平成 29 年道路橋示方書に基づく
鋼管杭による橋脚基礎の設計計算例
【Edition 1.0】

平成 30 年 9 月

一般社団法人　鋼管杭・鋼矢板技術協会

はじめに

平成 29 年 11 月に「道路橋示方書・同解説Ⅰ～Ⅴ」(以下,道示)が刊行された。

改定道示では，性能照査型設計，信頼性設計の本格的な運用として，これまでの許容応力度設計法を基本とした照査体系に代わって限界状態設計法及び部分係数設計法が導入され，設計計算の進め方はもとより，設計結果が道示の要求に適合していることを示すために設計計算書等に明示されるべき事項もこれまでとは大きく異なる部分も多い。また，調査計画，維持管理など設計の前提条件について設計との関係性がより明確化され，十分な検討評価が求められている。道示が求める道路橋の性能要求や部材等が保有する性能特性，あるいは性能を満たすことを照査するための方法やその信頼性についての理解が設計実務においては非常に重要となっている。

こうした設計者の理解の一助となるように平成 30 年 6 月には(公益社団法人)日本道路協会から「平成 29 年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例」が発刊され，上部工(鋼，PC)，逆 T 式橋台と直接基礎，T 形 RC 橋脚と場所打ち杭基礎についての設計計算の例が示されている。

本資料は，上述の日本道路協会版の計算例では取り上げられていない「鋼管杭基礎」について，設計の進め方や留意すべき点，実際の計算の例について書き下ろしを試みたものである。

以下に特に注意が必要な点を示す。

1)本資料では，鋼管杭基礎に関する設計のみを扱っており，上部構造、橋脚については省略している。これらの設計については，道路協会版の設計計算例を参照していただければと思う。なお，設計対象構造として道路協会版の上部構造等を参考にしたが，一部条件に変更を加えた部分もあり，同じ条件とはなっていない点には留意いただきたい。

2)本資料では，道路協会版にならって，実務で作られる設計計算書と対比して，設計計算の進め方や設計成果として記録されるべき事項と内容が理解できるよう設計計算書例のスタイルで記述した。また，必要に応じて設計計算としての記述とは別に留意すべき点などについての補足説明を挿入したりしている。

3)本書の目的から，全ての部材や照査項目について網羅的に記述しているわけではなく，記述を省略した部材や照査事項もある。さらに，計算過程の数値のとりまとめや解析モデル等の説明図なども断りなく省略しているものがある。

4)設計計算過程の確認や，条文に規定される式等の扱いを確認できるようにするなどの理由から，本書では道示に規定される有効数字の桁数や実際の設計計算での概数の扱いとは異なる扱いをしているところや，設計計算例の中で数字が厳密に対応しない箇所もある。

5)道示での規定や解説が十分ではない事項や解釈が十分に定まっていない事項等については，現時点で適当と思われる扱いでの設計計算を示した部分もある。こうした点については，今後扱いが変わってゆく部分もあろうかと思うので、最新の情報を確認するようにしていただきたい。

なお，本資料記載内容の正誤情報や追加情報については，弊協会ホームページにて逐次公開してゆくので，参照いただきたい。

平成 30 年 9 月

一般社団法人　鋼管杭・鋼矢板技術協会

平成 29 年道路橋示方書に基づく
鋼管杭による橋脚基礎の設計計算例
【Edition1.0】

目　　次

はじめに

1.　対象橋梁 1

1.1　対象橋梁 1

1.2　設計基本条件 2

2.　設計条件 3

2.1　基本条件 3

(1)　上部構造 3

(2)　下部構造 3

2.2　性能の確保の照査方針 5

2.2.1　橋の耐荷性能の照査 5

2.2.2　杭基礎の安定及び耐荷性能の照査 5

(1)　永続作用支配状況及び変動作用支配状況 5

(2)　偶発作用支配状況（レベル２地震動を考慮する設計状況） 6

2.2.3　杭基礎の部材等の耐久性能の照査 7

(1)　鋼管杭の耐久性能の照査 7

(2)　杭とフーチングの接合部の耐久性能の照査 8

2.3　下部構造の設計の流れ 9

2.4　耐荷性能の照査に用いる荷重条件 10

(1)　設計で考慮する状況を設定するための作用 10

(2)　上部構造からの荷重 10

(3)　その他の条件 12

(4)　作用の組合せと作用の組合せに対する荷重組合せ係数及び荷重係数 12

2.5　地盤条件 13

3.　杭基礎の安定の設計（レベル２地震動を考慮しない設計状況） 15

3.1　杭の配置 15

3.2　検討概要 15

3.3　杭の地盤抵抗特性 17

3.3.1　杭の軸方向押込み力及び軸方向引抜き力の制限値 17

3.3.2　杭の水平変位の制限値 18

3.3.3　杭の軸方向ばね定数 19

3.3.4　水平方向地盤反力係数 20

3.4　荷重の特性値から算出したフーチング下面中心における作用荷重 20

3.5　杭基礎の照査に用いるフーチング下面中心における設計荷重 23

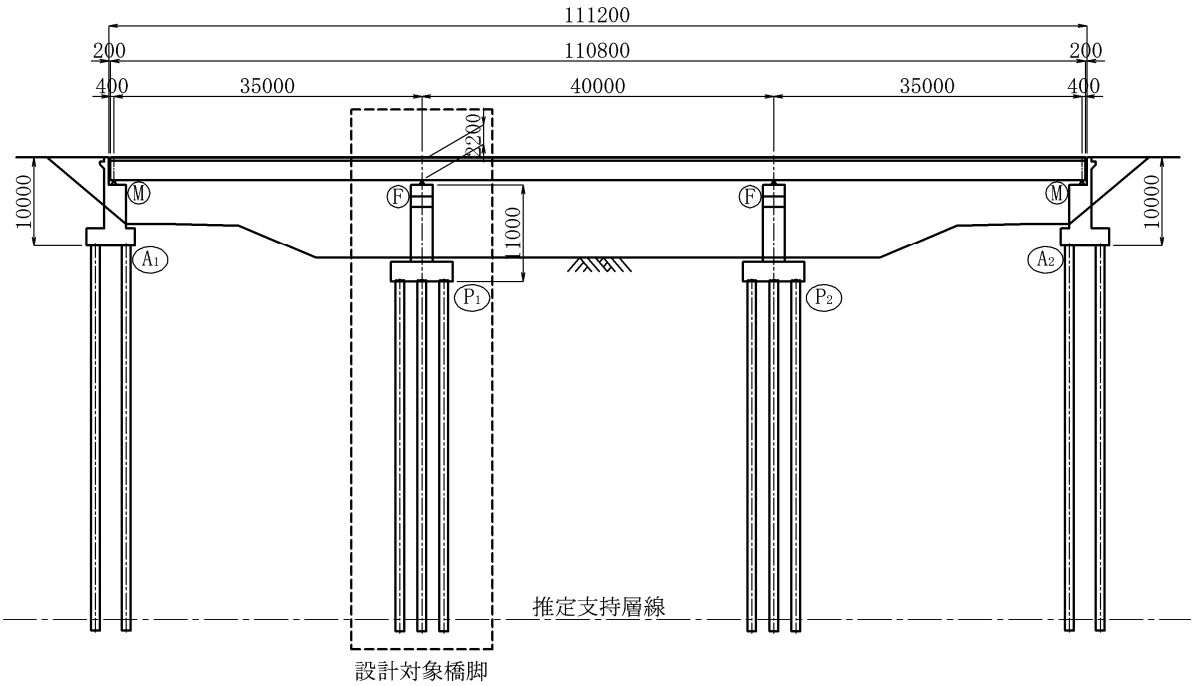
3.5.1　基礎の変位による安定の照査に用いる設計荷重 23
3.5.2　基礎の安定に関する耐荷性能の照査に用いる設計荷重 25
3.6　基礎の安定の設計 29
3.6.1　杭反力，変位及び杭体の断面力の計算 29
3.6.2　杭基礎の安定に関する照査項目 29
3.6.3　基礎の変位による安定の照査 29
3.6.4　基礎の安定に関する耐荷性能の照査 30
(1)　限界状態１に対する照査 30
(2)　限界状態３に対する照査 30
3.6.5　部材及び接合部の耐久性能の照査のための杭頭反力の計算 32
4.　杭体の設計（レベル２地震動を考慮しない設計状況） 33
4.1　杭体の耐久性の照査 33
(1)　鋼管杭の疲労に対する照査 33
(2)　鋼管杭の腐食 33
4.2　杭体の耐荷性能の照査項目 33
4.3　杭頭部（第１断面）の耐荷性能の照査 34
4.3.1　耐荷性能の照査に用いる設計断面力 34
(1)　耐荷性能の照査の前提となる照査に用いる設計断面力 34
(2)　耐荷性能の照査に用いる設計断面力 34
4.3.2　耐荷性能の照査 35
(1)　耐荷性能の照査の前提となる照査 35
(2)　耐荷性能の照査 37
4.4　断面変化位置の決定及び第２断面の耐荷性能の照査 39
4.4.1　断面変化位置の決定 39
4.4.2　第２断面に対する耐荷性能の照査（照査位置：杭頭から 11.90m） 40
(1)　耐荷性能の照査の前提となる照査 40
(2)　耐荷性能の照査 41
5.　偶発作用支配状況(レベル２地震動を考慮する設計状況)における杭基礎の設計 44
5.1　検討概要 44
5.2　レベル２時地震動を考慮する設計状況における杭基礎の照査項目 45
5.3　杭の抵抗特性 46
5.3.1　杭の軸方向の抵抗特性 46
5.3.2　杭の水平方向の抵抗特性 46
5.3.3　杭体の曲げモーメントー曲率関係 48
5.3.4　仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント 49
5.4　レベル２地震動を考慮する設計状況の照査に用いる設計荷重 50
5.4.1　橋脚基礎の設計水平震度 50
5.4.2　橋脚基礎の照査に用いる設計荷重 50

(1) 鉛直力 V 51
(2) 水平力 H とモーメント M（荷重漸増させる設計荷重） 51
5.4.3 限界状態の照査方法 52
(1) 限界状態 1 52
(2) 限界状態 2 52
(3) 限界状態 3 53
5.5 レベル 2 地震動に対する杭基礎の照査 53
(1) 橋軸方向 53
(2) 橋軸直角方向 56
6. 杭とフーチングの接合部の設計（レベル 2 地震動を考慮しない設計状況） 60
6.1 フーチングの剛体判定と杭配置 60
(1) フーチングの剛体判定 60
(2) 最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離 60
6.2 杭とフーチングの接合部の設計 60
6.2.1 杭とフーチングの接合部の設計の照査項目 60
6.2.2 杭とフーチングの接合部における構造細目 61
6.2.3 杭とフーチングの接合部における耐荷性能の照査 62
6.2.4 杭とフーチングの接合部における耐久性能の照査 64
(1) 杭とフーチングの接合部における疲労に対する照査 64
(2) 中詰め補強鉄筋の腐食 65

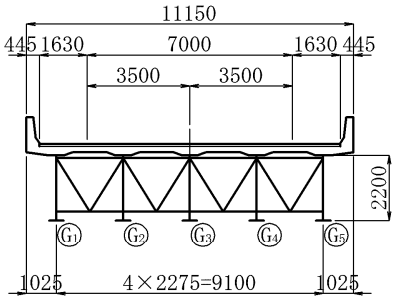
1. 対象橋梁

1.1 対象橋梁

対象橋梁は図- 1.1.1 に示す橋長 111.200m，支間長 35.000m＋40.000m＋35.000m，幅員 11.150m(全幅)の鋼 3 径間連続非合成 I 桁橋であり，与条件は表- 1.1.1 に示すとおりである。



(a) 側面図



(b) 上部構造断面図

図- 1.1.1　設計対象橋梁

表- 1.1.1　与条件一覧表

項　目	条　件
橋の設計供用期間	100 年
耐震設計上の重要度の区分	B 種の橋
活荷重の区分	B 活荷重
大型車の計画交通量 (1 方向あたりの計画交通量(台/日))	3,000 台 (2,000 台以上)
適用基準	道路橋示方書･同解説 (平成 29 年 11 月，日本道路協会)

1.2 設計基本条件

設計基本条件を表- 1.2.1 に示す。

表- 1.2.1　設計基本条件

・構造諸元に関する設計条件		
①	橋　種	鋼道路橋
②	上部構造形式	鋼 3 径間連続非合成 I 桁橋
③	床　版	鉄筋コンクリート床版
④	橋　長	111.200m
⑤	桁　長	110.800m
⑥	支 間 長	35.000m+40.000m+35.000m
⑦	支 承 条 件	A1:可動, P1:固定, P2:固定, A2:可動
⑧	斜　角	90°
⑨	平 面 線 形	$R=\infty$
⑩	縦 断 勾 配	2.0%
⑪	横 断 勾 配	1.5%(片勾配)
⑫	舗　装	アスファルト舗装 t=80mm
⑬	有 効 幅 員	10.260m
⑭	総 幅 員	11.150m
⑮	架 設 方 法	クレーン・ベント架設
⑯	下部構造形式	A1・A2:逆T式橋台, P1・P2:T 形橋脚
⑰	基礎構造形式	鋼管杭・中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)
・耐荷性能に関する設計条件		
①	活 荷 重	B 活荷重
②	雪 荷 重	積雪地域ではないため考慮しない
③	衝 突 荷 重	橋脚の周辺に自動車衝突防護柵を設置するため考慮しない
④	風 荷 重	設計基準風速 V=40m/s
⑤	遮 音 壁	なし
⑥	添 架 物	なし
⑦	温 度 変 化	構造物:－10℃～＋50℃(基準温度＋20℃) 支承及び伸縮装置の伸縮量:－10℃～＋40℃
⑧	温 度 差	＋10℃
⑨	地震の影響	地域区分:A2 地域
⑩	地 盤 種 別	耐震設計上の地盤種別:Ⅲ種地盤
・耐久性能に関する設計条件		
①	部材毎の 設計耐久期間	上部構造及び下部構造の部材は全て 100 年とする 上下部接続部, 付属物の設計耐久期間は 100 年を基本とする
②	塩害の地域区分	C 地域
③	凍結防止剤の 散布の有無	無し

2. 設計条件

2.1 基本条件

(1) 上部構造

形　　式:鋼 3 径間連続非合成 I 桁橋(図- 1.1.1 参照)
支承の種類:固定可動型支承
支承の支持条件:表- 2.1.1 に示すとおり

表- 2.1.1　支承の支持条件

	A1 橋台	P1 橋脚	P2 橋脚	A2 橋台
橋軸方向	可動	固定	固定	可動
橋軸直角方向	固定	固定	固定	固定

(2) 下部構造

形　　式:T形橋脚(図- 2.1.1 参照)
基礎形式:杭基礎(鋼管杭・中掘り杭工法(セメントミルク噴出撹拌方式))
使用材料:表- 2.1.2 及び表- 2.1.3 に示すとおり

表- 2.1.2　使用材料及び材料強度の特性値

	コンクリートの設計基準強度	鉄筋の降伏強度
橋　　脚	σ_{ck}=24 N/mm^2	SD345 σ_{sy}=345 N/mm^2
フーチング	σ_{ck}=30 N/mm^2	
杭頭の中詰めコンクリート部(中詰め補強鉄筋)	σ_{ck}=30 N/mm^2	SD490 σ_{sy}=490 N/mm^2

コンクリート
Ⅲ編 4.1.3
鉄筋
Ⅲ編 4.1.2
SD490 の使用
Ⅲ編 1.4(1)解説

表- 2.1.3　鋼管杭の材料強度の特性値

種　類	降伏強度 σ_y(N/mm^2)
SKK400	235
SKK490	315

鋼管杭
Ⅳ編 10.8.2
表-10.8.3

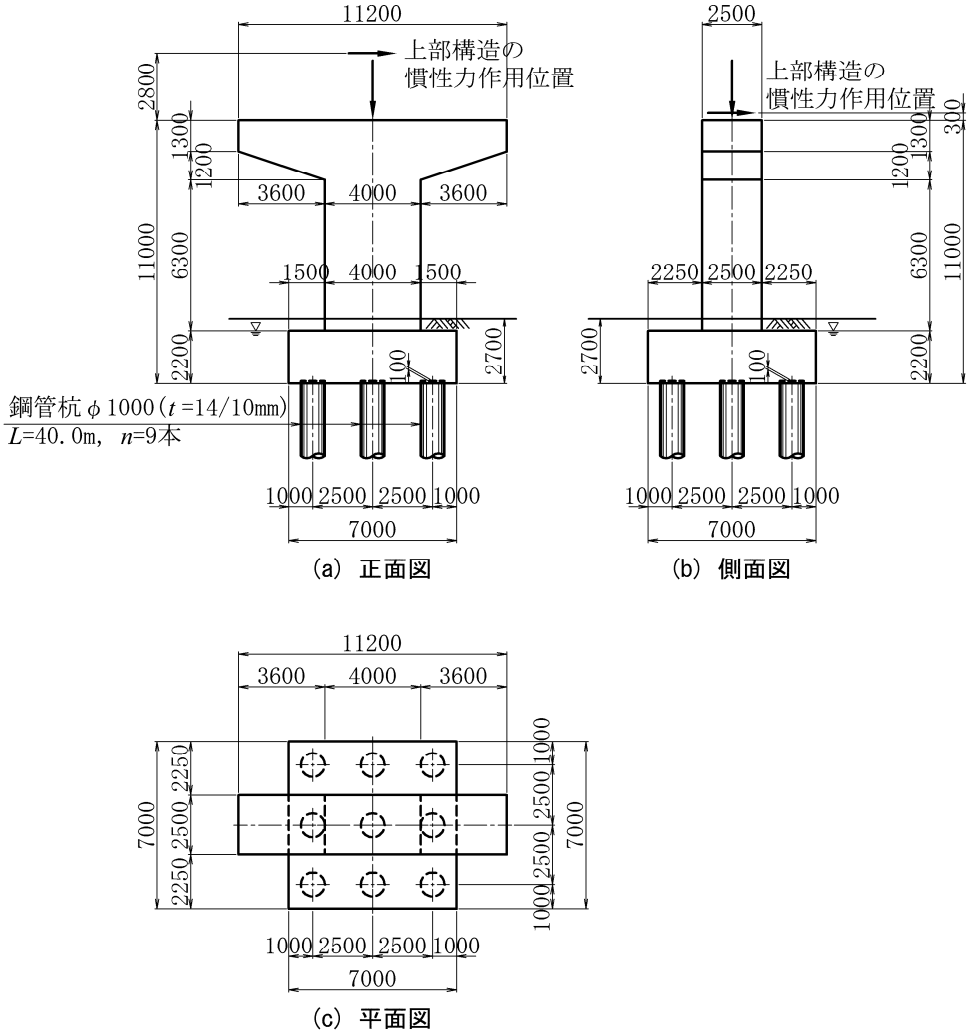


図- 2.1.1　設計対象橋脚（P1 橋脚）

2.2 性能の確保の照査方針

2.2.1 橋の耐荷性能の照査

本橋は，表- 1.1.1 に示したように耐震設計上の重要度が B 種の橋であることから，道示Ⅰ編 2.3(2)の規定に従い橋の耐荷性能 2 とする。

表- 2.2.1 に示すように橋の耐荷性能 2 は，永続作用支配状況及び変動作用支配状況において，その状態が橋の限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを照査する。また，偶発作用支配状況（レベル 2 地震動を考慮する設計状況）において，その状態が橋の限界状態 2 及び限界状態 3 を超えないことを照査する。

橋の耐荷性能
Ⅰ編 2.3(2)

限界状態
Ⅰ編 5.1

表- 2.2.1 橋の耐荷性能 2 に対する照査（道示Ⅰ編表解-5.1.1(b)）

	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの橋の状態
	橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない状態	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが，橋としてあらかじめ想定する荷重を支持する能力の範囲である状態	致命的な状態ではない
永続作用や変動作用が支配的な状況	橋の限界状態 1 を超えないことの実現性		橋の限界状態 3 を超えないことの実現性
偶発作用が支配的な状況		橋の限界状態 2 を超えないことの実現性	橋の限界状態 3 を超えないことの実現性

なお，橋の耐荷性能の照査は，上部構造，下部構造及び上下部接続部の部材等の耐荷性能の照査で代表させる。

照査の方法
Ⅰ編 5.2

2.2.2 杭基礎の安定及び耐荷性能の照査

本設計計算例で対象としている杭基礎（鋼管杭）の安定，鋼管杭及び杭とフーチングの接合部に対する耐荷性能の照査について主な照査項目を整理する。

(1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況

永続作用支配状況及び変動作用支配状況における杭基礎（鋼管杭）の安定，鋼管杭及び杭とフーチングの接合部に対する耐荷性能の主な照査項目を表- 2.2.2～表- 2.2.4 に示す。なお，本設計計算例ではフーチングについては記述を省略する。

表- 2.2.2 杭基礎（鋼管杭）の主な安定照査項目

照 査		作用力等	
		軸方向押込み力及び引抜き力（鉛直荷重）	水平荷重
永続作用支配状況における変位の制限の照査（変位による安定の照査）		・杭の軸方向押込み力の制限値の照査 $P \leqq R_{dp} = \lambda_s \lambda_f (R_y - W_s) + W_s - W$ ・・・ 道示Ⅳ編 10.5.1(2) ※杭の自重が小さいとき $P \leqq R_{dp} = \lambda_s \lambda_f R_y$ ・杭の軸方向引抜き力の制限値の照査 $P \leqq P_{dp} = \lambda_p P_y + W$ ・・・道示Ⅳ編 10.5.1(3)	・橋脚基礎の杭の水平変位の制限値の照査 $d \leqq d_d$ （橋脚基礎の場合）d_d＝杭径の 1% ただし，15mm≦d_d≦50mm （橋台基礎の場合）d_d＝15mm ・・・道示Ⅳ編 10.5.1(4)
永続作用支配状況及び変動作用支配状況における耐荷性能の照査（安定に関する耐荷性能の照査）	限界状態 1	・杭の軸方向押込み力の制限値の照査 $P \leqq R_d = \xi_1 \Phi_Y \lambda_f \lambda_n (R_y - W_s) + W_s - W$ ・・・道示Ⅳ編 10.5.2(2) ※杭の自重が小さいとき $P \leqq R_d = \xi_1 \Phi_Y \lambda_f \lambda_n R_y$　式(解 10.5.1) ・杭の軸方向引抜き力の制限値の照査 $P \leqq P_d = \xi_1 \Phi_Y \lambda_n P_y + W$ ・・・道示Ⅳ編 10.5.4(2)	・橋脚基礎の杭の水平変位の制限値の照査 $d \leqq d_d$ （ 橋脚基礎の場合）$d_d = \xi_1 \Phi_Y d_y$ ただし，15mm≦d_d≦50mm （ 橋台基礎の場合）d_d＝杭径の 1% ただし，15mm≦d_d≦50mm ・・・道示Ⅳ編 10.5.6(2)
	限界状態 3	－ （限界状態 1 に対する照査で担保）	－ （限界状態 1 に対する照査で担保）

※W_s や W には死荷重の荷重組合せ係数及び荷重係数を乗じる必要はない

変位の制限
Ⅳ編 8.2(3)

Ⅳ編 10.5.2
式(解 10.5.1)

安定照査
Ⅳ編 10.5

Ⅳ編 10.5.1 解説(2)

表- 2.2.3　鋼管杭の耐荷性能に関する主な照査項目

限界状態 ＼ 状況	【部材の限界状態 1】 部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態	【部材の限界状態 3】 これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態
永続作用支配状況	【耐荷性能の照査の前提】 ・軸力及び曲げモーメント 鋼材の引張，圧縮応力度 σ ≦応力度の制限値 ･･･道示Ⅳ編 10.8.2(1) ・せん断力 鋼材のせん断度力度 τ ≦応力度の制限値 ･･･道示Ⅳ編 10.8.2(1)	
永続作用支配状況及び変動作用支配状況	【耐荷性能の照査】 ・軸力及び曲げモーメント 鋼材の引張，圧縮応力度 σ ≦応力度の制限値 $\sigma_d = \xi_1 \Phi_Y \sigma_s$ ･･･道示Ⅳ編 10.8.2(2) ・せん断力 －（限界状態 3 を超えないことで担保） ･･･道示Ⅳ編 10.8.2(3)	【耐荷性能の照査】 ・軸力及び曲げモーメント －（限界状態 1 を超えないことで担保） ･･･道示Ⅳ編 10.8.2(4) ・せん断力 鋼材のせん断応力度 τ ≦応力度の制限値 ･･･道示Ⅳ編 10.8.2(5)

部材等の限界状態
道示Ⅰ編 4.3(3)

鋼管杭の設計
Ⅳ編 10.8.2

表- 2.2.4　杭とフーチングの接合部の耐荷性能に関する主な照査項目
（仮想鉄筋コンクリート断面）

限界状態 ＼ 状況	【部材の限界状態 1】 部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態	【部材の限界状態 3】 これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態
永続作用支配状況及び変動作用支配状況	・曲げモーメント $M_d \leqq M_{yd} = \xi_1 \Phi_y M_{yc}$ ･･･道示Ⅲ編 5.5.1(3) ・せん断力 照査不要	・曲げモーメントと軸力 $M_d \leqq M_{ud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_u M_{uc}$ ･･･道示Ⅲ編 5.7.1(3),Ⅲ編 5.8.1(3) ・せん断力 照査不要

杭とフーチングの接合部
Ⅳ編 10.8.7

鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ部材
Ⅲ編 5.5.1
Ⅲ編 5.7.1
Ⅲ編 5.8.1

（備考）従来の構造細目並びに仮想コンクリート断面の耐荷力照査で設計された杭頭接合部は，軸力と曲げモーメントに対しても設計で想定している杭の塑性変形量の範囲では荷重伝達能力を有していたとの実験結果もあることから，ここでは杭体の終局強度を用いた具体の照査は行わず，作用断面力に対して仮想 RC 断面が限界状態1及び限界状態3に至らないことを照査することでⅣ編 10.8.7 の要求性能を満たせるものと考えている。

(2) 偶発作用支配状況（レベル 2 地震動を考慮する設計状況）

本設計計算例では，橋の耐震設計を行うにあたって，レベル 2 地震動を考慮する設計状況において塑性化を期待する部材は，地震後の緊急点検の容易性や修復性等を考慮して，橋脚の柱基部を基本として検討した。しかし，検討の結果，橋軸直角方向のタイプⅠ地震動（浮力考慮）及びタイプⅡ地震動(浮力無視，考慮)については，合理的な基礎の設計が困難なことから，橋脚が十分大きな地震時保有水平耐力を有することを確認した上で塑性化を期待する部材は橋脚基礎とした。

Ⅴ編 2.4.5(2)(3)
解説

橋軸方向	タイプⅠ地震動(浮力無視，考慮) タイプⅡ地震動(浮力無視，考慮)	:橋脚柱基部
橋軸直角方向	タイプⅠ地震動(浮力無視)	:橋脚柱基部
	タイプⅠ地震動(浮力考慮) タイプⅡ地震動(浮力無視，考慮)	:橋脚基礎

レベル 2 地震動を考慮する設計状況における杭基礎，フーチング及び杭とフーチングの接合部の耐荷性能に関する主な照査項目を表- 2.2.5 に示す。

杭基礎では，レベル 2 地震動を考慮する設計状況については永続作用支配状況や変動作用支配状況の限界状態とは異なり，基礎全体系に対して限界状態が定められ，限界状態 1 として基礎の降伏変位の制限値が，また限界状態2として基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値が，限界状態の工学的指標として位置づけられている。

Ⅳ編 8.2(1)
解説②

基礎に塑性化を期待しない場合には杭基礎の限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを照査する。基礎に塑性化を期待する場合には杭基礎の限界状態 2 及び限界状態 3 を超えないことを照査する。

表- 2.2.5　レベル 2 地震動を考慮する設計状況における杭基礎（鋼管杭），フーチング及び杭とフーチングの接合部の耐荷性能に関する主な照査項目

IV編 10.9

限界状態 / 状況	【杭基礎全体系の限界状態 1】（基礎に塑性化を期待しない設計）	【杭基礎全体系の限界状態 2】（基礎に塑性化を期待する設計）	【杭基礎全体系の限界状態 3】
偶発作用支配状況（レベル 2 地震動を考慮する設計状況）	［杭基礎全体系］ ・杭基礎の応答変位 $\delta_F \leqq \delta_{y0}\lambda_n$ ･･･道示IV編 10.9.1(1) ※設計荷重を作用させたときに基礎の降伏に至らないことを照査 ［杭基礎の降伏の目安］ ①全ての杭において杭体が塑性化する。 ②一列の杭頭反力が押し込み支持力の上限に達する。 ･･･道示IV編 10.9.1 解説 ・せん断力 $S_d \leqq$ 杭基礎のせん断耐力 ΣP_s （鋼管杭は省略） ･･･道示IV編 10.9.1 解説	［杭基礎全体系］ ・杭基礎の応答塑性率(橋脚基礎) $\mu_{Fr} \leqq$ 塑性率の制限値 ･･･道示IV編 10.9.1(1),10.9.2, 道示V編 10.4(1) ・杭基礎の応答塑性率(橋台基礎) $\mu_{Ar} \leqq$ 塑性率の制限値 ･･･道示IV編 10.9.1(1),10.9.2, 道示V編 11.4 ・杭基礎の応答変位(橋脚基礎) （ﾌｰﾁﾝｸﾞ底面位置での回転角） $\alpha_{F0} \leqq 0.02$rad ･･･道示IV編 10.9.1(1),10.9.2 ・杭基礎の応答変位(橋台基礎) － ・せん断力（橋脚，橋台基礎） $S_d \leqq$ 杭基礎のせん断耐力 ΣP_s （鋼管杭は省略） ･･･道示IV編 10.9.1 解説	［杭基礎全体系］ － （限界状態 1 もしくは限界状態 2 を超えないことで担保） ･･･ IV編 10.9.1(3)
	［杭とﾌｰﾁﾝｸﾞの接合部(既製杭)］ ・曲げモーメント 杭頭曲げモーメント M_t $\leqq$ 仮想鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ断面 M_{yvr} ･･･道示IV編 10.9.1 解説 ・せん断力 照査不要 ･･･道示IV編 10.9.1 解説	［杭とﾌｰﾁﾝｸﾞの接合部(既製杭)］ ・曲げモーメント 杭体降伏曲げモーメント M_y $\leqq$ 仮想鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ断面 M_{yvr} ･･･道示IV編 10.9.1 解説 ・せん断力 照査不要 ･･･道示IV編 10.9.1 解説	［杭とﾌｰﾁﾝｸﾞの接合部(既製杭)］ － （限界状態 1 もしくは限界状態 2 を超えていないことで担保）
	［フーチング：部材の限界状態 1］ ・曲げモーメント $M_d \leqq M_{yd} = \xi_1 \Phi_y M_{yc}$ ･･･道示III編 5.5.1(3) ・せん断力 － （限界状態 3 を超えないことで担保） ･･･道示III編 5.5.2(1)	［フーチング：部材の限界状態 1］ ・塑性化を期待しないため，部材の限界状態 1 を超えないことを照査（同左）	［フーチング：部材の限界状態 3］ ・曲げモーメント $M_d \leqq M_{ud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_u M_{uc}$ ･･･道示III編 5.7.1(3)，5.8.1(3) ・せん断力 〔耐荷性能の前提〕 $\tau_m \leqq$ ｺﾝｸﾘｰﾄのせん断応力度の制限値 ･･･道示IV編 5.2.7(3) 〔斜引張破壊〕 $S_d \leqq S_{ud} = \xi_1 \xi_2 (\Phi_{uc} S_c + \Phi_{uc} S_s)$ ･･･道示III編 5.2.7(3), 5.8.2(3) 〔ｺﾝｸﾘｰﾄ圧壊〕 $S_d \leqq S_{ucd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ucw} S_{ucw}$ ･･･道示III編 5.2.7(4), 5.8.2(4)

