

解析モデルの違いが鋼管矢板基礎の 地震時応答特性に与える影響評価

西原 知彦¹・篠原 聖二²・安藤 高士³・服部 匡洋⁴・木村 亮⁵

¹正会員 工修 阪神高速道路株式会社 技術部 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)
E-mail:tomohiko-nishihara@hanshin-exp.co.jp.jp

²正会員 工博 阪神高速道路株式会社 技術部 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

³正会員 工修 (一財)阪神高速道路技術センター 企画研究部 (〒541-0054 大阪市中央区南本町4-5-7)

⁴正会員 工博 (一財)阪神高速道路技術センター 企画研究部 (〒541-0054 大阪市中央区南本町4-5-7)

⁵正会員 工博 京都大学大学院 工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

鋼管矢板基礎の設計において、継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒はりモデルによる解析法といった、基礎天端から基礎底面までを井筒の中心軸を通る1本棒としてモデル化する2次元解析が行われ、鋼管や継手、地盤を個々にモデル化し、基礎の挙動を厳密に評価する3次元立体骨組解析は使用されないのが一般的である。しかし、2次元解析と3次元解析によって鋼管矢板相互のせん断ずれや断面力、応答変位等に生じる違いは整理されておらず、3次元解析の導入により、合理的な設計が可能になると考えられる。本検討では、一定条件下の鋼管矢板基礎に対して3次元解析を実施し、2次元解析との比較を行うことで、地震時応答の違いを明らかにする。

Key Words: steel pipe sheet pile foundation, 3D-frame structural analysis, high strength joints, seismic response characteristics

1. はじめに

これまでの鋼管矢板基礎の設計においては、弾性床上の有限長ばりによる解析法と継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒はりモデルによる解析法の2種類の解析法が主に採用されてきた。これらは、基礎天端から基礎底面までを井筒の中心軸を通る1本棒としてモデル化する2次元解析法である。一方、鋼管や継手、地盤を個々にモデル化し、基礎の挙動を厳密に評価する3次元立体骨組解析は、鋼管矢板基礎設計施工便覧¹⁾(以下、便覧)に記載されている解析法の1つであるものの、ほとんど採用されていないのが現状である。これは、従来にない新しい構造形状等の特別な場合を除いては、継手部のせん断剛性及び耐力を適切に与えることにより、せん断ずれを考慮した仮想井筒はりによる解析法にて設計上十分な精度で挙動を再現できることが確認されているためと考えられる。

他方で、近年、鋼管矢板基礎については高剛性・高耐力を有する継手構造の開発^{2) 3) 4)}や2本の鋼管をH鋼により工場溶接し、2本同時打設による工費・工期低減効果が

期待される連結鋼管矢板工法⁵⁾の提案等、新技術の開発が積極的に行われているものの、これらの技術が実際に適用された事例は非常に少ない。

本検討では、3次元解析を導入することにより、鋼管や継手の応答を個々に評価し、新技術を採用した鋼管矢板基礎の合理的構造の実現性を検討することを目的とする。本稿では、一定の条件の下で設計した鋼管矢板基礎に対して2次元解析と3次元解析を行い、周面摩擦力や鋼管応力度等の地震時応答特性の違いを明らかにするとともに、3次元解析により鋼管矢板基礎の損傷メカニズムを示し、構造的合理化の可能性について示す。

2. 解析対象基礎及び地盤条件

(1) 解析対象基礎

解析対象基礎を図-1に示す。対象基礎の構造寸法は35m×21mとし、杭長は59mとした。また、基礎構造には既製φ2.0mの大口径鋼管杭を使用し、井筒部に44本、隔壁部に7本の計51本の鋼管を配置する井筒構造とした。

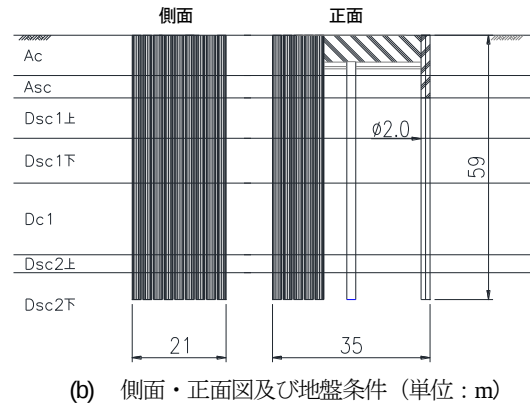
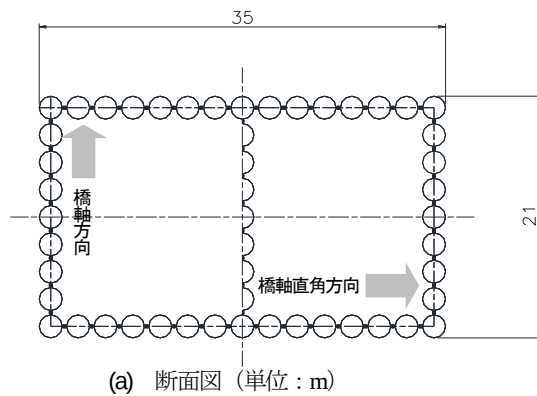


図-1 解析対象基礎構造及び地盤条件

また、継手には内面縞鋼板を使用し、継手内部に高強度モルタルを充填した高耐力継手を使用した。

(2) 地盤条件

地盤条件を表-1に示す。基礎構造を支持する地盤は、表層から砂質土と粘性土が交互に現れている地層を想定した。D_{c1}、D_{s2}の表層には厚い粘土層が広がることから、D_{s2}の下層の砂質土を支持層とし、根入れ長は6.0m (3.0D) として検討した。

