

第 18 章 頭首工基礎の種類と設計

頭首工の基礎は、堰柱、堰体等の上部荷重を安全に支持する構造となるように、基礎地盤の状況等を考慮して適切な工法を選定する必要がある。

ここでは、一般的な頭首工で用いられることの比較的多い基礎工の種類を紹介するとともに、その設計の要点について解説する。

18.1 頭首工基礎の機能

頭首工の基礎は、堰柱、堰体等の上部荷重を安全に下部の基岩又は十分な地耐力を有する地盤に伝達する通常の基礎工としての役割のほか、堰体の下部を堰の上下流の水位差により浸透して流れる地下水を遮断したり、必要な浸透路長を確保して砂礫層のパイピングを防止する止水壁や、流水により堰体の上下流の河床に発生する洗掘作用が、堰体下部に及ぶのを抑制する阻壁としての目的を兼ね備えるように設計する場合が多い。

したがって、頭首工の基礎の設計施工に際しては、その目的を十分に理解して、よく現地に適合し、しかも経済的、かつ、耐久性に富んだ工法を採用するとともに、安全な施工を心がけることが重要である。

頭首工は堅牢な基礎地盤上に建設することが、建設費やその後の維持管理、耐久性等を考慮すると最も望ましいが、沖積地や低平地等の軟弱な地盤上に建設される場合も多い。このような軟弱な地質では杭基礎工法が採用される場合が多いが、軟弱地盤における地震時に液状化する場合の液状化対策や地盤強度定数と杭の水平変位量などの耐震設計上の課題もあり、設計に当たっては、本技術書や参考とする文献等により適切に設計する。

18.2 基礎工法の選定

基礎工法は、施工箇所を、①堰柱の基礎工、②堰体の基礎工、③エプロンの基礎工、④取入口の基礎工、⑤護岸の基礎工等に分類し、それぞれの上部構造の機能を十分に考慮して選定する。

18.2.1 堰柱の基礎工

- (1) 基岩又は安全な支持層が比較的浅い場合で、水替えが容易であれば素掘りして直接基礎とするのが最も確実であり、かつ、経済的である。しかし、水替えが困難か又は、多額の経費を要する場合はケーソン基礎工法又は、杭基礎工法によることが多い。
- (2) 地盤が比較的軟弱で基岩が深い場合、水替えが容易であればフーチング基礎とし、杭基礎を併用する。この際、フーチング周辺を鋼矢板で囲み、中に杭を打つことによって地盤の締固めと堰柱下部の洗掘防止を兼ねることがある。しかし、水替えが困難で、かつ、杭打ちが特に困難となるような場合には、基礎として必要な根入れ深さまでケーソンを沈設する。
- (3) 杭やケーソン基礎に対する耐震設計手法は、本技術書その他によるものとし、重要度区分にしたがって、所定の地震力に対して所要の強度を有し、かつ、上部構造の変位を制限する耐震設計法によるものとする。

堰柱の杭基礎の事例を図-18.2-1 に、直接基礎の事例を図-18.2-2 に示す。

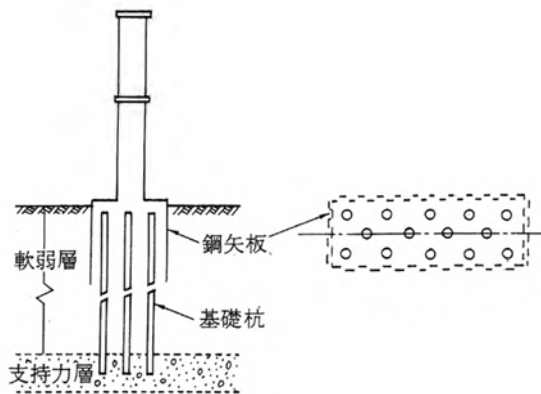


図-18.2-1 杭基礎

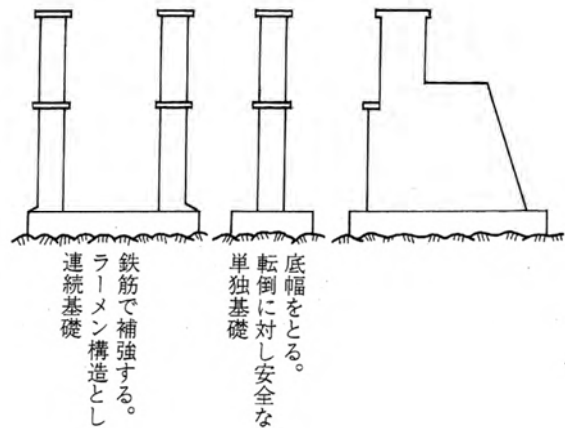


図-18.2-2 直接基礎

18.2.2 堰体の基礎工

(1) フィックスドタイプ (Fixed type) の場合

水替えが困難な場合は、ケーソン基礎を基岩まで沈設して、その上に堰体を設ける。また、プレパクトコンクリートを打設して基礎とすることも行われている。

(2) フローティングタイプ (Floating type) の場合

地盤が小砂利、砂等で杭の打込みが可能であるか又は、表層が軟弱であっても下部に安全な支持層が認められる場合は杭基礎となる。この場合、遮水と洗掘に備えて堰体前面にコンクリート阻壁（うなぎ止め）又は、矢板を施工する。杭や矢板の打込みが不可能な玉石等の河床では、基礎として必要な根入れ長さまでケーソン基礎を施工する。

河川の中流部や上流部の河床は、通常玉石混じりの砂礫であり、特に支持のための基礎を設ける必要のない場合が多いが、途中に粘性土の軟弱層を挟む場合や、玉石や礫を叩いて N 値が過大に出る場合もあり、ボーリング調査結果を注意深く観察するなど、適正な判断を必要とする。固定堰の杭基礎の例を図-18.2-3 に、ケーソン基礎の例を図-18.2-4 に示す。

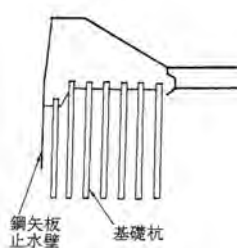


図-18.2-3 固定堰の杭基礎

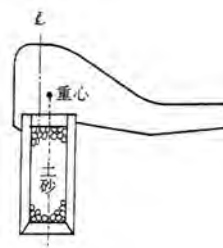


図-18.2-4 固定堰のケーソン基礎

18.2.3 エプロンの基礎工

エプロンは、河床全面に比較的薄いコンクリート盤を造るので、不等沈下と基礎地盤のパイピング作用に備えなければならない。エプロンの基礎工としては特に設ける必要はないが、軟弱な地盤で沈下が予想されるときは、図-18.2-5 のように適当な間隔で格子状の阻壁を設けて地下水の流動を防止するとともに、この阻壁を地中梁とし、スラブを張るという考え方でエプロンを施工すれば

よい。さらに、沈下に対して必要があれば阻壁下部に杭基礎を施工する。なお、エプロンの施工に際し、ゆるんだ地盤（例えば、埋戻しされた状態の地盤）に直ちにコンクリートを打設したり、掘削面に栗石を敷ならべ、その上にエプロンコンクリートを打設するようなことは絶対に避ける。これらのことはむしろ浸透流速を早め、パイピング作用を助長することになるからである。

エプロンの基礎は堰柱、又は堰体よりも荷重的に軽度となり、図-18.2-5 に示すように堰柱や堰体とエプロンの杭基礎設計諸元が異なる場合がある。また、エプロンと堰柱、又は堰体との不同沈下や変位の挙動を検討し、図-18.2-6、-7 に示すように伸縮材を用いたダウエルバー方式継手やコンクリートキー方式継手を適切に設計することが重要である。

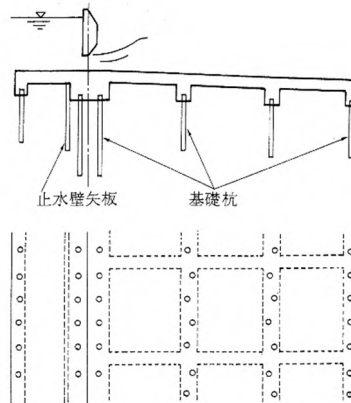


図-18.2-5 エプロン部の杭基礎例

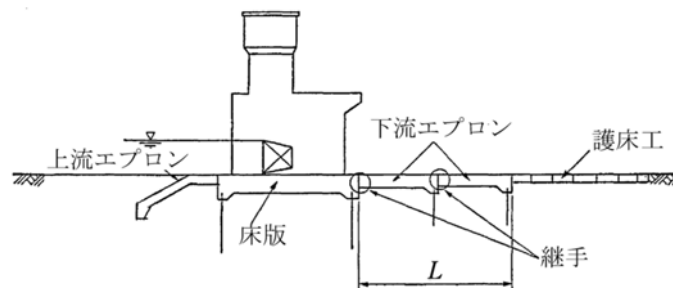


図-18.2-6 頭首工のエプロン

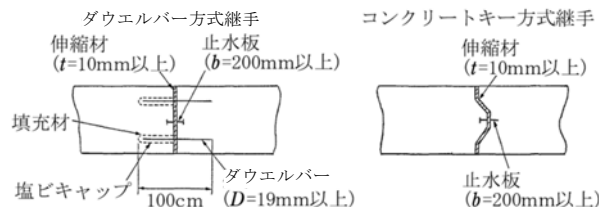


図-18.2-7 エプロンの継手

18.2.4 取入口の基礎工

取水ゲートを備えている場合、このゲートは洪水時には閉鎖されるため、一方的な水圧を受ける。また、取水庭は揚圧力を受ける等比較的狭い部分に種々の力を受けるので、取水口部分の基礎工はできるだけ独立の基礎として設計する。また、取水口に遮水機能を併せ持つ場合には、端部堰柱や

堰体の遮水のための構造物と一体となって、堰上げ時に発生する浸透流に備え得る構造とする。

18.2.5 護岸工の基礎工

護岸は取付け擁壁とその他の護岸に区分されることが多い。

取付け擁壁は、エプロンが施工される範囲に施工され、上下流の取付け擁壁別に下記の目的を持つとともに、必要な遮水機能を併せ備えるとよい。(図-18.2-8 参照)

