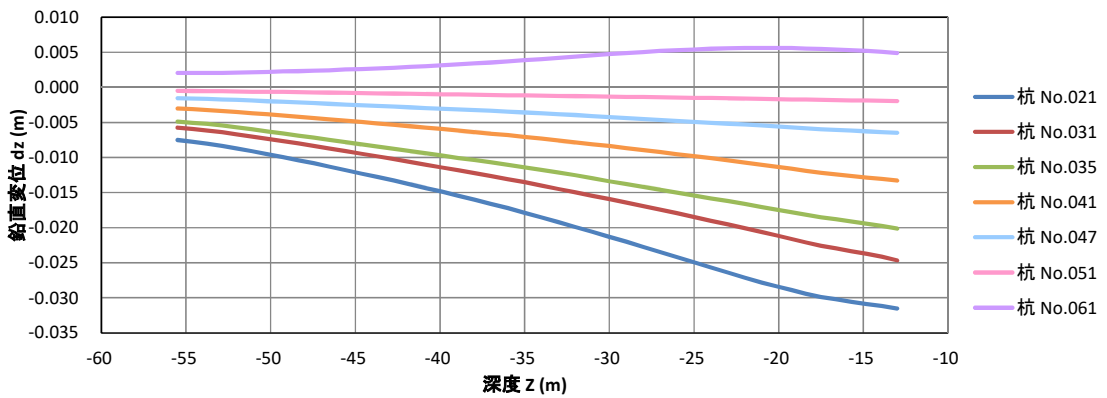
図-3.23 曲げモーメント My コンター図 (Case-2, Khp=0.56)