表-1 各層の地盤条件

		N値 (回)	単位体積 重量 γ (kN/m^3)	粘着力 C (kN/m^2)	せん断 抵抗角 ϕ (度)	変形係数 (kN/m^2) 常時 ES	弾性波 速度 V_s (m/s)
Ac	粘性土	2	15	20	0	6800	90
Asc	砂質土	5	17	0	20	36000	175
Dsc1	粘性土	16	18	70	10	54000	165
	砂質土	50	20	0	35	100000	350
Dc1	粘性土	8	17	120	10	94000	270
	粘性土	20	16	110	6	144000	400
Dsc2	砂質土	80	20	0	38	172000	

3. 3次元解析モデル

(1) 解析条件

本検討における解析では、3次元鋼管矢板基礎の設計計算⁹⁾及びEngineer's Studio⁷⁾を使用した。3次元鋼管矢板基礎の設計計算の仕様は参考文献¹⁾に準拠しており、個々の鋼管矢板とそれを連結する継手、支持する地盤をそれぞれモデル化した。なお、作用荷重として頂版下面中心に水平力及び鉛直力、モーメントを作用させる。

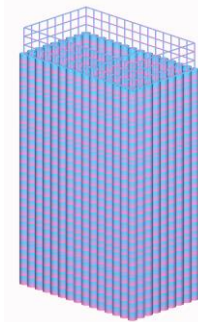


図-2 3次元解析モデル

(2) 3次元解析モデル概要

3次元解析モデルを図-2に示す。3次元解析において、各鋼管は弾性梁要素とした。

継手ばね剛性及び耐力を表-2に示す。継手は鉛直方向せん断、水平方向圧縮引張、水平方向せん断の3方向についてモデル化し、それぞれバイリニア型とした。また、継手の各特性値については参考文献²⁾に準拠した。

表-2 継手ばね剛性及び耐力

	剛性 MN/m^2	耐力 (kN/m)			相対変位 レベル2
		常時	レベル1	レベル2	
鉛直方向 せん断	1,200	1,000	1,330	2,000	50mm
引張	5.5	80	80	80	—
圧縮	7,400	15,000	15,000	15,000	—
水平方向 せん断	50	200	200	200	—

表-3 2次元解析モデルと3次元解析モデルの違い

設計モデル		2次元解析 (継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒ばりによる解析)	3次元解析 (立体骨組解析)
基礎本体	一般	断面形状は変化しない	断面形状の変化を考慮
	継手	鉛直方向せん断ばねのみ考慮 (バイリニア型)	鉛直せん断ばね、引張・圧縮ばね、水平せん断ばねを考慮 (バイリニア型)
地盤抵抗要素	基礎前面の水平方向地盤抵抗	ひずみ依存性を考慮した線形	バイリニア型 (弾塑性体)
	基礎外周面の水平方向せん断地盤抵抗	前面地盤の水平抵抗に含める	バイリニア型 (弾塑性体)
	基礎外周面及び内周面の鉛直方向せん断地盤抵抗	鋼管矢板の支持力に含める	バイリニア型 (弾塑性体)

(3) 2次元解析モデルと3次元解析モデルの違い

2次元解析と3次元解析のモデル化の違いを表-3に示す。3次元解析では鋼管1本ごとにモデル化することから、2

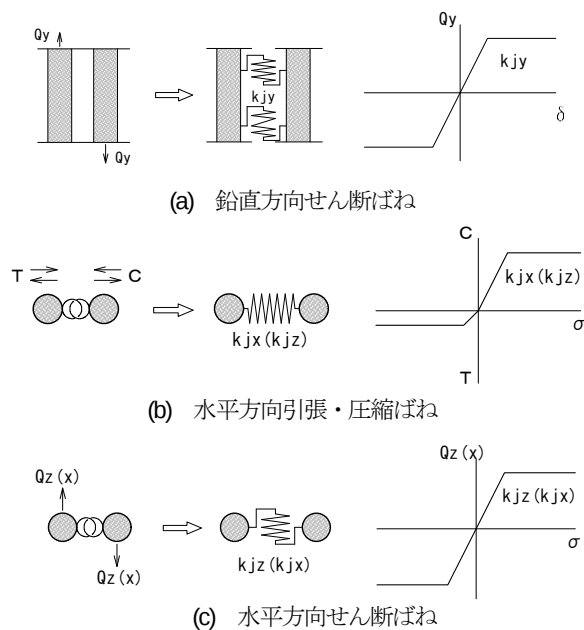


図-3 3次元解析モデルにおける継手のモデル化

表-4 作用荷重

		橋軸方向		橋軸直角方向	
		常時		地震時	地震時
		D+T	D+L+T	暴風時	地震時
作用力	鉛直力(kN)	379,700	431,200	384,700	379,700
	水平力(kN)	10,700	15,300	60,360	56,650
	モーメント(kN・m)	802,900	1,354,100	2,345,200	2,223,500
条件	地盤バネ	常時		地震時	常時
	許容値割増	1.0		1.5	

次元解析で評価できない井筒全体形状の変化を評価することができる。このため、3次元解析では、鋼管矢板に局部的な応力が発生することが予測される。また、2次元解析では、鉛直方向のせん断地盤抵抗は鉛直支持力に含まれるのに対し、3次元解析では各鋼管位置に設置されるばねにより評価される。このため、形状に則した鉛直せん断地盤抵抗を評価することできるようになり、平面形状が大きな場合はモーメント（転倒力）への抵抗性に関して影響は大きいと考えられる。