基礎工としては直接基礎又は、杭基礎が用いられる。

(1) 上流側取付け擁壁

ア 止水壁と一体となって横方向への浸透を軽減する

(2) 下流側取付け擁壁

ア 洪水時に高水敷から低水路に向かう流れによる高水敷の侵食の防止

イ 堰の横方向からの浸透流によるパイピング作用の防止

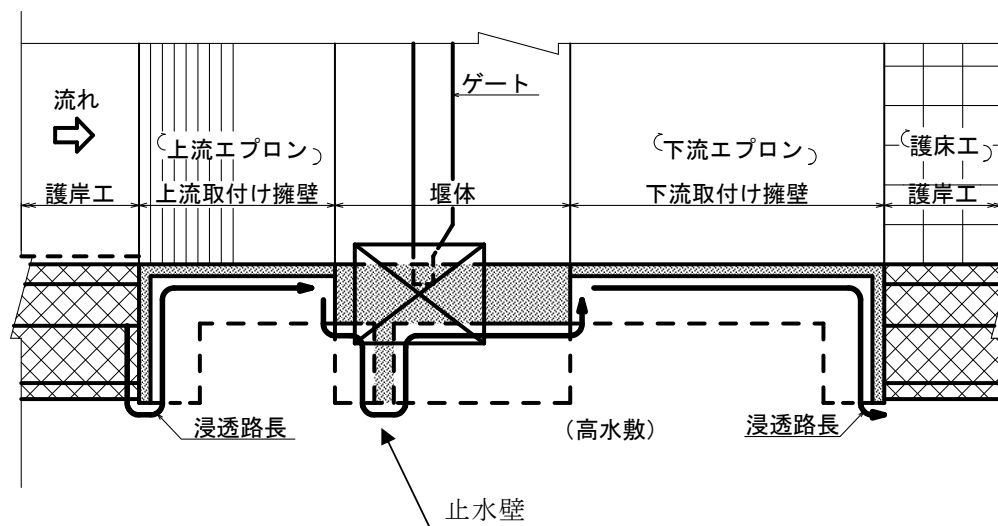


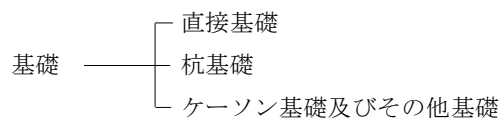
図-18.2-8 上下流取付け擁壁の設計例

18.3 基礎工法の種類と基礎設計の基本

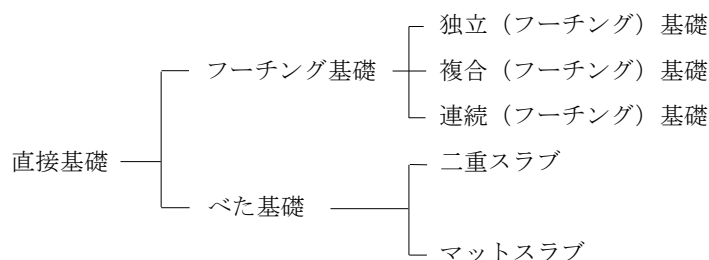
18.3.1 基礎工法の種類

頭首工の各構成要素に適用される基礎工法の種類を基礎形式別に分類すると次のとおりである。

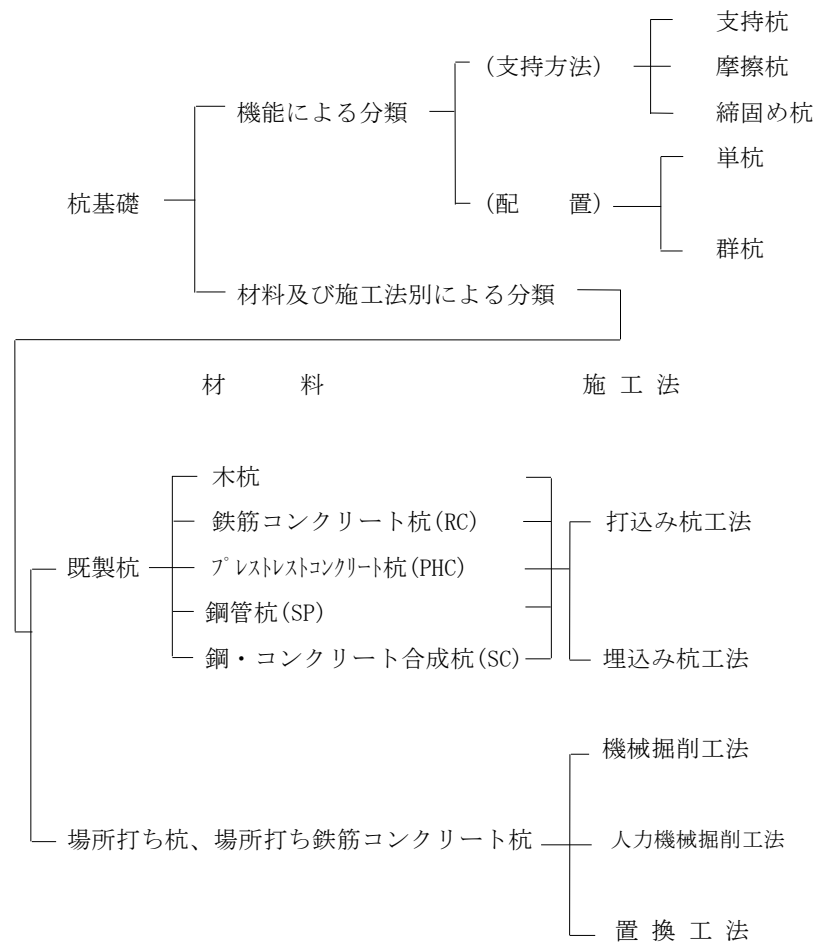
(1) 基礎形式による分類



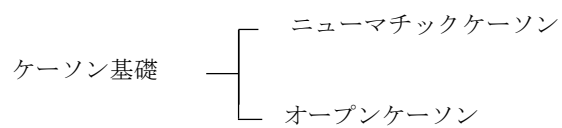
(2) 基礎フーチングの形式による直接基礎の分類



(3) 杭基礎の主な分類



(4) ケーソン基礎の分類



18.3.2 基礎形式の選定

一般に広く適用される基礎形式の選定表を表-18.3-1に示す。

表-18.3-1 主な基礎形式の選定表※

基礎形式 選定条件			直 接 基 礎	杭基礎												深礎 基礎	ケーソン 基礎	鋼管 矢板 基礎 (打込み工法)	地 中 連 続 壁 基礎						
				打込み杭 工法	中掘り杭工法				鋼管 ソイル セメント 杭工法	プレ ボー リング 杭工法	場所打ち 杭工法			回 転 杭 工 法	組 杭 深 礎					柱 状 体 深 礎	ニ ュー マ チ ッ ク ン	オ ー ブ ン			
					鋼管杭	PHC・SC杭		鋼管杭			オール ケー シング 工法	リ バ ー ス 工 法	ア ー ス ド リ ル 工 法												
						打 撃 工 法	パイ プ ロ ハ ン マ 上 法	最 終 打 撃 方 式															噴 出 攪 拌 方 式	コ ン ク リ ー ト 打 設 方 式	最 終 打 撃 方 式
地盤 条件	支持層までの状態	表層近傍又は中間層に極軟弱層がある	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	×	×	○	△	○	○		
		中間層に極硬い層がある	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	×	○	○	○	○	○	△	△	○	
		中間層に礫径 5cm 以下	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△
		中間層に礫径 5～10cm	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	△	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△
		中間層に礫径 10～50cm	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○	○	○	△	×	△	
		液状化する地盤がある	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	支持層の状態	深度	5m 未満	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×	×	×
			5～15m	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	△	△
			15～25m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	△	○	○	○	○
			25～40m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	△	△	○	○	○	○	○
			40～60m	×	△	○	○	△	△	△	○	○	○	△	○	×	○	×	×	×	△	○	○	○	○
		60m 以上	×	×	△	△	×	×	×	×	×	△	△	×	△	×	○	×	×	×	△	△	△	△	
		土質	砂・砂礫 (30≦N)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			粘性土 (20≦N)	○	○	○	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	○	△	○	○	△	△	○	○	○
軟岩・土丹	○		×	○	△	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○		
	硬岩	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	△	△	×	○	○	△	×	×	△			
	傾斜が大きい、層間の凹凸が激しい等、支持層の位置が同一深度では無い可能性が高い	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	△	×	○	○			
地下水の状態	地下水位が地表面に近い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	○	△	△	○	○	○	○	△		
	湧水量が極めて多い	△	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	○	×	×	○	○	○	○	△		
	地表より 2m 以上の被圧地下水	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	△	△	○	×			
	地下水流速 3m/min 以上	×	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	○	×	×	○	△	○	×			
支持形式	支持杭	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
	摩擦杭	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×	○	○	○	×	○	○	○	○	○	○	○		
施工条件	水上施工	水深 5m 未満	△	○	○	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×	○	○	○	△	△	○	×			
		水深 5m 以上	×	△	○	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×	○	○	○	△	△	○	×		
		作業空間が狭い	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	△	×	△			
		斜杭の施工	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	○	○	○	○	○	○		
		有害ガスの影響	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	○	○	○	○		
	周辺環境	振動・騒音対策	○	×	×	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○		
		隣接構造物に対する影響	○	×	△	△	△	○	△	○	△	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	○	○		

注) ○：適合性が高い △：適合性がある ×：適合性が低い

※：道路橋示方書・同解説（Ⅰ、Ⅳ）日本道路協会を修正

基礎工は地盤の予備調査が終わった段階で下記項目等を考慮の上、その形式を選択する。

- (1) 地形及び地質条件（掘削地盤の状態、基岩又は安全な支持層の傾斜・深さ等）
- (2) 上部構造の特性
- (3) 環境条件（魚類等生態系、騒音、振動及び施工場所等）

- (4) 基礎の工期と経済性
- (5) その他

18.3.3 基礎設計の基本

頭首工基礎の設計の基本は、上部構造及び下部構造に作用する荷重を確実に基岩又は、安全な支持層に伝達するものであり、力学的に安定しているとともに、有害な変位を生じてはならない。基礎の荷重に対する抵抗機構は、基礎の施工法、基礎の深さ、基礎と地盤の相対剛性によって異なるため、安定性の照査においては、抵抗機構を十分考慮した計算モデル及び照査項目を設定する。

(1) 基礎設計の基本

ア 基礎は常時及びレベル1地震時において、支持、転倒及び滑動に対して安定であるとともに、基礎の変位は許容変位以下とする。このとき、許容変位は、頭首工の健全性を保持するように、上部構造及び下部構造から決まる変位を考慮して定める。

イ 堰柱基礎は、頭首工の重要度区分に従いレベル2地震時に対し **12.7.4 地震時保有水平耐力法**及び **18.3.8 基礎工の地震時保有水平耐力法**の規定により地震時保有水平耐力法による照査を行うことを原則とする。

ウ 管理橋橋台基礎は、レベル2地震時において管理橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある場合には、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編6章及び13章」の規定により原則として、地震時保有水平耐力法による照査を行う。

エ 堰柱又は管理橋橋台以外の基礎は、液状化が生じると判定される地盤上にある場合には、レベル1地震時における土質定数を低減して、許容応力度法による照査を行う。

(2) 常時及びレベル1地震時における各基礎の安定照査項目

常時及びレベル1地震時における各基礎形式の安定性の照査に関する基本及び照査項目は、表-18.3-2及び表 18.3-3に示すとおりである。

表-18.3-2 常時及びレベル1地震時の安定性照査項目

照査項目 基礎形式	支持力		転倒	滑動	水平変位
	鉛直	水平			
直接基礎	○	(○)	○	○	—
ケーソン基礎	○	—	—	○	○
杭基礎	○	—	—	—	○

()は根入れ部分で荷重を分担する場合

表-18.3-3に示す βL_e の目安は、一般にこの範囲に根入れしておけば、ケーソン基礎が弾性体としての、あるいは杭基礎の有限長又は半無限長の杭としての設計法が適用できるとされるものである。

表-18.3-3 常時及びレベル1地震時の安定性照査の基本と設計法の適用範囲

基礎形式		照査内容				基礎の 剛性 評価	設計法の適用範囲 を示す βL_e の目安				
		転倒	鉛直支持		水平、滑動、水平変位						
		照査項目	照査面	照査項目	照査面		照査項目	照査面			
直接基礎		荷重合力 の作用位置	底面	支持力	底面 [前面]	せん断抵抗力 [受働抵抗力]	剛体	1	2	3	4
ケーソン基礎		—	底面	支持力度	底面 [設計上の地盤面]	水平変位	弾性体				
杭基礎	有限長杭	—	杭頭	支持力	設計上の地盤面又は杭頭	水平変位	弾性体				
	半無限長杭										

[] : 前面地盤の水平抵抗を期待する場合についてのみ照査

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

β : 基礎の特性値 (m^{-1}) $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot D}{4EI}}$

EI : 基礎の曲げ剛性 ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)

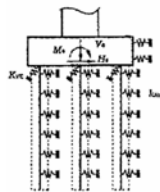
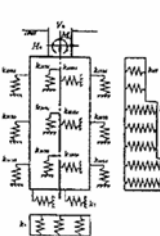
D : 基礎の幅又は直径 (m)

k_H : 基礎の水平方向地盤反力係数 (kN/m^3) (βL_e の判定には常時の k_H を用いる。)

(3) レベル2地震時における各基礎の安定照査項目

レベル2地震時における各基礎形式の安定性の照査に関する照査方法は、表-18.3-4 に示すとおりである。なお、直接基礎においては、レベル1地震動に対する安定性照査を行った場合は、レベル2地震動に対する照査は行わなくてよい。これは、直接基礎は一般に良質な支持層に支持されていることから、地盤の支持力に対する余裕があるため、基礎の浮き上がりによってエネルギー吸収が期待でき、また、直接基礎がこのような非線形挙動を示す場合においても地盤には過度の損傷が生じないと考えられるためである。

表-18.3-4 レベル2地震時の安定性照査法

		解析モデル	降状及びその目安	許容塑性率	許容変位
基 本 方 針		地盤抵抗及び基礎本体の塑性化、又は基礎の浮上りを考慮する。	上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める時。	頭首工としての機能の回復が容易に行い得る程度の損傷に留める。	
基礎形式	杭基礎	 - 杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造 - 杭の軸方向及び軸直角方向の抵抗特性はバイリニア型 - 抗体の $M \sim \phi$ 関係はバイリニア型	- 全ての杭で抗体が塑性化する。 - 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する。	堰柱基礎の場合は、4. 管理橋橋台基礎の場合は、3。	堰柱基礎において塑性化を考慮する場合には、基礎天端において、回転角 0.02 Rad 程度を目安としてよい。
	ケーソン基礎	 - 基礎本体は1本の柱状体 - 基礎本体の $M \sim \phi$ 関係は線形(塑性化を考慮する場合はトリリニア型) 6種類の地盤抵抗要素(バイリニア型)	- 基礎本体が塑性化する。 - 基礎前面地盤の60%が塑性化する。 - 基礎底面の60%が浮上る。	堰柱基礎の場合は RC 橋脚の許容塑性率の算定に準じる。管理橋橋台基礎の場合は3。	

(4) 設計上の地盤面

設計上の地盤面は、12.6.4 耐震設計上の地盤面による。

杭基礎の場合は、フーチング構築に当たってその周辺地盤を掘削すると、施工による地盤の乱

れが生じることがある。このような場合には、常時における設計上の地盤面はフーチング下面位置とし、設計においてフーチング周面の地盤抵抗を考慮してはならない。ただし、フーチング周辺の埋戻しが十分に行われ、地盤面が長期にわたり安定して存在する場合には、常時における設計上の地盤面はフーチング上面位置とし、設計においてフーチング周面の地盤抵抗を考慮してよい。

一方、ケーソン基礎のような柱状体基礎では、その頂版は基礎と一体に施工されることを考慮し、頂版周辺の地盤面が長期にわたり安定して存在するには、常時における設計上の地盤面は頂版上面位置とし、設計において頂版周面の地盤抵抗を考慮してよい。

18.3.4 支持層の選定と根入れ深さ

(1) 基礎の支持層の選定と根入れ深さ

基礎の支持層の選定と根入れ深さについて、以下により設定する。

ア 直接基礎及びケーソン基礎は、基岩又は安全な支持層に支持させる。

イ 杭基礎は、上部構造の形式と機能、地質条件、施工性、杭の支持機構を考慮して、適切な根入れ深さを決める。

(2) 基礎に対する一般的な留意事項

基岩又は安全な支持層とは、構造物の重要度や基礎に作用する荷重の規模等によっても異なり、一律に定められるものではないが、一般的には次の事項を目安としてよい。

ア 直接基礎の支持層としては、砂層及び砂礫層においては十分な強度が、粘性土層では圧密のおそれのない良質な層が、それぞれ必要とされる。

イ 粘性土層は砂質土層に比べて大きな支持力が期待できず、沈下量も多いため支持層とする際には十分な検討が必要である。構造物の規模、重要度により異なるが、 N 値が 20 程度以上（一軸圧縮強度が 0.4 N/mm^2 程度以上）あれば良質な支持層と考えてよい。

ウ 砂層、砂礫層は N 値が 30 程度以上あれば良質な支持層とみなしてよい。ただし、砂礫層では礫を叩いて N 値が過大に出る傾向があるので、支持層の決定には十分な注意が必要である。

エ 岩盤は材料としての強度が大きく、均質な岩盤を支持層とした場合には大きな支持力が期待できる。しかし、岩盤に不連続面が存在したり、スレーキング等の影響を受けやすい場合には、均質な岩盤に比べて十分な支持力が得られないことがある。したがって、岩盤を支持層とする場合には、これらの影響について事前に検討を行っておく。

オ N 値から判断して良質な支持層と考えられる層でも、その層厚が薄い場合やその下に相対的に弱い層あるいは圧密層がある場合には、支持力と沈下についてその影響を検討する。この良質な支持層としての必要な層厚は荷重の規模によっても異なるが、基礎幅に比例して大きな層厚が必要になる。

カ 直接基礎の支持層としては、砂層及び砂礫層においては十分な強度が、粘性土層では圧密のおそれのない良質な層が、それぞれ必要とされる。このため、一般には沖積世の新しい表層には支持させないものとする。また、液状化する場合は、その層の下に支持層を求める。

キ ケーソン基礎は一般に底面寸法が大きいため、杭基礎の場合に比較して、基礎周面の抵抗よりも底面支持による割合が大きい。したがって、支持力を有利に、また、確実に発揮させるために基岩又は安全な支持層に到達させることは杭基礎の場合よりもなお一層必要とされる。