2.2.3　杭基礎の部材等の耐久性能の照査

I編 6.1

表- 1.2.1 に示した設計基本条件から本設計計算例の下部構造部材は全て設計耐久期間を 100 年としている。したがって，本設計計算例の杭基礎では道示 I 編 6.1(5)に規定される 1)鋼部材及びコンクリート部材の疲労，2)鋼材の腐食，に対する設計を行うことで耐久性能を確保する。

ここでは，本設計計算で対象としている鋼管杭及び杭とフーチングの接合部に対して整理するものとし，フーチングについては記述を省略する。

鋼管杭の耐久性確保

(1) 鋼管杭の耐久性能の照査

IV編 6.3(1)
IV編 10.8.2(1)
解説
IV編 10.10.1

1)　鋼管杭の疲労に対する照査

鋼管杭の疲労に対しては，道示IV編 6.3(1)に規定されるように，道示IV編

10.8.2(1)に規定される耐荷性能の照査の前提となる鋼管杭の応力度の照査を満足すること，及び道示Ⅳ編 10.10.1 に規定される構造細目を満足することで耐久性能は確保されているとみなす。

（備考）本計算例では特に顕著な繰返し荷重の負荷は想定されていないが，波浪のような繰返し荷重の影響が顕著な場合や通行衝撃荷重が杭への変動作用として直接的な影響を及ぼす恐れがある場合などは，杭基礎においても実際の応力変動を考慮した疲労耐久性の照査等を別途検討する必要がある。

2) 鋼管杭の腐食

鋼管杭の腐食に対する耐久性確保の方法については道示Ⅰ編 6.2(1)の規定における方法 1 とする。

道示Ⅳ編 10.10.1(3)に規定されているように，計算上必要な鋼管杭の厚さに，腐食による減厚として 1mm の腐食しろを外面に考慮することで鋼管杭の腐食に対する耐久性能は確保されているとみなす。

Ⅰ編 6.2(1)
Ⅳ編 6.2(1)
Ⅳ編 10.10.1(3)

（参考）設計照査における腐食前後の鋼管杭諸元及び断面性能の扱いについて，通常使用される鋼管杭の範囲では，腐食しろ考慮による杭径の変動は高々0.4%程度であることから，杭径に対しては腐食しろを考慮せずに呼び径で取り扱っても設計の信頼性が損なわれることはない。

一方，板厚自体は影響が大きく，板厚t，断面積 A、断面係数 Z，断面 2 次モーメントIについては，考慮有無によって4～12%程度の数値変動があるため，状況に応じて腐食しろ有無を適切に考慮することが望ましい。なお、断面性能算出に杭径の変動が与える影響はわずかであるため，呼び径をそのまま用いることでも差し支えはない。

また，適用範囲，適用条件や制限値等の表現に用いられる場合の杭径 D，板厚 t や t/D 等の指標については，その多くは厳密な数値を対象に規定が定めれたものではないことから，一般に腐食しろを考慮しない公称値（呼び値）を用いてよい。

(2) 杭とフーチングの接合部の耐久性能の照査

1) 杭とフーチングの接合部の疲労に対する照査

鋼管杭とフーチングの接合部の疲労に対する照査は，杭頭部に作用する軸力と曲げモーメントに対して仮想鉄筋コンクリート断面における中詰め補強鉄筋の引張応力度の照査を満足することで，耐久性能は確保されているとみなす。

杭とフーチングの接合の疲労に対する主な照査項目を表- 2.2.6 に示す。杭とフーチングの接合部は地下水位以下に設ける鉄筋コンクリート部材として扱い，鉄筋の引張応力度の制限値は道示Ⅳ編 6.3 表-6.3.1 の値を用いる。

なお，道示Ⅳ編 10.8.7(3)解説に示されているようにコンクリートの圧縮応力度の照査は省略する。

Ⅳ編 6.3(2)
Ⅳ編表-6.3.1
Ⅳ編 10.8.7(3)
解説

表- 2.2.6 杭とフーチングの接合部の耐久性能に関する主な照査項目（仮想鉄筋コンクリート断面）

作用＼照査項目	疲労に対する耐久性能の確保 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
曲げモーメント又は軸力	中詰め補強鉄筋の引張応力度 σ_s≦鉄筋の引張応力度の制限値 ･･･ Ⅳ編 6.3(2) コンクリートの圧縮応力度の照査は省略
せん断力	照査不要

2)　杭とフーチングの接合部における鋼材の腐食

鉄筋コンクリート部材の腐食に関しては，所要のかぶりを確保するとともに，気中におかれている部材では永続作用支配状況において鉄筋の引張応力度の制限値を超えていないことを照査する。

中詰め補強鉄筋のかぶりとしては，最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離を杭径以上確保することで，中詰め補強鉄筋の位置は十分にフーチング内部となる。したがって，中詰め補強鉄筋のかぶりは十分に確保されていると判断する。

また，土中に位置する中詰め補強鉄筋は永続作用支配状況における鉄筋の引張応力度の制限値に関する照査は適用されない。

以上から，中詰め補強鉄筋の腐食に対する耐久性能は確保されているとみなす。

Ⅲ編 6.2.2

Ⅳ編 6.2(2)2)

2.3 下部構造の設計の流れ

橋の設計の全体の流れの概要を図- 2.3.1 に示す。

本設計計算例では下部構造の設計のうち鋼管杭基礎の設計及び杭とフーチングの接合部設計について示すものとし，図中には本設計計算例における章を示している。上部構造，支承部，接続部，橋脚の設計計算については，日本道路協会発行の「平成29年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例」を参考にされたい。

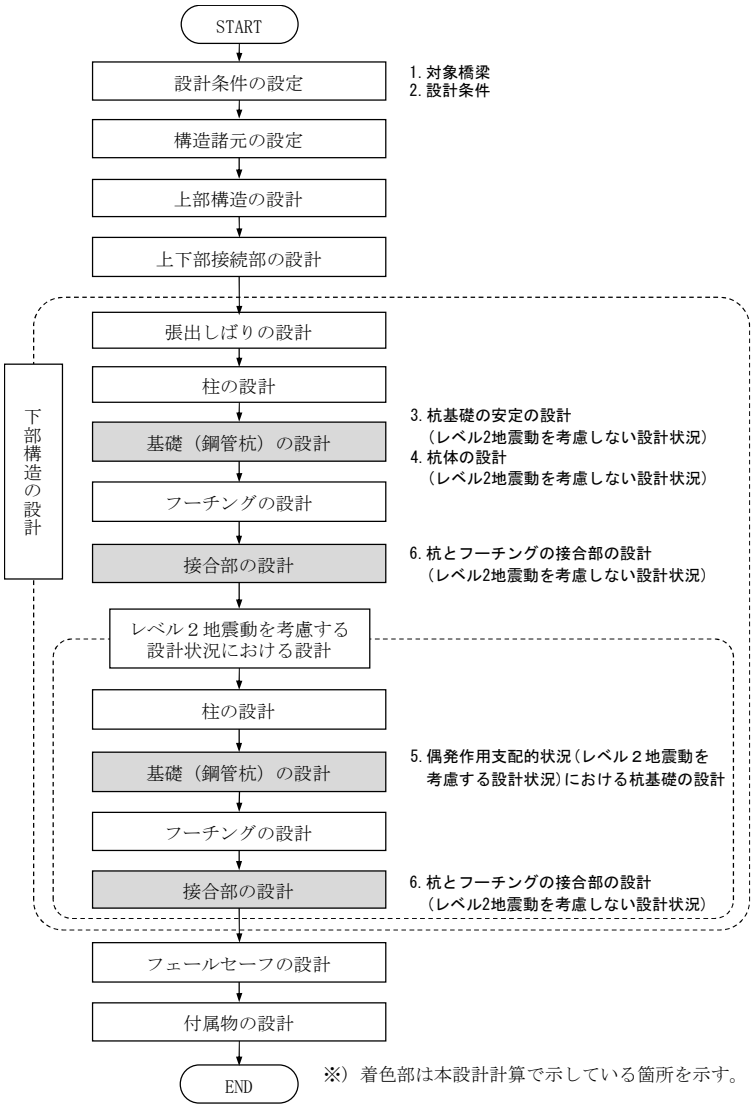


図- 2.3.1　橋の設計の全体の流れ

2.4 耐荷性能の照査に用いる荷重条件

(1) 設計で考慮する状況を設定するための作用

本設計計算例で対象とするP1 橋脚の設計で考慮する荷重又は影響は表- 2.4.1 に示すとおりである。計算に用いる作用の組合せに考慮する荷重又は影響は○印である。

作用の種類
Ⅰ編 3.1

表- 2.4.1　P1 橋脚の設計で考慮する荷重又は影響

設計で着目する方向 / 荷重又は影響	橋軸方向	橋軸直角方向	備考
1)　死荷重（D）	○	○	
2)　活荷重（L）	○	○	
3)　衝撃の影響（I）	－	－	※1
4)　プレストレス力（PS）	－	－	※2
5)　コンクリートのクリープの影響（CR）	－	－	※2
6)　コンクリートの乾燥収縮の影響（SH）	－	－	※2
7)　土圧（E）	－	－	※3
8)　水圧（HP）	－	－	※3
9)　浮力又は揚圧力（U）	○	○	
10)　温度変化の影響（TH）	○	－	
11)　温度差の影響（TF）	○	○	
12)　雪荷重（SW）	－	－	※4
13)　地盤変動の影響（GD）	－	－	※5
14)　支点移動の影響（SD）	－	－	※5
15)　遠心荷重（CF）	－	－	※6
16)　制動荷重（BK）	－	－	※6
17)　橋桁に作用する風荷重（WS）	－	○	
18)　活荷重に対する風荷重（WL）	－	○	
19)　波圧（WP）	－	－	※7
20)　地震の影響（EQ）	○	○	
21)　衝突荷重（CO）	－	－	※8
22)　その他	－	－	※3

ここに，
○　：設計で考慮する荷重又は影響
※1 ：橋脚の張出しばりの設計には適用するが基礎の設計には考慮しない。
※2 ：鋼橋のため考慮しない。
※3 ：作用しない。
※4 ：積雪地域ではないため考慮しない。
※5 ：圧密沈下等の影響がないことが確認された場合の設計計算例を示すこととし，考慮しない。
※6 ：本橋は，直橋であることや橋面に軌道の設置がないことから考慮しない。
※7 ：海上部に位置していないため考慮しない。
※8 ：橋脚の周辺に車両用防護柵を設置するため考慮しない。

(2) 上部構造からの荷重

本橋は，上部構造からの荷重は支承部を介して下部構造に伝達させる構造である。よって，下部構造の設計で考慮する上部構造からの荷重は，設計供用期間中に上部構造に作用する荷重及び影響による下部構造の支点反力とした。

上部構造反力
Ⅰ編 3.3
(2)(3)解説 c.

なお，本書においては，上部構造からの荷重（支点反力）は荷重組合せ係数及び荷重係数を乗じない作用の特性値に基づいて算出した。下部構造の耐荷性能の照査は，この反力を下部構造に作用させて，フーチング下面中心などにおける作用荷

重を算出し，作用の組合せ並びに対応する荷重組合せ係数及び荷重係数を乗じたものを集計して行うものとした。

1) 鉛直荷重

作用の特性値に基づく上部構造からP1 橋脚に作用する鉛直荷重を表- 2.4.2 に示す。基礎の設計では上部構造に対する衝撃の影響は考慮しないため，活荷重は衝撃の影響を含まない値としている。

表- 2.4.2 上部構造からの鉛直荷重（P1 橋脚）

作用 ＼ 対象下部構造			P1 橋脚
死荷重		R_D (kN)	5300
活荷重(衝撃を含まない)		R_L (kN)	2200
温度差の影響	床版の方が高温の場合	$R_{TF(U)}$ (kN)	-150
	鋼桁の方が高温の場合	$R_{TF(D)}$ (kN)	150

死荷重
Ⅰ編 8.1
活荷重
Ⅰ編 8.2
温度差
Ⅰ編 8.11

以下，温度差の影響について，床版コンクリートの方が高温の場合を TF(U)，鋼桁の方が高温の場合を TF(D)と示す。

2) 水平荷重及び地震の影響

作用の特性値に基づく上部構造から P1 橋脚に作用する水平荷重及び地震の影響を表- 2.4.3 に示す。

耐震設計上の条件は，表-1.1.1 に示したとおり地域区分は A2 地域(地域別補正係数 c_z=1.00，c_{Iz}=1.00，c_{IIz}＝1.00)，耐震設計上の地盤種別はⅢ種地盤である。

なお，本書では，水平荷重及び地震の影響の算出過程の記述は省略する。

地域区分
Ⅴ編 3.4
地盤種別
Ⅴ編 3.6

表- 2.4.3 上部構造からの水平荷重及び地震の影響（P1 橋脚）

作用 ＼ 対象下部構造				P1 橋脚 橋軸方向	P1 橋脚 橋軸直角方向
温度変化の影響	水平力		H_{TH} (kN)	800	－
	作用位置までの高さ ※		h_{TH} (m)	0.300	－
橋桁に作用する風荷重	水平力		H_{WS} (kN)	－	550
	作用位置までの高さ ※		h_{WS} (m)	－	2.250
活荷重に作用する風荷重	水平力		H_{WL} (kN)	－	150
	作用位置までの高さ ※		h_{WL} (m)	－	4.600
レベル1 地震動の影響	設計水平震度及び地盤面における設計水平震度		k_{h0} (－)	0.30	0.30
			k_h (=c_z・k_{h0})	0.30	0.30
			k_{hg} (=c_z・k_{hg0})	0.24	0.24
	支持する上部構造部分の重量		W_U (kN)	7000	4200
	水平力		H_{EQ} (kN)	2100	1260
	作用位置までの高さ ※		h_{EQ} (m)	0.300	2.800
レベル 2 地震動の影響	設計水平震度及び地盤面における設計水平震度	タイプⅠ	k_{Ih0} (－)	1.20	1.20
			k_{Ih} (=c_{Iz}・k_{Ih0})	1.20	1.20
			k_{Ihg} (=c_{Iz}・k_{Ihg0})	0.40	0.40
		タイプⅡ	k_{IIh0} (－)	1.50	1.50
			k_{IIh} (=c_{IIz}・k_{IIh0})	1.50	1.50
			k_{IIhg} (=c_{IIz}・k_{IIhg0})	0.60	0.60
	支持する上部構造部分の重量		W_U (kN)	7000	4000
	作用位置までの高さ ※		h_{EQ} (m)	0.300	2.800

※) 橋脚天端から作用位置までの高さ

温度変化
Ⅰ編 8.10
風荷重
Ⅰ編 8.17

設計水平震度
Ⅴ編 4.1.6

(3) その他の条件

1) 単位体積重量

単位体積重量を表- 2.4.4 に示す。

表- 2.4.4 単位体積重量

材　料	単位体積重量 (kN/m^3)
鉄筋コンクリート	24.5
フーチングの上載土砂	18.0
水	9.8
鋼管杭	77.0

死荷重
Ⅰ編 8.1
表-8.1.1

2) 橋脚の設計水位及びフーチング上の土砂高（図- 2.1.1 参照）

設計水位　　:フーチング上面
フーチング上の土砂高　:フーチング上面から 0.500m

3) 橋脚に直接作用する風荷重

橋脚に直接作用する風荷重は，橋軸方向，橋軸直角方向に作用する水平力とし，風荷重は次のとおりである。

設計基準風速 V＝40 m/s
橋脚に作用する風荷重 w＝3.0(V/40)^2＝3.0 kN/m^2 （角形橋脚）

なお，本橋における橋軸方向の風荷重についての別途の検討において，橋桁には橋軸方向への風荷重の影響を考慮しないのため，橋脚にのみ風荷重 WS を考慮する荷重組合せ(D+WS, D+TH+WS)は，地震の影響や温度変化の影響を考慮する荷重組合せ(D+TH, D+TH＋EQ)に比べて断面力に与える影響が小さいと判断された。このため，本書では，橋軸方向の風荷重 WS を考慮した荷重組合せに対する照査は記載を省略している。

風荷重
Ⅰ編 8.17(5)

4) 塩害の影響

塩害の影響の地域区分:C 地域
海岸線より 200m を超えており，塩害の影響は受けない。

塩害
Ⅲ編 6.2.3

(4) 作用の組合せと作用の組合せに対する荷重組合せ係数及び荷重係数

P1 橋脚の設計で考慮する作用の組合せと，作用の組合せ(以下，「荷重組合せ」という。)に対する荷重組合せ係数 γ_p 及び荷重係数 γ_q を表- 2.4.5 に示す。

作用組合せ
Ⅰ編 3.3
表-3.3.1

表- 2.4.5　作用の組合せに対する荷重組合せ係数及び荷重係数

作用の組合せ			荷重組合せ係数γpと荷重係数γq																設計で考慮する組合せ	
		設計状況の区分	D		L		U		TH		TF		WS		WL		EQ		橋軸方向	橋軸直角方向
			γp	γq	γp	γq	γp	γq	γp	γq	γp	γq	γp	γq	γp	γq	γp	γq		
①	D	永続作用支配状況	1.00	1.05	－	－	1.00	1.05	－	－	1.00	1.00	－	－	－	－	－	－	○	○
②	D+L	変動作用支配状況	1.00	1.05	1.00	1.25	1.00	1.05	－	－	1.00	1.00	－	－	－	－	－	－	○	○
③	D+TH		1.00	1.05	－	－	1.00	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00	－	－	－	－	－	－	○	－
④	D+TH+WS		1.00	1.05	－	－	1.00	1.05	0.75	1.00	1.00	1.00	0.75	1.25	－	－	－	－	－	－
⑤	D+L+TH		1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	0.75	1.00	1.00	1.00	－	－	－	－	－	－	○	－
⑥	D+L+WS+WL		1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	－	－	1.00	1.00	0.50	1.25	0.50	1.25	－	－	－	○
⑦	D+L+TH+WS+WL		1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	0.50	1.00	1.00	1.00	0.50	1.25	0.50	1.25	－	－	－	－
⑧	D+WS		1.00	1.05	－	－	1.00	1.05	－	－	1.00	1.00	1.00	1.25	－	－	－	－	－	○
⑨	D+TH+EQ		1.00	1.05	－	－	1.00	1.05	0.50	1.00	1.00	1.00	－	－	－	－	0.50	1.00	○	○
⑩	D+EQ		1.00	1.05	－	－	1.00	1.05	－	－	1.00	1.00	－	－	－	－	1.00	1.00	○	○
⑪	D+EQ	偶発作用支配状況	1.00	1.05	－	－	1.00	1.05	－	－	－	－	－	－	－	－	1.00	1.00	○	○

※）　着色部は本設計計算例では対象とならない作用の組合せを示している。
本設計計算例では，別途の検討により橋軸方向における風荷重WSは影響が小さいと判断して橋軸方向に関するWSの組合せは省略した。
橋軸直角方向には温度変化の影響THがないので，④の荷重組合せ係数γp=0.75は⑧のγp=1.00より小さいことをから④を省略した。
橋軸直角方向の⑦はTHがないので⑥と同じため⑦を省略した。
橋軸直角方向の⑨はTHがないので組合せとしては⑩と同じであるが，照査に用いる抵抗係数が⑨と⑩では異なるため⑨を省略しない。

2.5 地盤条件

P1 橋脚位置での地盤調査に基づいて得られた土質柱状図及び杭と地盤の関係を図- 2.5.1 に，設計に用いる地盤定数を表- 2.5.1 に示す。

鋼管杭は N 値が 30 以上の細砂層を支持層とする支持杭基礎とし，杭長は 40.0m（有効杭長はフーチング内への埋め込みを控除した 39.9m）とする。

表- 2.5.1　設計に用いる地盤定数

地盤の種類	層厚 (m)	平均 N 値	変形係数α E_0 (kN/m^2)		粘着力 c (kN/m^2)	せん断抵抗角 φ（°）	単位体積重量 (kN/m^3) ※5	
			地震の影響を含まない	地震の影響を含む			γ	γ'
埋戻土	1.50	5	－	－	－	－	18	9
粘性土	7.20	1	5600 ※1	11200 ※1	20 ※3	0	16	7
粘性土	3.00	6	17500 ※1	35000 ※1	80 ※3	0	16	7
粘性土	7.00	10	30000 ※1	60000 ※1	150 ※3	0	16	7
砂質土	5.50	23	64400 ※2	128800 ※2	0	35 ※4	18	9
粘性土	10.00	15	45000 ※1	90000 ※1	180 ※3	0	16	7
砂質土	7.00	29	81200 ※2	162400 ※2	0	33 ※4	18	9
砂質土	1.40	50	140000 ※2	280000 ※2	0	35 ※4	19	10

※1)　供試体の一軸圧縮試験から得られた変形係数E_{50}から推定
※2)　標準貫入試験のN値より，E_0＝2800Nで推定した変形係数から推定
※3)　供試体の一軸圧縮試験から得られた一軸圧縮強さq_uからc=q_u/2から推定
※4)　標準貫入試験のN値から推定したφの平均値から設定
※5)　物理試験による測定値からγを設定し，地下水位以下γ'はγ-9から設定

本設計計算例では，設計に用いる地盤定数は※1～※5 に示す方法により推定されたものと仮定している。杭頭部が軟弱な粘性土地盤に位置するため，杭体の曲げモーメントに対する照査及び杭の周面摩擦力度の推定を合理的に行えるように，2～

地盤調査
Ⅳ編 2.4.3

4 層目の粘性土層は一軸圧縮試験を実施し，その結果より地盤の変形係数や粘着力を推定した場合を想定している。

なお，圧密沈下が生じると考えられる土層及び橋に影響を与える液状化が生じる土層はないと仮定している。

地盤特性値
Ⅳ編 4.2

設計上の地盤面及び耐震設計上の地盤面は図- 2.5.1 に示すようにフーチング下面位置とする。

設計上の地盤面
Ⅳ編 8.5.2

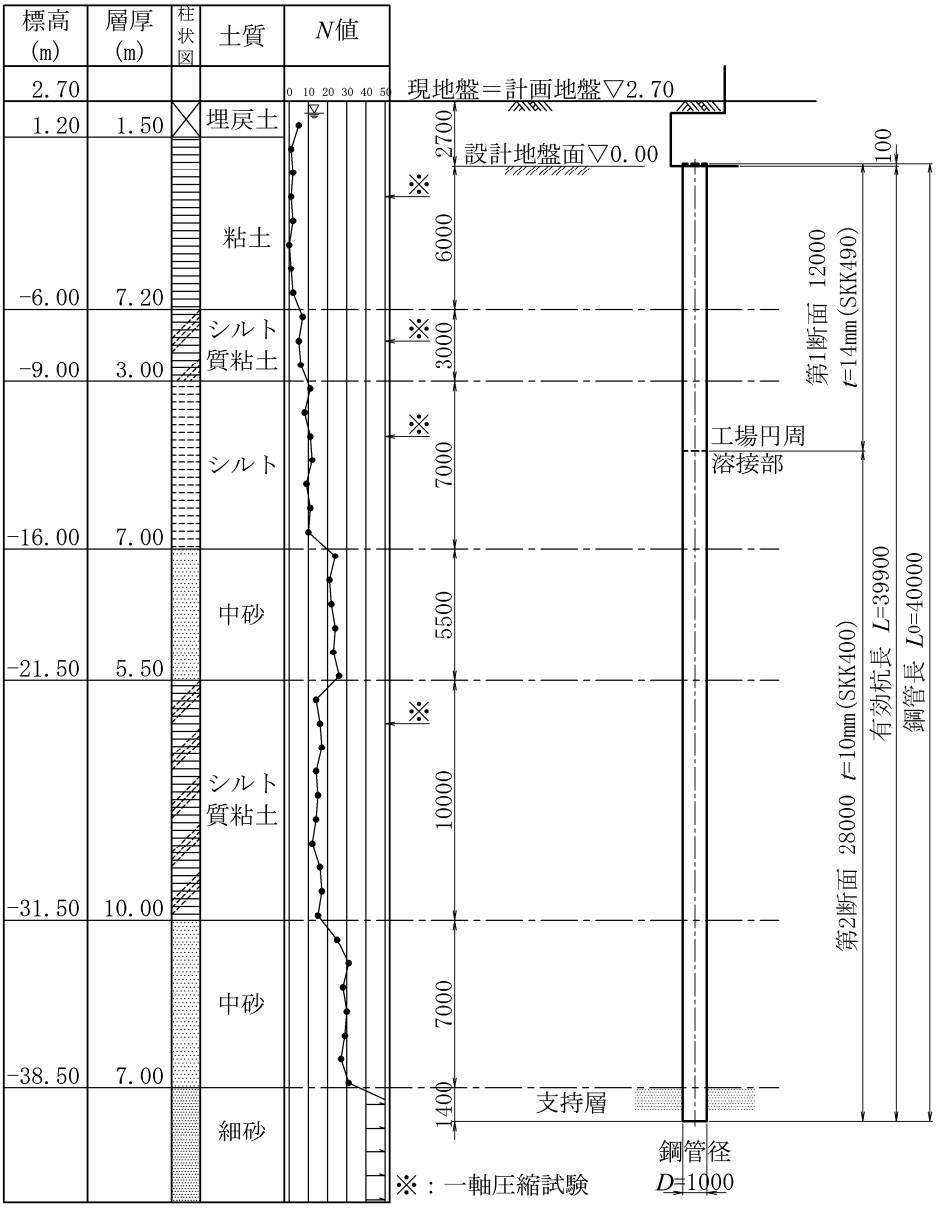


図- 2.5.1　土質柱状図

3. 杭基礎の安定の設計（レベル 2 地震動を考慮しない設計状況）

3.1 杭の配置

杭は道示Ⅳ編 10.4 の規定に従い図- 3.1.1 のように配置した。

- 永続作用に対して過度に特定の杭に荷重が集中せず，できる限り均等に荷重を受けるようにする。
- 永続作用支配状況において引抜きが生じないことを 3.6.3 において照査している。
- 群杭の影響を無視できる程度となるように杭の中心間隔は杭径の 2.5 倍以上とした。
- 最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離を杭径以上とした。

杭の配置
Ⅳ編 10.4

縁端距離
Ⅳ編 10.8.7
(3)2)