3次元解析モデルにおける継手のモデル化を図-3に示す。継手のモデル化について、2次元解析では(a)鉛直方向せん断の1方向のみのばねを考慮するのに対し、各鋼管矢板のずれにより発生する(a)鉛直方向せん断、(b)水平方向圧縮引張、(c)水平方向せん断の3方向のばねを考慮する。

4. 常時・暴風時及びレベル1地震時の安定計算の比較

作用荷重を表-4に、2次元解析及び3次元解析における

表-5 常時・暴風時及びレベル1地震時の安定計算結果の比較
(a) 2次元解析

			橋軸方向		橋軸直角方向	
			常時		地震時	地震時
			D+T	D+L+T	暴風時	地震時
支持力 (kN/本)	鉛直反力	最大	9180	10460	10640	10960
		最小	8460	9200	7200	6680
	許容支持力 (安全率)		< 10500 (0.87)	< 15760 (0.66)	< 15760 (0.68)	< 15760 (0.70)
変位 (mm)	水平変位		8.5	15.0	28.7	22.0
	許容変位 (安全率)		< 50.0 (0.17)	< 50.0 (0.30)	< 50.0 (0.57)	< 50.0 (0.44)
応力度 (N/mm ²)	外周矢板		91	115	148	117
	隔壁矢板		87	107	132	74
	許容応力度 (安全率)		< 215 (0.43)	< 280 (0.41)	< 280 (0.53)	< 280 (0.42)

(b) 3次元解析

			橋軸方向		橋軸直角方向	
			常時		地震時	地震時
			D+T	D+L+T	暴風時	地震時
支持力 (kN/本)	鉛直反力	最大	3860	5220	3720	3220
		最小	2580	2950	740	1170
	許容支持力 (安全率)		< 5660 (0.68)	< 8480 (0.62)	< 8480 (0.44)	< 8480 (0.38)
変位 (mm)	水平変位		11.6	19.6	32.3	15.3
	許容変位 (安全率)		< 50.0 (0.23)	< 50.0 (0.39)	< 50.0 (0.65)	< 50.0 (0.31)
応力度 (N/mm ²)	外周矢板		112	150	238	164
	隔壁矢板		85	109	118	65
	許容応力度 (安全率)		< 215 (0.52)	< 280 (0.54)	< 280 (0.85)	< 280 (0.59)

注記：(安全率) = 応答値/許容値、安全率8割超過部を着色

安定照査結果の比較を表-5に示す。なお、解析対象基礎の基礎幅Bが30mを超えることから、2次元解析は、継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒ばりモデルによる解析法により実施した。

(1) 鉛直支持力の比較

解析の結果、鉛直支持力は、レベル1地震時における2次元解析での安全率(応答値/許容値)が0.68, 0.83と厳しい一方、3次元解析では0.44, 0.41と余裕が生じた。

各鋼管1本に生じる周面摩擦力の比較を図-4に示す。2次元解析と3次元解析では、基礎の外周面及び内周面の鉛直方向成分、つまり周面摩擦力の評価方法が異なる。2次元解析では、構造解析において鋼管に生じる周面摩擦力を無視して鉛直反力を算出するが、許容支持力には周面摩擦力の負担分を含めている。しかし、3次元解析では構造解析において周面摩擦力を表すばねを配置し評価するため、許容支持力には周面摩擦力を含めない。このため、2次元解析において鋼管1本に生じる周面摩擦力は式(1)の第2項より、3次元解析については周面摩擦力を表す鉛直方向せん断ばね反力を合計し、鋼管1本に生じる周面摩擦力を比較した。

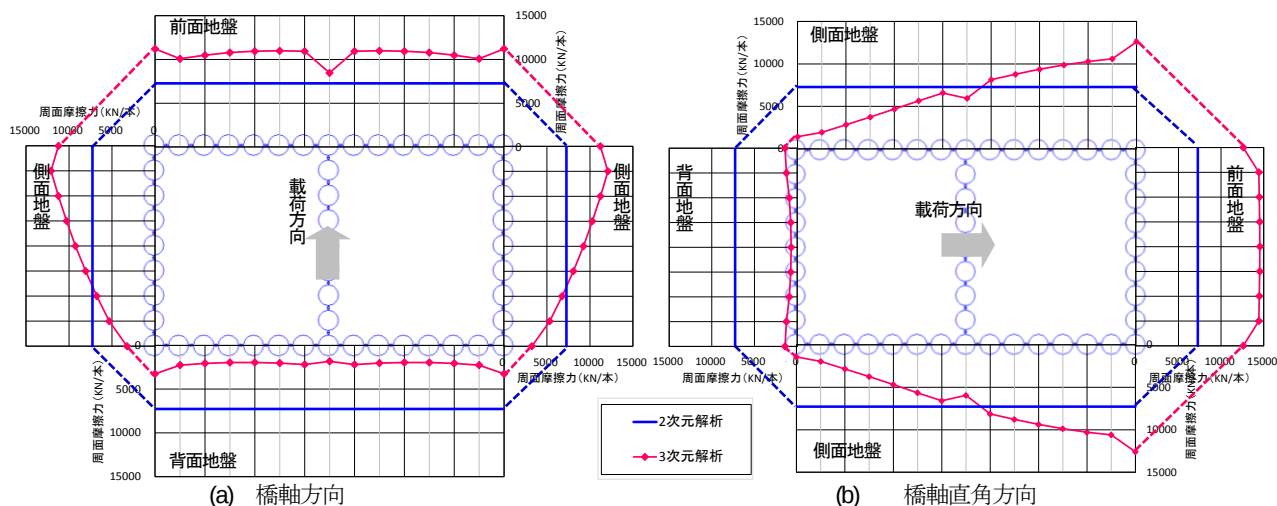


図-4 周面摩擦力直の比較

$$R_u = q_d A_1 + \frac{1}{n_1 + n_2 + n_3} (U_1 \sum L_i f_i + U_2 \sum L_j f_j) \quad (1)$$