ク 杭基礎はその支持機構において杭先端の支持力を考慮するかどうかにより支持杭と摩擦杭と

に大別される。長期的な基礎の変位を防止するためには一般的には支持杭とすることが望ましい。しかし、良質な支持層が深い等の条件によっては、摩擦杭を採用することが合理的となることもある。したがって、上部構造の形式や機能、荷重規模、施工性、経済性を総合的に検討した上で、支持杭と摩擦杭を適切に使い分けるようにするのがよい。ただし、堰柱基礎においては上部構造の機能の保持や荷重規模の面から基岩又は安全な支持層まで根入れされた支持杭とする。

ケ 支持杭においては、杭先端の支持層への根入れ深さは杭径程度以上確保するのがよい。このとき、地盤調査結果等に基づき設定した支持層の深さには、地盤調査の頻度や地盤の不均一性等による誤差が含まれていることを考慮し、杭長はある程度の余裕を見込み、0.5m きざみ程度で決定するのがよい。

摩擦杭を採用する場合には、長期的な鉛直変位について十分な検討を行い、周面摩擦力により所要の支持力が得られるように根入れ深さを確保する。

18.3.5 許容変位量と残留変位量

(1) 常時及びレベル1地震時における基礎の許容変位量

常時及びレベル1地震時における基礎の許容変位としては、構造物の健全性を保持するように、上部構造及び下部構造から決まる変位を考慮して定めるものとし、次に示す変位を考慮する。

ア 上部構造から決まる許容変位（堰柱基礎）

堰柱基礎の場合の許容変位量は、上部構造に有害な影響を及ぼさないように基礎の変位を制限する値である。これには、堰柱天端や管理橋等の支承位置での変位が与えられる場合や、ゲートの水密性、操作性、構造性を確保する場合がある。

イ 上部構造から決まる許容変位（堰柱以外の基礎）

堰柱以外の基礎の場合、構造物の上部構造に有害な影響を及ぼさないように基礎の変位を制限する値であり、構造物に有害な変位が与えられた場合の値に相当する。

ウ 下部構造から決まる許容変位（堰柱基礎）

弾性体基礎の場合、過大な基礎の水平変位は有害な残留変位の原因となる。このため、基礎の安定性を確保する意味から、一般的な弾性体基礎においては、基礎の残留変位が大きくなりえない範囲に基礎の水平変位を押さえるのが望ましい。

ここで、許容水平変位は、原則として基礎幅の1%とする。ただし、堰柱フーチング等の基礎幅が5mを超える大型の弾性体基礎の許容変位は50mmとし、杭径1.5m以下の杭基礎においては15mmとする。なお、許容変位は、設計上の地盤面で照査することを原則とする。

(2) レベル2地震時における基礎の許容変位量

レベル2地震時に対する堰柱基礎の安定性照査の基本的な考え方は、「12.2.4 構成要素ごとの耐震設計法」に規定しているが、各基礎形式における解析モデル、降伏、許容塑性率、許容変位等については本編に規定している。各基礎形式における解析モデル、降伏、許容変位等は表-18.3-4に示すとおり整理し、レベル2地震時における基礎の許容変位として、次のとおりとする。

ア 上部構造から決まる許容変位

一般交通に供用される管理橋等の供用性、修復性に影響を及ぼさないように基礎の変位を制限する必要がある。一般には、落橋防止システムの設計における変位を考慮する。

イ 下部構造から決まる許容変位

基礎の塑性化を考慮した設計をする場合、過大な残留変位を防止する観点から基礎に生じる変位を制限するのが望ましいため、堰柱基礎の場合、許容変位として、基礎天端あるいはフーチング底面における回転角 0.02rad 程度を目安としてよい。

なお、基礎が降伏に達しないことを照査する場合には、過大な残留変位が生じないものと考えられるため、許容変位に対する照査を行う必要はない。

直接基礎は、一般に良好な支持層に支持されており地盤の支持力に余裕があるため、レベル 2 地震時には基礎の回転による浮き上がりが生じることにより、エネルギー吸収が期待できるものと考えられることから、直接基礎の安定性に関しては、地震時保有水平耐力法による照査は行わなくてよい。

(3) 許容変位量

堰柱基礎の許容変位量は、堰柱の上部構造及び下部構造から決まる許容変位量と頭首工堰柱におけるゲートの所要の性能を確保するために制限される許容変位量の二つを考慮する。

ここでは、橋としての構造性能及びゲートとしての水密性、操作性、構造的の各性能を満足するよう鉛直、水平、回転角の各許容変位量を、表-18.3-5 に示すとおり決定する。

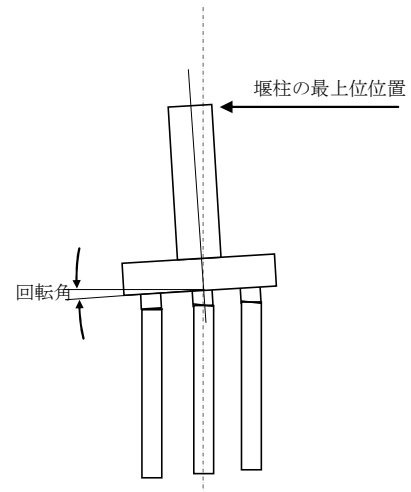


図-18.3-1 堰柱の回転角と水平変位

表-18.3-5 堰柱の許容変位量の目安¹⁾

種別	常時及びレベル1地震時	レベル2地震時（残留変位）
鉛直変位	—	—
水平変位	基礎幅の1%又は50mm ²⁾ 杭基礎では15mm	—
フーチング底面の回転角	—	基礎に塑性化を考慮する場合：0.02rad程度（図-18.3-1 参照）

注：1) ゲート形式が鋼製起伏式の場合には、水密ゴムの取付を検討して決める。

2) 管理橋橋台については、基礎幅にかかわらず常時において15mmとする。

18.3.6 地盤反力係数

(1) 一般

地盤は弾性体ではなく、また、深さ方向に密度や圧縮性が変わるため、地盤が明らかな破壊を示さなくても、地盤反力度～変位曲線は図-18.3-2 のような非線形形状を示す。したがって、地盤反力係数は変位とともに変化するが、ここでは、着目する変位と地盤反力度の比をもって地盤反力係数と定義し、式(18.3-1)により算定する。

$$k = \frac{p}{\delta} \quad \dots\dots\dots (18.3-1)$$

ここに、 k ：地盤反力係数 (kN/m³)

p ：地盤反力度 (kN/m²)

δ ：変位 (m)

本項で規定する地盤反力係数は、基礎の地盤に対する静的な载荷状態を想定して定義したものであるため、基礎の常時の設計及び地震時の静的照査法による設計に用いられる。したがって、固有周期の算出や動的解析に用いる地盤反力係数は、杭基礎の場合、18.7.5(4)、ケーソン基礎の場合、18.8.4(2)の規定により算出する。

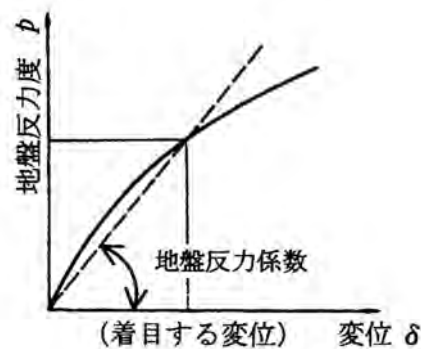


図-18.3-2 地盤反力係数

(2) 地盤反力係数

地盤反力係数は、各種の調査、試験結果により得られた変形係数を用いて、基礎の载荷幅等の影響を考慮して定めるのを原則とする。

地盤反力係数は、基礎の変位や地盤反力を得るために必要な設計上の基本的な定義であるため、各種の調査、試験結果を十分検討して定める。

地盤反力係数の推定方法を次に示す。この方法は推定法の一つにすぎないので、これによって求めた値は地盤条件、基礎の設計条件等を考慮して総合的に検討するのが望ましい。

ア 鉛直方向地盤反力係数

鉛直方向地盤反力係数は式(18.3-2)により求める。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots (18.3-2)$$

ここに、 k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{v0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板载荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³) で、各種土質試験又は調査により求めた変形係数から推定する場合は、式(18.3-3)により求める。

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \dots\dots\dots (18.3-3)$$

B_v : 基礎の換算载荷幅 (m) で、式(18.3-4)により求める。ただし、底面形状が円形の場合には直径とする。

$$B_v = \sqrt{A_v} \dots\dots\dots (18.3-4)$$

E_0 : 表-18.3-6 に示す方法で測定又は推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²)

α : 表-18.3-6 に示す地盤反力係数の推定に用いる係数

A_v : 鉛直方向の载荷面積 (m²)

表-18.3-6 変形係数 E_0 と α

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常 時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0=2,800N$ で推定した変形係数	1	2

注) 地震時はレベル 1 及びレベル 2 地震時を含む。ただし、固有周期を算定する場合には、12.6.3 による。

イ 水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は式(18.3-5)により求める。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots (18.3-5)$$

ここに、 k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

k_{H0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m^3) で、各種土質試験又は調査により求めた変形係数から推定する場合は、式(18.3-6)により求める。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \dots\dots\dots (18.3-6)$$

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m) で、表-18.3-7 に示す方法で求める。

表-18.3-7 基礎の換算載荷幅 B_H

基 礎 形 式	B_H
直 接 基 礎	$\sqrt{A_H}$
ケ ー ソ ン 基 礎	$B_e (\leq \sqrt{B_e L_e})$
杭 基 礎	$\sqrt{D/\beta}$

E_0 : 表-18.3-6 に示す方法で測定又は推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m^2)

α : 表-18.3-6 に示す地盤反力係数の推定に用いる係数

A_H : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m^2)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

B_e : 荷重作用方向に直交する基礎の有効載荷幅 (m)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$1/\beta$: 水平抵抗に関与する地盤の深さ (m) で基礎の有効根入れ深さ以下とする。

$$\beta : \text{基礎の特性値 } \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

EI : 基礎の曲げ剛性 ($\text{kN}\cdot\text{m}^2$)

式(18.3-5)は、地盤抵抗を線形として取り扱う場合の水平方向地盤反力係数の算定式であり、基準変位に対して算出されるものである。ここで、基準変位は、下部構造から決まる許容変位量に合わせ、基礎幅の1% ($\leq 50\text{mm}$) とする。基準変位とは、図-18.3-2 に示す $\frac{P}{\delta}$ の傾きを

決めるために着目した基準となる変位であり、水平地盤反力係数が深さ方向に一定として基礎の挙動が線形弾性体として扱える変位として定義される。

また、杭基礎等において地盤抵抗を線形として取り扱う場合には、換算載荷幅 B_H を $\sqrt{D/\beta}$ とする。

ここで、 B_H を算定する際の k_H は常時の値とし、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な値としてよい。また、地盤を多層として評価し、各層の水平地盤反力係数を算出する場合も、各層の換算載荷幅は上記により求めた B_H を用いるものとする。地盤抵抗をバイリニア型としてモデル化するケーソン基礎等では、換算載荷幅は基礎幅とする。

18.3.7 地盤反力度及び変位の計算

(1) 一 般

地盤反力度及び変位の計算は、地盤調査、土質試験の結果を十分検討して行うものとする。

この場合、変位については砂質土では即時変位量を、粘性土では即時変位量と圧密沈下量を求める。

基礎の変位には短期荷重及び長期荷重による即時変位量と、持続荷重により長期にわたり増加する変位量とがある。

ここでいう即時変位量とは、基礎に作用する荷重により瞬時に生じる変位であり、地盤反力係数や地盤反力度の上限値を用いて求めるものを指す。持続荷重により、長期にわたり増加する変位には圧密沈下量とクリープ変位量があるが、一般にはクリープ変位量は小さいと考えられるので考慮に入れなくてよい。

基礎の変位は、基礎幅、荷重面から応力の及ぶ範囲内の地盤の状況等によって左右される。小寸法の平板載荷試験では、比較的浅い部分の地盤の特性しか把握できないため、これから求めた定数を用いて算定した変位は誤差を生じやすい。一方、基礎に働く荷重によって生じる地盤中の応力は、基礎幅の3倍の深さに達すると3~5%程度にまで減少するといわれている。したがって、変位を計算するためには、できれば基礎幅の3倍程度の深さまで地盤の状況を把握しておく。

(2) 地盤反力度及び即時変位量

地盤反力度及び即時変位量は、地盤反力係数及び地盤反力度の上限値を用いて算出する。

基礎に作用する荷重による地盤反力度及び即時変位量は、各基礎形式の安定計算モデルに応じ、地盤反力係数及び地盤反力度の上限値を用いて算出する。

直接基礎においては地盤反力度及び変位はそれぞれ独立に求められるが、杭基礎では各杭の地盤反力度と変位を直接的に求めるのではなく、一度杭頭反力、杭頭変位に置換えて計算が行われる。

(3) 圧密沈下量

ア 圧密沈下量は、基礎底面から基礎最小幅の3倍の深さの間に圧密を生じる粘性土層が存在する場合に算出する。

イ 粘性土の圧密沈下量は、基礎に作用する荷重による地盤内の垂直応力の増分に対して、圧密

降伏応力の大きさを考慮して求める。

地盤の圧密による沈下は、粘土の微粒子の間隙から水が絞り出されることにより起こるもので、その圧密沈下の予想は、一般にテルツァギー(Terzaghi)の圧密理論等に基づくことができる。

また、沈下量は e - $\log p$ 曲線から式(18.3-7)により算出する。

$$S_c = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H \cdots \cdots (18.3-7)$$

ここに、 S_c : 求める圧密沈下量 (m)

e_0 : 载荷前における原地盤の初期間隙比

e : 载荷を受けたあとの間隙比 (e - $\log p$ 曲線から求める)

H : 圧密される層の厚さ (m)

なお、正規圧密状態にある粘性土層の場合には、式(18.3-8)による。

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \cdots \cdots (18.3-8)$$

ここに、 C_c : 圧縮指数

p_0 : 有効土被り荷重 (kN/m^2)

Δp : 载荷後の応力増分 (kN/m^2)

Δp については、図-18.3-3 に示すように地中応力が直線的に分散するという仮定に従う慣用計算法により求めてよい。

$$\Delta p = \frac{qBD}{(B + 2z \tan \theta)(D + 2z \tan \theta)} \cdots \cdots (18.3-9)$$