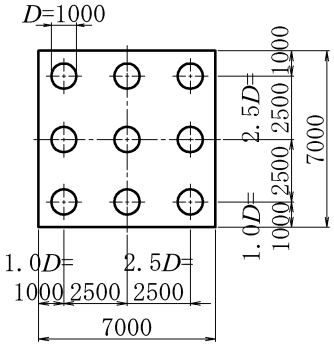


図- 3.1.1　杭の配置

3.2 検討概要

鋼管杭を用いた一般的な橋脚杭基礎の設計の流れを図- 3.2.1 に示す。

なお，本設計計算例では図- 3.2.1 における着色部の照査項目についてのみを記述しており，着色のない照査項目については記述を省略している。

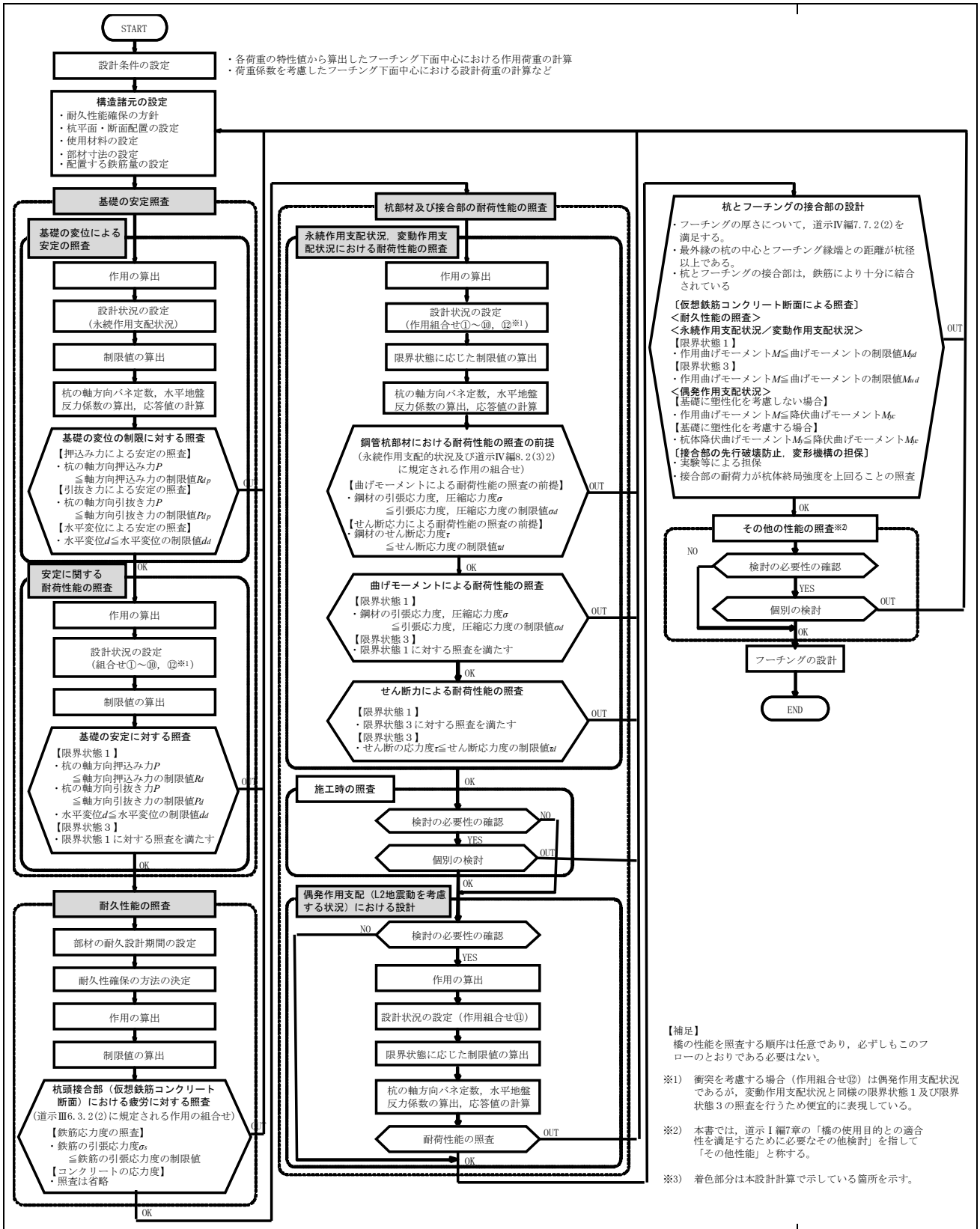


図- 3.2.1　一般的な杭基礎（鋼管杭）の設計計算の流れ

3.3 杭の地盤抵抗特性

3.3.1 杭の軸方向押込み力及び軸方向引抜き力の制限値

安定の設計
Ⅳ編 10.5

杭の軸方向押込み力及び軸方向引抜き力の制限値を道示Ⅳ編 10.5 の規定に従い算出した。算出根拠及び算出結果を表- 3.3.1～表- 3.3.4 に示す。

本設計計算例においては，地盤から決まる降伏支持力の特性値は，道示Ⅳ編 10.5.2 に規定される支持力推定式を用いて推定するため，道示Ⅳ編表-10.5.1 より，調査･解析係数は ξ_1＝0.90 とした。また，杭工法は中掘り杭工法であるため，抵抗係数は Φ_Y＝0.80 とした。

Ⅳ編 10.5.2
表-10.5.1

なお，鋼管杭は杭の自重が小さいと判断して杭の降伏支持力の特性値は，道示Ⅳ編式(解 10.5.1)を用いた。

地盤から決まる降伏引抜き抵抗力の特性値は，道示Ⅳ編 10.5.4 に規定される支持力推定式を用いて推定するため，道示Ⅳ編表-10.5.4 より，調査･解析係数は ξ_1＝0.90，抵抗係数は Φ_Y＝0.55 とした。

Ⅳ編 10.5.4
表-10.5.4

表- 3.3.1　最大周面摩擦力度

周面摩擦
Ⅳ編 10.5.2
表-10.5.3

杭工法	地盤の種類	最大周面摩擦力度の特性値 f_i (kN/m^2)
中掘り杭工法	粘性土	$0.8c$ 又は $4N$ (≦70)
	砂質土	$2N$ (≦100)

表- 3.3.2　周面摩擦力度の算出

地層番号	地盤の種類	層厚 L_i (m)	平均 N 値	単位体積重量 γ' (kN/m^3)	粘着力 c (kN/m^2)	最大周面摩擦力度 f_i (kN/m^2)	周面摩擦力 $L_i f_i$ (kN/m)
1	粘性土	6.00	1	7	20	16	96
2	粘性土	3.00	6	7	80	64	192
3	粘性土	7.00	10	7	150	70	490
4	砂質土	5.50	23	9	0	46	253
5	粘性土	10.00	15	7	180	70	700
6	砂質土	7.00	29	9	0	58	406
7	砂質土	0.40	50	10	0	100	40
8	砂質土	1.00	50	10	0	100	100
①押込み力の制限値算出　周面摩擦力 $\Sigma L_i f_i$ (i＝1～7)							2177
②引抜き力の制限値算出　周面摩擦力 $\Sigma L_i f_i$ (i＝1～8)							2277

※)　粘性土の最大周面摩擦力度の特性値は粘着力から推定した。

表- 3.3.3　杭先端の極限支持力度の特性値

杭先端の極限支持力度
Ⅳ編 10.5.2
表-10.5.2

杭工法	地盤の種類	杭先端の極限支持力度の特性値 q_d (kN/m^2)
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	砂	$220N$ (≦11000)
	砂れき	$250N$ (≦12500)

表- 3.3.4　地盤から決まる杭の軸方向押込み力及び軸方向引抜き力の制限値

					変位の制限に対する照査	限界状態1に対する照査	
杭の諸元			杭径	D (m)	1.000		
			杭先端面積	A (m^2)	0.785		
			杭の周長	U (m)	3.142		
			杭の有効重量※	W (kN)	93		
特性値	押込み力	杭先端の極限支持力	地盤の種類	－	砂		
			平均N値	N (－)	50		杭先端平均N値 IV編 10.5.2 解説 (4)
			極限支持力度	q_d (kN/m^2)	11000		
			杭先端の極限支持力 [A]	$q_d \cdot A$ (kN)	8635		
		杭の周面摩擦力	周面摩擦力 (①)	$\Sigma L_i f_i$ (kN/m)	2177		
			周面摩擦力 [B]	$U \Sigma L_i f_i$ (kN)	6840		
		地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 [A]+[B]		Ru (kN)	15475		R_u 式(10.5.4)
		地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値 R_y=0.65R_u		R_y (kN)	10059		
	引抜き力	周面摩擦力 (②)		$\Sigma L_i f_i$ (kN/m)	2277		
		地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値 P_u=$U \Sigma Lif_i$		P_u (kN)	7154		P_u 式(10.5.6)
		地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値 P_y=0.65P_u		R_y (kN)	4650		
制限値	杭の軸方向押込み力	沈下量を抑制するための係数		λ_s (－)	0.55	－	押込み力 式(10.5.1) 式(10.5.3) 式(解 10.5.1) 表-10.5.1
		支持形式の違いを考慮する係数(支持杭)		λ_f (－)	1.00	1.00	
		杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数		λ_n (－)	－	1.00	
		調査・解析係数(推定式)		ξ_1 (－)	－	0.90	
		抵抗係数(推定式)		Φ_Y (－)	－	0.80	
		基礎変位を抑制するための杭の軸方向押込み力の制限値 R_{dp}= $\lambda_s \lambda_f R_y$		R_{dp} (kN)	5532	－	
		杭の軸方向押込み力の制限値 R_d= $\xi_1 \Phi_Y \lambda_f \lambda_n R_y$		R_d (kN)	－	7242	
	杭の軸方向引抜き力	引抜き変位を抑制するための係数		λ_p (－)	0.25	－	引抜き力 式(10.5.2) 式(10.5.5) 表-10.5.4
		杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数		λn (－)	－	1.00	
		調査・解析係数(推定式)		ξ_1 (－)	－	0.90	
		抵抗係数(推定式)		Φ_Y (－)	－	0.55	
		基礎変位を抑制するための杭の軸方向引抜き抵抗力の制限値 P_{dp}= $\lambda_p P_y$+W		P_{dp} (kN)	1256	－	W IV編 10.5.1 解説 死荷重と荷重係数の扱い Ⅰ編 3.3 解説iii
		杭の軸方向引抜き抵抗力の制限値 Pd= $\xi_1 \Phi_Y \lambda_n R_y$+$W$		P_d (kN)	－	2395	

※)　制限値の算出においては杭の有効重量に死荷重の荷重組合せ係数及び荷重係数は考慮しない。

3.3.2　杭の水平変位の制限値

杭の水平変位の制限値を道示編Ⅳ10.5.1 及び道示編Ⅳ10.5.6 の規定により算出した結果を表- 3.3.5 に示す。

本設計計算例においては，設計上の地盤面(フーチング下面)から杭径の 5 倍程度の範囲(杭頭から5.0m)の地盤の変形係数は，粘性土の一軸圧縮試験から得られた E_{50} から推定するものとした。したがって，道示Ⅳ編表-10.5.5 より調査・解析係数は ξ_1＝0.90 とした。

表- 3.3.5　杭の水平変位の制限値

		変位の制限に対する照査	限界状態1に対する照査
調査・解析係数 (変形係数の推定:室内試験)	ξ_1 (－)	－	0.90
抵抗係数	Φ_Y (－)	－	0.80
杭径	D (mm)	1000	
地盤から決まる杭の降伏水平変位 (中掘り杭工法:0.05D)	d_y (mm)	－	50.0
杭の水平変位の制限値	d_d (mm)	15.0	36.0

※杭径Dは腐食しろを考慮しない値を用いてよい。

水平変位の制限値
Ⅳ編 10.5.1(4)
Ⅳ編 10.5.6
式(10.5.8)
表-10.5.5

3.3.3　杭の軸方向ばね定数

杭の軸方向ばね定数を道示Ⅳ編 10.6.3 の規定に従い算出し，結果を表- 3.3.6 に示す。

杭先端の鉛直方向地盤反力係数 k_v を算出する際は，道示Ⅳ編表-8.5.2 に示される換算係数 α は作用の組合せに地震の影響を含まない場合の値とする。

K_V
Ⅳ編 10.6.3
式(10.6.3)
表-10.6.2

表- 3.3.6　杭の軸方向ばね定数　K_V

杭の諸元	杭先端の径	D_p (m)	1.000
	鋼管杭の板厚(杭頭，腐食しろ無視)	t (m)	0.014
	杭の断面積(杭頭)	A (m^2)	0.04337
	杭のヤング係数	E (kN/m^2)	2.00×10^8
	杭長	L (m)	39.900
先端伝達率算出のための補正係数		λ_{yu} (－)	0.66
杭体収縮量に関する補正係数		ζ_e (－)	0.07
杭の先端変位量に関する補正係数		ζ_d (－)	0.42
杭先端の変形係数(地震の影響を含まない)		αE_0 (kN/m^2)	140000
直径0.3mの剛体円板による平板載荷幅の値に相当する地盤反力係数		k_0 (kN/m^2)	466667
基礎の施工方法の影響を考慮する係数		λ (－)	1.00
地盤反力係数の推定に用いる基礎の換算載荷幅 $B'=D_p$		B' (m)	1.000
杭先端の鉛直方向地盤反力係数		k_v (kN/m^3)	189168
杭先端地盤の極限支持力の特性値 $R_{up}=q_dA$		R_{up} (kN)	8635
地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 R_u		R_u (kN)	15475
杭の極限支持力に達したときの杭頭部に作用する軸方向押込み力の杭先端への伝達率の推定値 $\gamma_u=R_{up}/R_u$		γ_u (－)	0.558
先端伝達率算出のための補正係数		λ_{yu} (－)	0.66
杭の降伏支持力に達したときの杭頭部に作用する軸方向押込み力の杭先端への伝達率の推定値 $\gamma_y=\lambda_{yu}\gamma_u$ ($0\leqq\gamma_y\leqq1$)		γ_y (－)	0.368
杭体収縮量に関する補正係数		ζ_e (－)	0.07
杭の先端変位量に関する補正係数		ζ_d (－)	0.42
杭の軸方向ばね定数		K_V (kN/m)	248391

(備考)杭の軸方向ばね定数は，永続作用での圧縮変形等を考慮して圧縮方向も引張方向も同じばね定数を用いることや軸方向ばね定数の推定式の精度などを勘案し，腐食前の杭断面を用いて算出した場合を示している。

k_v
Ⅳ編 10.6.2

3.3.4　水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は道示Ⅳ編式(8.5.2)に従い算出する。基礎の施工方法の影響を考慮する係数及び換算載荷幅は，道示Ⅳ編表-10.6.1 に従い，$\lambda=1.0$，$B'=\sqrt{D/\beta}$ とする。杭の特性値 β の算出に用いた断面二次モーメントI_s は，耐荷性能照査に用いる断面(腐食後の断面)で行っている。

換算載荷幅 B' の算出結果を表- 3.3.7 に，水平方向地盤反力係数 k_H の算出結果を表- 3.3.8 に示す。

なお，設計上の地盤面における水平変位が杭径の 1%を超え，かつ 15mm よりも大きくなる場合には，水平方向地盤反力係数は，道示Ⅳ編式(10.6.2)に従って，設計上の地盤面における水平変位に応じた補正を全ての地層の k_H に対して行う。

k_H
Ⅳ編 8.5.3
式(8.5.2)
λ，B'
Ⅳ編 10.6.2
表-10.6.1

式(10.6.2)

腐食しろ
Ⅳ編 10.10.1(3)

β
式(10.6.1)

k_H
Ⅳ編 8.5.3
式(8.5.2)
式(8.5.3)
表-8.5.1

表- 3.3.7　換算載荷幅 B'

杭の断面諸元	杭径	D (m)	1.000
	板厚	t (m)	0.014
	腐食しろ	t' (m)	0.001
	断面二次モーメント	I_s (m^4)	0.00488
	ヤング係数	E (kN/m^2)	2.00×10^8
基礎の特性値		β (m^{-1})	0.17853
		$1/\beta$ (m)	5.6014
設計地盤面から$1/\beta$までの深さの平均変形係数		αE_0 (kN/m^2)	5600
基礎の換算載荷幅 $B'=\sqrt{D/\beta}$		B' (m)	2.367

表- 3.3.8　水平方向地盤反力係数 k_H

地盤の種類	層厚 (m)	変形係数 αE_0 (kN/m^2)		基礎の施工方法の影響を考慮する係数 λ	基礎の換算載荷幅 B' (m)	直径0.3mの剛体円板による平板載荷幅の値に相当する地盤反力係数 k_0 (kN/m^3)		水平方向地盤反力係数 k_H (kN/m^3)	
		地震の影響を含まない	地震の影響を含む			地震の影響を含まない	地震の影響を含む	地震の影響を含まない	地震の影響を含む
粘性土	6.00	5600	11200	1.0	2.367	18667	37333	3965	7931
粘性土	3.00	17500	35000	1.0	2.367	58333	116667	12392	24784
粘性土	7.00	30000	60000	1.0	2.367	100000	200000	21244	42487
砂質土	5.50	64400	128800	1.0	2.367	214667	429333	45603	91206
粘性土	10.00	45000	90000	1.0	2.367	150000	300000	31865	63731
砂質土	7.00	81200	162400	1.0	2.367	270667	541333	57500	114999
砂質土	1.40	140000	280000	1.0	2.367	466667	933333	99137	198274

3.4 荷重の特性値から算出したフーチング下面中心における作用荷重

本設計計算例で対象とする橋脚基礎に作用する荷重には，柱からの荷重とフーチング重量，フーチング上の土砂重量(以下，「上載土砂」という。)及び浮力がある。

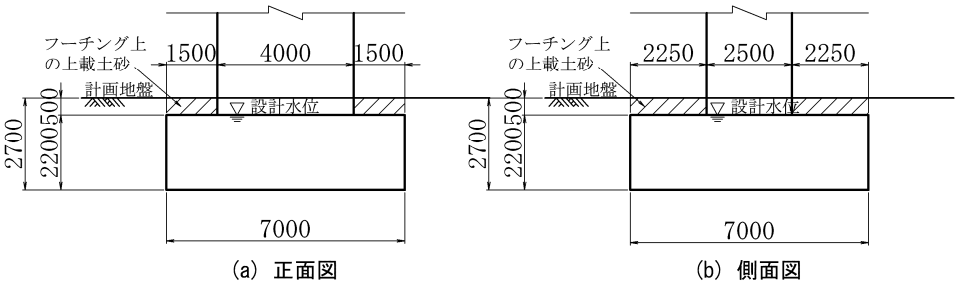
荷重の特性値から算出した柱基部における作用荷重を表- 3.4.1 に，フーチング，上載土砂及び浮力による作用荷重を表- 3.4.2 示す(図- 3.4.1 参照)。

表- 3.4.1　荷重の特性値から算出した柱基部における作用荷重

荷重又は影響		作用荷重	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	作用高さ y (m)	モーメント M (kN･m)
死荷重 D		上部構造からの重量	5300.0	0.0	0.000	0.0
		はり･柱の重量	2993.9	0.0	0.000	0.0
		合　計	8293.9	0.0	－	0.0
活荷重 L		上部構造からの重量	2200.0	0.0	0.000	0.0
上部構造の温度差の影響による鉛直力		床版が高温 TF(U)	−150.0	0.0	0.000	0.0
		鋼桁が高温 TF(D)	150.0	0.0	0.000	0.0
橋軸方向	上部構造の温度変化による水平力 TH		0.0	800.0	9.100	7280.0
	レベル1地震動の影響 EQ	上部構造重量の慣性力	0.0	2100.0	9.100	19110.0
		はり･柱の慣性力	0.0	898.2	5.357	4811.7
		合　計	0.0	2998.2	－	23921.7
橋軸直角方向	上部構造の温度変化による水平力 TH		0.0	0.0	11.600	0.0
	橋桁に作用する風荷重 WS	上部構造	0.0	550.0	11.050	6077.5
		下部構造	0.0	62.3	4.650	289.7
		合　計	0.0	612.3	－	6367.2
	活荷重に作用する風荷重 WL		0.0	150.0	13.400	2010.0
	レベル1地震動の影響 EQ	上部構造重量の慣性力	0.0	1260.0	11.600	14616.0
		はり･柱の慣性力	0.0	898.2	5.357	4811.7
		合　計	0.0	2158.2	－	19427.7

表- 3.4.2　フーチング，上載土砂及び浮力による作用荷重

荷重又は影響		作用荷重	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	作用高さ y (m)	モーメント M (kN･m)
死荷重 D		フーチングの重量	2641.1	0.0	0.000	0.0
		上載土砂の重量	351.0	0.0	0.000	0.0
		合　計	2992.1	0.0	－	0.0
レベル1地震動の影響 EQ	橋軸方向	フーチングの慣性力	0.0	792.3	1.100	871.5
		上載土砂の慣性力	－	－	－	－
		合　計	0.0	792.3	0.000	871.5
	橋軸直角方向	フーチングの慣性力	0.0	792.3	1.100	871.5
		上載土砂の慣性力	－	－	－	－
		合　計	0.0	792.3	0.000	871.5
浮力 U			−1056.4	0.0	0.0	0.0



(a) 正面図　　(b) 側面図

図- 3.4.1　フーチング上の上載土砂および設計水位

表- 3.4.1 と表- 3.4.2 に示した作用荷重をフーチング下面中心において集計した計算過程を表- 3.4.3 に示す。また，その結果の総括を表- 3.4.4 に示す。y_F は橋脚基部からフーチング下面までの鉛直距離（＝フーチング厚）である。

表- 3.4.3　各荷重の荷重の特性値から算出したフーチング下面中心における作用荷重の計算過程

(a)　橋軸方向

荷重又は影響		作用荷重	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	作用高さ y (m)	モーメント M (kN･m)
死荷重 D		柱基部	8293.9	0.0	－	0.0
		$H \cdot y_F$	－	－	2.200	0.0
		フーチング･上載土砂	2992.1	0.0	－	0.0
		合　計	11286.0	0.0	－	0.0
活荷重 L		柱基部	2200.0	0.0	－	0.0
		$H \cdot y_F$	－	－	2.200	0.0
		合　計	2200.0	0.0	－	0.0
上部構造の温度変化による水平力 TH		柱基部	0.0	800.0	－	7280.0
		$H \cdot y_F$	－	－	2.200	1760.0
		合　計	0.0	800.0	－	9040.0
上部構造の温度差の影響による鉛直力	床版が高温 TF(U)	柱基部	-150.0	0.0	－	0.0
		$H \cdot y_F$	－	－	2.200	0.0
		合　計	-150.0	0.0	－	0.0
	鋼桁が高温 TF(D)	柱基部	150.0	0.0	－	0.0
		$H \cdot y_F$	－	－	2.200	0.0
		合　計	150.0	0.0	－	0.0
レベル1地震動の影響 EQ		柱基部	0.0	2998.2	－	23921.7
		$H \cdot y_F$	－	－	2.200	6596.0
		フーチング･上載土砂	0.0	792.3	－	871.5
		合　計	0.0	3790.5	－	31389.2
浮力 U			-1056.4	0.0	－	0.0

(b)　橋軸直角方向

荷重又は影響		作用荷重	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	作用高さ y (m)	モーメント M (kN･m)
死荷重 D		柱基部	8293.9	0.0	－	0.0
		$H \cdot y_F$	－	－	2.200	0.0
		フーチング･上載土砂	2992.1	0.0	－	0.0
		合　計	11286.0	0.0	－	0.0
活荷重 L		柱基部	2200.0	0.0	－	0.0
		$H \cdot y_F$	－	－	2.200	0.0
		合　計	2200.0	0.0	－	0.0
上部構造の温度変化による水平力 TH		柱基部	0.0	0.0	－	0.0
		$H \cdot y_F$	－	－	2.200	0.0
		合　計	0.0	0.0	－	0.0
上部構造の温度差の影響による鉛直力	床版が高温 TF(U)	柱基部	-150.0	0.0	－	0.0
		$H \cdot y_F$	－	－	2.200	0.0
		合　計	-150.0	0.0	－	0.0
	鋼桁が高温 TF(D)	柱基部	150.0	0.0	－	0.0
		$H \cdot y_F$	－	－	2.200	0.0
		合　計	150.0	0.0	－	0.0
橋桁に作用する風荷重 WS		柱基部	0.0	612.3	－	6367.2
		$H \cdot y_F$	－	－	2.200	1347.1
		合　計	0.0	612.3	－	7714.3
活荷重に作用する風荷重 WL		柱基部	0.0	150.0	－	2010.0
		$H \cdot y_F$	－	－	2.200	330.0
		合　計	0.0	150.0	－	2340.0
レベル1地震動の影響 EQ		柱基部	0.0	2158.2	－	19427.7
		$H \cdot y_F$	－	－	2.200	4748.0
		フーチング･上載土砂	0.0	792.3	－	871.5
		合　計	0.0	2950.5	－	25047.2
浮力 U			-1056.4	0.0	－	0.0

表- 3.4.4　各荷重の特性値から算出したフーチング下面中心における作用荷重の総括

荷重又は影響 ＼ 作用荷重		鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN･m)
橋軸方向	死荷重 D	11286.0	0.0	0.0
	活荷重 L	2200.0	0.0	0.0
	温度変化の影響 TH	0.0	800.0	9040.0
	温度差 TF(U)	-150.0	0.0	0.0
	温度差 TF(D)	150.0	0.0	0.0
	レベル1地震動 EQ	0.0	3790.5	31389.2
	浮力 U	-1056.4	0.0	0.0
橋軸直角方向	死荷重 D	11286.0	0.0	0.0
	活荷重 L	2200.0	0.0	0.0
	温度変化の影響 TH	0.0	0.0	0.0
	温度差 TF(U)	-150.0	0.0	0.0
	温度差 TF(D)	150.0	0.0	0.0
	橋桁の風荷重 WS	0.0	612.3	7714.3
	活荷重の風荷重 WL	0.0	150.0	2340.0
	レベル1地震動 EQ	0.0	2950.5	25047.2
	浮力 U	-1056.4	0.0	0.0

3.5 杭基礎の照査に用いるフーチング下面中心における設計荷重

3.4 にて算出した各荷重の特性値から算出したフーチング下面中心での作用荷重を用いて基礎の変位による安定の照査に用いる設計荷重及び基礎の安定に対する耐荷性能の照査に用いる設計荷重を算出する。

本来，設計荷重は道示Ⅰ編式(5.2.1)に示されるとおり，設計状況を表現するための作用の組合せごとに，各作用の特性値 P_i にそれぞれの荷重組合せ係数 γ_{pi} 及び荷重係数 γ_{qi} を乗じて作用の効果 S_i を算出する。

一方，レベル 2 地震動を考慮する設計状況（作用の組合せ⑫）以外の作用の組合せにおいて下部構造の設計では弾性計算（線形）であることから，作用の組合せにおける設計荷重は各作用の特性値から算出した荷重にそれぞれの荷重組合せ係数と荷重係数を乗じて，それらを集計することによっても前述と同一の設計荷重が得られる。

本設計計算例では，後者の方法によりフーチング下面中心での設計荷重を算出することとした。各荷重組合せにおける設計荷重 S_d は式(3.5.1)により算出した。

$$S_d = \Sigma(\gamma_{pi} \cdot \gamma_{qi} \cdot S_{特i}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.5.1)$$

ここに，

$S_{特i}$ ： 各荷重の特性値から算出した作用荷重

γ_{pi} ： 各荷重組合せに対する荷重組合せ係数（表- 2.4.5 参照）

γ_{qi} ： 各荷重組合せに対する荷重係数（表- 2.4.5 参照）

3.5.1　基礎の変位による安定の照査に用いる設計荷重

基礎の変位による安定の照査に用いるフーチング下面中心での設計荷重の計算過程を表- 3.5.1 に，計算結果の総括を表- 3.5.2 に示す。道示Ⅳ編 8.2(3)2)に規定される基礎の変位を橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留めるために，道示Ⅰ編 3.3(2)に規定される永続作用支配状況の作用の組合せに加えて道示Ⅳ編 8.2(3)2)に規定される作用の組合せについても照査を行う。

基礎の変位
Ⅳ編 8.2(3)2)

①［D+PS+CR+SH+E+HP+（U）+（TF）+CD+SD+WP+（ER）］

（本設計計算例では①[D+TF+(U)]と呼ぶ）

1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+（U））］

（本設計計算例では[D+L+（U)(基礎の変位)]と呼ぶ）

表- 3.5.1　基礎の変位による安定の照査に用いるフーチング下面中心における設計荷重の計算過程

作用の組合せ		荷重		荷重組合せ係数	荷重係数	フーチング下面中心における荷重					
						荷重の特性値から算出した作用荷重 $S_{特i}$			設計荷重 $S_d = \gamma_{pi} \cdot \gamma_{qi} \cdot S_{特i}$		
				γ_p	γ_q	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN･m)	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN･m)
橋軸方向	①	死荷重 D		1.00	1.05	11286.0	0.0	0.0	11850.3	0.0	0.0
		温度差	TF(U)	1.00	1.00	-150.0	0.0	0.0	-150.0	0.0	0.0
			TF(D)	1.00	1.00	150.0	0.0	0.0	150.0	0.0	0.0
		浮力 U		1.00	1.05	-1056.4	0.0	0.0	-1109.2	0.0	0.0
		合計 TF(U)	浮力無視	－	－	11136.0	0.0	0.0	11700.3	0.0	0.0
			浮力考慮	－	－	10079.6	0.0	0.0	10591.1	0.0	0.0
		合計 TF(D)	浮力無視	－	－	11436.0	0.0	0.0	12000.3	0.0	0.0
			浮力考慮	－	－	10379.6	0.0	0.0	10891.1	0.0	0.0
	基礎の変位	死荷重 D		1.00	1.00	11286.0	0.0	0.0	11286.0	0.0	0.0
		活荷重 L		1.00	1.00	2200.0	0.0	0.0	2200.0	0.0	0.0
		浮力 U		1.00	1.00	-1056.4	0.0	0.0	-1056.4	0.0	0.0
		合計	浮力無視	－	－	13486.0	0.0	0.0	13486.0	0.0	0.0
			浮力考慮	－	－	12429.6	0.0	0.0	12429.6	0.0	0.0
橋軸直角方向	①	死荷重 D		1.00	1.05	11286.0	0.0	0.0	11850.3	0.0	0.0
		温度差	TF(U)	1.00	1.00	-150.0	0.0	0.0	-150.0	0.0	0.0
			TF(D)	1.00	1.00	150.0	0.0	0.0	150.0	0.0	0.0
		浮力 U		1.00	1.05	-1056.4	0.0	0.0	-1109.2	0.0	0.0
		合計 TF(U)	浮力無視	－	－	11136.0	0.0	0.0	11700.3	0.0	0.0
			浮力考慮	－	－	10079.6	0.0	0.0	10591.1	0.0	0.0
		合計 TF(D)	浮力無視	－	－	11436.0	0.0	0.0	12000.3	0.0	0.0
			浮力考慮	－	－	10379.6	0.0	0.0	10891.1	0.0	0.0
	基礎の変位	死荷重 D		1.00	1.00	11286.0	0.0	0.0	11286.0	0.0	0.0
		活荷重 L		1.00	1.00	2200.0	0.0	0.0	2200.0	0.0	0.0
		浮力 U		1.00	1.00	-1056.4	0.0	0.0	-1056.4	0.0	0.0
		合計	浮力無視	－	－	13486.0	0.0	0.0	13486.0	0.0	0.0
			浮力考慮	－	－	12429.6	0.0	0.0	12429.6	0.0	0.0

表- 3.5.2　基礎の変位による安定の照査に用いるフーチング下面中心における設計荷重の総括

作用の組合せ			設計荷重	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN･m)
橋軸方向	永続作用支配状況	①	D+TF(U)	11700.3	0.0	0.0
			D+TF(U)+U	10591.1	0.0	0.0
			D+TF(D)	12000.3	0.0	0.0
			D+TF(D)+U	10891.1	0.0	0.0
		基礎の変位	D+L(基礎の変位)	13486.0	0.0	0.0
			D+L+U(基礎の変位)	12429.6	0.0	0.0
橋軸直角方向	永続作用支配状況	①	D+TF(U)	11700.3	0.0	0.0
			D+TF(U)+U	10591.1	0.0	0.0
			D+TF(D)	12000.3	0.0	0.0
			D+TF(D)+U	10891.1	0.0	0.0
		基礎の変位	D+L(基礎の変位)	13486.0	0.0	0.0
			D+L+U(基礎の変位)	12429.6	0.0	0.0