ここに、

- R_u : 基礎先端と周面摩擦力を含めた鋼管矢板1本あたりの極限支持力 (kN/m²)
- q_d : 鋼管矢板の先端で支持する単位面積当たりの極限支持力 (kN/m²)
- A_1 : 鋼管矢板1本の閉鎖断面積 (m²)
- n_1 : 井筒部外周の鋼管矢板本数 (本)
- n_2 : 隔壁部の鋼管矢板本数 (本)
- n_3 : 中打ち単独杭の本数 (本)
- U_1 : 井筒部の外周を包絡する線の周長 (m)
- U_2 : 井筒部と隔壁部の内周を包絡する線の周長および中打ち単独杭の周長の総計 (m)
- L_i : 井筒部基礎外周面の周面摩擦力を考慮する各層の層厚 (m)
- L_j : 井筒部基礎内周面の周面摩擦力を考慮する各層の層厚 (m)

2次元解析では全鋼管に生じる周面摩擦力を鋼管本数で除すため、鋼管1本に生じる周面摩擦力が一律となるのに対し、3次元解析では作用する転倒モーメントに対する地盤の抵抗が各鋼管に配置されたばねにより評価され、周面摩擦力の分布が得られる。最大鉛直反力が生じる前面地盤では、2次元解析に比べ大きな周面摩擦力が生じており、その結果鉛直支持力に対する底面地盤の負担が軽減されたと考えられる。

(2) 水平変位の比較

また、水平変位は、図-5に示すように、3次元解析では鋼管を個別にモデル化することにより井筒断面形状の変化が評価されるため、前面地盤側の外壁と隔壁または外壁と外壁の間で基礎がくぼむような変形が見られたが、頂版天端中心の水平変位は、2次元解析と3次元解析

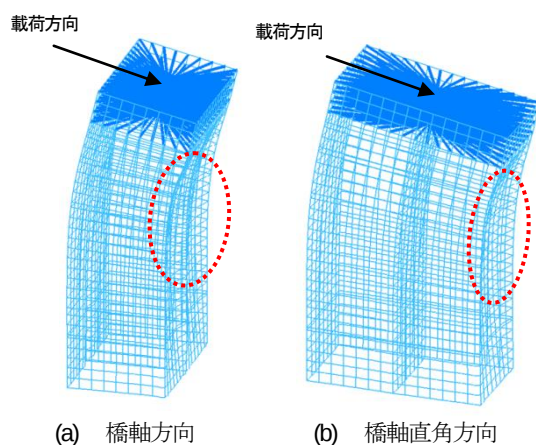


図-5 3次元解析における基礎変形図

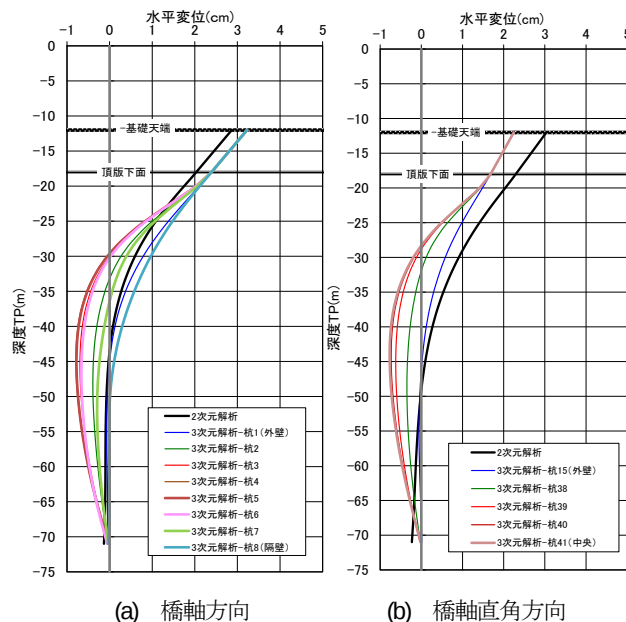


図-6 各鋼管の水平変位の比較(前面地盤側)

でそれほど違いは見られなかった。

また、前面地盤側各鋼管の水平変位の比較を図-6に示す。図-5と同様に、外壁と隔壁または外壁と外壁の間で基礎がくぼむような変形を示している。

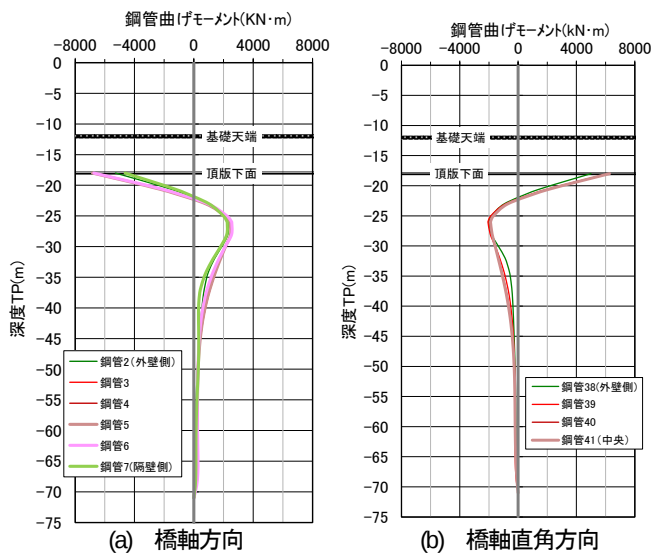


図-7 各鋼管の曲げモーメントの比較

(3) 鋼管応力度の比較

各鋼管の深度方向曲げモーメント分布を図-7に示す。鋼管応力度については、表-5よりレベル1地震時において、2次元解析では安全率が0.53、0.57と余裕があるのに対し、3次元解析では0.85、0.85と厳しくなった。これは、図-7に示すように3次元解析では井筒断面形状の変化が考慮されることから、部材剛性の急変点である頂版下端で大きな曲げモーメントが生じ、局所的に大きな応力が生じたためと考えられる。