ここに、 B : 荷重の幅のうち短辺 (m)

D : 荷重の幅のうち長辺 (m)

θ : 荷重の分散角度 ($^\circ$)。一般には $30 \sim 35^\circ$ とみなしてよい。

q : 载荷荷重 (kN/m^2)

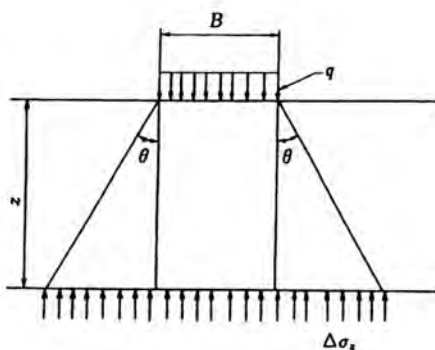


図-18.3-3 地中応力の分布

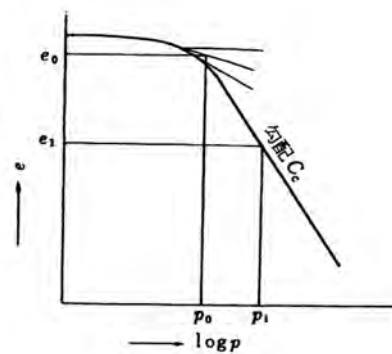


図-18.3-4 e - $\log p$ 曲線

一般に C_c は、圧密試験から求められるが、鋭敏比の低い粘性土については、式(18.3-10)により求めてよい。

$$C_c = 0.009 \cdot (w_L - 10) \cdots \cdots (18.3-10)$$

ここに、 w_L : 液性限界 (%)

なお、圧密特性の異なる複数の圧密層がある場合には、それぞれの層の圧密沈下量を加え合わせるものとする。詳細については、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」(9.6.3)を参照する。

(4) 頭首工における沈下量の制限

頭首工は、ゲート締切り時の水密性の確保が重要である。このため、ゲートを有する堰柱基礎は、下部に沈下層が存在するような場合には、圧密沈下等を生じさせないよう基礎形式の選定は特に慎重に行うことが大切である。ゲートを支持する堰柱及び中間床版は同様の対応が必要であり、その沈下量は不同沈下を含め制限が必要である。

18.3.8 基礎工の地震時保有水平耐力法

重要度区分 AA 種及び A 種の堰柱のレベル 2 地震時における頭首工の堰柱基礎は、基礎工の地震時保有水平耐力法による照査を行う。

(1) 照査の基本

レベル 2 地震時に対する照査は、原則として、以下のとおりとする。

ア 頭首工堰柱の基礎に 12.7.2(2)イに規定する荷重が作用した場合には、基礎に生じる断面力、変位、杭基礎であれば杭頭反力、ケーソン基礎であれば底版反力の状態を算出し、基礎の降伏に達しないことを照査する。

イ ただし、堰柱が設計水平震度に対し十分大きな終局水平耐力を有している場合、又は、液状化の影響がある場合等やむを得ない場合には基礎に塑性化が生じることを考慮してもよいものとし、基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、これらがそれぞれ許容値以下となることを照査する。この結果、基礎の降伏に達している場合には、基礎あるいは堰柱の諸元等を変更し、再度照査を行う。

なお、応答塑性率にて照査する場合の堰柱の部材は、力学特性が弾性域を超えないようにする。

ウ 管理橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある管理橋の橋台の杭基礎は、「道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編)」13.1 の規定により照査する。

エ フーチングの断面力や杭体のせん断力に対して、部材の耐力以下となることを照査する。

表-18.3-8 レベル 2 地震時における基礎工と堰柱の塑性化の可否

基礎工	堰柱部材
降伏に達しない場合	塑性化させてもよい
塑性化が生じる場合	降伏耐力以下とする

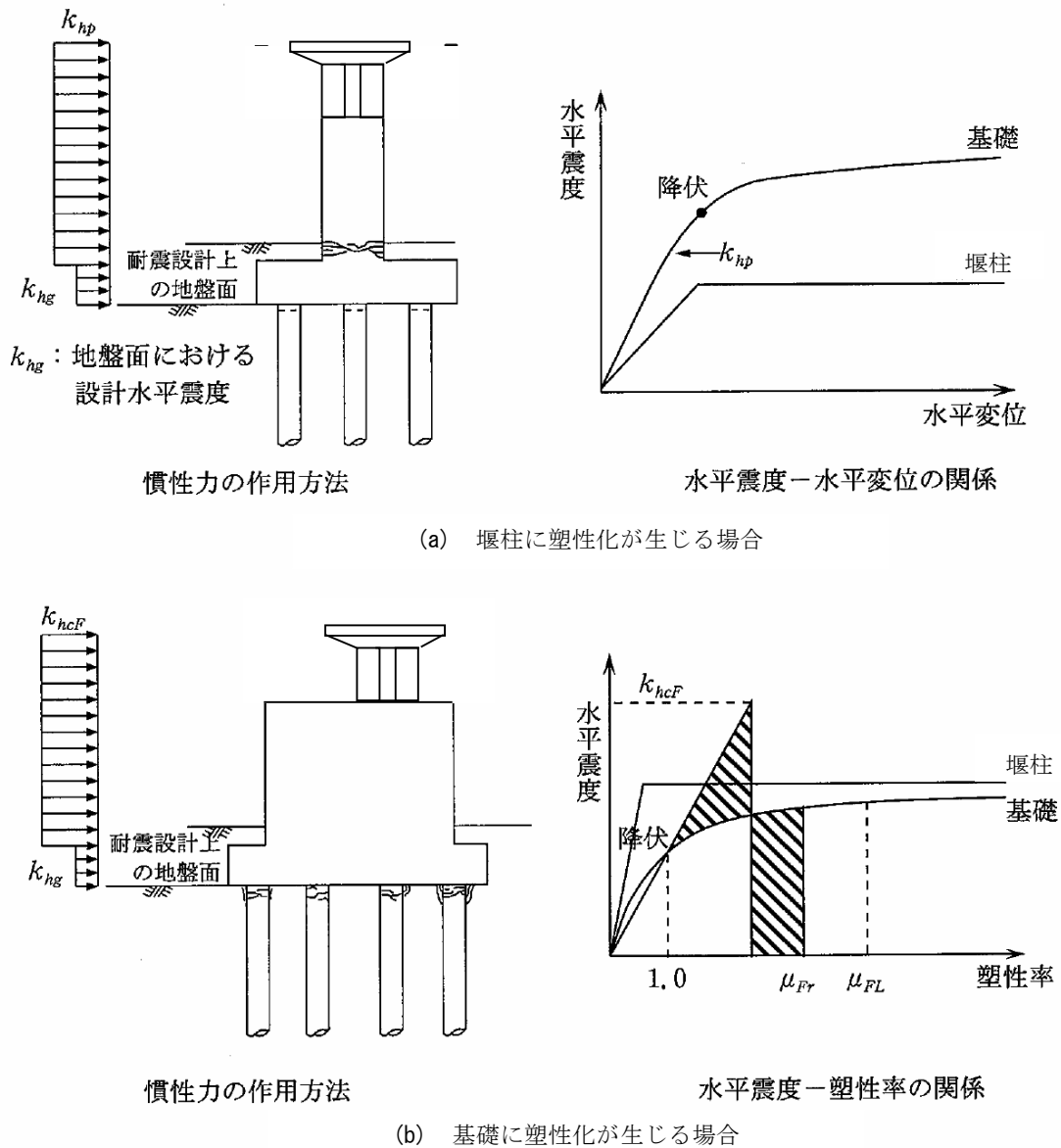


図-18.3-5 地震時保有水平耐力法による基礎の耐震設計
(基礎工と堰柱に耐力の関係)

(2) 基礎工の降伏

基礎の降伏は、(1)の照査の基本をもとに基礎が支持する構造の上端部での基礎工の回転角（水平変位として評価しても良い）が急増し始める時とする。

これは、基礎に作用する水平荷重が大きくなると、基礎の部材の塑性化、地盤抵抗の塑性化等により、水平力と基礎の回転角（水平変位）の関係が非線形なものとなるからである。また、ある状態を超えると、作用荷重の増加に対して基礎の変位が急増し始めるとともに、同時に基礎を構成する部材の損傷が進行して、残留変位が大きくなってくる。このような作用荷重の増加に対

して基礎の変位が急増し始める状態を基礎の降伏として定義した。したがって、荷重増分法にて得られた水平力－基礎の回転角（水平変位）曲線にて基礎の回転角（水平変位）が急増し始める時を基礎の降伏とする。

なお、基礎の降伏は、基礎形式によってその抵抗特性が大きく異なるため一概には決めがたいが、一般には基礎形式により以下の状態に達したときを目安として考えてもよい。ただし、これらは、各基礎形式の標準的な断面諸元・地盤条件に対し、試算結果に基づいて、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時の基礎の状態を整理して示したものであることに留意する。

ア ケーソン基礎

- (ア) ケーソン本体が降伏する。
- (イ) 基礎前面の水平地盤抵抗が塑性化した領域が基礎根入れ長の 60%に達する。
- (ウ) 基礎底面において浮き上がりを生じた面積が基礎底面の 60%に達する。

イ 杭基礎

- (ア) すべての杭において杭体が降伏する。
- (イ) 一列の杭の杭頭反力が押し込み支持力の上限值に達する。

ウ 鋼管矢板基礎

- (ア) 井筒外周の押し込み側の 1/4 の周囲の鋼管矢板の縁応力度が降伏点に達する。
- (イ) 1/4 以上の鋼管矢板の先端において鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達する。
- (ウ) 鋼管矢板の先端において鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達したものと浮き上がりを生じたものとの合計が、全鋼管矢板の 60%に達する。

エ その他の基礎

- (ア) 上記以外の基礎は、水平力－水平変位曲線に基づいて基礎の降伏を定義する。

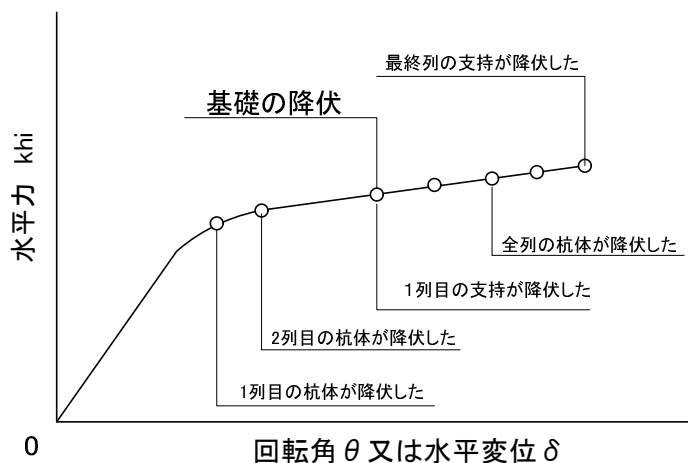


図-18.3-6 水平力－水平変位曲線

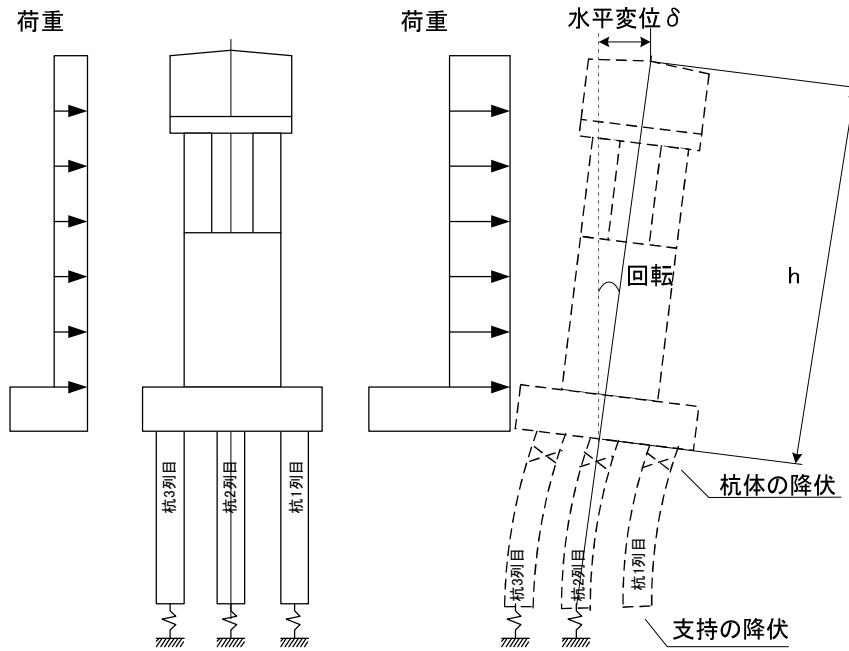


図-18.3-7 基礎の降伏の例（杭基礎）

(3) 基礎の許容塑性率及び許容変位

基礎の許容塑性率及び許容変位は、基礎に生じる損傷が保持しなければならない機能の回復が容易に行い得る程度に留まるように定める。

また、堰柱が十分大きな終局水平耐力を有している場合や液状化が生じる場合には、基礎に塑性化が生じることを考慮して設計してよい。ただし、この場合でも、基礎に生じる損傷が頭首工の橋梁やゲートとしての機能の回復が容易に行い得る程度に留まるように、算定した基礎の応答塑性率及び応答変位が、それぞれ許容塑性率及び許容変位以下となることを照査する。

ア 基礎の許容塑性率

- (7) ケーソン基礎のように基礎の終局が定義される場合には、堰柱の許容塑性率の算出に準じて定めてよい。
- (イ) 杭基礎においては、杭体の一部が部材としての終局状態に達しても、直ちには基礎全体としての耐力低下にはつながらないため、基礎全体としての終局状態を定義することは困難である。このため、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」12.11 に規定する構造細目を満たす杭にあっては、許容塑性率は4を目安としてよい。
- (ロ) 鋼管矢板基礎については、基礎を構成する鋼管矢板は鋼管杭と同様な変形性能を有するものと考えられるため、杭基礎に準じ許容塑性率は4を目安としてよい。
- (ハ) 地中連続壁基礎の許容塑性率は、ケーソン基礎に準じて定めてよい。