3.5.2　基礎の安定に関する耐荷性能の照査に用いる設計荷重

基礎の安定に関する耐荷性能の照査に用いるフーチング下面中心での設計荷重の計算過程を表- 3.5.3 に，計算結果の総括を表- 3.5.3 に示す。

各荷重組合せにおける設計荷重の算出方法は 3.5.1 に示した方法に準じた。なお，地震の影響による設計荷重の算出にあたっては，地震の影響による荷重組合せ係数及び荷重係数のほかに，死荷重の荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した。例えば表- 3.5.3(a)に示した荷重組合せ⑨[D+TH+EQ+TF+(U)]の場合のフーチング下面中心におけるモーメント M は次のように算出される。

$$M=\underbrace{\underline{1.00\times1.05\times0.0}}_{\mathrm{D}}+\underbrace{\underline{0.50\times1.00\times9040.0}}_{\mathrm{TH}}$$

$$\gamma_{pD}\quad\gamma_{qD}\quad M_D\qquad\gamma_{pTH}\quad\gamma_{qTH}\quad M_{TH}$$

$$+\underbrace{\underline{1.00\times0.50\times1.05\times1.00\times31389.2}}_{\mathrm{EQ}}+\underbrace{\underline{1.00\times1.00\times0.0}}_{\mathrm{TF}}=20999.3\,(\mathrm{kN\cdot m})$$

$$\gamma_{pD}\quad\gamma_{pEQ}\quad\gamma_{qD}\quad\gamma_{qEQ}\quad M_{EQ}\qquad\gamma_{pTF}\quad\gamma_{qTF}\quad M_{TF}$$

慣性力
Ⅴ編 2.5(4)
解説

表- 3.5.3　基礎の安定に関する耐荷性能の照査に用いるフーチング下面中心における設計荷重の計算過程

(a)　橋軸方向

作用の組合せ		荷重		荷重組合せ係数	荷重係数	フーチング下面中心における荷重					
						荷重の特性値から算出した作用荷重 $S_{特i}$			設計荷重 $S_d = \gamma_{pi} \cdot \gamma_{qi} \cdot S_{特i}$		
				γ_p	γ_q	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN･m)	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN･m)
永続作用支配状況	①	死荷重 D		1.00	1.05	11286.0	0.0	0.0	11850.3	0.0	0.0
		温度差	TF(U)	1.00	1.00	-150.0	0.0	0.0	-150.0	0.0	0.0
			TF(D)	1.00	1.00	150.0	0.0	0.0	150.0	0.0	0.0
		浮力 U		1.00	1.05	-1056.4	0.0	0.0	-1109.2	0.0	0.0
		合計 TF(U)	浮力無視	－	－	11136.0	0.0	0.0	11700.3	0.0	0.0
			浮力考慮	－	－	10079.6	0.0	0.0	10591.1	0.0	0.0
		合計 TF(D)	浮力無視	－	－	11436.0	0.0	0.0	12000.3	0.0	0.0
			浮力考慮	－	－	10379.6	0.0	0.0	10891.1	0.0	0.0
変動作用支配状況	②	死荷重 D		1.00	1.05	11286.0	0.0	0.0	11850.3	0.0	0.0
		活荷重 L		1.00	1.25	2200.0	0.0	0.0	2750.0	0.0	0.0
		温度差	TF(U)	1.00	1.00	-150.0	0.0	0.0	-150.0	0.0	0.0
			TF(D)	1.00	1.00	150.0	0.0	0.0	150.0	0.0	0.0
		浮力 U		1.00	1.05	-1056.4	0.0	0.0	-1109.2	0.0	0.0
		合計 TF(U)	浮力無視	－	－	13336.0	0.0	0.0	14450.3	0.0	0.0
			浮力考慮	－	－	12279.6	0.0	0.0	13341.1	0.0	0.0
		合計 TF(D)	浮力無視	－	－	13636.0	0.0	0.0	14750.3	0.0	0.0
			浮力考慮	－	－	12579.6	0.0	0.0	13641.1	0.0	0.0
	③	死荷重 D		1.00	1.05	11286.0	0.0	0.0	11850.3	0.0	0.0
		温度変化 TH		1.00	1.00	0.0	800.0	9040.0	0.0	800.0	9040.0
		温度差	TF(U)	1.00	1.00	-150.0	0.0	0.0	-150.0	0.0	0.0
			TF(D)	1.00	1.00	150.0	0.0	0.0	150.0	0.0	0.0
		浮力 U		1.00	1.05	-1056.4	0.0	0.0	-1109.2	0.0	0.0
		合計 TF(U)	浮力無視	－	－	11136.0	800.0	9040.0	11700.3	800.0	9040.0
			浮力考慮	－	－	10079.6	800.0	9040.0	10591.1	800.0	9040.0
		合計 TF(D)	浮力無視	－	－	11436.0	800.0	9040.0	12000.3	800.0	9040.0
			浮力考慮	－	－	10379.6	800.0	9040.0	10891.1	800.0	9040.0
	⑤	死荷重 D		1.00	1.05	11286.0	0.0	0.0	11850.3	0.0	0.0
		活荷重 L		0.95	1.25	2200.0	0.0	0.0	2612.5	0.0	0.0
		温度変化 TH		0.75	1.00	0.0	800.0	9040.0	0.0	600.0	6780.0
		温度差	TF(U)	1.00	1.00	-150.0	0.0	0.0	-150.0	0.0	0.0
			TF(D)	1.00	1.00	150.0	0.0	0.0	150.0	0.0	0.0
		浮力 U		1.00	1.05	-1056.4	0.0	0.0	-1109.2	0.0	0.0
		合計 TF(U)	浮力無視	－	－	13336.0	800.0	9040.0	14312.8	600.0	6780.0
			浮力考慮	－	－	12279.6	800.0	9040.0	13203.6	600.0	6780.0
		合計 TF(D)	浮力無視	－	－	13636.0	800.0	9040.0	14612.8	600.0	6780.0
			浮力考慮	－	－	12579.6	800.0	9040.0	13503.6	600.0	6780.0
	⑨	死荷重 D		1.00	1.05	11286.0	0.0	0.0	11850.3	0.0	0.0
		温度変化 TH		0.50	1.00	0.0	800.0	9040.0	0.0	400.0	4520.0
		レベル1地震動 EQ ※		0.50	1.05	0.0	3790.5	31389.2	0.0	1990.0	16479.3
		温度差	TF(U)	1.00	1.00	-150.0	0.0	0.0	-150.0	0.0	0.0
			TF(D)	1.00	1.00	150.0	0.0	0.0	150.0	0.0	0.0
		浮力 U		1.00	1.05	-1056.4	0.0	0.0	-1109.2	0.0	0.0
		合計 TF(U)	浮力無視	－	－	11136.0	4590.5	40429.2	11700.3	2390.0	20999.3
			浮力考慮	－	－	10079.6	4590.5	40429.2	10591.1	2390.0	20999.3
		合計 TF(D)	浮力無視	－	－	11436.0	4590.5	40429.2	12000.3	2390.0	20999.3
			浮力考慮	－	－	10379.6	4590.5	40429.2	10891.1	2390.0	20999.3
	⑩	死荷重 D		1.00	1.05	11286.0	0.0	0.0	11850.3	0.0	0.0
		レベル1地震動 EQ ※		1.00	1.05	0.0	3790.5	31389.2	0.0	3980.0	32958.7
		温度差	TF(U)	1.00	1.00	-150.0	0.0	0.0	-150.0	0.0	0.0
			TF(D)	1.00	1.00	150.0	0.0	0.0	150.0	0.0	0.0
		浮力 U		1.00	1.05	-1056.4	0.0	0.0	-1109.2	0.0	0.0
		合計 TF(U)	浮力無視	－	－	11136.0	3790.5	31389.2	11700.3	3980.0	32958.7
			浮力考慮	－	－	10079.6	3790.5	31389.2	10591.1	3980.0	32958.7
		合計 TF(D)	浮力無視	－	－	11436.0	3790.5	31389.2	12000.3	3980.0	32958.7
			浮力考慮	－	－	10379.6	3790.5	31389.2	10891.1	3980.0	32958.7

※)　地震の影響よる設計荷重の算出にあたっては，地震の影響による荷重組合せ係数 γ_{pEQ}，荷重係数 γ_{qEQ} のほかに死荷重の荷重組合せ係数 γ_{pD} ＝1.00，荷重係数 γ_{qD} ＝1.05を考慮した。

(b) 橋軸直角方向

作用の組合せ		荷重		荷重組合せ係数	荷重係数	フーチング下面中心における荷重 荷重の特性値から算出した作用荷重 $S_{特i}$ 鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN·m)	設計荷重 $S_d = \gamma_{pi} \cdot \gamma_{qi} \cdot S_{特i}$ 鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN·m)
				γ_p	γ_q						
永続作用支配状況	①	死荷重 D		1.00	1.05	11286.0	0.0	0.0	11850.3	0.0	0.0
		温度差	TF(U)	1.00	1.00	−150.0	0.0	0.0	−150.0	0.0	0.0
			TF(D)	1.00	1.00	150.0	0.0	0.0	150.0	0.0	0.0
		浮力 U		1.00	1.05	−1056.4	0.0	0.0	−1109.2	0.0	0.0
		合計 TF(U)	浮力無視	−	−	11136.0	0.0	0.0	11700.3	0.0	0.0
			浮力考慮	−	−	10079.6	0.0	0.0	10591.1	0.0	0.0
		合計 TF(D)	浮力無視	−	−	11436.0	0.0	0.0	12000.3	0.0	0.0
			浮力考慮	−	−	21515.6	0.0	0.0	10891.1	0.0	0.0
変動作用支配状況	②	死荷重 D		1.00	1.05	11286.0	0.0	0.0	11850.3	0.0	0.0
		活荷重 L		1.00	1.25	2200.0	0.0	0.0	2750.0	0.0	0.0
		温度差	TF(U)	1.00	1.00	−150.0	0.0	0.0	−150.0	0.0	0.0
			TF(D)	1.00	1.00	150.0	0.0	0.0	150.0	0.0	0.0
		浮力 U		1.00	1.05	−1056.4	0.0	0.0	−1109.2	0.0	0.0
		合計 TF(U)	浮力無視	−	−	13336.0	0.0	0.0	14450.3	0.0	0.0
			浮力考慮	−	−	12279.6	0.0	0.0	13341.1	0.0	0.0
		合計 TF(D)	浮力無視	−	−	13636.0	0.0	0.0	14750.3	0.0	0.0
			浮力考慮	−	−	12579.6	0.0	0.0	13641.1	0.0	0.0
	⑥	死荷重 D		1.00	1.05	11286.0	0.0	0.0	11850.3	0.0	0.0
		活荷重 L		0.95	1.25	2200.0	0.0	0.0	2612.5	0.0	0.0
		橋桁の風荷重 WS		0.50	1.25	0.0	612.3	7714.3	0.0	382.7	4821.4
		活荷重の風荷重 WL		0.50	1.25	0.0	150.0	2340.0	0.0	93.8	1462.5
		温度差	TF(U)	1.00	1.00	−150.0	0.0	0.0	−150.0	0.0	0.0
			TF(D)	1.00	1.00	150.0	0.0	0.0	150.0	0.0	0.0
		浮力 U		1.00	1.05	−1056.4	0.0	0.0	−1109.2	0.0	0.0
		合計 TF(U)	浮力無視	−	−	13336.0	762.3	10054.3	14312.8	476.4	6283.9
			浮力考慮	−	−	12279.6	762.3	10054.3	13203.6	476.4	6283.9
		合計 TF(D)	浮力無視	−	−	13636.0	762.3	10054.3	14612.8	476.4	6283.9
			浮力考慮	−	−	12579.6	762.3	10054.3	13503.6	476.4	6283.9
	⑧	死荷重 D		1.00	1.05	11286.0	0.0	0.0	11850.3	0.0	0.0
		橋桁の風荷重 WS		1.00	1.25	0.0	612.3	7714.3	0.0	765.4	9642.8
		温度差	TF(U)	1.00	1.00	−150.0	0.0	0.0	−150.0	0.0	0.0
			TF(D)	1.00	1.00	150.0	0.0	0.0	150.0	0.0	0.0
		浮力 U		1.00	1.05	−1056.4	0.0	0.0	−1109.2	0.0	0.0
		合計 TF(U)	浮力無視	−	−	11136.0	612.3	7714.3	11700.3	765.4	9642.8
			浮力考慮	−	−	10079.6	612.3	7714.3	10591.1	765.4	9642.8
		合計 TF(D)	浮力無視	−	−	11436.0	612.3	7714.3	12000.3	765.4	9642.8
			浮力考慮	−	−	10379.6	612.3	7714.3	10891.1	765.4	9642.8
	⑨	死荷重 D		1.00	1.05	11286.0	0.0	0.0	11850.3	0.0	0.0
		温度変化 TH		0.50	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		レベル1地震動 EQ ※		0.50	1.05	0.0	2950.5	25047.2	0.0	1549.0	13149.8
		温度差	TF(U)	1.00	1.00	−150.0	0.0	0.0	−150.0	0.0	0.0
			TF(D)	1.00	1.00	150.0	0.0	0.0	150.0	0.0	0.0
		浮力 U		1.00	1.05	−1056.4	0.0	0.0	−1109.2	0.0	0.0
		合計 TF(U)	浮力無視	−	−	11136.0	2950.5	25047.2	11700.3	1549.0	13149.8
			浮力考慮	−	−	10079.6	2950.5	25047.2	10591.1	1549.0	13149.8
		合計 TF(D)	浮力無視	−	−	11436.0	2950.5	25047.2	12000.3	1549.0	13149.8
			浮力考慮	−	−	10379.6	2950.5	25047.2	10891.1	1549.0	13149.8
	⑩	死荷重 D		1.00	1.05	11286.0	0.0	0.0	11850.3	0.0	0.0
		レベル1地震動 EQ ※		1.00	1.05	0.0	2950.5	25047.2	0.0	3098.0	26299.6
		温度差	TF(U)	1.00	1.00	−150.0	0.0	0.0	−150.0	0.0	0.0
			TF(D)	1.00	1.00	150.0	0.0	0.0	150.0	0.0	0.0
		浮力 U		1.00	1.05	−1056.4	0.0	0.0	−1109.2	0.0	0.0
		合計 TF(U)	浮力無視	−	−	11136.0	2950.5	25047.2	11700.3	3098.0	26299.6
			浮力考慮	−	−	10079.6	2950.5	25047.2	10591.1	3098.0	26299.6
		合計 TF(D)	浮力無視	−	−	11436.0	2950.5	25047.2	12000.3	3098.0	26299.6
			浮力考慮	−	−	10379.6	2950.5	25047.2	10891.1	3098.0	26299.6

※) 地震の影響よる設計荷重の算出にあたっては，地震の影響による荷重組合せ係数 γ_{pEQ}，荷重係数 γ_{qEQ}のほかに死荷重の荷重組合せ係数γ_{pD}＝1.00，荷重係数γ_{qD}＝1.05を考慮した。

表- 3.5.4　基礎の安定に関する耐荷性能の照査に用いるフーチング下面中心における設計荷重の総括

(a)　橋軸方向

作用の組合せ		設計荷重	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN･m)
永続作用支配状況	①	D+TF(U)	11700.3	0.0	0.0
		D+TF(U)+U	10591.1	0.0	0.0
		D+TF(D)	12000.3	0.0	0.0
		D+TF(D)+U	10891.1	0.0	0.0
変動作用支配状況	②	D＋L+TF(U)	14450.3	0.0	0.0
		D＋L+TF(U)+U	13341.1	0.0	0.0
		D+L+TF(D)	14750.3	0.0	0.0
		D+L+TF(D)+U	13641.1	0.0	0.0
	③	D+TH+TF(U)	11700.3	800.0	9040.0
		D+TH+TF(U)+U	10591.1	800.0	9040.0
		D+TH+TF(D)	12000.3	800.0	9040.0
		D+TH+TF(D)+U	10891.1	800.0	9040.0
	⑤	D+L+TH+TF(U)	14312.8	600.0	6780.0
		D+L+TH+TF(U)+U	13203.6	600.0	6780.0
		D+L+TH+TF(D)	14612.8	600.0	6780.0
		D+L+TH+TF(D)+U	13503.6	600.0	6780.0
	⑨	D+TH+EQ+TF(U)	11700.3	2390.0	20999.3
		D+TH+EQ+TF(U)+U	10591.1	2390.0	20999.3
		D+TH+EQ+TF(D)	12000.3	2390.0	20999.3
		D+TH+EQ+TF(D)+U	10891.1	2390.0	20999.3
	⑩	D+EQ+TF(U)	11700.3	3980.0	32958.7
		D+EQ+TF(U)+U	10591.1	3980.0	32958.7
		D+EQ+TF(D)	12000.3	3980.0	32958.7
		D+EQ+TF(D)+U	10891.1	3980.0	32958.7

(b)　橋軸直角方向

作用の組合せ		設計荷重	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN･m)
永続作用支配状況	①	D+TF(U)	11700.3	0.0	0.0
		D+TF(U)+U	10591.1	0.0	0.0
		D+TF(D)	12000.3	0.0	0.0
		D+TF(D)+U	10891.1	0.0	0.0
変動作用支配状況	②	D+L+TF(U)	14450.3	0.0	0.0
		D+L+TF(U)+U	13341.1	0.0	0.0
		D+L+TF(D)	14750.3	0.0	0.0
		D+L+TF(D)+U	13641.1	0.0	0.0
	⑥	D+L+WS+WL+TF(U)	14312.8	476.4	6283.9
		D+L+WS+WL+TF(U)+U	13203.6	476.4	6283.9
		D+L+WS+WL+TF(D)	14612.8	476.4	6283.9
		D+L+WS+WL+TF(D)+U	13503.6	476.4	6283.9
	⑧	D+WS+TF(U)	11700.3	765.4	9642.8
		D+WS+TF(U)+U	10591.1	765.4	9642.8
		D+WS+TF(D)	12000.3	765.4	9642.8
		D+WS+TF(D)+U	10891.1	765.4	9642.8
	⑨	D+TH+EQ+TF(U)	11700.3	1549.0	13149.8
		D+TH+EQ+TF(U)+U	10591.1	1549.0	13149.8
		D+TH+EQ+TF(D)	12000.3	1549.0	13149.8
		D+TH+EQ+TF(D)+U	10891.1	1549.0	13149.8
	⑩	D+EQ+TF(U)	11700.3	3098.0	26299.6
		D+EQ+TF(U)+U	10591.1	3098.0	26299.6
		D+EQ+TF(D)	12000.3	3098.0	26299.6
		D+EQ+TF(D)+U	10891.1	3098.0	26299.6

3.6 基礎の安定の設計

3.6.1 杭反力，変位及び杭体の断面力の計算

基礎の変位の制限に対する照査及び永続作用支配状況・変動作支配状況における基礎の安定に対する耐荷性能の照査に用いる杭反力，変位及び杭体の断面力の計算は，次のモデルで算出する。

- 杭基礎全体は，フーチングを剛体，杭を曲げ剛性のみを有する弾性梁体とし，杭とフーチングが剛結されたラーメン状の構造としてモデル化する。
- 基礎の変形抵抗特性として3.3にて算出した杭周地盤の水平地盤反力係数 k_H 及びモデル杭頭部に設定する杭の軸方向ばね定数 K_V を用いる。杭の押込み及び引抜きの照査は杭頭バネの反力値を対象として行う。

解析モデル
IV編 10.6.1

（備考）従来，杭の設計においては杭とフーチングの接合を剛結となるように設計する場合でも，杭頭接合部を剛結と仮定する場合とヒンジと仮定する場合の両方の場合に対して断面力を計算し，安全側になるように杭体の断面力分布を仮定してきた。しかし，道示IV編 10.6.1(2)解説に示されるように 4 章に示す杭体に発生する正曲げ，負曲げの照査を行うことで従来の設計で考慮してきた地盤抵抗の不確実性による影響を考慮して安全性を確保できることから，剛結の場合のみの条件で杭の断面力を計算してよいものとされている。

3.6.2 杭基礎の安定に関する照査項目

表- 3.6.1 に，杭基礎の主な安定に関する照査項目を示す。杭基礎の安定の設計では，鉛直力と水平力に対して，それぞれ基礎の変位の制限の照査及び安定の耐荷性能の照査を行う。

表- 3.6.1 杭基礎（鋼管杭）の主な安定に関する照査項目

照 査		作用力等	
		軸方向押込み力及び引抜き力 （鉛直荷重）	水平荷重
永続作用支配状況における変位による安定の照査		・杭の軸方向押込み力の制限値の照査 $P \leqq R_{dp} = \lambda_s \lambda_f (R_y - W_s) + W_s - W$ ・・・ 道示IV編 10.5.1(2) ※杭の自重が小さいとき $P \leqq R_{dp} = \lambda_s \lambda_f R_y$ ・杭の軸方向引抜き力の制限値の照査 $P \leqq P_{dp} = \lambda_p P_y + W$ ・・・道示IV編 10.5.1(3)	・橋脚基礎の杭の水平変位の制限値の照査 $d \leqq d_d$ （橋脚基礎の場合）d_d＝杭径の 1% ただし，15mm≦d_d≦50mm （橋台基礎の場合）d_d＝15mm ・・・道示IV編 10.5.1(4)
永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定に関する耐荷性能の照査	限界状態 1	・杭の軸方向押込み力の制限値の照査 $P \leqq R_d = \xi_1 \Phi_Y \lambda_f \lambda_n (R_y - W_s) + W_s - W$ ・・・道示IV編 10.5.2(2) ※杭の自重が小さいとき $P \leqq R_d = \xi_1 \Phi_Y \lambda_f \lambda_n R_y$ ・・・道示IV編 10.5.2 式(解 10.5.1) ・杭の軸方向引抜き力の制限値の照査 $P \leqq P_d = \xi_1 \Phi_Y \lambda_n P_y + W$ ・・・道示IV編 10.5.4(2)	・橋脚基礎の杭の水平変位の制限値の照査 $d \leqq d_d$ （ 橋脚基礎の場合）$d_d = \xi_1 \Phi_Y d_y$ ただし，15mm≦d_d≦50mm （ 橋台基礎の場合）d_d＝杭径の 1% ただし，15mm≦d_d≦50mm ・・・道示IV編 10.5.6(2)
	限界状態 3	－ （限界状態 1 を超えないことで担保）	－ （限界状態 1 を超えないことで担保）

変位の制限
IV編 8.2(3)

安定照査
IV編 10.5

3.6.3 基礎の変位による安定の照査

表- 3.5.2 に示したフーチング下面中心における設計荷重を用いて基礎の変位による安定の照査を行った。

安定計算結果は表- 3.6.2 に示すとおりであり，橋軸方向，橋軸直角方向いずれの方向においても杭頭に作用する軸方向押込み力，軸方向引抜き力及び設計地盤

面における水平変位については表- 3.3.4 及び表- 3.3.5 に示した制限値を超えていないので，基礎の変位の制限に対する照査を満足する。なお杭の軸方向力は押込み力を正，引抜き力を負で示している。

3.1 で述べたように，杭は永続作用支配状況において引抜き力が生じないように配置することが標準であり，道示Ⅳ10.4(2)解説では道示 10.5.1(3)に規定される杭の軸方向引抜き力の制限値 P_{dp} については，やむを得ない場合のみに適用することが望ましいと示されている。したがって，表- 3.6.2 において軸方向引抜き力の制限値 P_{dp} は表- 3.3.4 にて算出した値ではなく 0 とした。

杭の配置
Ⅳ編 10.4(2)

表- 3.6.2　基礎の変位による安定の照査結果

作用の組合せ ＼ 照査項目				軸方向押込み力		軸方向引抜き力		水平変位	
				押込み力 P_{max} (kN)	制限値 R_{dp} (kN)	引抜き力 P_{min} (kN)	制限値 P_{dp} (kN)	水平変位 d (mm)	制限値 d_d (mm)
橋軸方向	永続作用支配状況	①	D+TF(U)	1300	≦ 5532 OK	1300	≧ 0 OK	0.0	≦ 15 OK
			D+TF(U)+U	1177		1177		0.0	
			D+TF(D)	1333		1333		0.0	
			D+TF(D)+U	1210		1210		0.0	
		基礎の変位	D+L(基礎の変位)	1498		1498		0.0	
			D+L+U(基礎の変位)	1381		1381		0.0	
橋軸直角方向	永続作用支配状況	①	D+TF(U)	1300	≦ 5532 OK	1300	≧ 0 OK	0.0	≦ 15 OK
			D+TF(U)+U	1177		1177		0.0	
			D+TF(D)	1333		1333		0.0	
			D+TF(D)+U	1210		1210		0.0	
		基礎の変位	D+L(基礎の変位)	1498		1498		0.0	
			D+L+U(基礎の変位)	1381		1381		0.0	

3.6.4　基礎の安定に関する耐荷性能の照査

(1) 限界状態 1 に対する照査

安定照査
Ⅳ編 10.5.2
Ⅳ編 10.5.4
Ⅳ編 10.5.6
Ⅳ編 10.6.2(3)

表- 3.5.4 に示したフーチング下面中心における設計荷重を用いて基礎の安定の耐荷性能の照査を行った。

安定計算結果は表- 3.6.3 に示すとおりであり，橋軸方向，橋軸直角方向いずれの方向においても杭頭に作用する軸方向押込み力，軸方向引抜き力及び設計地盤面における水平変位は表- 3.3.4 及び表- 3.3.5 に示した限界状態 1 に対する制限値を超えていないことから限界状態 1 に対する基礎の安定照査を満足する。

荷重組合せ⑩[D+EQ+TF+(U)]については，橋軸方向，橋軸直角方向いずれも設計地盤面における水平変位 d が杭径 D＝1000mm の 1%＝10mm を超え，かつ 15mm よりも大きくなったことから，道示Ⅳ編式(10.6.2)に基づき水平変位に応じて補正された杭前面の水平方向地盤反力係数 k_H’を用いた(収束計算が必要である)。表- 3.6.4 に橋軸方向の検討ケースについて補正した k_H’の結果を示す。

なお，限界状態 1 に対する安定照査における杭の軸方向押込み力，軸方向引抜き力及び水平変位の制限値は，いずれも 3.6.3 に示した基礎の変位の制限に対する照査に用いた制限値よりも大きくなっている。したがって，永続作用支配状況の荷重組合せ①[D+TF+(U)]については基礎の変位の制限に対する照査を満足すれば限界状態 1 を超えないことから，ここでは照査を省略した。

(2) 限界状態 3 に対する照査

限界状態 3
Ⅳ編 10.5.3
Ⅳ編 10.5.5
Ⅳ編 10.5.7

(1)で示したように，基礎の安定に関する耐荷性能の照査において限界状態 1 に対する照査を満足していることから，道示Ⅳ編 10.5.3，10.5.5 及び 10.5.7 の規定により限界状態 3 に対する照査を満足するとみなす。

表- 3.6.3　基礎の安定に関する耐荷性能の照査結果[限界状態 1]

(a)　橋軸方向

作用の組合せ		照査項目	軸方向押込み力 押込み力 P_{max} (kN)	軸方向押込み力 制限値 R_d (kN)	軸方向引抜き力 引抜き力 P_{min} (kN)	軸方向引抜き力 制限値 P_d (kN)	水平変位 水平変位 d (mm)	水平変位 制限値 d_d (mm)
変動作用支配状況	②	D＋L+TF(U)	1606	≦ 7242 OK	1606	≧ -2395 OK	0.0	≦ 36 OK
		D＋L+TF(U)+U	1482		1482		0.0	
		D+L+TF(D)	1639		1639		0.0	
		D+L+TF(D)+U	1516		1516		0.0	
	③	D+TH+TF(U)	1944		656		6.7	
		D+TH+TF(U)+U	1821		532		6.7	
		D+TH+TF(D)	1978		689		6.7	
		D+TH+TF(D)+U	1855		566		6.7	
	⑤	D+L+TH+TF(U)	2074		1107		5.0	
		D+L+TH+TF(U)+U	1950		984		5.0	
		D+L+TH+TF(D)	2107		1140		5.0	
		D+L+TH+TF(D)+U	1984		1017		5.0	
	⑨	D+TH+EQ+TF(U)	2778		-177		12.5	
		D+TH+EQ+TF(U)+U	2654		-301		12.5	
		D+TH+EQ+TF(D)	2811		-144		12.5	
		D+TH+EQ+TF(D)+U	2688		-267		12.5	
	⑩	D+TH+EQ+TF(U)	3772		-1172		26.8 ※	
		D+TH+EQ+TF(U)+U	3649		-1295		26.8 ※	
		D+TH+EQ+TF(D)	3806		-1139		26.8 ※	
		D+TH+EQ+TF(D)+U	3682		-1262		26.8 ※	

※)　水平変位が杭径の1%を超え，かつ15mmよりも大きくなったので杭前面の水平地盤反力係数k_Hは道示Ⅳ式(10.6.2)により補正したk_H'とした。

(b)　橋軸直角方向

作用の組合せ		照査項目	軸方向押込み力 押込み力 P_{max} (kN)	軸方向押込み力 制限値 R_d (kN)	軸方向引抜き力 引抜き力 P_{min} (kN)	軸方向引抜き力 制限値 P_d (kN)	水平変位 水平変位 d (mm)	水平変位 制限値 d_d (mm)
変動作用支配状況	②	D+L+TF(U)	1606	≦ 7242 OK	1606	≧ -2395 OK	0.0	≦ 36 OK
		D+L+TF(U)+U	1482		1482		0.0	
		D+L+TF(D)	1639		1639		0.0	
		D+L+TF(D)+U	1516		1516		0.0	
	⑥	D+L+WS+WL+TF(U)	2025		1156		4.2	
		D+L+WS+WL+TF(U)+U	1902		1032		4.2	
		D+L+WS+WL+TF(D)	2058		1189		4.2	
		D+L+WS+WL+TF(D)+U	1935		1066		4.2	
	⑧	D+WS+TF(U)	1973		627		6.7	
		D+WS+TF(U)+U	1850		504		6.7	
		D+WS+TF(D)	2006		661		6.7	
		D+WS+TF(D)+U	1883		537		6.7	
	⑨	D+TH+EQ+TF(U)	2232		368		8.0	
		D+TH+EQ+TF(U)+U	2109		245		8.0	
		D+TH+EQ+TF(D)	2266		401		8.0	
		D+TH+EQ+TF(D)+U	2142		278		8.0	
	⑩	D+TH+EQ+TF(U)	3226		-626		19.1 ※	
		D+TH+EQ+TF(U)+U	3103		-749		19.1 ※	
		D+TH+EQ+TF(D)	3260		-593		19.1 ※	
		D+TH+EQ+TF(D)+U	3136		-716		19.1 ※	