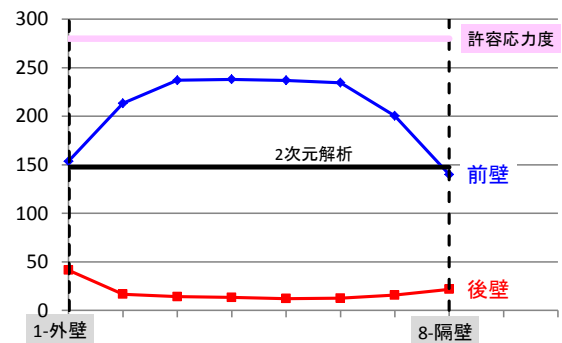
また、断面方向の各鋼管に生じる最大応力度分布を図-8に示す。鋼管応力度は前壁で最も大きく、隔壁、後壁の順に小さくなる。また、鋼管杭の変形の傾向と同様に、前壁の中でも断面中央で鋼管応力度は大きくなる。これについても、井筒断面形状の変化が考慮されたため、断面中央に局所的な応力が生じたと考えられる。2次元解析では、各鋼管の応力度の分布を評価することができず、前壁と後壁の平均的な応力評価となっている。

5. レベル2地震時の解析結果の比較

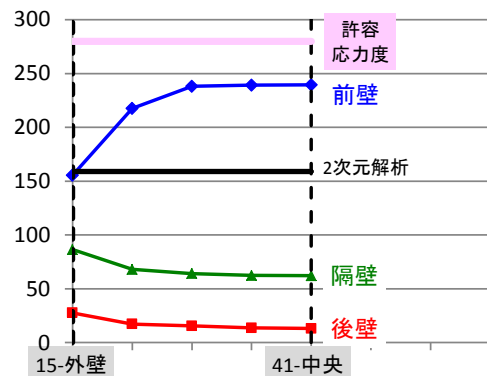
(1) レベル2地震時の安定計算の比較

レベル2地震時の作用荷重を表-6に、安定計算結果の比較を表-7に示す。なお、レベル2地震時の降伏条件として道路橋示方書⁹⁾に示されている下記の通り適用した。

- ①：井筒外周の押し込み側の1/4の範囲の鋼管矢板の縁応力度が降伏に達する。
- ②：1/4以上の鋼管矢板の先端において、鉛直地盤反力度が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達する。
- ③：鋼管矢板の先端において、鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達したものと浮き上がりを生じたものの合計が、全鋼管矢板の6割に達する。



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-8 鋼管応力度の比較

表-6 レベル2地震時の作用荷重

		レベル2地震時	
		橋軸方向	橋軸直角方向
作用力	鉛直力(kN)	395,700	366,500
	水平力(kN)	120,420 (2.00)	127,790 (2.26)
	モーメント(kN・m)	3,855,300 (1.64)	6,936,300 (1.90)

表-7 レベル2地震時の安定計算結果の比較

安定照査項目	2次元解析		3次元解析 (鋼管線形)		3次元解析 (鋼管非線形)		許容値
	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	
水平変位(mm)	58.4	50.2	73.6	60.7	75.8	63.8	—
①応力度(N/mm²)	224	237	352	250	357	253	< 315
②支持力(%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	< 25 %
③支持力・浮上(%)	0.0	25.5	25.5	25.5	31.4	29.4	< 60 %

表-7より、水平変位は2次元、3次元（鋼管線形）、3次元（鋼管非線形）の順に大きくなり、特に2次元解析と3次元解析の間で変位量に乖離が確認された。

また、図-9に作用荷重-基礎天端変位関係の比較を示す。なお、本検討では、暫定的に大きな荷重を作用させ、各载荷ステップにおける鋼管、継手及び地盤の損傷状況を確認し整理した。

3次元解析における荷重-変位関係は、2次元のそれと比べて必ずしも一致しないことが確認される。また、荷重-変位曲線で見ると、降伏条件①鋼管の降伏と同時に基礎全体としての変位急増は生じていないことがわかる。

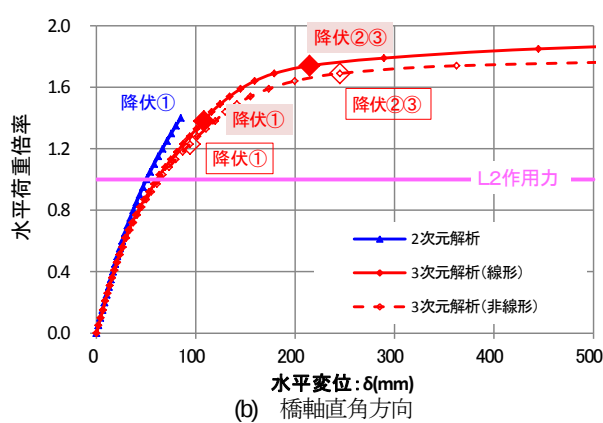
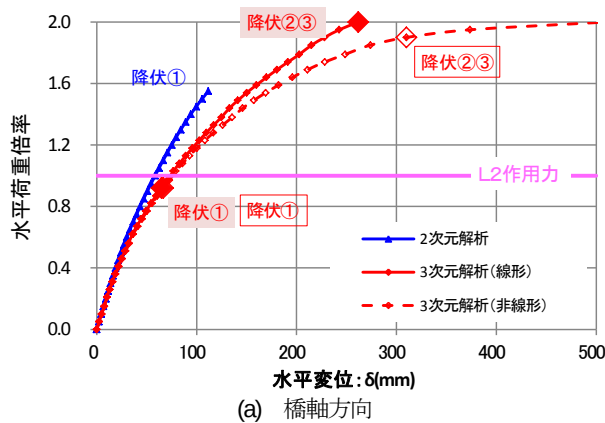