また、管理橋橋台の杭基礎の許容塑性率は、3程度を目安としてよい。

イ 基礎の許容変位

応答塑性率により堰柱基礎に生じる変位が橋としての機能に及ぼす影響としては、橋脚基礎の残留変位に伴う巻き上げ室などの上部構造位置での残留変位が考えられる。すなわち、堰柱基礎に著しい残留変位が生じると、その修復が難しく、ゲート操作などの機能の速やかな回復が困難となる場合がある。そこで、基礎の残留変位によって堰柱の残留変位が生じないように表-18.3-5に示す値以下としなければならない。ただし、基礎の規模が大きい場合には、適宜、

基礎の変位による影響を考慮して基礎構造等を検討するのが望ましい。

(4) 基礎の部材照査

基礎の部材は、堰柱基礎の部材に生じる断面力が、当該部材の耐力以下となることを照査する。

ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎の各部材は、その修復が可能な程度に損傷を抑える。

ケーソン本体や杭本体に対しては、基礎の部材に生じる断面力や変位の計算において部材の剛性低下を考慮するとともに、基礎工の降伏や応答塑性率にて照査し損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度に留まるようにしているので、これらの部材の曲げモーメントに対する照査は省略してよい。ただし、せん断力に対する照査や、その他のフーチングや頂版等の部材においては、発生する断面力がその耐力以下となることを照査する。また、ケーソン、地中連続壁基礎の本体では水平方向の発生断面力に対する照査が別途必要である。

直接基礎においては、基礎の浮上がりによる非線形応答が生じた場合の基礎底面鉛直反力度及び合力作用位置を算出し、フーチングの照査を行う。

なお、各基礎形式における部材の照査断面やその断面における評価方法や部材耐力は、各基礎形式での規定による。

(5) 解析手法

基礎の保有水平耐力法に用いる解析手法は、作用する荷重による地盤及び基礎体の非線形性を追う必要があるので荷重増分法（プッシュオーバー解析）を用いる。また、荷重増分法に用いる解析モデルは、大変形時の挙動を算出するので、基礎本体の非線形性・地盤抵抗の非線形を考慮できる非線形フレームモデルとする。

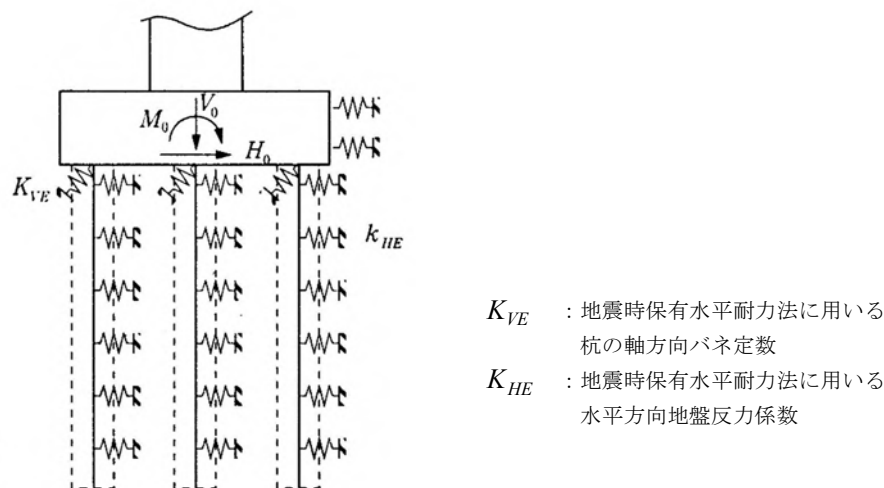
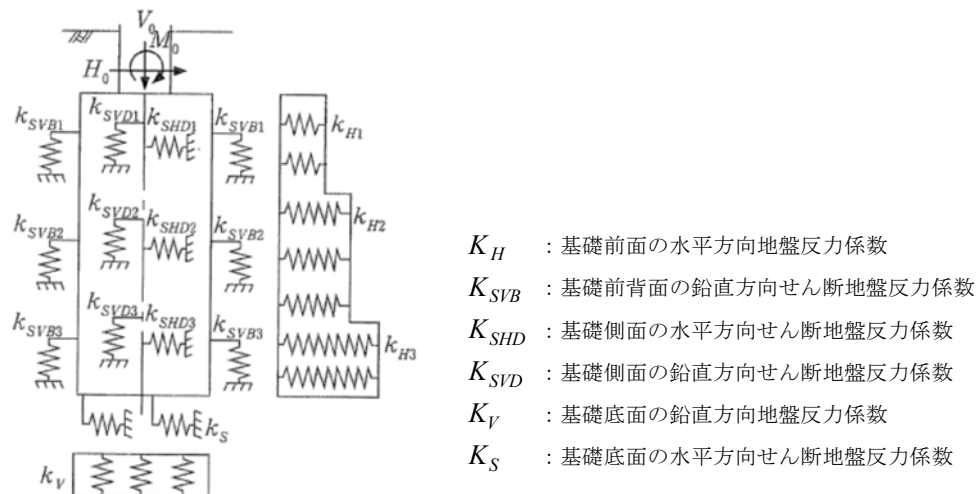


図-18.3-8 杭基礎の解析モデル



18.4 液状化対策

頭首工の基礎形式は、18.2～18.3 に述べるように、原則として直接基礎工法、杭基礎工法、ケーソン基礎工法の3種類としている。ここでは、砂質土層の液状化等に対する対策工法や設計の基本的事項について記載する。なお、液状化の判定は、12.7.5 液状化の判定による。

18.4.1 地震時に不安定となる地盤の影響

(1) 概要

地下水位の比較的高い飽和、又は、飽和に近い緩い砂質地盤が地震時に繰り返し応力を受けると液状化を起し、構造物に大きな被害を及ぼすことは幾多の震災例が示している。1964 年の新潟地震をはじめとし、全国各地の沖積地盤地域や港湾施設における地震被害は一般に大きい。

また、河川沿いの沖積層は地下水位が高く、液状化被害を受け易いという特徴を有しており、多くの被災例（堤防の沈下、護岸の崩壊等）が報告されている。

飽和砂質土層に生じる液状化及びこれに伴う地盤の流動化は、頭首工堰柱等の地震時の挙動に大きな影響を与える。このため、地盤が地震時に不安定となる場合には頭首工の耐震性能の照査において、その影響を考慮する。

(2) 液状化及び流動化

地震により液状化が生じると、見かけ比重の重い構造物は沈下し、見かけ比重の軽い構造物は浮き上がる。また、擁壁のように土圧に抵抗する構造物は、土圧が増加するため前面に押され、基礎のように水平抵抗を期待する構造物はその抵抗を失い大きく変位する。さらに、水際線付近や傾斜した地盤においては液状化に伴い流動化を生じることがある。また、偏土圧を受ける構造物は、地盤が液状化することにより土圧が増加し、基礎構造物は抵抗を失い、側方にあたかも地盤が流れ出すかのように大きく変形する。このように、砂地盤の液状化に伴い地盤が水平方向に移動することを流動化、あるいは側方流動という。

なお、流動化の影響を考慮する場合の流動力は、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 8.3.2」に準拠して算定する。

18.4.2 液状化対策

(1) 液状化地盤の液状化対策

飽和した緩い砂質地盤が地震時に液状化する場合、このような基盤上の構造物は、地盤の液状化や流動化、又は、せん断破壊に対し安全性を検討するとともに、対策工を施す必要がある。

液状化対策は、①液状化の発生を許容した上で被害を軽減する方法、②液状化の発生自体を防ぐ方法、の二つに分類される。

①は、構造物の強化によって対処する方法で、杭などの基礎や構造物自体の強化により破損の防止に当たるか、付帯構造物の設置により最低限の供用性を確保する方法である。

②は、地盤改良によって地盤の液状化強度を増加させる方法である。

(2) 頭首工における液状化対策

堰柱基礎等においては、一般に上記の①により対処する場合が多い。②の地盤改良によって地盤の液状化強度を増加させる工法で実績等の多いものでは、ア サンドコンパクションパイル工法、イ ロッドコンパクション工法、ウ 深層混合処理工法などがあるが、これらの地盤改良工法は、一般に、(a)沈下をある程度許容する工法（ア、イ）であること、(b)浸透路長を助長する場合（ア、イ）であること、(c)基礎工法として確実性に欠ける工法（ア、イ、ウ）であること、(d)河川や周辺環境に与える影響が無視できない工法（ウ）であることなどにより、堰柱基礎等における液状化対策としての適合性は低いものと判断する。

堤内地に設ける沈砂池等の構成要素にあつては、杭基礎、ケーソン基礎以外の工法の適用を妨げるものではないので、地盤改良工法の採用を含め、設計基準「水路工」、「ポンプ場」その他により適切に行う。

(3) 杭基礎工法の設計留意点

ア 液状化の影響を考慮した杭基礎を設計する場合、AA種並びにA種の頭首工における耐震設計法は、レベル1地震時に対して、許容応力度法により杭体応力度、支持力及び水平変位を照査する。

イ レベル2（タイプI、II）地震時については、堰柱及び堰柱基礎に対して、地震時保有水平耐力法により、杭基礎の降伏、杭体及びフーチングの応力度、応答塑性率及び応答変位量を照査する。

ウ B種の頭首工では、堰柱及び堰柱基礎、固定堰に対して、レベル1地震動を適用して許容応力度法により杭体応力度、支持力及び水平変位を照査する。

エ 耐震性能は18.3.8に規定するように、堰柱躯体と杭基礎の補修・補強の難易度等を考慮して相対的な損傷度合い決め、堰柱を優先的に塑性化させ、杭基礎は副次的な塑性化に留めることを原則とし、その詳細は、18.3.8 基礎工の地震時保有水平耐力法による。また、タイプI、IIの取扱いについては、それぞれを考慮する。

オ レベル1及びレベル2地震時における杭又はケーソン基礎の設計は、12.6.4 耐震設計上の地盤面に示すように耐震設計土質定数を低減させて行う。

なお、液状化が生じると判定される地盤上にある固定堰基礎を対象とする場合には、レベル1地震時における杭基礎等の検討を行う。このとき、土質定数を低減する場合には、12.7.5 液状化の判定の表-12.7-15に規定する土質定数の低減係数を用いる。この場合、地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度を補正し固有周期を考慮しないレベル1地震時の設計水平震度を用いて、杭の支持力、水平力、水平変位等を照査する。

(4) 許容変位を緩和する場合の杭基礎設計

液状化の影響があると判定された場合には、①液状化が生じると考えるケース、②液状化が生じないと考えるケースの両方で照査を行い、いずれか厳しい方の結果を用いる。

液状化が生じないと考える場合には、線形解析である変位法により弾性挙動として評価できる範囲（杭径の1%又は杭径1.5m以下では15mm）に応答変位を留める。

一方、液状化が生じると考えるケースでは、液状化の影響を考慮（土質定数の低減）して、18.7.4(4)に示す地盤の非線形性を考慮した解析法にて照査を行うことを前提に、水平変位の制限値を常時及びレベル1地震時の許容水平変位を、ゲートの機能の確保や経済性等を考慮した上で3.5%に緩和することができる。

なお、許容変位の緩和は、場所打ち杭には適用されない。

液状化が生じる地盤の杭基礎に対して許容変位が緩和できる場合の、レベル1地震時の照査フローを図-18.4-1に示す。

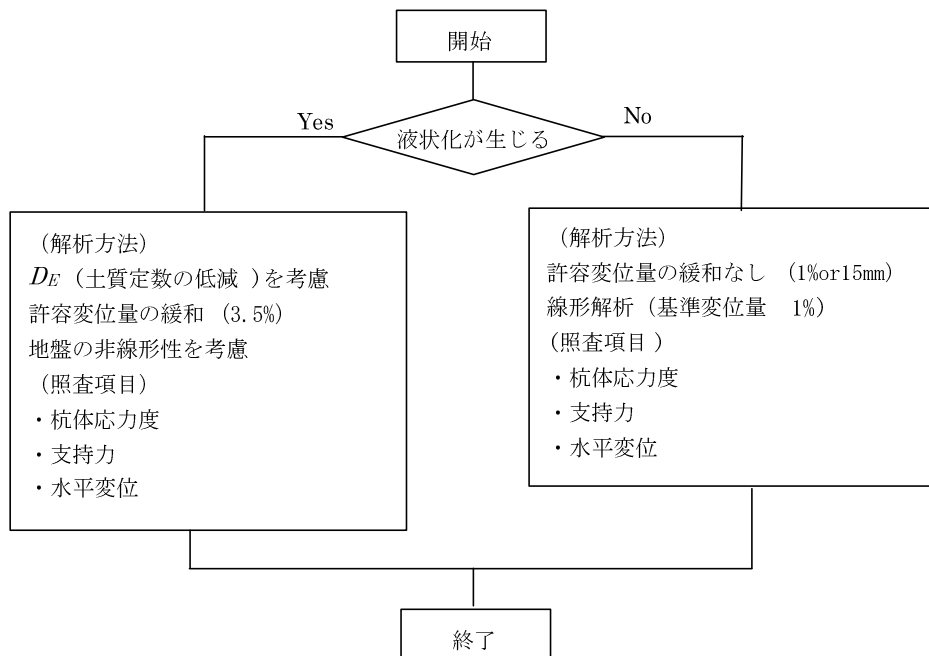


図-18.4-1 液状化が生じる地盤における杭基礎のレベル1地震時の照査フロー

18.5 直接基礎の設計

18.5.1 設計の基本

直接基礎は、支持形態から見て荷重が基礎版から直接支持地盤に伝えられるものであり、底面の接地圧は許容支持力に対して安全であり、かつ沈下によって上部構造に障害を与えないものとする。底面に水平力が作用するときには滑動に対する安全性の検討も行う。

本章は、地盤を比較的浅く広く掘削してフーチングを構築し、上部構造からの荷重を直接良質な支持層に伝える直接基礎のほか、挙動がこれに類似すると考えられる有効根入れ深さと基礎短辺幅の比が1/2以下の根入れの浅いケーソン基礎等の剛体基礎を対象とする。