※)　水平変位が杭径の1%を超え，かつ15mmよりも大きくなったので杭前面の水平地盤反力係数k_Hは道示Ⅳ式(10.6.2)により補正したk_H'とした。

表- 3.6.4　水平変位に応じた水平方向地盤反力係数の補正結果
（橋軸方向：⑩[D+TH+EQ+TU+(U)]）

地盤の種類	層厚 (m)	水平方向地盤反力係数 k_H (kN/m^3)	杭の水平変位 y_{eq} (mm)	基準変位（杭径の1%） y_1 (mm)	補正した水平方向地盤反力係数 k_H' (kN/m^3)
粘性土	6.0	7931	26.8	10.0	4843
粘性土	3.0	24784	26.8	10.0	15133
粘性土	7.0	42487	26.8	10.0	25943
砂質土	5.5	91206	26.8	10.0	55692
粘性土	10.0	63731	26.8	10.0	38915
砂質土	7.0	114999	26.8	10.0	70220
砂質土	1.4	198274	26.8	10.0	121069

※y_{eq}：杭の水平変位と水平方向地盤反力係数の関係が収束する変位量

水平地盤反力係数の補正 k_H'
道示Ⅳ10.6.2
式(10.6.2)

3.6.5　部材及び接合部の耐久性能の照査のための杭頭反力の計算

ここでは，道示Ⅲ編 6.3.2 に規定される鉄筋コンクリート部材の疲労に対する耐久性確保のための照査に用いる杭頭反力を計算する。

本設計計算例では杭とフーチングの接合部における仮想鉄筋コンクリート断面の疲労に対する照査を対象とする。

道示Ⅲ編6.3.2(2)に規定されている疲労に対するの照査を行うための荷重組合せ[1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U)]（本設計計算例では[D+L+(U)（疲労照査）]と呼ぶ）における杭頭反力の計算を行う。ここで，道示Ⅳ編 8.2(3)2)に規定されている基礎の変位の制限に対する照査に用いる荷重組合せと，上述の疲労に対する照査を行うための荷重組合せを比較した。

・基礎の変位の照査　1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U)
・疲労に対する照査　1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U)

両者の荷重組合せ及び荷重係数は同じである。したがって，本設計計算例では，疲労に対するの照査[D+L+(U)（疲労照査）]に用いる杭頭反力は基礎の変位の制限に対する照査[D+L+(U)(基礎の変位)]の値を準用するものとした。

杭とフーチングの接合部
Ⅳ編 10.8.7(3)
解説

疲労
Ⅲ編 6.3.2
Ⅳ編 6.3(2)

4. 杭体の設計（レベル 2 地震動を考慮しない設計状況）

鋼管杭の耐久性確保
Ⅳ編 6.3(1)
Ⅳ編 10.8.2(1)
解説
Ⅳ編 10.10.1(3)

4.1 杭体の耐久性の照査

2.2.3(1)で述べたように，杭体の耐久性能の照査としては，鋼管杭の疲労に対する照査と腐食に対する照査を行う。

(1) 鋼管杭の疲労に対する照査

表- 4.3.5 及び表- 4.4.1 に示した応力度照査の結果から，耐荷性能の照査の前提となる鋼管杭の応力度の照査を満足していること，及び道示Ⅳ編 10.10.1 に規定される構造細目（JIS A 5525 の規格に適合していること，最小板厚を確保していること，腐食に対して耐久性能を確保していること）を満足していることから，本設計計算例の鋼管杭の疲労に対する耐久性能は確保されているとみなす。

Ⅰ編 6.2(1)
Ⅳ編 6.2(1)
Ⅳ編 10.10.1

(2) 鋼管杭の腐食

表- 4.3.3 に示したように，計算上必要な鋼管杭の厚さに，腐食による減厚として 1mm の腐食しろを外面に考慮したことから，本設計計算例の鋼管杭の腐食に対する耐久性能は確保されているとみなす。

腐食しろ
Ⅳ編 10.10.1(3)

4.2 杭体の耐荷性能の照査項目

鋼管杭の杭体の耐荷性能の主な照査項目を表- 4.2.1 に示す。

鋼管杭の設計
Ⅳ編 10.8.2

表- 4.2.1 鋼管杭の耐荷性能に関する主な照査項目

限界状態 ＼ 状況	【部材の限界状態 1】 部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態	【部材の限界状態 3】 これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態
永続作用支配状況	【耐荷性能の照査の前提】 ・軸力と曲げモーメント 鋼材の引張，圧縮応力度 σ ≦応力度の制限値 …道示Ⅳ編 10.8.2(1) ・せん断力 鋼材のせん断応力度 τ ≦応力度の制限値 …道示Ⅳ編 10.8.2(1)	
永続作用支配状況及び変動作用支配状況	【耐荷性能の照査】 ・軸力と曲げモーメント 鋼材の引張，圧縮応力度 σ ≦応力度の制限値 $\sigma_d = \xi_1 \Phi_Y \sigma_s$ …道示Ⅳ編 10.8.2(2) ・せん断力 －（限界状態 3 を超えないことで担保）…道示Ⅳ編 10.8.2(3)	【耐荷性能の照査】 ・軸力と曲げモーメント －（限界状態 1 を超えないことで担保）…道示Ⅳ編 10.8.2(4) ・せん断力 鋼材のせん断応力度 τ ≦応力度の制限値 …道示Ⅳ編 10.8.2(5)

応力度の制限値
Ⅳ編 10.8.2
表-10.8.1

鋼管杭における鋼材の引張応力度，圧縮応力度は式(4.2.1)，せん断応力度は式(4.2.2)にて算出する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.2.1)$$

$$\tau = \frac{S}{A} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.2.2)$$

ここに，

σ ：鋼管杭に生じる縁応力度(N/mm^2)
A ：鋼管杭の有効断面積(mm^2)
N ：鋼管杭に作用する軸力(N)
M ：鋼管杭に作用する曲げモーメント(N･mm)
τ ：平均せん断応力度(N/mm^2)
S ：鋼管杭に作用するせん断力(N)

4.3 杭頭部（第 1 断面）の耐荷性能の照査

4.3.1　耐荷性能の照査に用いる設計断面力

(1) 耐荷性能の照査の前提となる照査に用いる設計断面力

耐荷性能の照査の前提となる照査に用いる杭体の設計断面力を表- 4.3.1 に示す。照査に用いる設計断面力は，それぞれの作用の組合せの中から曲げモーメントとせん断力がいずれも同じ場合には軸力（杭反力）が最大のケースと最小のケースを抽出する（表- 4.3.1 において軸力に着色しているケース）。

表- 4.3.1　耐荷性能の照査の前提の照査に用いる杭体の設計断面力

作用の組合せ ＼ 照査項目				軸力		曲げモーメント			最大せん断力 S (kN)
				最大 N_{max} (kN)	最小 N_{min} (kN)	杭頭 M_t (kN・m)	地中部最大 M_m (kN・m)	地中部最大発生深さ l_m (m)	
橋軸方向	永続作用支配状況	①	D+TF(U)	1300	1300	0	0	0.000	0
			D+TF(U)+U	1177	1177	0	0	0.000	0
			D+TF(D)	1333	1333	0	0	0.000	0
			D+TF(D)+U	1210	1210	0	0	0.000	0
		基礎の変位	D+L（基礎の変位）	1498	1498	0	0	0.000	0
			D+L+U（基礎の変位）	1381	1381	0	0	0.000	0
橋軸直角方向	永続作用支配状況	①	D+TF(U)	1300	1300	0	0	0.000	0
			D+TF(U)+U	1177	1177	0	0	0.000	0
			D+TF(D)	1333	1333	0	0	0.000	0
			D+TF(D)+U	1210	1210	0	0	0.000	0
		基礎の変位	D+L（基礎の変位）	1498	1498	0	0	0.000	0
			D+L+U（基礎の変位）	1381	1381	0	0	0.000	0

(2) 耐荷性能の照査に用いる設計断面力

耐荷性能の照査に用いる杭体の設計断面力を表- 4.3.2 に示す。照査に用いる設計断面力は，それぞれの作用の組合せの中から曲げモーメントとせん断力がいずれも同じ場合には軸力（杭反力）が最大のケースと最小のケースを抽出する（表- 4.3.2 において軸力に着色しているケース）。

表- 4.3.2　耐荷性能の照査に用いる杭体の設計断面力

(a)　橋軸方向

作用の組合せ		照査項目	軸力 最大 N_{max} (kN)	軸力 最小 N_{min} (kN)	曲げモーメント 杭頭 M_t (kN・m)	曲げモーメント 地中部最大 M_m (kN・m)	曲げモーメント 地中部最大発生深さ l_m(m)	最大せん断力 S (kN)
変動作用支配状況	②	D＋L+TF(U)	1606	1606	0	0	0.000	0
		D＋L+TF(U)+U	1482	1482	0	0	0.000	0
		D+L+TF(D)	1639	1639	0	0	0.000	0
		D+L+TF(D)+U	1516	1516	0	0	0.000	0
	③	D+TH+TF(U)	1944	656	70	−134	6.052	89
		D+TH+TF(U)+U	1821	532	70	−134	6.052	89
		D+TH+TF(D)	1978	689	70	−134	6.052	89
		D+TH+TF(D)+U	1855	566	70	−134	6.052	89
	⑤	D+L+TH+TF(U)	2074	1107	52	−100	6.052	67
		D+L+TH+TF(U)+U	1950	984	52	−100	6.052	67
		D+L+TH+TF(D)	2107	1140	52	−100	6.052	67
		D+L+TH+TF(D)+U	1984	1017	52	−100	6.052	67
	⑨	D+TH+EQ+TF(U)	2778	−177	129	−338	4.453	266
		D+TH+EQ+TF(U)+U	2654	−301	129	−338	4.453	266
		D+TH+EQ+TF(D)	2811	−144	129	−338	4.453	266
		D+TH+EQ+TF(D)+U	2688	−267	129	−338	4.453	266
	⑩	D+EQ+TF(U)	3772	−1172	458	−566	6.109	442
		D+EQ+TF(U)+U	3649	−1295	458	−566	6.109	442
		D+EQ+TF(D)	3806	−1139	458	−566	6.109	442
		D+EQ+TF(D)+U	3682	−1262	458	−566	6.109	442

(b)　橋軸直角方向

作用の組合せ		照査項目	軸力 最大 N_{max} (kN)	軸力 最小 N_{min} (kN)	曲げモーメント 杭頭 M_t (kN・m)	曲げモーメント 地中部最大 M_m (kN・m)	曲げモーメント 地中部最大発生深さ l_m(m)	最大せん断力 S (kN)
変動作用支配状況	②	D+L+TF(U)	1606	1606	0	0	0.000	0
		D+L+TF(U)+U	1482	1482	0	0	0.000	0
		D+L+TF(D)	1639	1639	0	0	0.000	0
		D+L+TF(D)+U	1516	1516	0	0	0.000	0
	⑥	D+L+WS+WL+TF(U)	2025	1156	26	−87	5.567	53
		D+L+WS+WL+TF(U)+U	1902	1032	26	−87	5.567	53
		D+L+WS+WL+TF(D)	2058	1189	26	−87	5.567	53
		D+L+WS+WL+TF(D)+U	1935	1066	26	−87	5.567	53
	⑧	D+WS+TF(U)	1973	627	50	−135	5.740	85
		D+WS+TF(U)+U	1850	504	50	−135	5.740	85
		D+WS+TF(D)	2006	661	50	−135	5.740	85
		D+WS+TF(D)+U	1883	537	50	−135	5.740	85
	⑨	D+TH+EQ+TF(U)	2232	368	93	−215	4.531	172
		D+TH+EQ+TF(U)+U	2109	245	93	−215	4.531	172
		D+TH+EQ+TF(D)	2266	401	93	−215	4.531	172
		D+TH+EQ+TF(D)+U	2142	278	93	−215	4.531	172
	⑩	D+EQ+TF(U)	3226	−626	288	−434	5.540	344
		D+EQ+TF(U)+U	3103	−749	288	−434	5.540	344
		D+EQ+TF(D)	3260	−593	288	−434	5.540	344
		D+EQ+TF(D)+U	3136	−716	288	−434	5.540	344

4.3.2　耐荷性能の照査

(1)　耐荷性能の照査の前提となる照査

耐荷性能の照査の前提として表- 4.3.1 に示した永続作用支配状況における設計断面力に対して，表- 4.3.3 に示す鋼管杭の第 1 断面の断面諸元を用いて算出した

鋼管杭の設計
Ⅳ編 10.8.2

鋼管杭に生じる応力が，表- 4.3.4 に示す応力度の制限値を超えないことを照査する。

なお，道示Ⅳ編 10.8.2(1)解説に示されているように，この照査に用いる作用の組合せについては永続作用支配状況の①[D+TF+(U)]に加え，道示Ⅳ編 8.2(3)2)に規定される基礎の変位の制限に対する照査に用いる作用の組合せ([D+L+(U)(基礎の変位)]も準用する。

Ⅳ編 10.8.2(1)

表- 4.3.3　鋼管杭の断面諸元

杭の断面区間	－	第1断面 杭頭～11.90m	第2断面 11.9m～39.9m
鋼管の種類	－	SKK490	SKK400
鋼管の直径	D (m)	1.000	1.000
鋼管杭の板厚	t (m)	0.014	0.010
腐食しろ	t' (m)	0.001	0.001
腐食しろを考慮した鋼管の外径	D_1 (m)	0.998	0.998
鋼管の内径	D_2 (m)	0.972	0.980
腐食しろを考慮した鋼管の板厚	t'' (m)	0.013	0.009
腐食しろを考慮した鋼管の半径	r (m)	0.499	0.499
鋼管の断面積	A (m^2)	0.04023	0.02796
鋼管の断面二次モーメント	I (m^4)	0.00488	0.00342
鋼管の断面係数	Z (m^3)	0.00978	0.00685

※鋼管内径は計算上使用する場合がある。

表- 4.3.4　鋼管杭の耐荷性能の照査の前提となる応力度の制限値

応力度 ＼ 鋼材の種類		SKK400	SKK490
引張・圧縮応力度の制限値	σ_d (N/mm^2)	140	185
せん断応力度の制限値	τ_d (N/mm^2)	80	105

応力度の制限値
Ⅳ編 10.8.2
表-10.8.1

表- 4.3.1 に示した設計断面力を用いて鋼管杭の耐荷性能の照査の前提となる応力度の照査結果を表- 4.3.5 示す。鋼管杭に生じる引張応力度，圧縮応力度はいずれも応力度の制限値(表- 4.3.4 に示した SKK490 の値)を超えていないことから耐荷性能の照査の前提を満足する。

なお，表- 4.3.1 に示したように耐荷性能の前提となる応力度の照査を検討する荷重組合せではせん断力が発生していないことから，せん断力に対する照査は省略した。

表- 4.3.5　鋼管杭（第 1 断面）おける曲げモーメントに対する耐荷性能の照査の前提となる応力度の照査

				軸力 N (kN)		曲げモーメント M (kN・m)			曲げ圧縮・引張応力度の照査			
									圧縮側(軸力最大)		引張側(軸力最小)	
				最大	最小	正曲げ	負曲げ	最大	応力度 σ (N/mm^2)	制限値 σ_d (N/mm^2)	応力度 σ (N/mm^2)	制限値 σ_d (N/mm^2)
橋軸方向	永続作用支配状況	①	D+TF(D)	1333	1333	0	0	0	33	185	33	-185
			D+TF(U)+U	1177	1177	0	0	0	29	185	29	-185
		基礎の変位	D+L(基礎の変位)	1498	1498	0	0	0	37	185	37	-185
			D+L+U(基礎の変位)	1381	1381	0	0	0	34	185	34	-185
橋軸直角方向	永続作用支配状況	①	D+TF(D)	1333	1333	0	0	0	33	185	33	-185
			D+TF(U)+U	1177	1177	0	0	0	29	185	29	-185
		基礎の変位	D+L(基礎の変位)	1498	1498	0	0	0	37	185	37	-185
			D+L+U(基礎の変位)	1381	1381	0	0	0	34	185	34	-185

※)　応力度は，圧縮応力度を(＋)，引張応力度を(－)で示している。

(2) 耐荷性能の照査

鋼管杭の耐荷性能の照査として表- 4.3.2 に示した設計断面力に対して，表- 4.3.3 に示す鋼管杭の第 1 断面の断面諸元を用いて算出した鋼管杭の応力度が道示Ⅳ編 10.8.2 に規定される表- 4.3.6 に示す制限値を超えないことを照査する。

鋼管杭の設計
Ⅳ編 10.8.2

本設計計算例においては，設計上の地盤面(フーチング下面)から杭径の 5 倍程度の範囲(杭頭から5.0m)の地盤の変形係数は，粘性土の一軸圧縮試験から得られた E_{50} から推定するものとした。したがって，杭体の正曲げに対する照査に用いる調査・解析係数は，道示Ⅳ編表-10.8.2 より ξ_1＝0.90 とした。

表- 4.3.6　鋼管杭の耐荷性能の照査に用いる制限値

		第1断面 SKK490			
		作用の組合せ⑩⑪を考慮する場合以外		作用の組合せ⑩を考慮する場合	
		正曲げ	負曲げ	正曲げ	負曲げ
調査・解析係数（変形係数の推定方法：室内試験）	ξ_1 (－)	0.90	0.90	0.90	0.90
抵抗係数	Φ_Y (－)	0.85	0.85	1.00	1.00
鋼管杭の降伏強度の特性値	σ_y (N/mm^2)	315	315	315	315
引張・圧縮応力度の制限値	σ_d (N/mm^2)	240	240	283	283
せん断応力度の制限値	τ_d (N/mm^2)	160			

Ⅳ編
10.8.2(2)(5)
式(10.8.1)
表-10.8.2
表-10.8.3
表-10.8.4

表- 4.3.2 に示した設計断面力を用いて鋼管杭の耐荷性能の照査を行った。曲げモーメントに対する照査結果を表- 4.3.7 に，せん断力に対する照査結果を表- 4.3.8 に示す。変動作用支配状況における鋼管杭に生じる引張応力度，圧縮応力度及びせん断応力はいずれも応力度の制限値を超えていないことから限界状態 1 及び限界状態 3 に対する耐荷性能を満足する。

Ⅳ編
10.8.2(3)(4)

なお，永続作用支配状況については，表- 4.3.4 に示した耐荷性能の照査の前提の照査に用いる鋼管杭の応力度の制限値が表- 4.3.6 に示した耐荷性能の照査に用いる鋼管杭の応力度の制限値よりも小さいことから，耐荷性能の前提となる応力度の照査を満足すれば限界状態 1 及び限界状態 3 に対する照査を満足する。したがって，ここでは永続作用支配状況における鋼管杭の耐荷性能の照査を省略した。

表- 4.3.7　鋼管杭（第 1 断面）における曲げモーメントに対する耐荷性能の照査
(a)　橋軸方向

			軸力 N (kN)		曲げモーメント M (kN・m)			曲げ圧縮・引張応力度の照査							
								正曲げ				負曲げ			
								圧縮側(軸力最大)		引張側(軸力最小)		圧縮側(軸力最大)		引張側(軸力最小)	
			最大	最小	正曲げ	負曲げ	最大	応力度 σ (N/mm^2)	制限値 σ_d (N/mm^2)	応力度 σ (N/mm^2)	制限値 σ_d (N/mm^2)	応力度 σ (N/mm^2)	制限値 σ_d (N/mm^2)	応力度 σ (N/mm^2)	制限値 σ_d (N/mm^2)
変動作用支配状況	②	D+L+TF(D)	1639	1639	0	0	0	41	240	41	−240	41	240	41	−240
		D＋L+TF(U)+U	1482	1482	0	0	0	37	240	37	−240	37	240	37	−240
	③	D+TH+TF(D)	1978	689	70	−134	134	56	240	10	−240	63	240	3	−240
		D+TH+TF(U)+U	1821	532	70	−134	134	52	240	6	−240	59	240	0	−240
	⑤	D+L+TH+TF(D)	2107	1140	52	−100	100	58	240	23	−240	63	240	18	−240
		D+L+TH+TF(U)+U	1950	984	52	−100	100	54	240	19	−240	59	240	14	−240
	⑨	D+TH+EQ+TF(D)	2811	−144	129	−338	338	83	240	−17	−240	104	240	−38	−240
		D+TH+EQ+TF(U)+U	2654	−301	129	−338	338	79	240	−21	−240	101	240	−42	−240
変動作用支配状況⑩		D+EQ+TF(D)	3806	−1139	458	−566	566	141	283	−75	−283	152	283	−86	−283
		D+EQ+TF(U)+U	3649	−1295	458	−566	566	138	283	−79	−283	149	283	−90	−283

※)　応力度は，圧縮応力度を(＋)，引張応力度を(－)で示している。

(b)　橋軸直角方向

			軸力 N (kN)		曲げモーメント M (kN・m)			曲げ圧縮・引張応力度の照査							
								正曲げ				負曲げ			
								圧縮側(軸力最大)		引張側(軸力最小)		圧縮側(軸力最大)		引張側(軸力最小)	
			最大	最小	正曲げ	負曲げ	最大	応力度 σ (N/mm^2)	制限値 σ_d (N/mm^2)	応力度 σ (N/mm^2)	制限値 σ_d (N/mm^2)	応力度 σ (N/mm^2)	制限値 σ_d (N/mm^2)	応力度 σ (N/mm^2)	制限値 σ_d (N/mm^2)
変動作用支配状況	②	D+L+TF(D)	1639	1639	0	0	0	41	240	41	−240	41	240	41	−240
		D+L+TF(U)+U	1482	1482	0	0	0	37	240	37	−240	37	240	37	−240
	⑥	D+L+WS+WL+TF(D)	2058	1189	26	−87	87	54	240	27	−240	60	240	21	−240
		D+L+WS+WL+TF(U)+U	1902	1032	26	−87	87	50	240	23	−240	56	240	17	−240
	⑧	D+WS+TF(D)	2006	661	50	−135	135	55	240	11	−240	64	240	3	−240
		D+WS+TF(U)+U	1850	504	50	−135	135	51	240	7	−240	60	240	−1	−240
	⑨	D+TH+EQ+TF(D)	2266	401	93	−215	215	66	240	1	−240	78	240	−12	−240
		D+TH+EQ+TF(U)+U	2109	245	93	−215	215	62	240	−3	−240	74	240	−16	−240
変動作用支配状況⑩		D+EQ+TF(D)	3260	−593	288	−434	434	110	283	−44	−283	125	283	−59	−283
		D+EQ+TF(U)+U	3103	−749	288	−434	434	107	283	−48	−283	122	283	−63	−283

※)　応力度は，圧縮応力度を(＋)，引張応力度を(－)で示している。

表- 4.3.8　鋼管杭（第１断面）におけるせん断力に対する耐荷性能の照査

(a)　橋軸方向

			せん断力 S (kN)	せん断応力度	
				応力度 τ (N/mm^2)	制限値 τ_d (N/mm^2)
変動作用支配状況	②	D+L+TF(D)	0	0	160
		D＋L+TF(U)+U	0	0	160
	③	D+TH+TF(D)	89	2	160
		D+TH+TF(U)+U	89	2	160
	⑤	D+L+TH+TF(D)	67	2	160
		D+L+TH+TF(U)+U	67	2	160
	⑨	D+TH+EQ+TF(D)	266	7	160
		D+TH+EQ+TF(U)+U	266	7	160
	⑩	D+EQ+TF(D)	442	11	160
		D+EQ+TF(U)+U	442	11	160

(b)　橋軸直角方向

			せん断力 S (kN)	せん断応力度	
				応力度 τ (N/mm^2)	制限値 τ_d (N/mm^2)
変動作用支配状況	②	D+L+TF(D)	0	0	160
		D+L+TF(U)+U	0	0	160
	⑥	D+L+WS+WL+TF(D)	53	1	160
		D+L+WS+WL+TF(U)+U	53	1	160
	⑧	D+WS+TF(D)	85	2	160
		D+WS+TF(U)+U	85	2	160
	⑨	D+TH+EQ+TF(D)	172	4	160
		D+TH+EQ+TF(U)+U	172	4	160
	⑩	D+EQ+TF(D)	344	9	160
		D+EQ+TF(U)+U	344	9	160

4.4 断面変化位置の決定及び第２断面の耐荷性能の照査

4.4.1　断面変化位置の決定

断面変化
Ⅳ編 参考資料 9

杭体の断面変化位置は，道示Ⅳ編参考資料 9 を参考に決定する。断面変化位置の決定に用いる曲げモーメントは，永続作用支配状況及び変動作用支配状況における曲げモーメントに対する照査において，曲げ応力度の制限値に対する発生応力度の比率が最大となる荷重組合せの結果を用いる。本設計計算例においては，橋軸方向の⑩[D+EQ+TF(D)]の荷重組合せのケースで，限界状態 1 に対する負曲げの照査であった。そのケースの曲げモーメント図を図- 4.4.1(a)に示す。

第 1 断面の変化位置は，道示Ⅳ編参考資料 9 を参考に次の[A],[B]，[C]いずれも満足する位置とする。

[A]：最大曲げモーメント $M_{\max}$ の 1/2 となる位置

[B]：地中部最大曲げモーメントの深さ l_{mF} に 1.2 を乗じた深さ

[C]：第 2 断面の曲げモーメントに対する照査を満足する位置

本設計計算例の第 1 断面の板厚は，レベル 2 地震動を考慮する設計状況における設計にて 14㎜(SKK490)にて決定した。

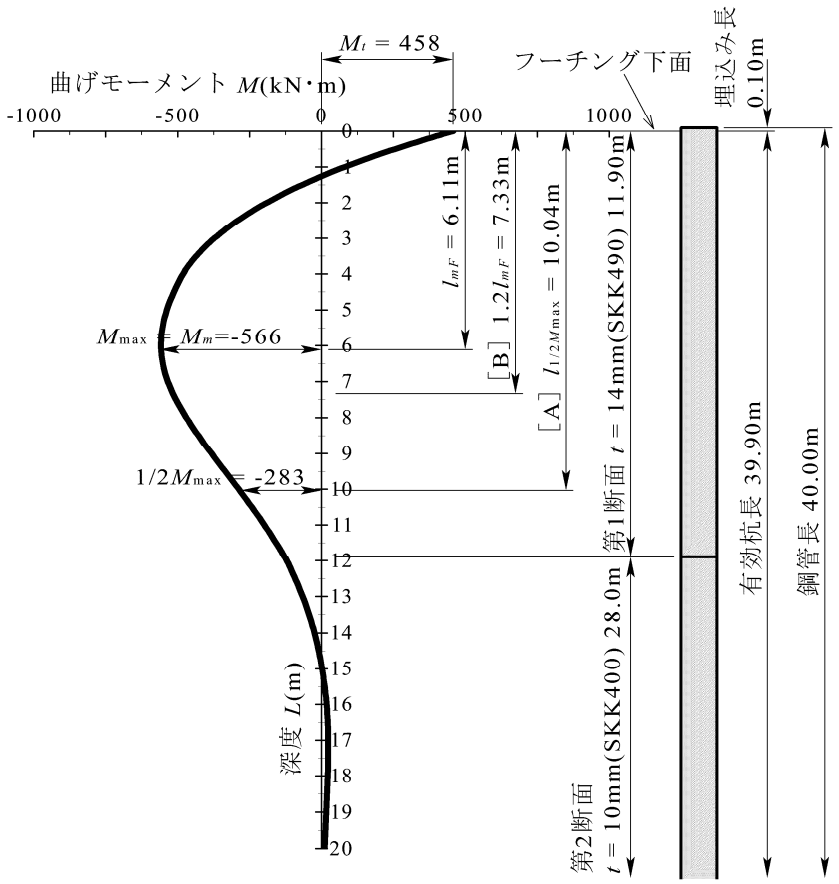
Ⅳ編 10.10.1(3)1)
解説

鋼管杭の最小板厚としては，道示Ⅳ編 10.10.1(3)1)解説に示される板厚と杭径の比 t/D が 1%以上かつ 9mm 以上との構造細目から 10mm(SKK400)とする。また，断面変化位置での板厚変化は 7mm までとされている。したがって，第 2 断面としては最小板厚の 10mm(SKK400)を採用した。

上述のように第 1 断面は永続作用支配状況及び変動作用支配状況において生じる鋼管杭の応力度は制限値に対して大きな余裕がある結果となっていることから，[C]の位置では決まらない。図- 4.4.1(a)に示すとおり，[B]の位置よりも[A]の位置の方が深い位置となるため，第 1 断面の変化位置は杭頭から 10.04m 以深で，かつ鋼管の長さが 0.5m 単位となるように切り上げた杭頭から 10.4m に決定した。

ただし，後述するレベル 2 地震動を考慮する設計状況における設計において，橋軸直角方向については橋脚基礎の塑性化を期待する設計を行ったが，この杭頭から 10.4m の断面変位化位置にて第 2 断面の杭体が塑性化することが判明した。鋼管杭自体の塑性化位置が深い場合には損傷の発見・確認が難しく，その修復も大がかりとなることが予想されることから，地中深い第2断面に塑性化が生じることは望ましくないと判断し，本設計計算例では杭体塑性化を杭頭部の第 1 断面に誘導するように構成するものとした。このことより，レベル 2 地震動を考慮する設計状況の設計における曲げモーメント分布において，[D]：第2断面の降伏曲げモーメントに対する照査を満足する位置をから 1m 程度の余裕を確保する，という方針を立て，杭頭から 11.9m の位置を断面変化位置に決定した(図- 5.5.4 参照)。