図-9 レベル2地震時の荷重-変位関係の比較

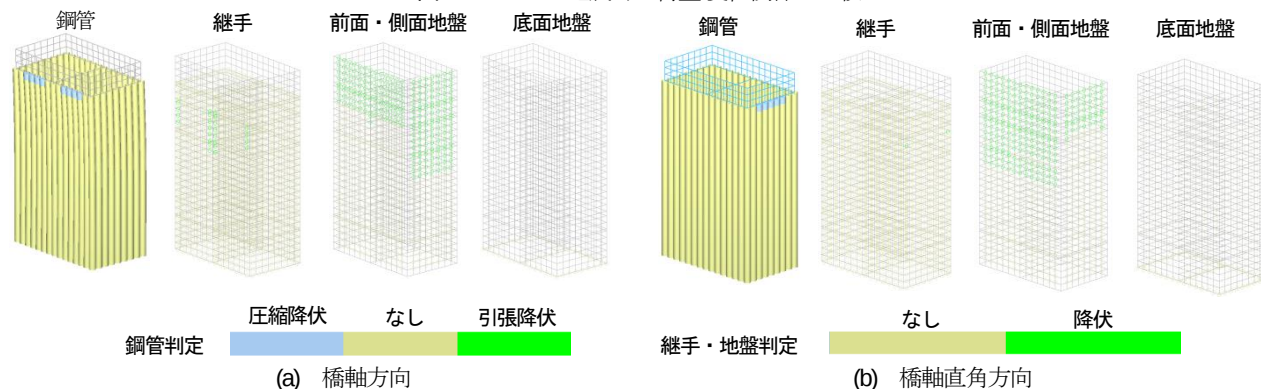


図-10 レベル2地震時の鋼管、継手、地盤の降伏状況

(2) 3次元解析における損傷進展状況

本検討では、3次元解析に対しても、上述の降伏条件を適用しているが、基礎の荷重-変位関係上に降伏点をプロットすると、剛性の急変点と必ずしも一致しないことが確認されることから、各荷重ステップにおける部材の損傷状態を確認した。

図-10にレベル2地震時の水平震度1.0（レベル2地震時作用力）における鋼管、継手、水平方向せん断地盤及び基礎底面鉛直地盤の降伏状況を示す。橋軸方向では、初めに側面地盤の水平せん断ばねで降伏が確認され、次に前面地盤の水平せん断ばねの降伏が生じる。さらに大きな荷重が作用し、地盤の塑性化が進展したのち、前面側継手の水平せん断で降伏が確認された。その後、鋼管頭部でも降伏が生じ、降伏が下方へ進展する。継手の鉛直せん断降伏が生じると、荷重-変位関係の剛性は非常に小さくなる。

橋軸直角方向についても、先に地盤に降伏が生じ、進展すると継手や鋼管にも降伏が見られるようになり、橋軸方向と同様な傾向が確認された。

鋼管矢板基礎は継手を有する構造であることから、鋼管矢板基礎全体の変形挙動において、通常継手の鉛直方向せん断ずれが支配的となる。しかし、今回対象とした鋼管矢板基礎では高耐力継手を使用したことにより、継手の鉛直せん断降伏が遅れ、継手の水平方向せん断や鋼管頭部での降伏が先に生じたと考えられる。

表-8 解析ケース

	継手の水平引張圧縮	鋼管ねじりモデル化	鋼管要素	備考
基本ケース	非線形ばね（ハイパー継手）	線形梁（鋼管剛性）	ファイバー	標準モデル
Case_1	剛ばね	線形梁（鋼管剛性）	ファイバー	継手の水平引張圧縮ずれを拘束
Case_2	非線形ばね（ハイパー継手）	剛梁	ファイバー	鋼管のねじり変形を拘束
Case_3	剛ばね	剛梁	ファイバー	Case_1, Case_2の組み合わせ
Case_4	剛ばね	剛梁	線形梁	Case_3に対して鋼管を非線形から線形へ

6. 解析手法の違いが応答値に影響を与える要因分析

(1) 解析ケース

前章より、レベル2地震時の荷重-変位関係が解析モデルの違いにより乖離が生じていることが明らかとなった。そこで、3次元解析では井筒断面形状の変化を考慮できる点に着目し、2次元解析の断面形状保持の仮定に近づけた解析を実施することで、井筒断面形状の変化が荷重-変位関係の違いに与える影響を検証した。

解析ケースを表-8に示す。3次元解析において井筒断面形状の変化が生じる主な要因として、①継手の水平方向せん断ずれ及び圧縮引張ずれが非線形ばねにより評価されること、②鋼管1本1本がモデル化されることにより鋼管の鉛直軸方向回りのねじり変形が評価されることが