(1) 常時及びレベル1地震時に対する直接基礎の安定性照査

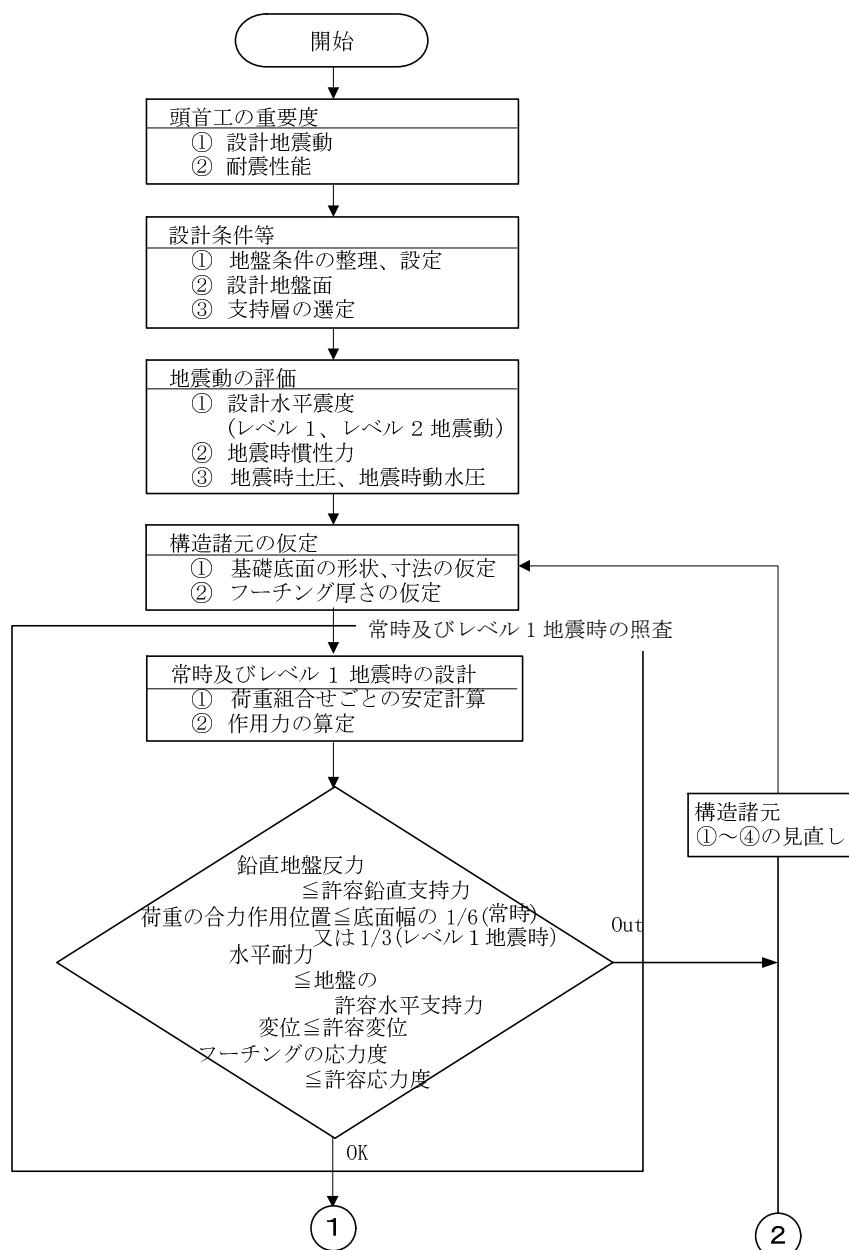
常時及びレベル1地震時に対する直接基礎の照査は次による。

- ア 直接基礎底面における鉛直地盤反力は、基礎底面地盤の許容支持力以下とする。
- イ 直接基礎に作用する荷重の合力の作用位置は、常時には底面の中心より底面幅の $1/6$ 以内、レベル1地震時には底面幅の $1/3$ 以内とする。
- ウ 直接基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。
- エ 直接基礎の変位は、許容変位以下とする。
- オ フーチングに生じる応力は、許容応力度以下とする。

(2) レベル2地震時に対する直接基礎の安定性照査

レベル2地震時に対する直接基礎の安定性照査は、**18.3.3 基礎設計の基本**の理由により行わなくてよい。ただし、フーチングを塑性化させないように行う。

直接基礎の設計計算フローは、**図-18.5-1**を参照する。



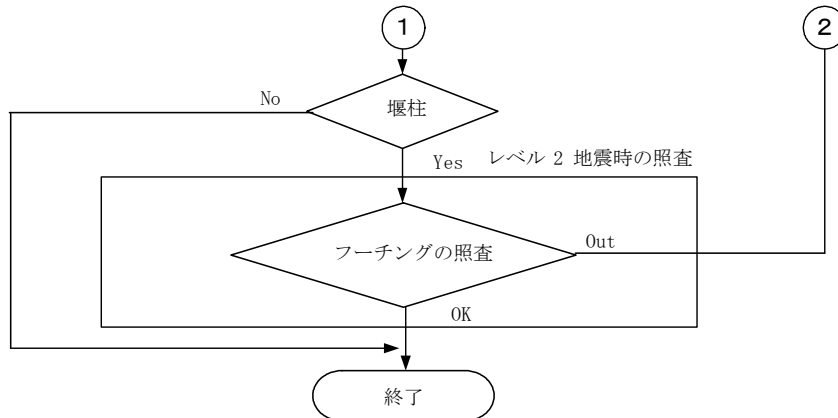


図-18.5-1 直接基礎の設計計算フロー

18.5.2 荷重分担

直接基礎における基礎地盤の荷重分担は以下の考え方により行う。

- (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させる。
- (2) 水平荷重は、原則として基礎底面地盤のせん断地盤反力のみで抵抗させる。

18.5.3 地盤の許容支持力

- (1) 基礎底面地盤の許容鉛直支持力

地盤の支持力を求める方法には、

- ア 土質試験結果を用いて極限支持力から算定する方法
- イ 平板載荷試験を行い決定する方法
- ウ 常用地耐力度表による方法

などがある。ここでは、アによる方法を用いて極限支持力から地盤の許容支持力を算定するものとするが、イの方法は、一般には施工時の地耐力の確認によく用いられており、ウの方法は、比較的簡易な構造物の地耐力として用いられるが、精度が劣る場合があるので取扱いには注意する。

- (7) 基礎底面地盤の許容鉛直支持力

基礎底面地盤の許容鉛直支持力は、基礎底面地盤の極限支持力及び基礎の沈下量を考慮して求めるものとし、許容鉛直支持力は、基礎底面地盤の極限支持力に対して、表-18.5-1 に示す安全率を確保する。

表-18.5-1 安全率

常時	レベル 1 地震時
3	2

- (4) 基礎底面地盤の極限支持力

- a 基礎底面地盤の極限支持力は、適切な地盤調査を行い、荷重の偏心傾斜、基礎の形状や寸法、根入れ深さ等を考慮して求める。
- b 静力学公式で求められる荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した基礎底面地

盤の極限支持力は、式(18.5-1)により求めてよい。

$$Q_u = A_e \left\{ \alpha k c N_c S_c + k q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\} \cdots \cdots \cdots (18.5-1)$$

ここに、 Q_u : 荷重の偏心傾斜支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

q : 上載荷重 (kN/m²) で、 $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数

k : 根入れ効果に対する割増し係数

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

c 荷重の偏心傾斜及び支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力を平板載荷試験により求める場合には、載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ を用いて式(18.5-1)にしたがって算出する。

(f) 常時における最大地盤反力度の上限値

基礎の過大な沈下を避けるため、特に常時においてのみ良質な支持層における最大地盤反力度の上限値を表-18.5-2に示す。

表-18.5-2 常時における最大地盤反力度の上限値

地盤の種類	最大地盤反力度(kN/m ²)
砂れき地盤	700
砂地盤	400
粘性土地盤	200

(g) 岩盤の最大地盤反力度の上限値

岩盤の極限支持力は、亀裂・割れ目等により左右されるため、地盤定数の評価には不確定な要素が多く、支持力推定式により極限支持力を推定することは困難である。岩盤においては設計の実情を考慮し、母岩の一軸圧縮強度を目安として最大地盤反力度を表-18.5-3に示す程度に抑える。なお、硬岩の場合、亀裂の多少により大きく影響されることから、孔内水平載荷試験による変形係数を目安として区分した。

表-18.5-3 岩盤の最大地盤反力度の上限値

岩盤の種類		最大地盤反力度 (kN/m ²)		目安とする値	
		常時	レベル 1 地震時	一軸圧縮強度 (MN/m ²)	孔内水平載荷試験による 変形係数 (MN/m ²)
硬 岩	亀裂が少ない	2,500	3,750	10 以上	500 以上
	亀裂が多い	1,000	1,500		500 未満
軟岩・土丹		600	900	1 以上	

(オ) 諸係数の計算

極限支持力の計算に用いる各種係数の算定は下記による。

a 形状係数

基礎底面が長方形や円形等の形を有する基礎の極限支持力は、形状係数(表-18.5-4)を用いて帯状基礎の支持力を修正して求める。

表-18.5-4 形状係数

基礎底面の形状 形状係数	帯 状	正方形、円形	長方形、楕円形、小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B_e}{D_e}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B_e}{D_e}$

B_e 、 D_e は図-18.5-5 による。ただし、 $\frac{B_e}{D_e} > 1$ の場合、 $\frac{B_e}{D_e} = 1$ とする。

b 根入れ効果に対する割増し係数

支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な層に根入れされている場合には、次式で計算される根入れ効果に対する割増し係数 k を乗じて極限支持力の割増しをしてよい。

$$k = 1 + 0.3 \frac{D_f'}{B_e} \dots\dots\dots (18.5-2)$$

ここに、 k : 根入れ効果に対する割増し係数

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

D_f' : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m)

ただし、水平荷重を根入れ部分の土の前面抵抗力で分担する場合には、この割増しを行わない。

なお、極限支持力の計算に用いる上載荷重として、設計上の地盤面から長期的に安定している地盤面までの土の重量を考慮してよい。

c 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

本規定に用いる支持力係数 N_c 、 N_q 及び N_γ は、地盤のせん断破壊を前提とし、Terzaghi の支持力公式を傾斜荷重に対し拡張して算定したものである。ただし、荷重の傾斜 $\tan \theta$ が大きい領域については支持力係数を示していない。これは、この領域は、地盤の鉛直支持

力が極限に達し破壊するような荷重状態とはならないことを示すものである。したがって、この領域の極限支持力は、支持力係数をゼロとして算出する。なお、極限支持力の算定に当たって、支持力係数の寸法効果に関する補正係数を考慮することに伴い、せん断抵抗角 $\phi = 45^\circ$ までの支持力係数を適用してよい。

N_c : 図-18.5-2 に示す傾斜を考慮した支持力係数で、地盤のせん断抵抗角 ϕ 及び荷重の傾斜 $\tan \theta$ から求められる。

$$\tan \theta = \frac{H_B}{V} \dots\dots\dots (18.5-3)$$

ここに、 V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

H_B : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)

N_q : 図-18.5-3 に示す傾斜を考慮した支持力係数で、地盤のせん断抵抗角 ϕ 及び荷重の傾斜 $\tan \theta$ から求められる。ただし、 ϕ と $\tan \theta$ の組合せによっては、 N_q の値が θ_{cr} 線の上側(I の領域)で見い出せない場合がある。この場合には、 θ_{cr} の線の下側(II の領域)を用いる。しかし、荷重の傾斜 $\tan \theta$ は、地盤の抵抗を示す上載荷重 q と粘着力 c との比 q/c よりも大きくはなり得ないので、 $\tan \theta$ が q/c よりも小さい領域にのみ適用できるものである。