なお，ここで示した断面変化位置の決定方法はあくまでも一例である。設計実務では施工条件等に応じて適切に決定する必要がある。



(a) 曲げモーメント分布　　(b) 断面変化位置

図- 4.4.1　杭の断面変化（橋軸方向⑩[D+EQ+TF(D)]

鋼管杭の設計
Ⅳ編 10.8.2(1)
解説

応力度の制限値
Ⅳ編 10.8.2
表-10.8.1

4.4.2　第 2 断面に対する耐荷性能の照査（照査位置：杭頭から 11.90m）

第 2 断面に対する耐荷性能の照査を行う。なお，図- 4.4.1 に示したように第 2 断面の区間では正曲げの値はごく僅かであることから負曲げに対する照査のみを行った。

(1) 耐荷性能の照査の前提となる照査

鋼管杭の第 2 断面について，耐荷性能の照査の前提となる応力度の照査結果を表- 4.4.1 示す。鋼管杭に生じる引張応力度，圧縮応力度はいずれも応力度の制限値(表- 4.3.4 に示した SKK400 の値)を超えていないことから耐荷性能の照査の前提を満足する。

なお，第 1 断面と同様に耐荷性能の前提となる応力度の照査を検討する荷重組合せではせん断力が発生していないことから，せん断力に対する照査は省略した。

表- 4.4.1　鋼管杭（第 2 断面）おける曲げモーメントに対する耐荷性能の照査の前提となる応力度の照査

				軸力 N (kN)		曲げモーメント M(kN・m)	曲げ圧縮・引張応力度の照査			
							圧縮側（軸力最大）		引張側（軸力最小）	
				最大	最小	負曲げ	応力度 σ (N/mm^2)	制限値 σ_d (N/mm^2)	応力度 σ (N/mm^2)	制限値 σ_d (N/mm^2)
橋軸方向	永続作用支配状況	①	D+TF(D)	1333	1333	0	48	140	48	−140
			D+TF(U)+U	1177	1177	0	42	140	42	−140
		基礎の変位	D+L(基礎の変位)	1498	1498	0	54	140	54	−140
			D+L+U(基礎の変位)	1381	1381	0	49	140	49	−140
橋軸直角方向	永続作用支配状況	①	D+TF(D)	1333	1333	0	48	140	48	−140
			D+TF(U)+U	1177	1177	0	42	140	42	−140
		基礎の変位	D+L(基礎の変位)	1498	1498	0	54	140	54	−140
			D+TF(D)	1381	1381	0	49	140	49	−140

※）　応力度は，圧縮応力度を(＋)，引張応力度を(－)で示している。

IV編 10.8.2(2)(5)
式(10.8.1)
表−10.8.2
表−10.8.3
表−10.8.4

(2) 耐荷性能の照査

第 2 断面の耐荷性能の照査に用いる負曲げに対する応力度の制限値を表-4.4.2 に示す。

IV編
10.8.2(3)(4)

表- 4.4.2　鋼管杭の耐荷性能の照査に用いる制限値（第 2 断面）

		第2断面 SKK400	
		作用組合せ⑩⑪以外	作用組合せ⑩⑪
		負曲げ	負曲げ
調査・解析係数（変形係数の推定方法:室内試験）	ξ_1(－)	0.90	0.90
抵抗係数	Φ_Y(－)	0.85	1.00
鋼管杭の降伏強度の特性値	σ_y (N/mm^2)	235	235
引張・圧縮応力度の制限値	σ_d (N/mm^2)	179	211
せん断応力度の制限値	τ_d (N/mm^2)	120	

鋼管杭の第 2 断面について，鋼管杭の耐荷性能の照査を行った。曲げモーメントに対する照査結果を表- 4.4.3 に，せん断力に対する照査結果を表- 4.4.4 に示す。変動作用支配状況における鋼管杭に生じる引張応力度，圧縮応力度及びせん断応力はいずれも応力度の制限値を超えていないことから限界状態 1 及び限界状態 3 に対する耐荷性能を満足する。

表- 4.4.3　鋼管杭（第 2 断面）における曲げモーメントに対する耐荷性能の照査

(a)　橋軸方向

			軸力 N (kN)		曲げモーメント M(kN・m)	圧縮・引張応力度の照査			
						負曲げ			
						圧縮側(軸力最大)		引張側(軸力最小)	
			最大	最小	負曲げ	応力度 σ (N/mm^2)	制限値 σ_d (N/mm^2)	応力度 σ (N/mm^2)	制限値 σ_d (N/mm^2)
変動作用支配状況	②	D+L+TF(D)	1639	1639	0	59	179	59	−179
		D＋L+TF(U)+U	1482	1482	0	53	179	53	−179
	③	D+TH+TF(D)	1978	689	−34	76	179	20	−179
		D+TH+TF(U)+U	1821	532	−34	70	179	14	−179
	⑤	D+L+TH+TF(D)	2107	1140	−25	79	179	37	−179
		D+L+TH+TF(U)+U	1950	984	−25	73	179	32	−179
	⑨	D+TH+EQ+TF(D)	2811	−144	−26	104	179	−9	−179
		D+TH+EQ+TF(U)+U	2654	−301	−26	99	179	−14	−179
変動作用支配状況⑩		D+EQ+TF(D)	3806	−1139	−127	155	211	−59	−211
		D+EQ+TF(U)+U	3649	−1295	−127	149	211	−65	−211

※)　応力度は，圧縮応力度を(＋)，引張応力度を(－)で示している。

(b)　橋軸直角方向

			軸力 N (kN)		曲げモーメント M(kN・m)	圧縮・引張応力度の照査			
						負曲げ			
						圧縮側(軸力最大)		引張側(軸力最小)	
			最大	最小	負曲げ	応力度 σ (N/mm^2)	制限値 σ_d (N/mm^2)	応力度 σ (N/mm^2)	制限値 σ_d (N/mm^2)
変動作用支配状況	②	D+L+TF(D)	1639	1639	0	59	179	59	−179
		D+L+TF(U)+U	1482	1482	0	53	179	53	−179
	⑥	D+L+WS+WL+TF(D)	2058	1189	−20	77	179	40	−179
		D+L+WS+WL+TF(U)+U	1902	1032	−20	71	179	34	−179
	⑧	D+WS+TF(D)	2006	661	−32	76	179	19	−179
		D+WS+TF(U)+U	1850	504	−32	71	179	13	−179
	⑨	D+TH+EQ+TF(D)	2266	401	−17	84	179	12	−179
		D+TH+EQ+TF(U)+U	2109	245	−17	78	179	6	−179
変動作用支配状況⑩		D+EQ+TF(D)	3260	−593	−73	127	211	−32	−211
		D+EQ+TF(U)+U	3103	−749	−73	122	211	−37	−211

※)　応力度は，圧縮応力度を(＋)，引張応力度を(－)で示している。

表- 4.4.4　鋼管杭（第 2 断面）におけるせん断力に対する耐荷性能の照査

(a)　橋軸方向

			せん断力 S (kN)	せん断応力度	
				応力度 τ (N/mm^2)	制限値 τ_d (N/mm^2)
変動作用支配状況	②	D+L+TF(D)	0	0	120
		D＋L+TF(U)+U	0	0	120
	③	D+TH+TF(D)	17	1	120
		D+TH+TF(U)+U	17	1	120
	⑤	D+L+TH+TF(D)	12	0	120
		D+L+TH+TF(U)+U	12	0	120
	⑨	D+TH+EQ+TF(D)	26	1	120
		D+TH+EQ+TF(U)+U	26	1	120
	⑩	D+EQ+TF(D)	69	2	120
		D+EQ+TF(U)+U	69	2	120

(b)　橋軸直角方向

			せん断力 S (kN)	せん断応力度	
				応力度 τ (N/mm^2)	制限値 τ_d (N/mm^2)
変動作用支配状況	②	D+L+TF(D)	0	0	120
		D+L+TF(U)+U	0	0	120
	⑥	D+L+WS+WL+TF(D)	10	0	120
		D+L+WS+WL+TF(U)+U	10	0	120
	⑧	D+WS+TF(D)	16	1	120
		D+WS+TF(U)+U	16	1	120
	⑨	D+TH+EQ+TF(D)	17	1	120
		D+TH+EQ+TF(U)+U	17	1	120
	⑩	D+EQ+TF(D)	47	2	120
		D+EQ+TF(U)+U	47	2	120

5. 偶発作用支配状況（レベル 2 地震動を考慮する設計状況）における杭基礎の設計

5.1 検討概要

一般的な鋼管杭を用いた橋脚基礎の設計における偶発作用支配状況（レベル 2 地震動を考慮する設計状況）の設計の流れを図- 5.1.1 に示す。

本設計計算例では，2.2.2(2)で述べたようにレベル 2 地震動を考慮する設計状況において塑性化を期待する部材は，橋軸方向では橋脚の柱基部，橋軸直角方向ではタイプⅠ地震動（浮力無視）の検討ケースは橋脚の柱基部，その他の検討ケースでは橋脚が十分大きな地震時保有水平耐力を有することを確認した上で橋脚基礎とした。

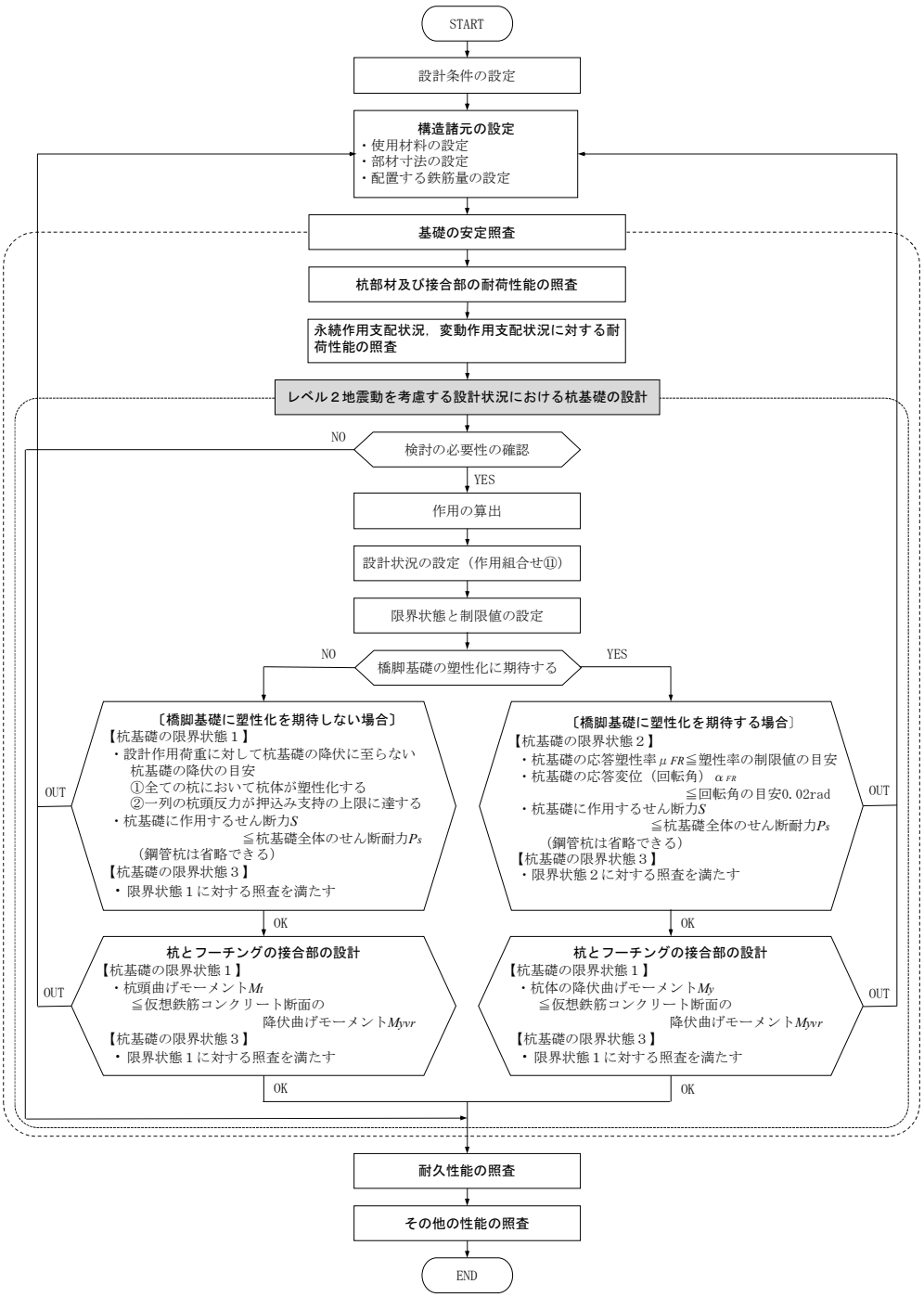


図- 5.1.1　一般的な杭基礎（鋼管杭）におけるレベル 2 地震動を考慮する設計状況の設計計算の流れ

5.2 レベル 2 時地震動を考慮する設計状況における杭基礎の照査項目

レベル 2 地震動を考慮する設計状況における杭基礎，フーチング及び杭とフーチングの接合に対する耐荷性能に関する主な照査項目を表- 5.2.1 に示す。

杭基礎では，レベル 2 地震動を考慮する設計状況については永続作用支配状況や変動作用支配状況の限界状況とは異なり，基礎全体系に対して限界状態が定められ，基礎の降伏変位の制限値が限界状態 1，基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値が限界状態 2 として位置づけられている。

基礎に塑性化を期待しない場合には杭基礎の限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを照査する。基礎に塑性化を期待する場合には杭基礎の限界状態 2 及び 3 を超えないことを照査する。一般に限界状態 1 もしくは限界状態 2 対する照査を満たすことで限界状態 3 に対する照査は満たされるものとされている。

表- 5.2.1　レベル 2 地震動を考慮する設計状況における杭基礎，フーチング及び杭とフーチングの接合部の耐荷性能に関する主な照査項目

限界状態 / 状況	【杭基礎全体系の限界状態 1】 （基礎に塑性化を期待しない設計）	【杭基礎全体系の限界状態 2】 （基礎に塑性化を期待する設計）	【杭基礎全体系の限界状態 3】
偶発作用支配状況 （レベル 2 地震動を考慮する設計状況）	[杭基礎全体系] ・杭基礎の応答変位 $\delta_F \leqq \delta_{y0}\lambda_n$ ･･･道示Ⅳ編 10.9.1(1) ※設計荷重を作用させたときに基礎の降伏に至らないことを照査 [杭基礎の降伏の目安] ①全ての杭において杭体が塑性化する。 ②一列の杭頭反力が押し込み支持力の上限に達する。 ･･･道示Ⅳ編 10.9.1 解説 ・せん断力 $S_d \leqq$ 杭基礎のせん断耐力 ΣP_s （鋼管杭は省略） ･･･道示Ⅳ編 10.9.1 解説	[杭基礎全体系] ・杭基礎の応答塑性率(橋脚基礎) $\mu_{Fr} \leqq$ 塑性率の制限値 ･･･道示Ⅳ編 10.9.1(1),10.9.2, 道示Ⅴ編 10.4(1) ・杭基礎の応答塑性率(橋台基礎) $\mu_{Ar} \leqq$ 塑性率の制限値 ･･･道示Ⅳ編 10.9.1(1),10.9.2, 道示Ⅴ編 11.4 ・杭基礎の応答変位(橋脚基礎) (ﾌｰﾁﾝｸﾞ底面位置での回転角) $\alpha_{F0} \leqq 0.02$rad ･･･道示Ⅳ編 10.9.1(1),10.9.2 ・杭基礎の応答変位(橋台基礎) － ・せん断力(橋脚，橋台基礎) $S_d \leqq$ 杭基礎のせん断耐力 ΣP_s （鋼管杭は省略） ･･･道示Ⅳ編 10.9.1 解説	[杭基礎全体系] － （限界状態 1 もしくは限界状態 2 を超えないことで担保） ･･･ Ⅳ編 10.9.1(3)
	[杭とﾌｰﾁﾝｸﾞの接合部(既製杭)] ・曲げモーメント 杭頭曲げモーメント M_t $\leqq$ 仮想鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ断面 M_{yvr} ･･･道示Ⅳ編 10.9.1 解説 ・せん断力 照査不要 ･･･道示Ⅳ編 10.9.1 解説	[杭とﾌｰﾁﾝｸﾞの接合部(既製杭)] ・曲げモーメント 杭体降伏曲げモーメント M_y $\leqq$ 仮想鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ断面 M_{yvr} ･･･道示Ⅳ編 10.9.1 解説 ・せん断力 照査不要 ･･･道示Ⅳ編 10.9.1 解説	[杭とﾌｰﾁﾝｸﾞの接合部(既製杭)] － （限界状態 1 もしくは限界状態 2 を超えていないことで担保）
	[ﾌｰﾁﾝｸﾞ：部材の限界状態 1] ・曲げモーメント $M_d \leqq M_{yd} = \xi_1 \Phi_y M_{yc}$ ･･･道示Ⅲ編 5.5.1(3) ・せん断力 － （限界状態 3 を超えないことで担保） ･･･道示Ⅲ編 5.5.2(1)	[ﾌｰﾁﾝｸﾞ：部材の限界状態 1] ・塑性化を期待しないため，部材の限界状態 1 を超えないことを照査（同左）	[ﾌｰﾁﾝｸﾞ：部材の限界状態 3] ・曲げモーメント $M_d \leqq M_{ud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_u M_{uc}$ ･･･道示Ⅲ編 5.7.1(3)，5.8.1(3) ・せん断力 〔耐荷性能の前提〕 $\tau_m \leqq$ ｺﾝｸﾘｰﾄのせん断応力度の制限値 ･･･道示Ⅳ編 5.2.7(3) 〔斜引張破壊〕 $S_d \leqq S_{ud} = \xi_1 \xi_2 (\Phi_{ucs} S_c + \Phi_{ucs} S_s)$ ･･･道示Ⅳ編 5.2.7(1), 道示Ⅲ編 5.8.2(3) 〔ｺﾝｸﾘｰﾄ圧壊〕 $S_d \leqq S_{ucd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ucw} S_{ucw}$ ･･･道示Ⅳ編 5.2.7(3), 道示Ⅲ編 5.8.2(4)	

Ⅳ編 10.9

（備考）道示Ⅳで規定されている標準的な杭基礎の条件を満たさないような場合，例えば特定の杭に変形が集中するような地盤条件や杭配置，あるいは杭体や接合部等の変形性能や耐荷性能が部分的に異なるような構成の場合などについては，変形解析のモデル，応答塑性率の制限値や基礎の塑性化後の変形状況について十分な留意が必要となる。

5.3 杭の抵抗特性

5.3.1 杭の軸方向の抵抗特性

杭の軸方向の抵抗特性
Ⅳ編 10.9.4(2)1)

杭の軸方向の抵抗特性は道示Ⅳ編 10.9.4(2)1)より，表- 3.3.6 に示す杭の軸方向ばね定数 K_V を初期勾配 K_{VE} とし，表- 5.3.1 に示す押込み支持力の上限値 P_{NU} 及び引抜き抵抗力の上限値 P_{TU} から構成されるバイリニア型でモデル化する。なお，地盤から決まる極限支持力の特性値 R_u，極限引抜き抵抗力の特性値 P_u 及び杭の有効重量 W は表- 3.3.4 による。

表- 5.3.1 杭の軸方向の抵抗特性

					レベル2 地震動
上限値	杭の押込み支持力	地盤から決まる杭の極限支持力の特性値		R_u (kN)	15475
		鋼管杭から決まる押込み支持力の特性値	降伏強度の特性値	σ_y (N/mm^2)	315
			杭径	D (m)	1.000
			板厚	t (m)	0.014
			腐食しろ	t' (m)	0.001
			断面積	A_s (m^2)	0.04023
			特性値	R_{PU} (kN)	12672
		押込み支持力の上限値 min(R_u, R_{PU})		P_{NU} (kN)	12672
	杭の引抜き抵抗力	地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値		P_u (kN)	7154
				W (kN)	93
				P_u+W (kN)	7247
		鋼管杭から決まる引抜き抵抗力の特性値 $P_{PU1}=R_{PU}$		P_{PU1} (kN)	12672
		中詰め補強鉄筋から決まる引抜き抵抗力の特性値	降伏強度の特性値	σ_y (N/mm^2)	490
			断面積 D32-24本	A_s (m^2)	0.01906
			特性値	P_{PU2} (kN)	9340
		引抜き抵抗力の上限値 min(P_u+W, P_{PU1}, P_{PU2})		P_{TU} (kN)	7247

※) 制限値の算出においては杭の有効重量に死荷重の荷重組合せ係数及び荷重係数は考慮しない。

P_{NU}
Ⅳ編
式(10.9.2)
式(10.9.3)

P_{TU}
Ⅳ編
式(10.9.4)
式(10.9.5)

5.3.2 杭の水平方向の抵抗特性

杭の水平方向の抵抗特性
Ⅳ編 10.9.4(2)2)

Ⅰ編 5.2.(3)
解説

杭の水平方向の抵抗特性は道示Ⅳ編 10.9.4(2)2)より，表- 3.3.8 に示す地震の影響を含む場合の水平方向地盤反力係数 k_H を用いて表- 5.3.2 に示すレベル 2 地震動を考慮する設計状況における杭前面の水平方向地盤反力係数 k_{HE} を算出する。その k_{HE} を初期勾配とし，表- 5.3.3 に示す杭前面の水平地盤反力度の上限値 P_{HU} とから構成されるバイリニア型でモデル化する。なお，道示Ⅰ編 5.2(3)解説 b.に示されるように水平地盤反力度の上限値には荷重組合せ係数及び荷重係数は考慮しない。

本橋脚の杭配置は橋軸方向と橋軸直角方向が同一なので，杭の水平方向の抵抗特性も同じである。

なお，本設計計算例においては，フーチング前面の水平地盤抵抗は考慮していない。

表- 5.3.2　水平地盤反力係数 k_{HE}

地盤の種類	層厚 (m)	水平方向地盤反力係数（地震の影響を含む） k_H (kN/m^3)	レベル2地震動を考慮する場合の水平方向地盤反力係数		
			補正係数※		水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m^3)
			群杭 η_k	単杭 α_k	
粘性土	6.00	7931	2/3	1.5	7931
粘性土	3.00	24784	2/3	1.5	24784
粘性土	7.00	42487	2/3	1.5	42487
砂質土	5.50	91206	2/3	1.5	91206
粘性土	10.00	63731	2/3	1.5	63731
砂質土	7.00	114999	2/3	1.5	114999
砂質土	1.40	198274	2/3	1.5	198274

※）　η_k＝2/3，α_k：粘性土1.5，砂質土1.5

k_{HE}
Ⅳ編
式(10.9.6)

表- 5.3.3　杭前面の水平地盤反力度の上限値 P_{HU}（橋軸方向，橋軸直角方向）
(1) 浮力無視（水位無視）

地盤の種類	層厚 (m)	平均 N 値	粘着力 c (kN/m^2)	せん断抵抗角 ϕ(°)	壁面摩擦角 δ_E (°)	単位体積重量 γ' (kN/m^3)	受働土圧係数 K_{EP}	有効上載圧 (kN/m^2)	受働土圧強度 p_U (kN/m^2)	補正係数 $\eta_p \cdot \alpha_p$※	杭前面の水平地盤反力度の上限値 P_{HU} (kN/m^2)	
											1列目	2・3列目
粘性土	6.00	1	20	0	0.00	7	1.000	46.2	86.2	1.000	86.2	86.2
								88.2	128.2		128.2	128.2
粘性土	3.00	6	80	0	0.00	7	1.000	88.2	248.2	1.500	372.3	372.3
								109.2	269.2		403.8	403.8
粘性土	7.00	10	150	0	0.00	7	1.000	109.2	409.2	1.500	613.8	613.8
								158.2	458.2		687.3	687.3
砂質土	5.50	23	0	35	-5.83	9	4.527	158.2	716.2	2.500	1790.4	895.2
								207.7	940.2		2350.6	1175.3
粘性土	10.00	15	180	0	0.00	7	1.000	207.7	567.7	1.500	851.6	851.6
								277.7	637.7		956.6	956.6
砂質土	7.00	29	0	33	-5.50	9	4.076	277.7	1131.8	2.500	2829.6	1414.8
								340.7	1388.6		3471.5	1735.8
砂質土	1.40	50	0	35	-5.83	10	4.527	340.7	1542.3	2.500	3855.8	1927.9
								354.7	1605.7		4014.2	2007.1

※）　粘性土：η_k=1.0，α_p=1.5(N値≦2では1.0)，砂質土：$\eta_p \cdot \alpha_p$＝杭の中心間隔/杭径(≦α_p＝3.0)

P_{HU}
Ⅳ編
式(10.9.7)～
式(10.9.9)
表- 10.9.1

(2) 浮力考慮（水位考慮）

地盤の種類	層厚 (m)	平均 N値	粘着力 c (kN/m^2)	せん断抵抗角 ϕ(°)	壁面摩擦角 δ_E (°)	単位体積重量 γ' (kN/m^3)	受働土圧係数 K_{EP}	有効上載圧 (kN/m^2)	受働土圧強度 p_U (kN/m^2)	補正係数 $\eta_p \cdot \alpha_p$※	杭前面の水平地盤反力度の上限値 P_{HU} (kN/m^2) 1列目	2・3列目
粘性土	6.00	1	20	0	0.00	7	1.000	26.4	66.4	1.000	66.4	66.4
								68.4	108.4		108.4	108.4
粘性土	3.00	6	80	0	0.00	7	1.000	68.4	228.4	1.500	342.6	342.6
								89.4	249.4		374.1	374.1
粘性土	7.00	10	150	0	0.00	7	1.000	89.4	389.4	1.500	584.1	584.1
								138.4	438.4		657.6	657.6
砂質土	5.50	23	0	35	−5.83	9	4.527	138.4	626.5	2.500	1566.3	783.2
								187.9	850.6		2126.5	1063.3
粘性土	10.00	15	180	0	0.00	7	1.000	187.9	547.9	1.500	821.9	821.9
								257.9	617.9		926.9	926.9
砂質土	7.00	29	0	33	−5.50	9	4.076	257.9	1051.1	2.500	2627.9	1313.9
								320.9	1307.9		3269.8	1634.9
砂質土	1.40	50	0	35	−5.83	10	4.527	320.9	1452.7	2.500	3631.7	1815.9
								334.9	1516.1		3790.1	1895.1

※） 粘性土: η_k=1.0, α_p=1.5(N値≦2では1.0), 砂質土: $\eta_p \cdot \alpha_p$＝杭の中心間隔/杭径(≦ α_p＝3.0)

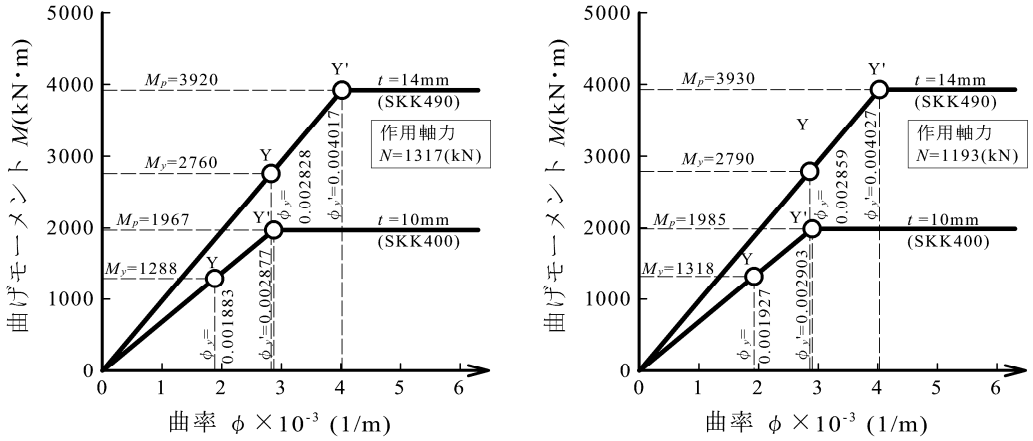
5.3.3 杭体の曲げモーメント－曲率関係

鋼管杭の杭体の曲げモーメント M－曲率 ϕ 関係は，道示Ⅳ編 10.9.4(2)3)解説に示される道示Ⅳ編式(解 10.9.1)～式(解 10.9.9)を用いて算出する全塑性モーメントを上限とするバイリニア型にモデル化する。

M－ϕ 関係
Ⅳ編 10.9.4(2)3)

杭体の曲げモーメント M－曲率 ϕ 関係の算出結果を図- 5.3.1 及び表- 5.3.4 に示す(腐食後の断面で算定)。鋼管杭では死荷重が作用したときの杭頭反力を軸力として算出した M－ϕ 関係を用いる。なお，死荷重による軸力は道示Ⅳ編 10.9.4(2)3)解説より，表- 2.4.5 に示した作用の組合せ⑪[D+EQ+(U)]から，死荷重の荷重組合せ係数 γ_{pD}＝1.00，荷重係数 γ_{qD}＝1.05 を考慮して算出した。

式(解 10.9.1)～
式(解 10.9.9)