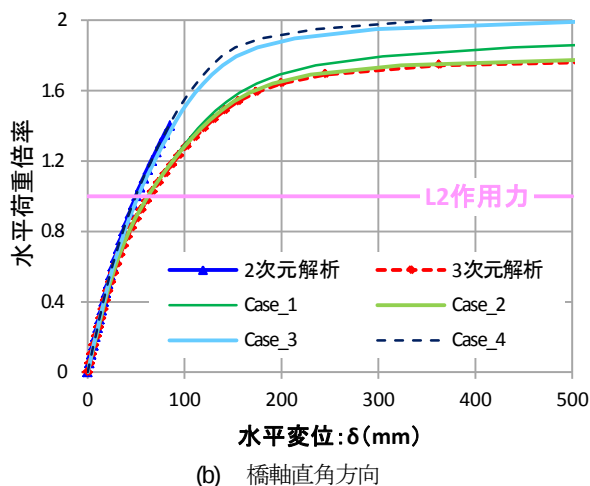
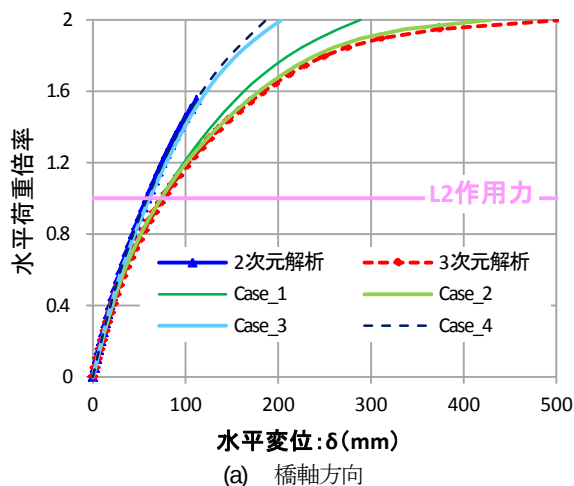


図-11 水平荷重-変位関係の比較変形図

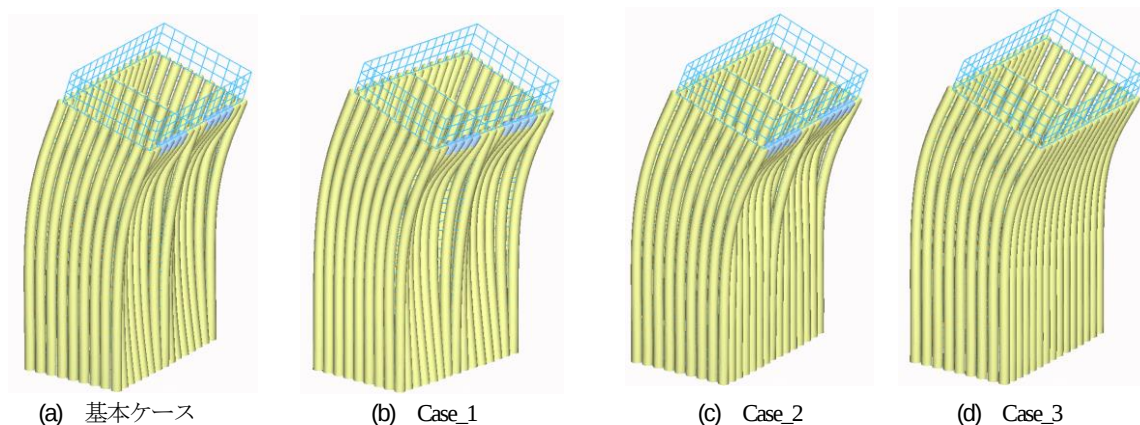


図-12 レベル2地震時における鋼管矢板基礎の変形モードの比較(橋軸方向)

挙げられる。

このため、継手の水平方向せん断ばね及び圧縮引張ばねを剛としたケースをCase_1、鋼管のねじり変形が生じない様に鋼管の要素に対して大きなねじり剛性を定義したケースをCase_2、Case_1とCase_2をどちらも考慮したケースをCase_3と設定した。また、Case_3に対して鋼管を線形とし2次元解析の条件と合わせたケースをCase_4とし、解析を実施した。なお、継手の鉛直方向のずれ変形は全ケースで許容し、非線形ばねとしてモデル化した。

(2) 解析結果

a) 荷重-変位関係の考察

荷重-変位関係の比較を図-11に示す。継手の水平引張圧縮ずれ変形を拘束したCase_1では、基本ケースである3次元解析結果と比較して、ほとんど荷重-変位関係に影響を及ぼさないことが分かる。また、鋼管のねじり変形を拘束したCase_2についても、わずかに剛性の向上が窺えるが荷重-変位関係はそれほど変化していない。一方で、Case_1とCase_2を組み合わせたCase_3では、継手の水平方向せん断ずれ変形及び引張圧縮ずれ、鋼管のねじり変形が拘束されることにより井筒全体剛性が大きくなり、2次元解析の荷重-変位関係と近似することがわかる。さらに、2次元解析の条件と整合を取り、鋼管を線形とし

たCase_4の荷重-変位関係は2次元解析とほぼ一致した。

以上より、2次元解析と3次元解析より得られる荷重-変位関係の乖離は、3次元解析において継手の水平方向せん断ずれ及び引張圧縮ずれ、鋼管のねじり変形に伴う井筒断面形状の変化が要因であると言える。また、井筒断面形状の変化を考慮できない2次元解析では3次元解析と比較して、条件によっては井筒剛性を過大に評価する可能性を示唆した。

b) 変形モード、最大ねじり角の考察

レベル2地震時における変形モードの比較を図-12に示す。また、前壁部各鋼管に生じる最大ねじり角の分布を図-13に、前壁部各継手に生じる最大水平方向せん断ずれを図-14に示す。前述の通り、基本ケースでは荷重作用方向に対し、井筒前壁中央部にてへこむような変形を示し、Case_1、Case_2でも同様の変形モードが確認された。