N_γ : 図-18.5-4 に示す傾斜を考慮した支持力係数で、地盤のせん断抵抗角 ϕ 及び荷重の傾斜 $\tan \theta$ から求められる。

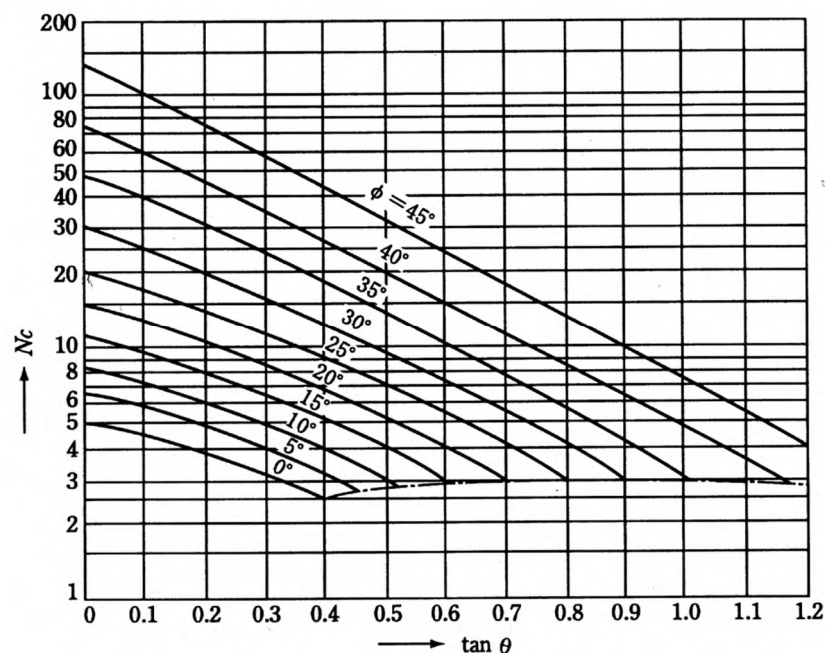


図-18.5-2 支持力係数 N_c を求めるグラフ

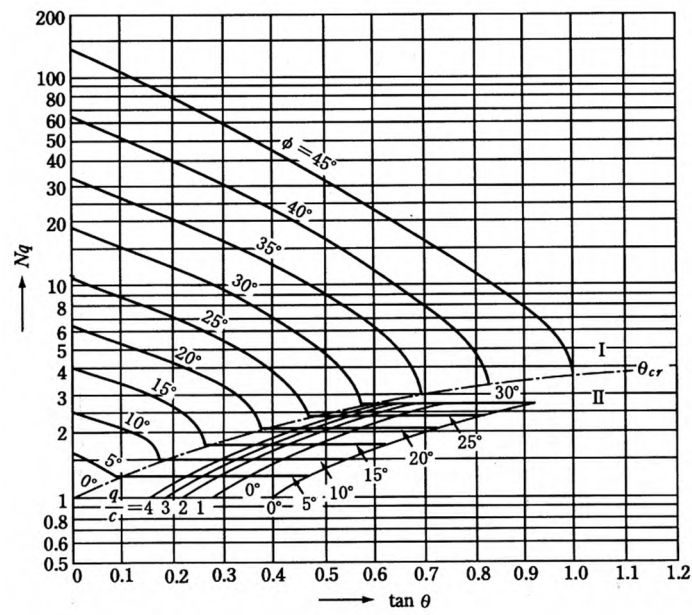


図-18.5-3 支持力係数 N_q を求めるグラフ

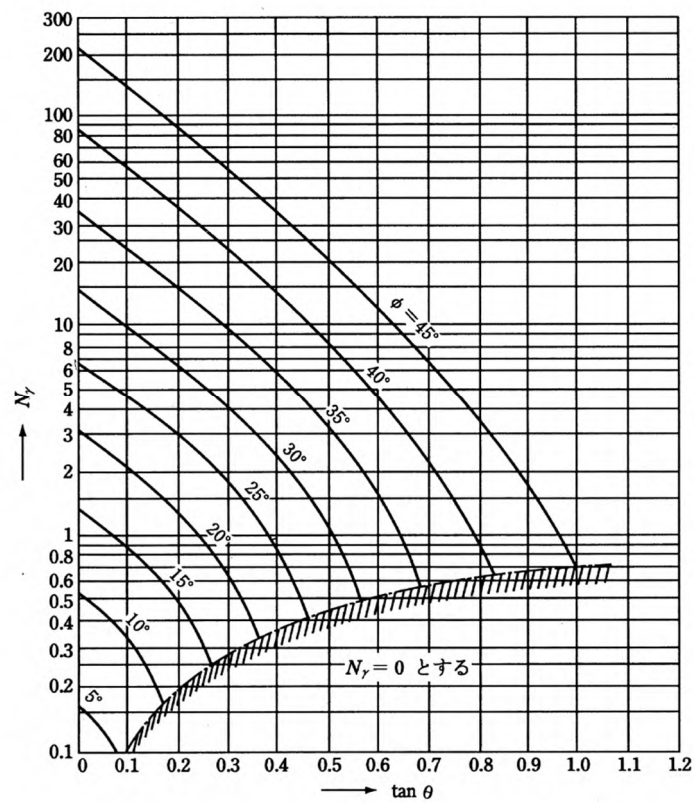


図-18.5-4 支持力係数 N_r を求めるグラフ

d 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

支持力係数の寸法効果は、式(18.5-4)で求められる補正係数を支持力係数に乗じることによって考慮する。

$$\left. \begin{array}{l} S_c = (c^*)^\lambda \\ S_q = (q^*)^\nu \\ S_r = (B^*)^\mu \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.5-4)$$

ここに、 S_c 、 S_q 、 S_r ：支持力係数の寸法効果に関する補正係数

λ 、 ν 、 μ ：寸法効果の程度を表す係数で、 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ としてよい。

c^* ： $c^* = c/c_0$ 、ただし、 $1 \leq c^* \leq 10$

c ：地盤の粘着力(kN/m²)

c_0 ：10 kN/m²

q^* ： $q^* = q/q_0$ 、ただし、 $1 \leq q^* \leq 10$

q ：上載荷重(kN/m²)

q_0 ：10 kN/m²

B^* ： $B^* = B_e/B_0$ 、ただし、 $1 \leq B^*$

B_e ：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)

B_0 ：1.0(m)

式(18.5-4)に示す支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_c 、 S_q 及び S_r の算出に当たって、ここでは、 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ を採用する。

なお、式(18.5-4)において、 c^* 、 q^* 及び B^* の値がそれぞれの範囲外となる場合には、その下限値若しくは上限値を適用して、 S_c 、 S_q 及び S_r を求める。

e 有効載荷面積

偏心荷重を受ける基礎の地盤が破壊状態に達した時には、地盤反力度分布はもはや三角形ではなく、ある幅に長方形分布すると考えてよい。本規定では、荷重の合力の作用点を中心とする仮想の基礎幅を考え、極限状態ではこの部分に荷重が一樣に有効に働くとするMeyerhofの考え方に準拠した。

(a) 偏心が1方向の場合

有効載荷面積は、図-18.5-5の斜線部分とする。このときの有効載荷幅は、式(18.5-5)で求める。

$$B_e = B - 2e_B \dots\dots\dots (18.5-5)$$

ここに、 B_e ：基礎の有効載荷幅(m)

B ：基礎幅(m)

e_B ：荷重の偏心量(m)で、 $e_B = M_B/V$

M_B ：基礎底面に作用するモーメント(kN・m)

V ：基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

(b) 偏心が2方向の場合

有効載荷面積は、図-18.5-6の斜線部分とする。このときの有効載荷幅は式(18.5-6)で求める。

$$\left. \begin{aligned} B_e &= B - 2e_B \\ D_e &= D - 2e_D \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18.5-6)$$

ここに、 B_e 、 D_e : 基礎の有効載荷幅 (m)
 B 、 D : 基礎幅 (m)
 e_B 、 e_D : 荷重の偏心量 (m) で、 $e_B = M_B/V$ 、 $e_D = M_D/V$
 M_B 、 M_D : 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)
 V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

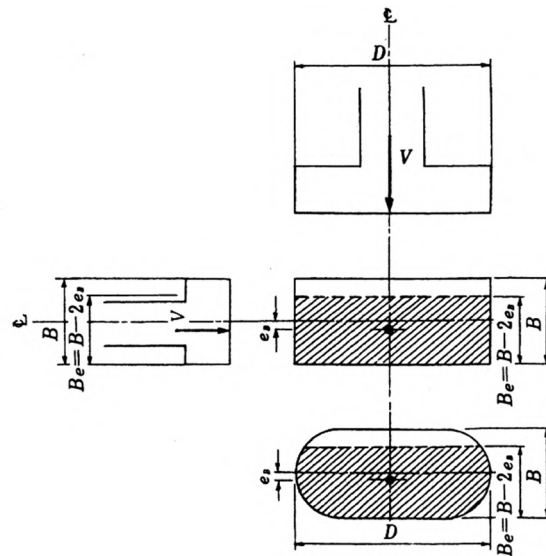


図-18.5-5 有効載荷面積 (偏心が 1 方向の場合)

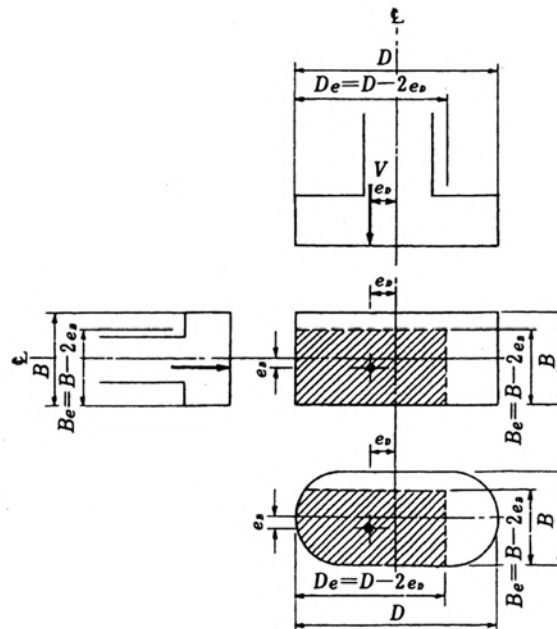


図-18.5-6 有効載荷面積 (偏心が 2 方向の場合)

(2) 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力

ア 直接底面地盤の許容せん断抵抗力

直接底面地盤の許容せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力に対し、表-18.5-5 に示す安全率を確保して求める。

表-18.5-5 安全率

常 時	レベル1 地震時
1.5	1.2

イ 基礎底面地盤のせん断抵抗力

基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力は、式(18.5-7)により求める。

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B \cdots \cdots \cdots (18.5-7)$$

ここに、 H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)

c_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)

ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)。ただし、浮力を差し引いた値とする。

ウ 突起によるせん断抵抗力

せん断抵抗力を増加させるために、やむを得ない場合には、基礎底面に突起を設けることができる。突起は水平力を地盤に伝えるよう、支持地盤に十分貫入させる。

なお、突起を設けた場合の詳細の計算手法は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編」(10.3.3)による。

18.5.4 地盤反力度及び変位の計算

(1) 一般

直接基礎底面における地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出する。

(2) 地盤反力度の計算条件

ア 直接基礎底面における鉛直地盤反力度及びせん断地盤反力度は、基礎を剛体とし、地盤を弾性体として算出する。

イ 直接基礎底面の弾性変位量は、基礎を剛体とし、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数を用いて算出する。

ウ フーチングが「18.6(2)」の規定により、部材として剛体と仮定できない場合には、フーチングを弾性体として地盤反力度を算出する。

(3) 地盤反力度の算定

地盤反力度は、次の方法により求めてよい。

ア 荷重を底面地盤のみで支持させる場合(図-18.5-7)

(7) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合(台形分布 $e < \frac{B}{6}$)

$$q_{\max}, q_{\min} = \frac{V}{DB} \pm \frac{6M_B}{DB^2} \cdots \cdots \cdots (18.5-8)$$

- (イ) 荷重の作用位置が底面の核外にある場合(三角形分布 $e \geq \frac{B}{6}$)

$$q_{\max} = \frac{2V}{Dx} \dots\dots\dots (18.5-9)$$

ここに、 V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

M_B : 基礎底面図心に作用するモーメント (kN・m)

$$M_B = V e$$

e : 荷重の偏心距離 (m)

$$x : \text{底面反力の作用幅 (m)} \quad x = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

x が B より小さいときには三角形分布となり、 x が B より大きいときには台形分布となる。

$q_{\max}$: 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)

$q_{\min}$: 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)

B : 基礎幅(m)

D : 基礎の奥行き(m)

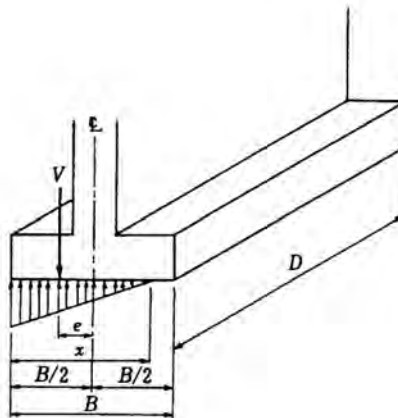


図-18.5-7 基礎底面の地盤反力度分布

イ 基礎の弾性変位量は次の方法により計算してよい。

- (ア) 鉛直変位量

基礎底面中心の鉛直変位量は式(18.5-10)で求める。

$$\delta_v = \frac{1}{k_v} \cdot \frac{V}{A} \dots\dots\dots (18.5-10)$$

ここに、 δ_v : 基礎底面中心の鉛直変位量 (m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

A : 基礎底面積(m²)

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

なお、基礎底面に圧密沈下を生じるおそれのある地盤がある場合には、弾性変位量に加えてその影響を別途検討する。

- (イ) 回転角

基礎の回転角は式(18.5-11)で求める。

$$\alpha = \frac{M_B}{Ik_v} \dots\dots\dots (18.5-11)$$

ここに、 α : 基礎の回転角 (rad)

M_B : 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

I : 基礎底面の図心に関する断面二次モーメント (m⁴)。ただし、荷重の作用位置が底面の核外にある場合には、次の関係式で求めた断面二次モーメント I_x を用いる。

$$I_x = \frac{x^3}{B^3} (3B - 2x) I$$

I_x : 荷重の作用位置が底面の核外にある場合の底面の断面二次モーメント (m⁴)

B : 基礎幅 (m)

x : 底面反力の作用幅 (m) (図-18.5-7)

(ウ) 水平変位量

基礎底面の水平変位量は式 (18.5-12) で求める。

$$\delta_H = \frac{1}{k_s} \cdot \frac{H_B}{xD} \dots\dots\dots (18.5-12)$$

ここに、 δ_H : 基礎底面の水平変位量 (m)

H_B : 基礎底面に作用する水平力 (kN)

x : 底面反力の作用幅 (m) (図-18.5-7)

D : 基礎の奥行き (m)

k_s : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

18.5.5 弱部処理

弱部処理とは、基礎地盤の強度分布から局所的な粘性土層等の軟弱層を挟むような場合や強風化岩の弱層部、地表面付近での薄い弱部等の処理を対象にするものである。

これらの処理工法は、図-18.5-8 に示すような貧配合の無筋コンクリートや良質な材料による置換え、また、透水性を改善するなどの理由からは、局所的にはセメント系固化工法の適用もやむを得ない場合もあると考えられ、地質的な細部の検討を行った上で、頭首工の安全性、水質等の環境への影響、施工の確実性、設計浸透路長等を総合的に判断して、適切に設計する。

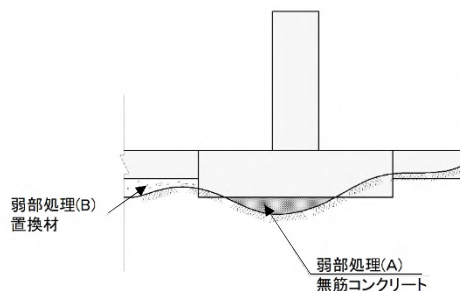


図-18.5-8 弱部処理の一例

18.6 フーチングの設計

本項は、直接基礎、杭基礎及びケーソン基礎のフーチングに適用する。

(1) 一般

ア フーチングは、フーチング自重、土砂等の上載荷重、浮力の有無、地盤反力、基礎からの反力等により、設計上最も不利となる荷重状況を考慮して設計する。

イ フーチングは、片持ち梁、連続梁等の梁部材として設計してよい。また、必要に応じて、版としての挙動を考慮して設計する。

(2) フーチングの厚さ

ア フーチングは、部材として必要な厚さを確保する。

イ フーチングは、基礎の安定計算の前提として剛体と仮定する場合は、剛体とみなせる厚さを有するものとする。詳細は、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」(8.7.2)を参照する。

(3) 曲げモーメントに対する設計

ア 照査断面

照査断面は、長方形断面の柱又は壁の場合はその前面、円形断面の柱の場合は柱前面より柱直径の 1/10 内側へ入った位置における鉛直断面とする。(図-18.6-1 参照)

イ 作用荷重

(ア) 常時及びレベル 1 地震時に対する照査は、柱又は壁前面のフーチング全面積に作用する荷重を考慮して、照査断面に生じる曲げモーメントを計算する。ただし、直接基礎フーチングの場合には底面せん断力、杭基礎フーチングの場合には杭頭水平反力及び杭頭曲げモーメントを除いて計算することを原則とする。