(a)浮力無視（水位無視）　　(b)浮力考慮（水位考慮）

図- 5.3.1 杭体の曲げモーメント M－曲率 ϕ 関係

表- 5.3.4　杭体の曲げモーメント M－曲率 ϕ 関係の算出

		浮力無視(水位無視)		浮力考慮(水位考慮)	
フーチング下面での死荷重	V (kN)	11850		10741	
杭本数	n (本)	9		9	
作用軸力(死荷重が作用したときの杭頭反力)	N (kN)	1317		1193	
杭の断面区間	－	第1断面 杭頭～11.90m	第2断面 11.9m～39.9m	第1断面 杭頭～11.90m	第2断面 11.9m～39.9m
鋼管の降伏強度の特性値	σ_y (N/mm^2)	315	235	315	235
ヤング係数	E (N/mm^2)	200000	200000	200000	200000
鋼管の直径	D (m)	1.000	1.000	1.000	1.000
鋼管杭の板厚	t (m)	0.014	0.010	0.014	0.010
腐食しろ	t' (m)	0.001	0.001	0.001	0.001
腐食しろを考慮した鋼管の外径	D_1 (m)	0.998	0.998	0.998	0.998
鋼管の内径	D_2 (m)	0.972	0.980	0.972	0.980
腐食しろを考慮した鋼管の板厚	t'' (m)	0.013	0.009	0.013	0.009
腐食しろを考慮した鋼管の半径	r (m)	0.499	0.499	0.499	0.499
鋼管の断面積	A (m^2)	0.04023	0.02796	0.04023	0.02796
鋼管の断面二次モーメント	I (m^4)	0.00488	0.00342	0.00488	0.00342
鋼管の曲げ剛性	EI (kN・m^2)	975928	683844	975928	683844
鋼管の塑性断面係数	Z_p (m^3)	0.01261	0.00880	0.01261	0.00880
鋼管の断面係数	Z_e (m^3)	0.00978	0.00685	0.00978	0.00685
モーメントがない場合の降伏軸力	N_0 (kN)	12672	6571	12672	6571
モーメントがない降伏軸力と作用軸力の比	α (－)	0.104	0.200	0.094	0.182
降伏曲げモーメント	M_y (kN・m)	2760	1288	2790	1318
降伏時曲率	ϕ_y (1/m)	0.002828	0.001883	0.002859	0.001927
軸力がない場合の全塑性モーメント	M_{p0} (kN・m)	3973	2069	3973	2069
全塑性モーメント	M_p (kN・m)	3920	1967	3930	1985
勾配変化点の曲率	ϕ_y' (1/m)	0.004017	0.002877	0.004027	0.002903

5.3.4　仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント

表- 5.3.5 に杭とフーチングの接合部における仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント M_{yvr} を算出した結果を示す。図-6.2.1 に示した仮想鉄筋コンクリート断面に対して作用軸力 N を零として算出した。

杭とフーチングの接合
Ⅳ編 10.9.1
解説 3)

表- 5.3.5　仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント

コンクリートの設計基準強度	σ_{ck} (N/mm^2)	30
鉄筋の降伏強度の特性値	σ_{sy} (N/mm^2)	490
作用軸力（零とする）	N (kN)	0.0
鋼管杭の直径	D (m)	1.000
仮想鉄筋コンクリート断面の直径	D' (m)	1.350
仮想鉄筋コンクリート断面から軸方向鉄筋中心までの距離	d_0 (m)	0.240
軸方向鉄筋量	A_s (mm^2)	D32-24本 19060.8
降伏曲げモーメント	M_{yvr} (kN・m)	3105.2

5.4 レベル 2 地震動を考慮する設計状況の照査に用いる設計荷重

5.4.1 橋脚基礎の設計水平震度

道示Ⅴ編 10.3 の規定により，橋脚基礎のレベル 2 地震道を考慮する設計状況の照査に用いる設計荷重を算出するための設計水平震度を算出する。なお，本設計計算例ではレベル 2 地震動を考慮する設計状況に対する橋脚の設計についての詳細な記述は省略する。

橋脚基礎の設計水平震度を表- 5.4.1 に示す。基礎の設計水平震度 k_{hp} は道示Ⅴ編式(10.3.1)，式(10.3.2)から算出している。等価重量 $W(=W_U+c_PW_P)$ には死荷重 D の荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した値を示している。なお，橋軸直角方向のタイプⅠ地震動では橋脚は塑性化しないため，この場合の橋脚基礎の設計水平震度は $k_{hp}=c_{2z}k_{hc0}=1.20$ を用いる。

橋脚基礎に作用する力
Ⅴ編 10.3

慣性力
Ⅴ編 2.5(4)
解説

（備考）基礎の設計では上部構造及び橋脚に作用する水平震度とフーチングに作用する水平震度が考慮されるが，通常は前者を基礎の設計水平震度（k_{hF}）と呼んでいる。同様に基礎の降伏震度（k_{hyF}）も，基礎が降伏する時の上部構造及び橋脚に作用する水平震度のことを指している。

表- 5.4.1　基礎の設計水平震度

		橋軸方向		橋軸直角方向	
		タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
レベル2地震動に対する橋脚の状態	－	塑性化する	塑性化する	塑性化しない	塑性化する
橋脚の設計水平震度	$c_{2z}k_{hc0}$ (－)	1.20	1.50	1.20	1.50
橋脚の終局水平耐力	P_u (kN)	5796		7100	
支持している上部構造重量	W_U (kN)	7350		4200	
橋脚の重量	W_P (kN)	3144		3144	
等価重量	W (kN)	8922		5772	
断面力換算震度(=P_u/W)	k_{hN} (－)	0.650		1.230	
補正係数	c_{dF} (－)	1.10	1.10	1.10	1.10
基礎の設計水平震度	k_{hp} (－)	0.71	0.71	1.20	1.35
地盤面の設計水平震度	k_{hg} (－)	0.40	0.60	0.40	0.60

式(10.3.1)
式(10.3.2)
等価重量 W
式(8.4.5)

5.4.2 橋脚基礎の照査に用いる設計荷重

橋脚基礎の設計に用いる荷重は，表- 5.4.1 に示した上部構造，橋脚躯体及びフーチングの重量と設計水平震度から，図- 5.4.1 に示すように載荷ステップ $\alpha_i=1.0$ のときに設計荷重となるような荷重漸増載荷解析（プッシュオーバー解析）を行う。

「道路橋の耐震設計に関する資料」
平成 9 年 3 月

（備考）地震動が作用した場合に，上部構造及び橋脚に作用する慣性力とフーチングに作用する慣性力の関係が常に図のように一定の比率となっているとは必ずしも限らないが，プッシュオーバー解析によって基礎の降伏点を判定する設計照査上の便宜的な方法として従来より採用されているものである。

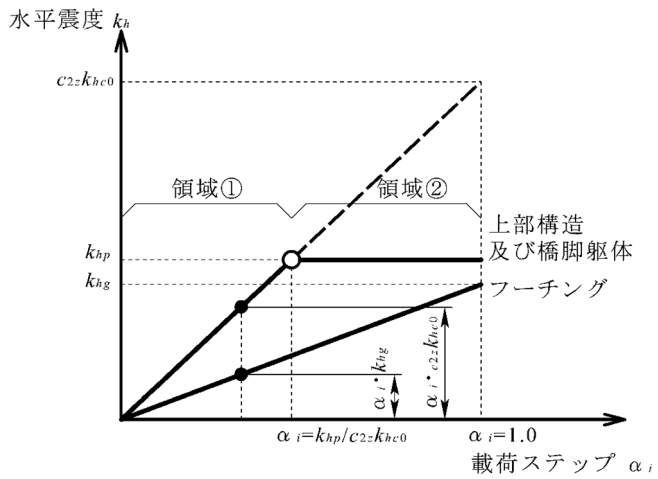


図- 5.4.1　荷重漸増載荷解析での上部構造及び橋脚ならびに，フーチングの重量に作用させる水平震度の増加方法

（備考）領域①において基礎が降伏する場合は，橋脚よりも先に基礎が降伏する可能性が高いと判断できる。一方，領域②で基礎が降伏する状況では，一見橋脚が先行降伏したかのように見えるが，フーチングに設計上考慮すべき慣性力を全て負荷すると基礎も降伏する可能性があるということであり，基礎及び橋脚の両方で塑性化が生じるというマルチヒンジ状態に至ることも懸念されることから，領域②で基礎が降伏に至る状況は構造計画として好ましくないものと判断される。

橋軸方向・タイプⅡ地震動（浮力考慮）の検討ケースについて，フーチング下面中心における設計荷重の具体的な算出方法を以下に示す。なお，荷重組合せ，荷重組合せ係数及び荷重係数は表- 2.4.5 に示す⑪[D+EQ]とし，慣性力の算出には地震の影響に加え死荷重の荷重組合せ係数及び荷重係数も考慮する。

慣性力
Ⅴ編 2.5(4)解説

【橋軸方向・タイプⅡ地震動（浮力考慮）】の場合の算出例

(1) 鉛直力 V

V＝(上部構造 R_D＋橋脚重量 W_P＋フーチング重量 W_F＋上載土砂 W_s)
　× γ_{pD}× γ_{qD}＋浮力 U× γ_{pU}× γ_{qU}
＝(5300.0＋2993.9＋2641.1＋351.0)×1.00×1.05＋(－1056.4)×1.00×1.05
＝10741.1(kN)

(2) 水平力 H とモーメント M（荷重漸増させる設計荷重）

1) 領域①（$\alpha_i \cdot c_{2z}k_{hc0} \leqq k_{hp}$＝0.71）

H＝ α_i｛(上部構造 W_U＋橋脚重量 W_P)×$c_{2z}k_{hc0}$＋フーチング重量 W_F
　×k_{hg}｝×(γ_{pD}× γ_{pEQ}× γ_{qD}× γ_{qEQ})
＝ α_i｛(7000.0＋2993.9)×1.50＋2641.1×0.60｝×(1.00×1.00×1.05×1.00)
＝ α_i×17404.3(kN)

M＝ α_i｛(上部構造 W_U×作用高さ y_U＋橋脚重量 W_P×作用高さ y_p)×$c_{2z}k_{hc0}$
　＋フーチング重量 W_F×作用高さ y_F×k_{hg}｝×(γ_{pD}× γ_{pEQ}× γ_{qD}× γ_{qEQ})
＝ α_i｛(7000.0×11.300＋2993.9×7.557)×1.50＋2641.1×1.100×0.60｝
　×(1.00×1.00×1.05×1.00)
＝ α_i×162047.0(kN・m)

2) 領域②（$\alpha_i \cdot c_{2z} k_{hc0} > k_{hp} = 0.71$）

H＝{(上部構造 W_U＋橋脚重量 W_P)×k_{hp}＋フーチング重量 W_F× $\alpha_i \cdot k_{hg}$}
×(γ_{pD}× γ_{pEQ}× γ_{qD}× γ_{qEQ})
＝{(7000.0＋2993.9)×0.71＋2641.1× α_i×0.60}×(1.00×1.00×1.05×1.00)
＝7450.5＋ α_i×1663.9(kN)
設計荷重（α_i＝1.0）： H＝9114.4(kN)

M＝{(上部構造 W_U×作用高さ y_U＋橋脚重量 W_P×作用高さ y_p)×k_{hp}
＋フーチング重量 W_F×作用高さ y_F× $\alpha_i \cdot k_{hg}$}×(γ_{pD}× γ_{pEQ}× γ_{qD}× γ_{qEQ})
＝{(7000.0×11.300＋2993.9×7.557)×0.71＋2641.1×1.100
× α_i×0.60}×(1.00×1.00×1.05×1.00)
＝75835.9＋ α_i×1830.3(kN･m)
設計荷重（α_i＝1.0）： M＝77666.2(kN･m)

5.4.3 限界状態の照査方法

(1) 限界状態 1

橋脚杭礎は 5.4.2 で算出した設計荷重によって算出される応答変位が降伏変位の制限を超えない場合には，レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

杭基礎の降伏
Ⅳ編 10.9.2
解説

基礎の降伏は，道示Ⅳ編 10.9.2 解説に示されている次のいずれかの状態に最初に達するときを目安とする。

① 全ての杭において杭体が塑性化する。
② 一列の杭頭反力が押し込み支持力の上限値に達する。

本設計計算例では，2.2.2(2)で述べたように橋軸方向及び橋軸直角方向のタイプⅠ地震動（浮力無視）の検討ケースについては橋脚の柱基部に塑性化を期待することから，橋脚杭基礎は 5.4.2 に示した設計荷重を作用させたときに上述の杭基礎の降伏の目安に達していないこと満足することで限界状態 1 を超えないことを確認する。

(2) 限界状態 2

本設計計算例の設計の過程において，2.2.2(2)で述べたように橋軸直角方向の検討ケースの中には橋脚の柱基部よりも先に橋脚基礎が塑性化する検討ケースがあることがわかった。このため，橋軸直角方向では道示Ⅴ編 2.4.5(2)(3)解説に示されるように，橋脚は設計水平震度に対して十分大きな地震時保有水平耐力を有していることを表- 5.4.2 に示す判定により確認した上で，橋脚基礎の塑性化を期待した設計を行うこととした。

Ⅴ編 2.4.5(2)(3)
解説

なお，表- 5.4.2 における計算上必要とされる最低限の地震時保有水平耐力に相当する設計水平震度 k_{hc} は，エネルギー一定則を用いて式(5.4.1)から算出した。

$$k_{hc} = \frac{c_{2z} k_{hc0}}{\sqrt{2\mu_{ls2d} - 1}} \geqq 0.4 c_{2z} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.4.1)$$

応答塑性率
Ⅴ編 10.4
式(10.4.1)
塑性率及び変位の制限
Ⅳ編 10.9.3

橋脚基礎の塑性化を期待する場合には，道示Ⅴ編 10.4 式(10.4.1)から算出される杭基礎の応答塑性率 μ_{Fr} が道示Ⅳ10.9.3 に規定される塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合には，レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 2 を超えないとみなしてよい。なお，塑性率及び変位の制限値の目安は道示Ⅳ編 10.9.3 解説に示される 4 及びフーチング底面位置での回転角 0.02rad とする。

表- 5.4.2　橋脚が設計水平震度に対して十分大きな地震時保有水平耐力を有していることの確認

		橋軸方向		橋軸直角方向	
		タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
最大応答塑性率	μ_r (－)	2.206	3.166	0.976	1.244
限界状態1の水平変位の特性値	δ_{yE} (m)	0.0296	0.0296	0.0327	0.0327
限界状態1の水平変位の制限値	δ_{yEd} (m)	0.0296	0.0296	0.0327	0.0327
限界状態2の水平変位の制限値	δ_{ls2d} (m)	0.0978	0.0978	0.0934	0.0934
最大応答変位 (= $\mu_r \cdot \delta_{yE}$)	δ_r (m)	0.0654	0.0938	0.0319	0.0407
水平変位の制限値の塑性率 (= δ_{ls2d} / δ_{yE})	μ_{ls2d} (－)	3.301	3.301	2.856	2.856
計算上必要とされる最低限の地震時保有水平耐力に相当する水平震度	k_{hc} (－)	0.51	0.63	0.55	0.69
橋脚が設計水平震度に対して十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合の目安	$1.5k_{hc}W$ (kN)	6825	8431	4762	5974
	P_a (kN)	5796	5796	7100	7100
	－	有していない	有していない	有している	有している

橋脚が十分な耐力をゆうすることの目安
Ⅴ編 2.4.5
式(解 2.4.1)

(3) 限界状態 3

杭基礎は，(1)限界状態 1 又は(2)限界状態 2 を超えていないとみなせる場合には，限界状態 3 を超えていないとみなしてよい。

限界状態 3
Ⅳ編 10.9.1(3)

5.5 レベル 2 地震動に対する杭基礎の照査

(1) 橋軸方向

レベル 2 地震動に対する橋軸方向の照査結果を表- 5.5.1 に示す。表- 5.4.1 に示した基礎の設計水平震度に相当する慣性力を作用させたときに，タイプⅠ及びタイプⅡいずれの地震動においても前述の杭基礎の降伏の目安に達していない。

また，基礎に塑性化を期待しない場合においては，杭とフーチングの接合部は表- 5.3.5 に示した仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント M_{yvr} が杭頭発生曲げモーメント M_t 以上であることが必要であり，それを満足している。

なお，鋼管杭のせん断力に対する照査については，道示Ⅳ編 10.9.1 解説に示されているように省略した。

表- 5.5.1 の結果から，橋軸方向はいずれの検討ケースにおいてもレベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 1 を超えないとみなせ，限界状態 3 も超えないとみなせる。

応答値が最も大きかったタイプⅡ地震動（浮力考慮）の検討ケースについて，上部構造及び橋脚躯体に作用させる水平震度と水平変位の関係を図- 5.5.1 に，設計荷重を作用させたときの杭の曲げモーメント図を図- 5.5.2 に示す。なお，図- 5.5.2 では杭の 1 列目（押込み側の最前列）と 2 列目（中央列）・3 列目（引抜き側最後列）の曲げモーメント分布を同時に示しているが，曲げモーメントの値が同じであったことから曲げモーメント分布の線が重なっている。これは，本設計計算の杭頭付近の地盤は粘性土であり，水平地盤反力度の上限値に達する杭頭付近は表- 5.3.3 に示したように 1 列目と 2・3 列目は同じ値であることから，1 列目と 2・3 列目の断面力は均等に発生したからである。

杭とフーチングの接合部
Ⅳ編 10.9.1
解説 3)

表- 5.5.1　レベル 2 地震動に対する杭基礎の照査結果（橋軸方向）

(1)　タイプⅠ地震動

			タイプⅠ地震動			
			浮力無視（設計荷重）		浮力考慮（設計荷重）	
			押込み側杭	引抜き側杭	押込み側杭	引抜き側杭
フーチング下面における作用荷重	載荷ステップ	α_i (－)	1.00		1.00	
	水平震度	k_h (－)	0.71		0.71	
	鉛直力	V (kN)	11850		10741	
	水平力	H (kN)	8560		8560	
	モーメント	M (kN・m)	77056		77056	
杭頭反力	鉛直反力（支持力の照査）	P_N (kN)	7671	-5038	7736	-5349
		P_{NU}, P_{TU} (kN)	12672	-7247	12672	-7247
			$P_N < P_{NU}$	－	$P_N < P_{NU}$	－
	水平反力	P_H (kN)	951	951	951	951
	モーメント	M_t (kN・m)	2029	2029	2343	2343
地中部最大曲げモーメント		M_m (kN・m)	-1989	-1989	-2162	-2162
最大曲げモーメント		M_{max} (kN・m)	2029	2029	2343	2343
降伏曲げモーメント（降伏曲げモーメントの照査）		M_y (kN・m)	2760	2760	2790	2790
			$M_{max} < M_y$	$M_{max} < M_y$	$M_{max} < M_y$	$M_{max} < M_y$
基礎の降伏の判定		－	基礎は降伏していない OK		基礎は降伏していない OK	
杭頭曲げモーメント		M_t (kN・m)	2029	2029	2343	2343
仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント		M_{yvr} (kN・m)	3105	3105	3105	3105
杭とフーチングの接合部の照査		－	$M_t < M_{yvr}$	$M_t < M_{yvr}$	$M_t < M_{yvr}$	$M_t < M_{yvr}$

(2)　タイプⅡ地震動

			タイプⅡ地震動			
			浮力無視（設計荷重）		浮力考慮（設計荷重）	
			押込み側杭	引抜き側杭	押込み側杭	引抜き側杭
フーチング下面における作用荷重	載荷ステップ	α_i (－)	1.00		1.00	
	水平震度	k_h (－)	0.71		0.71	
	鉛直力	V (kN)	11850		10741	
	水平力	H (kN)	9114		9114	
	モーメント	M (kN・m)	77666		77666	
杭頭反力	鉛直反力（支持力の照査）	P_N (kN)	7880	-5246	7957	-5570
		P_{NU}, P_{TU} (kN)	12672	-7247	12672	-7247
			$P_N < P_{NU}$	－	$P_N < P_{NU}$	－
	水平反力	P_H (kN)	1013	1013	1013	1013
	モーメント	M_t (kN・m)	2309	2309	2643	2643
地中部最大曲げモーメント		M_m (kN・m)	-2134	-2134	-2313	-2313
最大曲げモーメント		M_{max} (kN・m)	2309	2309	2643	2643
降伏曲げモーメント（降伏曲げモーメントの照査）		M_y (kN・m)	2760	2760	2790	2790
			$M_{max} < M_y$	$M_{max} < M_y$	$M_{max} < M_y$	$M_{max} < M_y$
基礎の降伏の判定		－	基礎は降伏していない OK		基礎は降伏していない OK	
杭頭曲げモーメント		M_t (kN・m)	2309	2309	2643	2643
仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント		M_{yvr} (kN・m)	3105	3105	3105	3105
杭とフーチングの接合部の照査		－	$M_t < M_{yvr}$	$M_t < M_{yvr}$	$M_t < M_{yvr}$	$M_t < M_{yvr}$

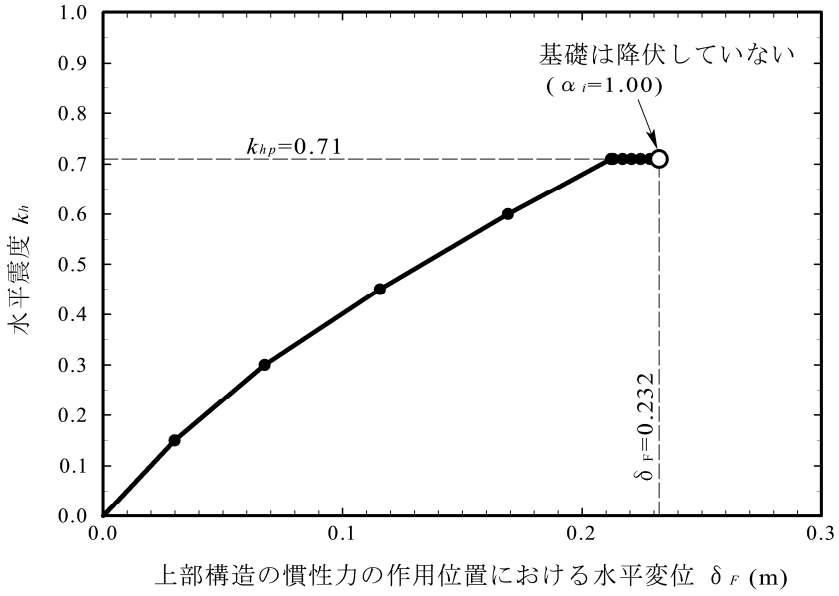


図- 5.5.1　上部構造及び橋脚躯体に作用させる水平震度と水平変位の関係
［橋軸方向：タイプⅡ地震動（浮力考慮）］

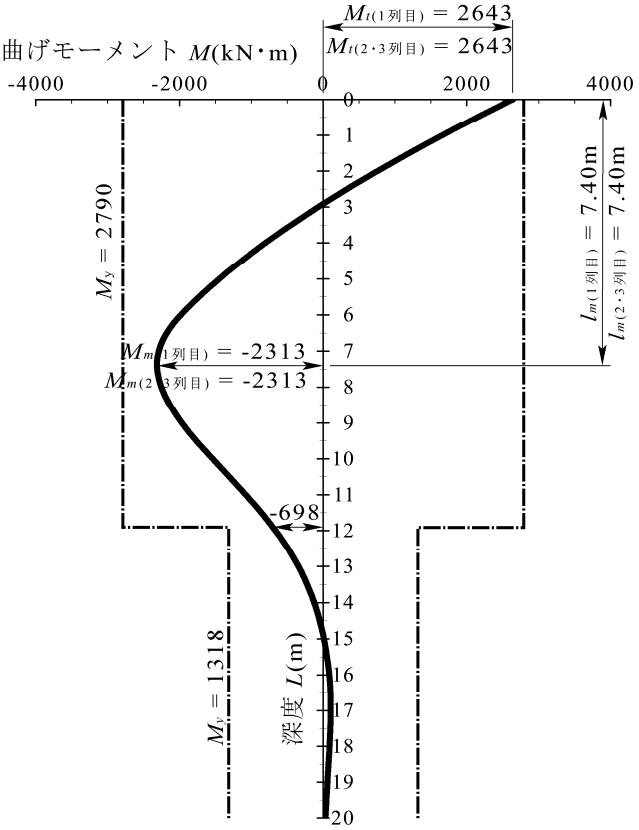


図- 5.5.2　設計荷重を作用させたときの曲げモーメント図
（1 列目と 2・3 列目）
［橋軸方向：タイプⅡ地震動（浮力考慮）］

(2) 橋軸直角方向 レベル２地震動に対する橋軸直角方向の照査結果を表- 5.5.2 に示す。表- 5.4.1 に示した基礎の設計水平震度に相当する慣性力を作用させたときに，タイプⅠ地震動（浮力無視）の検討ケースについては杭基礎の降伏の目安に達していない。また，仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメントは杭頭発生曲げモーメント以上である。したがって，タイプⅠ地震動（浮力無視）の検討ケースについては，レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 1 を超えないとみなせ，限界状態 3 も超えないとみなせる。 一方，タイプⅠ地震動（浮力考慮）及びタイプⅡ地震動の検討ケースについては，基礎の設計水平震度 k_{hp} に達する前に全ての杭において杭体が塑性化した。したがって，5.4.3(2)で述べた検討を踏まえた上で，基礎の塑性化を期待した設計を行った。 その結果，杭基礎の降伏水平震度 k_{hyF} は道示Ⅴ編式(10.4.3)に規定される基礎の塑性化が生じる状況を考慮して低減された橋脚基礎の設計水平震度 k_{hF}（$=c_D \cdot k_{h0}$）を上回っている。この状況では，基礎に降伏が生じる程度の地震動の作用を受けるものの，基礎本体あるいは基礎周辺地盤に塑性化に至るような大きな変形が生じることにより減衰効果が大きくなり，フーチング，橋脚，上部構造への地震動の作用はそれ以上に大きくならず，基礎の損傷も大きくは進展しないと判断できる。したがって基礎の応答は弾性範囲あるいは基礎の降伏状態程度に留まるものと考えられ，応答塑性率 μ_{Fr} は「-」で表現し，応答塑性率の制限値の目安 4 以下を満足していると判断した。また，杭基礎の降伏震度 k_{hyF} のときの応答変位（フーチング回転角）は制限値 0.02rad を満足している。 基礎に塑性化を期待した場合における杭とフーチングの接合部は，表- 5.3.5 に示した仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント M_{yyr} が杭体の降伏曲げモーメント M_y 以上であることが必要であり，それを満足している。 以上から，橋軸直角方向のタイプⅠ地震動（浮力考慮）及びタイプⅡ地震動の検討ケースについては，レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 2 を超えないとみなせ，限界状態 3 も超えないとみなせる。 基礎の降伏震度 k_{hyF} が最も小さかったタイプⅡ地震動（浮力考慮）について，上部構造及び橋脚躯体に作用させる水平震度と水平変位の関係を図- 5.5.3 に，基礎の降伏に達したときの杭の曲げモーメント図を図- 5.5.4 に示す。 なお，図- 5.5.4 基礎の降伏に達したときの曲げモーメント図に示すように，鋼管杭の断面変化位置は,断面変化後の第 2 断面で杭体が塑性化しないように配慮した。	基礎の塑性化を期待する場合の設計水平震度 k_{hF} Ⅴ編 10.4 式(10.4.3) 「道路橋の耐震設計に関する資料」平成 9 年 3 月

表- 5.5.2　レベル 2 地震動に対する杭基礎の照査結果（橋軸直角方向））
(1)　タイプⅠ地震動

			タイプⅠ地震動			
			浮力無視（設計荷重）		浮力考慮（基礎が降伏したとき）	
			押込み側杭	引抜き側杭	押込み側杭	引抜き側杭
フーチング下面における作用荷重	載荷ステップ	α_i (－)	1.00		0.97	
	水平震度	k_h (－)	1.20		1.17	
	鉛直力	V (kN)	11850		10741	
	水平力	H (kN)	9922		9668	
	モーメント	M (kN・m)	99280		96740	
杭頭反力	鉛直反力（支持力の照査）	P_N (kN)	9462	-6829	9317	-6930
		P_{NU}, P_{TU} (kN)	12672	-7247	12672	-7247
			$P_N < P_{NU}$	－	$P_N < P_{NU}$	－
	水平反力	P_H (kN)	1102	1102	1074	1074
	モーメント	M_t (kN・m)	2545	2545	2790	2790
地中部最大曲げモーメント		M_m (kN・m)	-2533	-2533	-2626	-2626
最大曲げモーメント		M_{max} (kN・m)	2545	2545	2790	2790
降伏曲げモーメント（降伏曲げモーメントの照査）		M_y (kN・m)	2760	2760	2790	2790
			$M_{max} < M_y$	$M_{max} < M_y$	$M_{max} \geqq M_y$	$M_{max} \geqq M_y$
基礎の降伏の判定		－	基礎は降伏していない OK		基礎は降伏する	
基礎の降伏震度		k_{hyF} (－)	－		1.17	
基礎の塑性化を期待する場合の基礎の設計水平震度		c_D (－)	－		2/3	
		$c_{2z}k_{hc0}$ (－)	－		1.20	
		k_{hF} (－)	－		0.80	
基礎の変位	応答塑性率	μ_{Fr} (－)	－		－ ≦ 4 OK	
	フーチングの回転角	α_{F0} (rad)	－		0.0131 ≦ 0.02 OK	
杭頭曲げモーメント		M_t (kN・m)	2545	2545	－	－
杭体の降伏曲げモーメント		M_y (kN・m)	－	－	2790	2790
仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント		M_{yvr} (kN・m)	3105	3105	3105	3105
杭とフーチングの接合部の照査		－	$M_t < M_{yvr}$	$M_t < M_{yvr}$	$M_y < M_{yvr}$	$M_y < M_{yvr}$