図-13,14より、Case_1では継手のずれ変形を拘束したが、外壁及び隔壁隅角部において基本ケースよりもわずかに大きなねじり変形が確認される。Case_2では鋼管のねじり変形を拘束したが、継手の水平方向せん断変形は基本ケースよりも大きい。このことから、継手の水平方向せん断ずれと鋼管のねじり変形のどちらか一方を拘束したとしても、拘束されない変形が大きくなり、井筒断

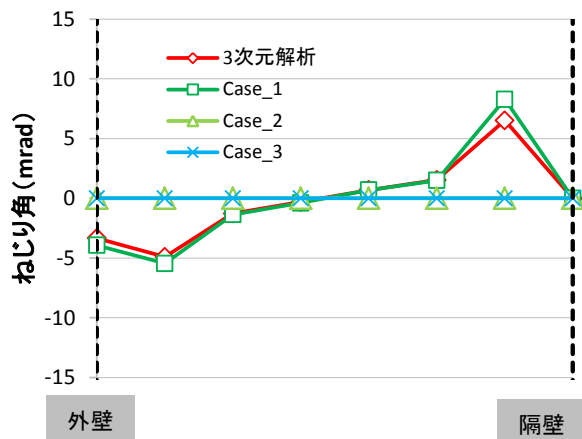


図-13 前壁鋼管のねじり角の比較
(レベル2地震作用時、橋軸方向)

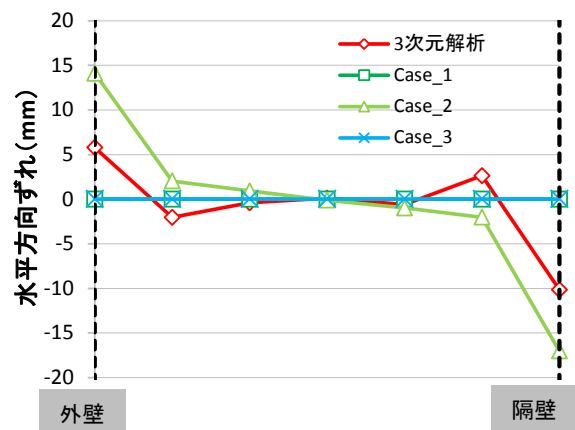


図-14 前壁継手の水平方向せん断ずれの比較
(レベル2地震作用時、橋軸方向)

面形状が保持されないことから、3次元解析の荷重-変位関係と差異が生じないと考えられる。

Case_3では、継手のずれ変形や鋼管のねじり変形が拘束されることから、井筒前壁の鋼管の変形が一樣となり、図-12に示すようにへこみ変形が生じておらず、2次元解析モデルで想定する奥行き方向に対して一樣な変形状態と合致している。

7. まとめ

本検討では解析モデルの違いが鋼管矢板基礎の地震時応答特性に及ぼす影響を評価することを目的に、3次元解析を実施し、2次元解析と比較した。

- 1) 3次元解析では転倒モーメントに対する地盤の周面摩擦による抵抗モーメントが評価され、底面地盤の負担が軽減されるため、鉛直支持力に対する安全率は0.3～0.4程度小さくなり、鉛直支持力には余裕が生じた。
- 2) 3次元解析では井筒断面形状の変化が考慮され、基礎前面でくぼむような変形が生じるが、レベル1地震時において頂版天端の水平変位に違いは見られなかった。
- 3) 断面形状変化に伴い、鋼管には頂版下端で局所的に大きな応力が生じるため、レベル1地震時において鋼管応力度に対する安全率が0.6から0.9に大きくなり、3次元

解析では鋼管応力度を厳しく評価した。

- 4) レベル2地震時における各部材の損傷進展状況を整理することにより、継手の鉛直方向せん断よりも先に水平方向せん断が降伏することが示された。
- 5) レベル2地震時における2次元解析と3次元解析の荷重-変位関係では乖離が見られ、その要因は3次元解析における継手の水平方向せん断ずれ及び引張圧縮ずれ、鋼管のねじり変形に伴う井筒断面形状の変化であり、解析モデルの違いが鋼管矢板基礎の設計に影響を与える可能性がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会：鋼管矢板基礎設計施工便覧,1997.12.
- 2) 財団法人土木研究センター：建設技術審査証明報告書 ハイパーウエルS P,2004.4.
- 3) 財団法人土木研究センター：建設技術審査証明報告書 Super Junction, 2013.5.
- 4) 財団法人土木研究センター：建設技術審査証明報告書 Wide Junction, 2008.3.
- 5) 連結鋼管矢板工法研究会：連結鋼管矢板基礎技術資料,2006.3.
- 6) フォーラムエイト：3次元鋼管矢板基礎の設計計算 Ver.4ヘルプ,2012.10.
- 7) フォーラムエイト：Engineer's Studio Ver 5.00.04 Help, 2016.2.
- 8) 道路橋示方書・同解説IV下部構造編,2012.3.

EVALUATION OF EFFECT OF THE DIFFERENCE OF ANALYSIS MODEL ON THE SEISMIC RESPONSE CHARACTERISTICS OF THE STEEL PIPE SHEET PILE FOUNDATION

Tomohiko NISHIHARA, Masatsugu SHINOHARA, Takashi ANDO,
Masahiro HATTORI, Makoto KIMURA

This study carried out 3D-frame structural analysis and 2D analyses for the steel pipe sheet pile foundation and compared those results. We clarified the effect that the difference of the analysis models on seismic response characteristics of the steel pipe sheet pile foundation.