(イ) レベル 2 地震時に対する照査は、柱又は壁前面のフーチング全面積に作用するすべての荷重を考慮して、照査断面に生じる曲げモーメントを計算する。

ウ 軸線

軸線は、原則として断面の図心位置とする。

エ 有効幅

(ア) 常時及びレベル 1 地震時に対する照査に用いる有効幅 b は、式 (18.6-1) により算定する。

$$\left. \begin{array}{l} \text{フーチング下面側が主鉄筋になる場合} \quad b + t_c + 2d \leq B \\ \text{フーチング上面側が主鉄筋になる場合} \quad b + t_c + d \leq B \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.6-1)$$

ここに、 b : 有効幅 (mm)

B : フーチング全幅 (mm)

t_c : 堰柱又は管理橋橋台の躯体幅 (mm)

d : フーチングの有効高 (mm)

(イ) レベル 2 地震時に対する照査に用いる有効幅 b は、式 (18.6-2) により算定する。

$$\left. \begin{array}{l} \text{フーチング下面側が主鉄筋になる場合} \quad b = B \\ \text{フーチング上面側が主鉄筋になる場合} \quad b = t_c + 1.5d \leq B \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.6-2)$$

ここに、 b : 有効幅 (mm)

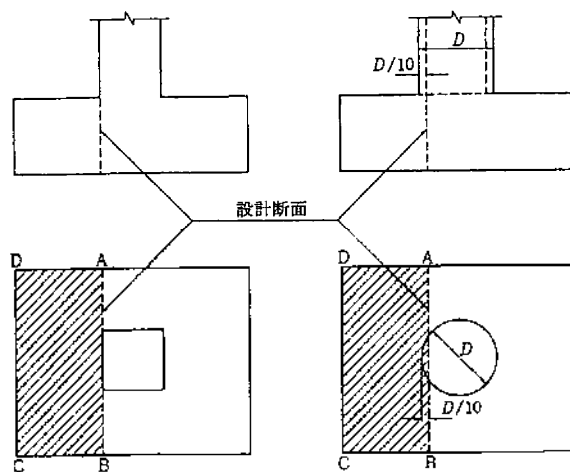
B : フーチング全幅 (mm)

t_c : 橋脚又は管理橋橋台の躯体幅 (mm)

d : フーチングの有効高さ (mm)

ただし、断面内でモーメントの再配分が確実に行われるように、軸方向鉄筋量は釣合鉄筋量の 1/2 以下とする。

ここで、図-18.6-1 における照査断面 AB の曲げモーメントとしては、図-18.6-2 に示すように、原則として図-18.6-1 の面積 ABCD に作用するすべての荷重を考慮して算出する。



(a) 長方形断面

(b) 円形断面

図-18.6-1 照査断面

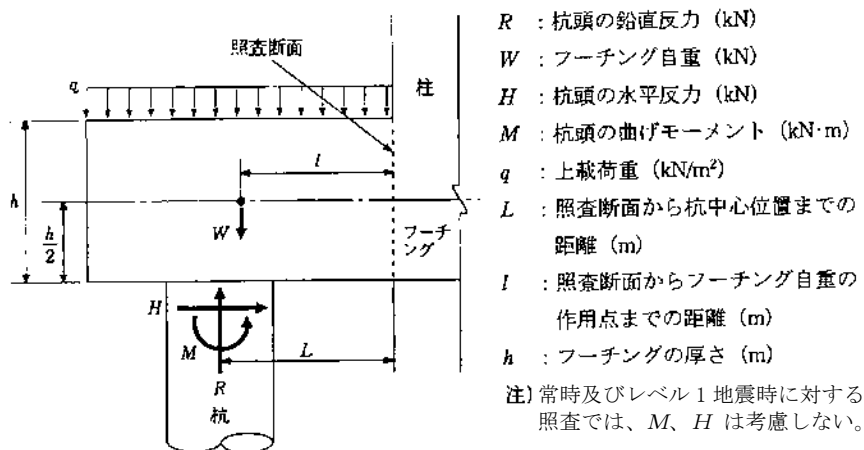


図-18.6-2 柱断面が照査断面の場合の作用位置 (杭基礎フーチングの場合)

(4) セン断力に対する設計

せん断力に対するフーチングの照査は、せん断スパン比の影響を考慮した上で、(14.2.2(8))及び「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」(5.1.3)、(8.7.4)の規定により行う。

ア 照査断面と主鉄筋の位置

(7) 柱又は壁付近におけるせん断力に対する照査は、図-18.6-3 に示す部材断面 A-A において行う。

斜引張鉄筋を用いる場合、フーチング下面側が主鉄筋になる場合には、図-18.6-3(a)の斜

線部分の斜引張鉄筋は、A-A断面について算出される鉄筋量以上を配置する。また、フーチング上面側が主鉄筋になる場合には、図-18.6-3(b)の柱前面の斜線部分には A-A 断面について算出される鉄筋量以上、柱側面の斜線部分の単位幅当たりには A-A 断面について算出される単位幅当たりの鉄筋量以上を配置する。

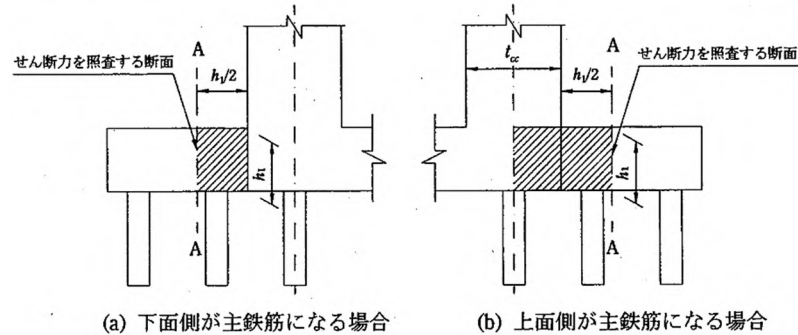


図-18.6-3 柱又は壁付近におけるフーチングのせん断力を照査する断面

- (イ) 杭基礎フーチングにおけるせん断力に対する照査では、図-18.6-4(a)、(b)に示すように、部材断面 A-A に加えて、杭中心位置においても行う。
斜引張鉄筋を用いる場合には、(ア)と同様に配置する。

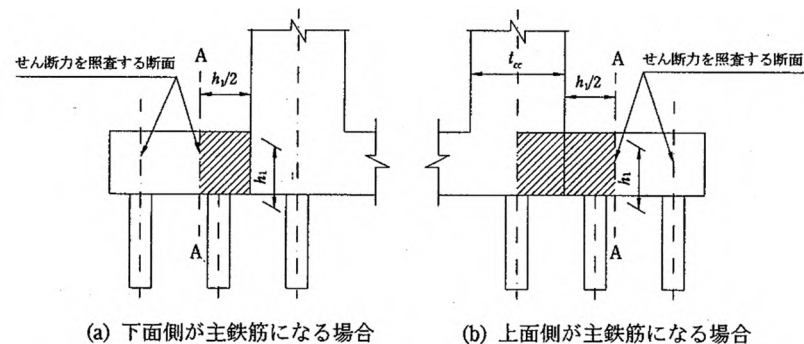


図-18.6-4 杭基礎フーチングのせん断力を照査する断面

- (ウ) せん断力に対する照査を行う場合のフーチングの主鉄筋は、柱又は壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直荷重による柱又は壁前面位置における曲げモーメントの向きにより決定する。

イ 有効幅

せん断力に対するフーチングの有効幅は全幅とするのを原則とする。ただし、杭間隔が著しく大きい場合には、18.6(3)に準じる。

ウ 版としてのせん断の照査

杭基礎フーチングは、レベル2地震時において、必要に応じて版としてのせん断の照査を行う。

(5) 鉄筋の配置

フーチングの鉄筋は、フーチングの柱前面における鉛直断面を照査断面として、片持ち梁として計算した曲げモーメントに対し、前項で規定した有効幅に有効高を乗じた長方形断面で必要鉄筋を求め配置する。

(6) フーチングの設計

フーチングは、常時、レベル 1 地震時及びレベル 2 地震時に対して図-18.6-5 に示すように自重、上載荷重、地盤反力、土圧の鉛直成分等を作用させて設計する。

常時及びレベル 1 地震時に対するフーチングの設計においては、地盤反力度は 18.5.4 地盤反力度及び変位の計算の規定により算出された地盤反力度分布を用いる。

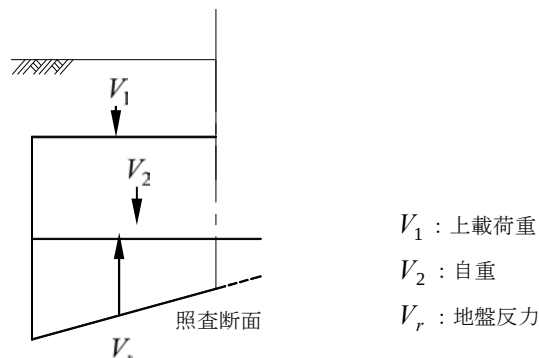


図-18.6-5 フーチングの設計における荷重状態

レベル 2 地震時においては、フーチングにはレベル 1 地震時を上回る浮上りが生じ、地盤力がフーチング端部付近に集中することにより、フーチングにはレベル 1 地震時で考慮した断面反力よりも大きな断面力が作用する。そこで、堰柱の直接基礎については、レベル 2 地震時の地盤反力度分布に対してフーチングの設計を行う。

18.7 杭基礎の設計

18.7.1 設計の基本

杭基礎は、表面の地盤が軟弱で安全な支持層が深い場合や、杭打ちによって地盤の締固め効果を期待する場合、さらに素掘りによる直接基礎の施工が困難な場合に採用される。また、杭基礎の分類は、施工方法や杭の製造法により 18.3.1 基礎工法の種類のように分類されるとともに、表-18.3-3 に示す基礎工の構造特性や施工、環境条件にも適合するよう留意する。

杭基礎の照査は、常時の荷重やレベル 1 地震時、レベル 2 地震時の作用力に対して、軸方向力、引抜き力及び変位に対し十分安全であることを確認する。ここでは、耐震設計に関する杭基礎の設計を示す。

(1) 重要度区分と保持すべき耐震性能

杭基礎の耐震設計は、頭首工の重要度に応じて、表-18.7-1 に示す地震動レベルを考慮し、目標となる耐震性能を確保する。杭基礎は原則的に上部構造の耐力を上回るものとし、レベル 2 地震時の場合は「限定された損傷に留める」とする。

表-18.7-1 杭基礎における重要度、地震時レベル及び耐震性能

重 要 度		想定する地震動レベル	目標とする耐震性能
頭 首 工	杭 基 礎		
AA 種、A 種	AA 種	レベル 1 地震動	健全性を損なわない
		レベル 2 地震動 (タイプ I、II)	限定された損傷に留める
B 種	B 種	レベル 1 地震動	健全性を損なわない

(2) 杭基礎の解析手法と照査方法

杭基礎の解析手法は、各地震動レベルの照査方法にあった手法を用いる。そこで、レベル1地震動は、照査方法に許容応力度法を用いるので線形弾性モデルである変位法とし、レベル2地震動は、照査方法に杭体と地盤の非線形性を組み入れ全体系を非線形とした地震時保有水平耐力法を用いるので非線形骨組モデルによる荷重増分法（プッシュオーバー解析）にて行う。

なお、表-18.7-2に杭基礎の構造計算法、照査法を示す。

表-18.7-2 杭基礎の構造計算法・照査法

地震動レベル	構造計算法	照査法
レベル1	変位法	許容応力度法
レベル2	荷重増分法 (プッシュオーバー解析)	地震時保有水平耐力法

また、杭基礎の照査に必要な限界状態と照査項目は、表-18.7-3のとおりである。

表-18.7-3 基礎の限界状態と照査項目

地震動レベル	考慮すべき荷重の例	杭基礎の限界状態	照査項目	基礎の挙動を求めるための計算法
レベル1	死荷重 土圧 地震の影響(地震時慣性力、地震時土圧、地震時動水圧、地盤の液状化の影響)	基礎の各部材の力学特性が弾性域を超えることなく、基礎を支持する地盤の力学特性に大きな変化が生じない限界の状態	杭頭反力 $\leq$ 許容支持力 発生水平変位 $\leq$ 許容水平変位 発生応力度 $\leq$ 許容応力度	○静的照査法 (許容応力度法) ○解析モデル ・地盤抵抗：線形弾性体 ・基礎本体：線形弾性体 ・フーチング：剛体
レベル2	死荷重 土圧 地震の影響(地震時慣性力、地震時土圧、地震時動水圧、地盤の液状化及び流動化の影響、地震時地盤変位)	基礎の各部材が副次的な塑性化に留まる限界の状態 フーチングは、力学特性が弾性域を超えない限界の状態	基礎が系としての降伏に達しない 杭本体のせん断力 $\leq$ せん断耐力 フーチングの発生断面力 $\leq$ 耐力	○静的照査法 (地震時保有水平耐力法) ○解析モデル ・地盤抵抗：バイリニア型弾塑性 ・基礎本体：弾塑性(バイリニア型又はトリリニア型) ・フーチング：剛体

なお、表-18.7-2の各地震動レベルに対する計算法の概要を表-18.7-4に示す。

表-18.7-4 計算法による杭反力及び変位の計算方法の概要

計算法	概 要
変 位 法	変位法は、杭基礎構造物全体の力の釣合いから、杭の軸方向力、杭軸直角方向力と同時に変位を求めることができ、現在のところ最も論理的な計算方法である。しかし、この計算には、杭軸方向、杭軸直角方向のバネ定数を必要とし、これらの値は、一般に杭の載荷試験の結果より求めるか、土質調査結果より推定する。
荷重増分法 (プッシュオーバー解析)	荷重増分法（プッシュオーバー解析）は、荷重を漸次増加させて杭や地盤の支持の降伏（塑性モデルの発生）を逐次追跡して、構造物モデル全体系の崩壊に至るプロセスを表現する静的解析法である。解析モデルは、フーチングあるいは床版と杭体からなるラーメン構造モデルとし、このモデルの中には地盤と杭の非線形性を組み込んで、荷重と杭体に発生する部材力や基礎全体の変形の関係を算出するものである。この基礎全体の非線形特性結果(荷重と変位の関係)をもとに地震時保有水平耐力法により照査を行う。