(a) 橋軸直角方向

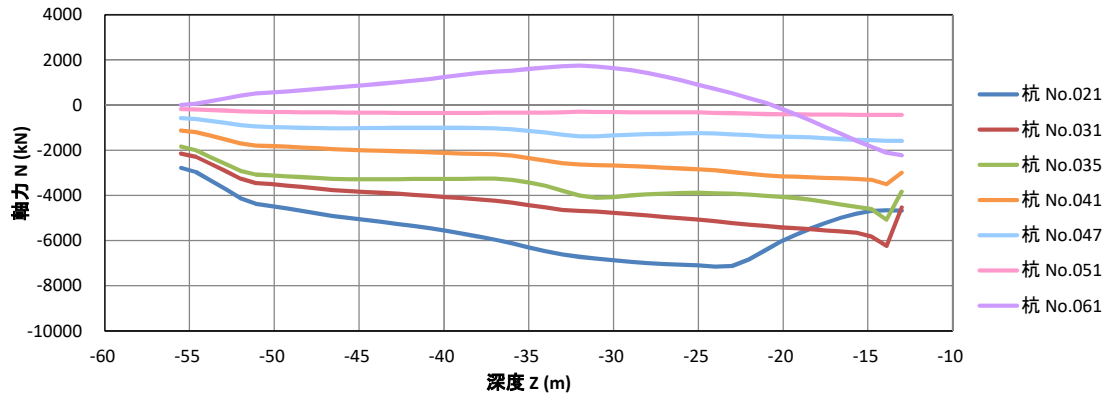


(b) 橋軸方向

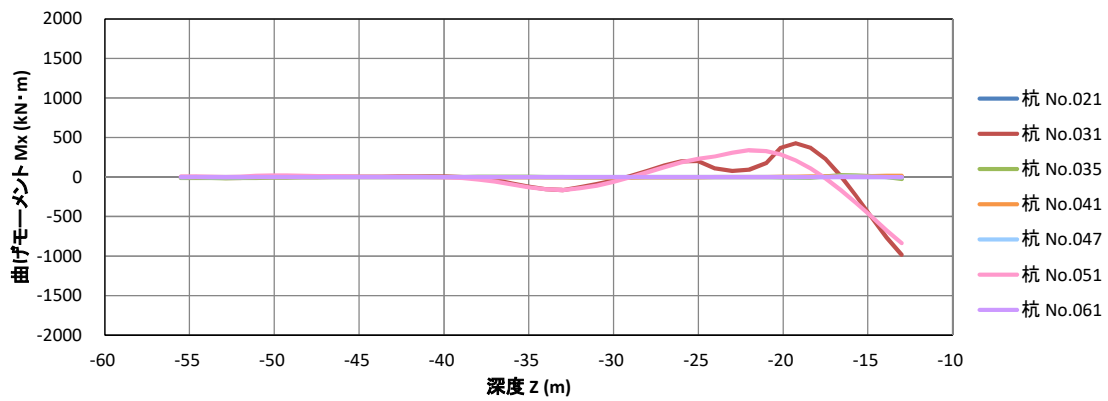


(c) 鉛直方向

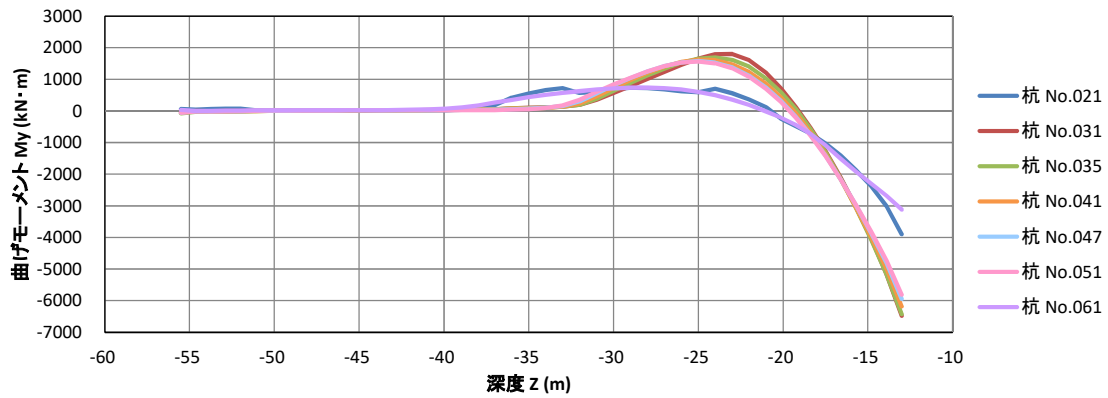
圖-3.24 變位分布 (Case-2,  $K_{hp}=0.56$ )



(a) 軸力  $N$



(b) 曲げモーメント  $M_x$



(c) 曲げモーメント  $M_y$

図-3.25 断面力分布 (Case-2,  $K_{hp}=0.56$ )



---

## 参考文献

- 1) 一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼管矢板基礎—その設計と施工—，平成 21 年 12 月.
- 2) 社団法人 日本道路協会：鋼管矢板基礎設計施工便覧，平成 9 年 12 月.

---

(編集補遺) 参考のために、鋼管矢板基礎の変形解析や 3 次元解析など、本技術資料の内容に関連が深い文献を思い当たる範囲で以下に列記しておきます。

- ・ 木寺謙爾, 長岡弘明, 島岡久寿, 小間憲彦: 鋼管矢板井筒静的水平抵抗の有限要素解析, 土木学会論文報告集, 第 259 号, pp.71-81, 1977.
- ・ 矢作枢, 岡原美知夫, 千野啓次, 山本洋司: 矢板式基礎の設計法 (その 1), 土木研究所資料, 第 1175 号, 1977.
- ・ 駒田敬一, 矢作枢, 岡原美知夫: 矢板式基礎の特性とその設計法に関する研究, 土木研究所報告, 第 150 号, 1978.
- ・ 加藤親男, 三好弘高, 石田昌弘: 大型鋼管矢板井筒基礎の静的挙動, 土木学会第 33 回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-293, pp.553-554, 1978.
- ・ 駒田敬一, 岡原美知夫, 高尾孝二, 倉方慶夫: 円筒形鋼管矢板井筒基礎の解析, 土木学会論文報告集, 第 316 号, pp.65-76, 1981.
- ・ 宮川隆: 鋼管矢板井筒の自動設計プログラム, 川田技報, Vol.2, JAN, pp.276-281, 1981.
- ・ 嶋文雄, 植木八寿彦, 行友浩, 森川孝義: 鋼管矢板井筒基礎の立体骨組構造としての設計法, 橋梁と基礎, Vol.16, No.2, pp.30-37, 1982.
- ・ 竹内幹雄, 水谷善行, 柳原純夫, 能町純雄: 有限定和分変換を用いた鋼管矢板井筒の設計法とその適用例, 土木学会論文集, 第 400 号, Ⅲ-10, pp.205-214, 1988.
- ・ 浅沼秀弥: 有限要素法の杭・ケーソン基礎解析への適用例, 基礎工, Vol.11, No.5, 1983.
- ・ 小林雅彦ら: 大変形を考慮した鋼管矢板井筒基礎の構造解析モデルの検討 (その 1) (その 2), 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-B67, 68, pp.134-137, 1998.
- ・ 有限要素法の杭・ケーソン基礎解析への適用例
- ・ 沢田知之, 二宮正明, 松岡健一, 能町純雄: フーリエ定和分変換を用いた鋼管矢板円筒形構造物の解析, 構造工学論文集, Vol.34 A, pp.9-18, 1988.
- ・ 加藤浩司, 新原雄二: D 滑走路埋立/棧橋接続部の設計~地盤変形を抑制する鋼管矢板井筒護岸の構造~, 東京国際空港 D 滑走路建設工事技術報告会 (第一回) 課題 4, 2006.
- ・ 菅野友紀ら: 立体骨組解析による鋼管矢板井筒基礎設計プログラムの概要と連結鋼管矢板を使用した設計例, 第 44 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1227-1228, 2009.
- ・ 稲積真哉, 磯部公一, 木村亮, 三津田祐基: 鋼管矢板基礎における継手部力学特性の解明と 3 次元骨組構造解析手法の提案, 土木学会論文集 C Vol.65, No.2, pp.532-543, 2009.
- ・ 古宇田剛史, 新美勝之, 内海崇晴: 鋼管矢板の中詰めの影響を考慮した井筒の立体骨組解析, 土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-049, pp.97-98, 2014.
- ・ 松浦康博, 永富大亮: 鋼管矢板基礎による耐震補強の三次元解析, 土木学会第 70 回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-402, pp.803-804, 2015.
- ・ 西原知彦ら: 解析モデルの違いが鋼管矢板基礎の荷重 - 変位関係に与える影響, 土木学会第 71 回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-030, pp.59-60, 2016.
- ・ 服部匡洋ら: 鋼管矢板基礎の構造特性に着目した立体骨組解析の適用性に関する研究, 第 52 回地盤工学研究発表会講演集 No.0577, 2017