(2) タイプⅡ地震動

			タイプⅡ地震動			
			浮力無視（基礎が降伏したとき）		浮力考慮（基礎が降伏したとき）	
			押込み側杭	引抜き側杭	押込み側杭	引抜き側杭
フーチング下面における作用荷重	載荷ステップ	α_i (−)	0.816		0.760	
	水平震度	k_h (−)	1.22		1.14	
	鉛直力	V (kN)	11850		10741	
	水平力	H (kN)	10343		9634	
	モーメント	M (kN・m)	101484		94528	
杭頭反力	鉛直反力（支持力の照査）	P_N (kN)	9739	−7105	9169	−6783
		P_{NU}, P_{TU} (kN)	12672	−7247	12672	−7247
			$P_N < P_{NU}$	−	$P_N < P_{NU}$	−
	水平反力	P_H (kN)	1149	1149	1070	1070
	モーメント	M_t (kN・m)	2760	2760	2790	2790
地中部最大曲げモーメント		M_m (kN・m)	2659	2659	2597	2597
最大曲げモーメント		M_{max} (kN・m)	2760	2760	2790	2790
降伏曲げモーメント（降伏曲げモーメントの照査）		M_y (kN・m)	2760	2760	2790	2790
			$M_{max} \geqq M_y$	$M_{max} \geqq M_y$	$M_{max} \geqq M_y$	$M_{max} \geqq M_y$
基礎の降伏の判定		−	基礎は降伏する		基礎は降伏する	
基礎の降伏震度		k_{hyF} (−)	1.22		1.14	
基礎の塑性化を期待する場合の基礎の設計水平震度		c_D (−)	2/3		2/3	
		$c_{2z}k_{hc0}$ (−)	1.50		1.50	
		k_{hF} (−)	1.00		1.00	
基礎の変位	応答塑性率	μ_{Fr} (−)	− ≦ 4 OK		− ≦ 4 OK	
	フーチングの回転角	α_{F0} (rad)	0.0136 ≦ 0.02 OK		0.0128 ≦ 0.02 OK	
杭体の降伏曲げモーメント		M_y (kN・m)	2760	2760	2790	2790
仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント		M_{yvr} (kN・m)	3105	3105	3105	3105
杭とフーチングの接合部の照査		−	$M_y < M_{yvr}$	$M_y < M_{yvr}$	$M_y < M_{yvr}$	$M_y < M_{yvr}$

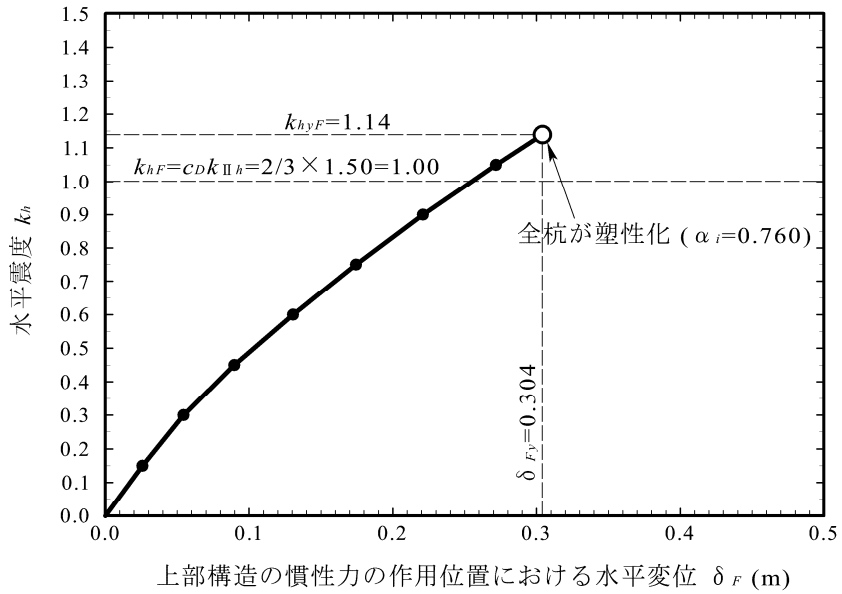


図- 5.5.3 上部構造及び橋脚躯体に作用させる水平震度と水平変位の関係
［橋軸直角方向：タイプⅡ地震動（浮力考慮）］

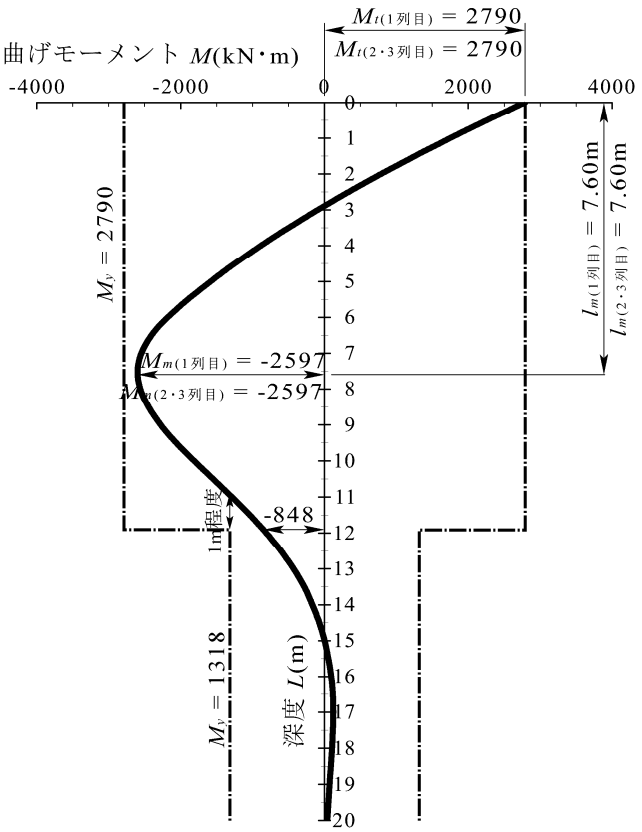


図- 5.5.4　基礎の降伏に達したときの曲げモーメント図
（１列目と２・３列目）
［橋軸直角方向：タイプⅡ地震動（浮力考慮）］

6. 杭とフーチングの接合部の設計（レベル 2 地震動を考慮しない設計状況）

杭とフーチングの接合部は，道示Ⅳ編 10.8.7(3)に規定されるように，剛体とみなせるフーチングの厚さの確保，最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離の確保，及び中詰め補強鉄筋により十分に結合する必要がある。また，杭が限界状態 3 に達したときの断面力も含めて，部材相互の断面力を確実に伝達できる構造としなければならない。

杭とフーチングの接合部
Ⅳ編 10.8.7

6.1 フーチングの剛体判定と杭配置

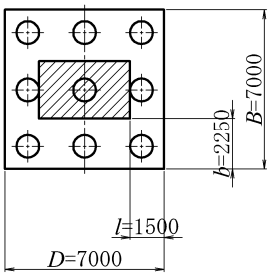
(1) フーチングの剛体判定

フーチングの厚さは，道示Ⅳ編 7.7.2 に規定される剛体とみなせる厚さを確保しなければならない。表-6.1.1 に示すように道示Ⅳ編式(解 7.7.3)の $\beta\lambda$ が 1.0 以下であることからフーチングは剛体であることを確認した。

剛体判定
Ⅳ編 7.7.2
式(解 7.7.3)～
式(解 7.7.5)

表- 6.1.1　フーチングの剛体判定

杭の軸方向ばね定数	K_V (kN/m)	248391
フーチングの幅	D (m)	7.00
フーチングの奥行き	B (m)	7.00
杭の列数	n (－)	3
杭の行数	m (－)	3
フーチングのヤング係数	E (kN/m^2)	2.80×10^7
フーチングの厚さ	h (m)	2.20
橋軸方向の突出長	l (m)	1.50
橋軸直角方向の突出長	b (m)	2.25
フーチングの換算突出長	λ (m)	2.25
換算地盤反力係数 $k_p = K_V \dfrac{nm}{DB}$	k_p (kN/m^3)	45623
$\beta = \sqrt[4]{\dfrac{3k_p}{Eh^3}}$	β (m^{-1})	0.146
剛体の判定($\beta\lambda \leqq 1$)	$\beta\lambda$ (－)	0.329



(2) 最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離

杭の配置としては，図- 3.1.1 に示したように最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離を杭径以上確保した。

6.2 杭とフーチングの接合部の設計

6.2.1 杭とフーチングの接合部の設計の照査項目

杭とフーチングの接合方法は，フーチング内の杭の埋込み長を最小限度の 100mm に留め，中詰め補強鉄筋により杭頭部に作用する軸力及び曲げモーメントに抵抗するものとする。

Ⅳ編 10.8.7(3)

鋼管杭の場合には，6.2.2 に示す構造細目を前提として，フーチング内部に鉄筋コンクリート断面を仮定し（仮想鉄筋コンクリート断面），杭頭接合部において，道示Ⅳ編 5 章並びに道示Ⅲ編 5.5 及び 5.7 に規定されている限界状態 1 及び限界状態 3 に対する耐荷性能を照査するとともに，道示Ⅳ編 6.3 に規定されている疲労に対する照査も行う。ただし，疲労に対する照査のうち，コンクリートの圧縮応力度については照査を省略してよい。この際，仮想鉄筋コンクリート断面の図心は杭断面図心と一致するとし，仮想鉄筋コンクリート断面の直径（有効径）は杭径 D に $0.25D+100$m(ただし，最大 400mm)を加えた径とする。

杭とフーチングの接合部における耐荷性能の照査に関する主な照査項目を表-6.2.1 に，耐久性に関する主な照査項目を表- 6.2.2 に示す。

表- 6.2.1　杭とフーチングの接合部の耐荷性能に関する主な照査項目（仮想鉄筋コンクリート断面）

限界状態 ＼ 状況	【部材の限界状態 1】 部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態	【部材の限界状態 3】 これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態
永続作用支配状況及び変動作用支配状況	・曲げモーメント $M_d \leqq M_{yd} = \xi_1 \Phi_y M_{yc}$　・・・道示Ⅲ編 5.5.1(3) ・せん断力 照査不要	・軸力と曲げモーメント $M_d \leqq M_{ud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_u M_{uc}$ ・・・道示Ⅲ編 5.7.1(3),Ⅲ編 5.8.1(3) ・せん断力 照査不要

鉄筋コンクリート部材の耐荷性能
Ⅲ編 5.5.1
Ⅲ編 5.7.1
Ⅲ編 5.8.1

表- 6.2.2　杭とフーチングの接合部の耐久性能に関する主な照査項目（仮想鉄筋コンクリート断面）

照査項目 ＼ 作用	疲労に対する耐久性能の確保　1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
軸力又は曲げモーメント	中詰め補強鉄筋の引張応力度 $\sigma_s \leqq$ 鉄筋の引張応力度の制限値 ・・・ Ⅳ編 6.3(2) コンクリートの圧縮応力度の照査は省略
せん断力	照査不要

Ⅳ編 6.3(2)
Ⅳ編表-6.3.1
Ⅳ編 10.8.7(3)
解説

6.2.2　杭とフーチングの接合部における構造細目

鋼管杭の接合方法に関する構造細目を以下に示す。この構造細目に従った鋼管杭の接合部と仮想鉄筋コンクリート断面と概要を図- 6.2.1 に示す。なお，鉄筋の長さの丸め方などはあくまでも一例である。

構造細目
Ⅳ編 10.8.7(3)

- 鉄筋のフーチング内への定着長は，フーチング下面主鉄筋の中心から $L_{s1} \geqq L_{0f} + 10\phi$（$\phi$ は補強鉄筋の直径）を確保する（図- 6.2.1 では $L_{s1} = 1610$mm）。L_{0f} はフーチングコンクリートの付着応力度等を用いて道示Ⅲ編式(5.2.1)から算定される定着長である。

Ⅲ編 5.2.7
式(5.2.1)

- 鋼管杭の杭体内への定着長は，フーチング内の定着長と同様に $L_{s2} \geqq L_{0p} + 10\phi$ を確保する（図- 6.2.1 では $L_{s2} = 1610$mm）。
- 杭体内のずれ止めは道示Ⅳ編表-解 10.8.1 に示す肉厚（図- 6.2.1 では 12mm）で 2 段取り付けることを標準とする。ずれ止めの幅は肉厚の 2 倍以上とする。なお，ずれ止めの現場溶接は施工性を考慮してずれ止め上面の全周すみ肉溶接とする。

ずれ止めの肉厚
Ⅳ編
表-解 10.8.1

- ずれ止めと鉄筋のあきは一般に 15mm 以上（図- 6.2.1 では 23mm），杭と鉄筋のあきは鉄筋径以上（図- 6.2.1 では 35mm）とする。
- 鋼管杭の杭頭部の補強は，施工品質の確保が可能な中詰め補強鉄筋を用いた鉄筋かご方式による。施工品質の確保が困難な溶接による補強は用いないこととし，SD345 の中詰め補強鉄筋では耐荷性能を満足する配置が困難な場合には SD390 や SD490 を用いる。ただし，この場合には道示Ⅲ1.4 解説に示されているようにコンクリートの設計基準強度を 30N/mm^2 とする。

コンクリート
Ⅲ編 1.4 解説

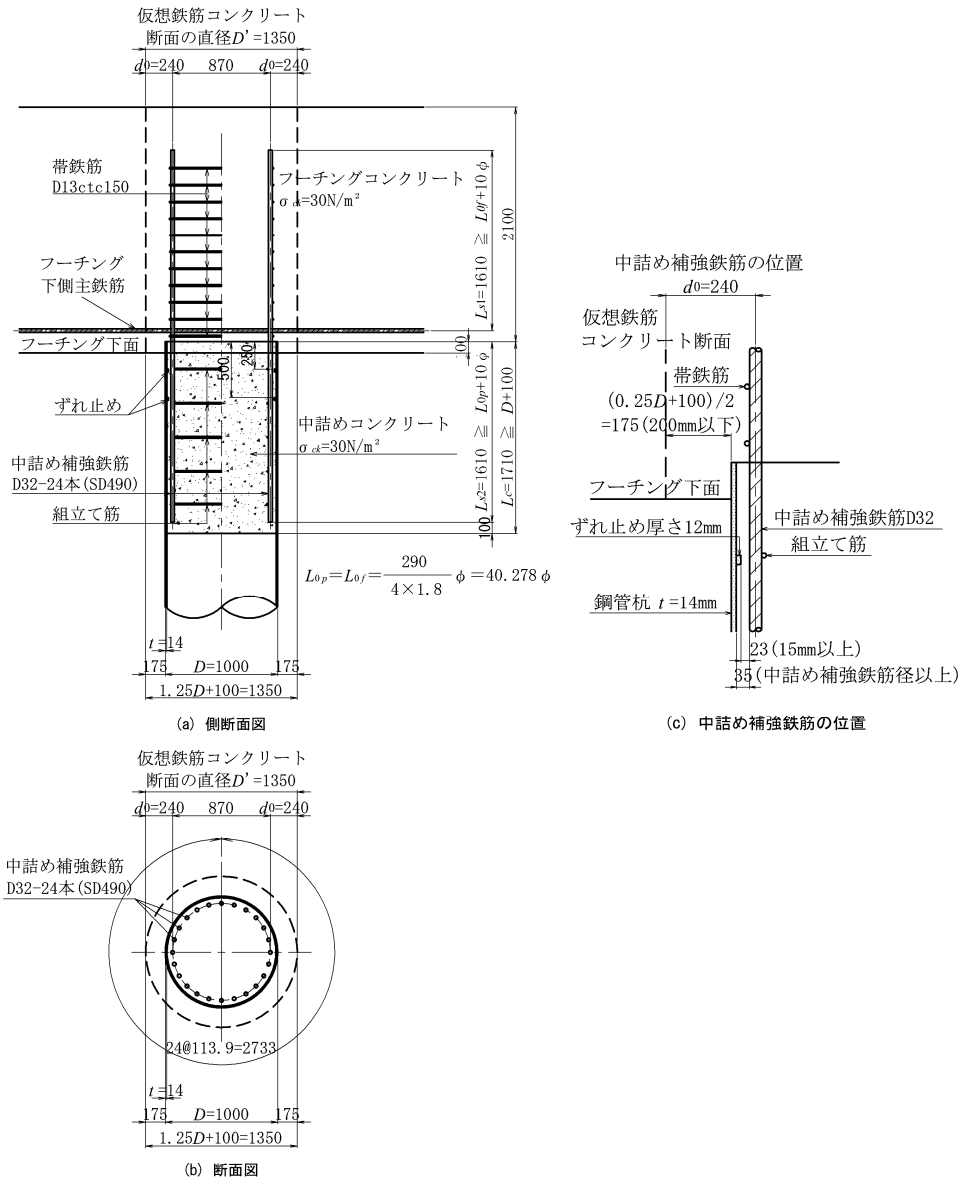


図- 6.2.1　鋼管杭の接合部と仮想鉄筋コンクリート断面

6.2.3　杭とフーチングの接合部における耐荷性能の照査

永続作用支配状況及び変動作用支配状況において杭頭部に作用する軸力と曲げモーメントに対して道示Ⅲ編 5.5 及び 5.7 に規定される耐荷性能の照査を行う。

限界状態 1 に対する照査結果を表- 6.2.3 に，限界状態 3 に対する照査結果を表- 6.2.4 に示す。

本設計計算例においては，鋼管杭の第 1 断面に必要な板厚は 5 章に示すレベル 2 地震動を考慮する設計状況における設計で決まっており，中詰め補強鉄筋も鋼管杭の板厚に応じて鉄筋量が決まっている。したがって，永続作用支配状況及び変動作用支配状況においては限界状態 1 及び限界状態 3 に対して大きな余裕を有しており，いずれも照査を満足する。

曲げモーメントの制限値
Ⅲ編 5.5.1
Ⅲ編 5.7.1
Ⅲ編 5.8.1

表- 6.2.3　仮想鉄筋コンクリート断面における曲げモーメントに対する耐荷性能の照査（限界状態 1）

調査・解析係数
抵抗係数
Ⅲ章表-5.5.1

(a)　橋軸方向

			軸力 N (kN)		杭頭曲げモーメント M_t (kN・m)	限界状態1に対する照査							
						調査・解析係数 ξ_1	抵抗係数 Φ_y	軸力最大			軸力最小		
			最大	最小				降伏曲げモーメント M_{yc} (kN・m)	制限値 M_{yd} (kN・m)	照査	降伏曲げモーメント M_{yc} (kN・m)	制限値 M_{yd} (kN・m)	照査
永続作用支配状況①		D+TF(D)	1333	1333	0	0.90	0.85	3604	2757	OK	3604	2757	OK
		D+TF(U)+U	1177	1177	0	0.90	0.85	3547	2713	OK	3547	2713	OK
変動作用支配状況	②	D+L+TF(D)	1639	1639	0	0.90	0.85	3714	2841	OK	3714	2841	OK
		D＋L+TF(U)+U	1482	1482	0	0.90	0.85	3658	2798	OK	3658	2798	OK
	③	D+TH+TF(D)	1978	689	70	0.90	0.85	3835	2934	OK	3366	2575	OK
		D+TH+TF(U)+U	1821	532	70	0.90	0.85	3779	2891	OK	3308	2530	OK
	⑤	D+L+TH+TF(D)	2107	1140	52	0.90	0.85	3880	2969	OK	3533	2703	OK
		D+L+TH+TF(U)+U	1950	984	52	0.90	0.85	3825	2926	OK	3476	2659	OK
	⑨	D+TH+EQ+TF(D)	2811	−144	129	0.90	0.85	4124	3155	OK	3050	2333	OK
		D+TH+EQ+TF(U)+U	2654	−301	129	0.90	0.85	4070	3114	OK	2989	2287	OK
変動作用支配状況⑩		D+EQ+TF(D)	3806	−1139	458	0.90	1.00	4454	4009	OK	2658	2392	OK
		D+EQ+TF(U)+U	3649	−1295	458	0.90	1.00	4403	3963	OK	2595	2336	OK

(b)　橋軸直角方向

			軸力 N (kN)		杭頭曲げモーメント M_t (kN・m)	限界状態1に対する照査							
						調査・解析係数 ξ_1	抵抗係数 Φ_y	軸力最大			軸力最小		
			最大	最小				降伏曲げモーメント M_{yc} (kN・m)	制限値 M_{yd} (kN・m)	照査	降伏曲げモーメント M_{yc} (kN・m)	制限値 M_{yd} (kN・m)	照査
永続作用支配状況①		D+TF(D)	1333	1333	0	0.90	0.85	3604	2757	OK	3604	2757	OK
		D+TF(U)+U	1177	1177	0	0.90	0.85	3547	2713	OK	3547	2713	OK
変動作用支配状況	②	D+L+TF(D)	1639	1639	0	0.90	0.85	3714	2841	OK	3714	2841	OK
		D+L+TF(U)+U	1482	1482	0	0.90	0.85	3658	2798	OK	3658	2798	OK
	⑥	D+L+WS+WL+TF(D)	2058	1189	26	0.90	0.85	3863	2955	OK	3551	2717	OK
		D+L+WS+WL+TF(U)+U	1902	1032	26	0.90	0.85	3808	2913	OK	3494	2673	OK
	⑧	D+WS+TF(D)	2006	661	50	0.90	0.85	3845	2941	OK	3356	2567	OK
		D+WS+TF(U)+U	1850	504	50	0.90	0.85	3789	2899	OK	3297	2522	OK
	⑨	D+TH+EQ+TF(D)	2266	401	93	0.90	0.85	3936	3011	OK	3258	2492	OK
		D+TH+EQ+TF(U)+U	2109	245	93	0.90	0.85	3881	2969	OK	3199	2447	OK
変動作用支配状況⑩		D+EQ+TF(D)	3260	−593	288	0.90	1.00	4275	3848	OK	2875	2587	OK
		D+EQ+TF(U)+U	3103	−749	288	0.90	1.00	4223	3800	OK	2813	2532	OK

表- 6.2.4　仮想鉄筋コンクリート断面における曲げモーメントに対する耐荷性能の照査（限界状態 3）

調査・解析係数
部材・構造係数
抵抗係数

(a)　橋軸方向

			軸力 N (kN)		杭頭曲げモーメント M_t (kN・m)	限界状態3に対する照査								
									軸力最大			軸力最小		
			最大	最小		調査・解析係数 ξ_1	部材・構造係数 ξ_2	抵抗係数 Φ_u	破壊抵抗曲げモーメント M_{uc} (kN・m)	制限値 M_{ud} (kN・m)	照査	破壊抵抗曲げモーメント M_{uc} (kN・m)	制限値 M_{ud} (kN・m)	照査
永続作用支配状況①		D+TF(D)	1333	1333	0	0.90	0.90	0.80	4589	2973	OK	4589	2973	OK
		D+TF(U)+U	1177	1177	0	0.90	0.90	0.80	4540	2942	OK	4540	2942	OK
変動作用支配状況	②	D+L+TF(D)	1639	1639	0	0.90	0.90	0.80	4683	3034	OK	4683	3034	OK
		D＋L+TF(U)+U	1482	1482	0	0.90	0.90	0.80	4635	3003	OK	4635	3003	OK
	③	D+TH+TF(D)	1978	689	70	0.90	0.90	0.80	4784	3100	OK	4384	2841	OK
		D+TH+TF(U)+U	1821	532	70	0.90	0.90	0.80	4738	3070	OK	4333	2808	OK
	⑤	D+L+TH+TF(D)	2107	1140	52	0.90	0.90	0.80	4823	3125	OK	4528	2934	OK
		D+L+TH+TF(U)+U	1950	984	52	0.90	0.90	0.80	4776	3095	OK	4479	2902	OK
	⑨	D+TH+EQ+TF(D)	2811	−144	129	0.90	0.90	0.80	5025	3256	OK	4107	2662	OK
		D+TH+EQ+TF(U)+U	2654	−301	129	0.90	0.90	0.80	4981	3228	OK	4054	2627	OK
変動作用支配状況⑩		D+EQ+TF(D)	3806	−1139	458	0.90	0.90	1.00	5293	4287	OK	3759	3044	OK
		D+EQ+TF(U)+U	3649	−1295	458	0.90	0.90	1.00	5252	4254	OK	3702	2999	OK

(b)　橋軸直角方向

			軸力 N (kN)		杭頭曲げモーメント M_t (kN・m)	限界状態3に対する照査								
									軸力最大			軸力最小		
			最大	最小		調査・解析係数 ξ_1	部材・構造係数 ξ_2	抵抗係数 Φ_u	破壊抵抗曲げモーメント M_{uc} (kN・m)	制限値 M_{ud} (kN・m)	照査	破壊抵抗曲げモーメント M_{uc} (kN・m)	制限値 M_{ud} (kN・m)	照査
永続作用支配状況①		D+TF(D)	1333	1333	0	0.90	0.90	0.80	4589	2973	OK	4589	2973	OK
		D+TF(U)+U	1177	1177	0	0.90	0.90	0.80	4540	2942	OK	4540	2942	OK
変動作用支配状況	②	D+L+TF(D)	1639	1639	0	0.90	0.90	0.80	4683	3034	OK	4683	3034	OK
		D+L+TF(U)+U	1482	1482	0	0.90	0.90	0.80	4635	3003	OK	4635	3003	OK
	⑥	D+L+WS+WL+TF(D)	2058	1189	26	0.90	0.90	0.80	4808	3116	OK	4544	2944	OK
		D+L+WS+WL+TF(U)+U	1902	1032	26	0.90	0.90	0.80	4762	3086	OK	4494	2912	OK
	⑧	D+WS+TF(D)	2006	661	50	0.90	0.90	0.80	4793	3106	OK	4375	2835	OK
		D+WS+TF(U)+U	1850	504	50	0.90	0.90	0.80	4746	3076	OK	4324	2802	OK
	⑨	D+TH+EQ+TF(D)	2266	401	93	0.90	0.90	0.80	4869	3155	OK	4290	2780	OK
		D+TH+EQ+TF(U)+U	2109	245	93	0.90	0.90	0.80	4823	3126	OK	4238	2746	OK
変動作用支配状況⑩		D+EQ+TF(D)	3260	−593	288	0.90	0.90	1.00	5148	4170	OK	3952	3201	OK
		D+EQ+TF(U)+U	3103	−749	288	0.90	0.90	1.00	5106	4136	OK	3897	3157	OK

6.2.4　杭とフーチングの接合部における耐久性能の照査

(1)　杭とフーチングの接合部における疲労に対する照査

2.2.3(2)1)で述べたように，杭とフーチングの接合部においては仮想鉄筋コンクリート断面について道示Ⅲ編 6.3 及び道示Ⅳ編 6.3 に規定される疲労に対する照査を行う。

疲労に対する照査
Ⅳ編 6.3(2)
Ⅲ編 6.3.2

疲労に対する照査に用いる杭頭の軸力と曲げモーメントは 3.6.5 で述べたように表- 4.3.1 で示した[D+L+(U)(基礎の変位)]の値を準用する。

表-6.2.5 に仮想鉄筋コンクリート断面に対する鉄筋の引張応力度の照査結果を示す。杭とフーチングの接合部は地下水位以下であることから，鉄筋の引張応力度の制限値はⅣ編表-6.3.1 の値を用いる。

表- 6.2.5 に示すように，疲労に対する照査に用いる作用の組合せでは杭頭部には鉄筋の引張応力度が発生していないので，疲労に対する照査を満足する。なお，コンクリートの圧縮応力度の照査は道示Ⅳ編 10.8.7(3)解説に従って省略した。

Ⅳ編 10.8.7(3)
解説

表- 6.2.5　仮想鉄筋コンクリート断面の疲労に対する照査

			D+L (疲労照査)	D+L+U (疲労照査)
コンクリートの設計基準強度		σ_{ck} (N/mm^2)	30	
鉄筋の種類		－	SD490	
鋼管杭の直径		D (m)	1.000	
仮想鉄筋コンクリート断面の直径		D' (m)	1.350	
仮想鉄筋コンクリート断面から軸方向鉄筋中心までの距離		d_0 (m)	0.240	
軸方向鉄筋量		A_s (mm^2)	D32-24本	19060.8
作用軸力		N (kN)	1498	1381
杭頭曲げモーメント		M_t (kN・m)	0	0
コンクリートの圧縮応力度		σ_c (N/mm^2)	0.9	0.8
鉄筋の引張応力度の照査	鉄筋の引張応力度	σ_s (N/mm^2)	0	0
	引張応力度の制限値	σ_d (N/mm^2)	160	160

応力度算出
Ⅲ編 5.4.1

引張応力度の制限値(地下水位以下の部材)
Ⅳ編表- 6.3.1

(2) 中詰め補強鉄筋の腐食

2.2.3(2)2)で述べたように，杭とフーチングの接合部における中詰め補強鉄筋は，最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離を杭径以上確保することで十分大きなかぶりが確保されていること，及び土中部材であり道示Ⅲ編 6.2.2 2)に規定されている気中の部材ではないことから，中詰め補強鉄筋の腐食に対する耐久性は確保されいるとみなす。

（参考文献・資料）

・道路橋示方書・同解説　Ⅰ編～Ⅴ編，公益社団法人　日本道路協会，平成 29 年 11 月．
・平成 29 年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例，公益社団法人　日本道路協会，平成 30 年 6 月．
・道路橋の耐震設計に関する資料，社団法人　日本道路協会，平成 9 年 3 月．
・道路橋示方書・同解説　Ⅴ耐震設計編に関する参考資料，公益社団法人　日本道路協会，平成 27 年 3 月．
・杭基礎設計便覧，公益社団法人　日本道路協会，平成 27 年 3 月．
・道路橋示方書の改定概要，白戸真大，橋梁と基礎 2018-3，平成 30 年 3 月．
・道路橋示方書における部分係数法と信頼性設計～第 4 回　調査と部分係数～，七澤利明，白戸真大，土木技術資料 60-7，平成 30 年 7 月．
・杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度に関する研究，七澤利明他，土木研究所資料第 4374 号，平成 30 年 3 月．
・道路橋の設計状況設定法に関する研究，白戸真大他，国土技術政策総合研究所資料第 1031 号，平成 30 年 4 月．
・鋼管杭・鋼管矢板の設計におけるポイントと設計計算例，黒澤辰昭，鈴木友之，基礎工 2018.4，平成 30 年 4 月．

※本資料は，現時点での技術的な知見などを参考にして弊協会独自に解釈や意見などを取りまとめたものです。本資料に記載された内容の評価判断等は、資料の利用者に委ねられるものであり、資料を参照したことにより生じた結果について弊協会は一切の責を負いません。
※本資料の複製、本資料からの引用・転載にあたっては本協会からの許諾を得てください。

平成 29 年道路橋示方書に基づく
鋼管杭による橋脚基礎の設計計算例

平成 30 年 9 月　初版発行

編集・発行　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

〒103-0025　東京都中央区日本橋茅場町 3－2－10
鉄鋼会館6階
TEL　03（3669）2437（代表）
URL　http://www.jaspp.com/