

3. 各基礎の工法開発と設計法の変遷

3.1 直接基礎

直接基礎は、2章で述べたように地盤の浅い位置に構築されるため一般に特別な施工技術を要しない。したがって、ここでは設計法の変遷のみを示す。また、基礎全般にかかる設計法の変遷についてもここで示す。

(1) 基準変遷の概要

1886年(明治19年)、内務省訓令第13号として制定された道路築造標準は、我が国における初めての道路構造に関する基準である。その第29条で橋梁の設計荷重が規定されたが、許容応力度や構造細目に関する規定はなく、当時は西洋で発達した構造力学等を取り入れて技術者の考えにより設計されていたものと推察される¹³⁾。1926年(大正15年)には、道路構造令の細則として位置づけられる道路構造に関する細則案(内務省)が定められたが、1923年(大正12年)関東地震を受けて地震荷重に関する規定、すなわち震度法が盛り込まれた。1939年(昭和14年)には道路橋単体としての初めての基準である鋼道路橋設計・製作示方書が制定され、地震の影響として水平加速度0.2g、鉛直加速度0.1gという標準値が定められた。

基礎の設計に関する基準は、1964年(昭和39年)に制定された道路橋下部構造設計指針：くい基礎の設計篇¹⁴⁾が最初であり、指針の制定以前は技術者の考えに基づき基礎の設計等が行われていた。直接基礎に関しては、1968年(昭和43年)に道路橋下部構造設計指針：直接基礎の設計篇¹⁵⁾が制定された。1980年(昭和55年)にそれまで制定されていた8つの指針を統合することにより、下部構造に関する初めての道路橋示方書である道路橋示方書IV下部構造編(以降、「道示IV編」と称す。)が制定¹⁶⁾され、以降は道路橋示方書として改定が重ねられている。

(2) 基礎の設計法の区分

基礎の設計法の区分に関して、基礎の安定に影響する地盤抵抗要素やその範囲は、基礎本体の形状および地盤との相対的な剛性の違いにより変わる。図-3.1はそれを模式的に表したものであるが、(a)のように基礎の長さすなわち有効根入れ深さが短ければ基礎底面での地盤抵抗が支配的となる一方、(b)のように長くなると側面の地盤抵抗が大きくなり、(c)のように基礎本体がさらに長くなるとともに相対的な曲げ剛性が低くなると、基礎底面での水平地盤抵抗が生じず側面の地盤抵抗の範囲も限定的となってくる。(a)の場合に直接基礎の設計法が適用されることとなり、1980年制定の道示IV編では有効根入れ深さと短辺幅の比 $L_e/B \leq 1/2$ を設計法の適用範囲とすることが規定された。この区分は最新の基準まで基本的に変わっておらず、1/2を超える場合にはケーソン基礎等の柱状体基礎として取り扱うこととなる。文献17)に示される図-3.2のように、有効根入れ深さ(本図中では L)と短辺幅の比が0.5(=1/2)以下となる場合には基礎底面の抵抗が概ね9割以上を占めていることがわかる。

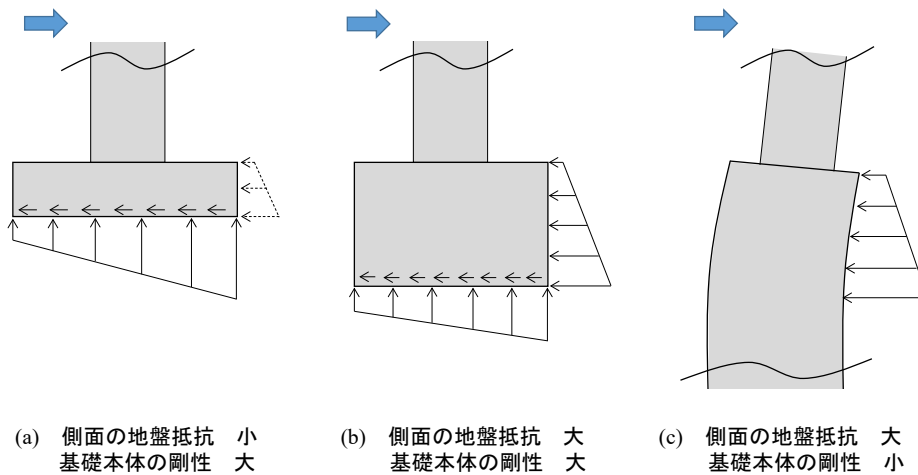


図-3.1 基礎の形状・相対剛性と地盤抵抗のイメージ

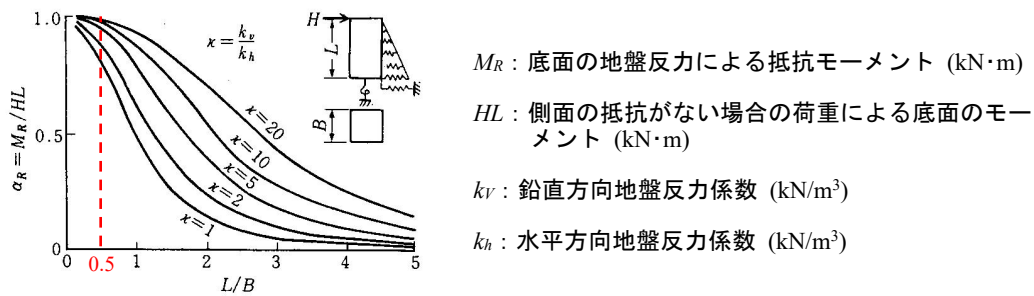


図-3.2 基礎底面が負担する抵抗モーメントの割合¹⁷⁾に加筆

(3) 支持力等安定に関する設計

直接基礎の設計で最も重要な事項となる支持力に関しては、剛塑性理論に基づく全般せん断破壊のすべり線に対する極限支持力が多く、の構造物基準で用いられている。この方法では一般に地盤の特性のみから支持力が算出されるが、1968年指針では土木研究所の検討に基づき¹⁸⁾、基礎に加わる荷重の偏心・傾斜の影響(図-3.3参照)を考慮した支持力推定式が示された。式中の支持力係数 N_c 、 N_q を解析解、 N_γ を数値解として求めたわが国独自、道路橋独自の推定式であり、地震の影響が設計上支配的となるわが国の条件に適合するよう開発された方法と言える。2001年(平成13年)の道示IV編改定(道示・同解説は2002年¹⁹⁾)では、同一地盤でも寸法が大きくなると支持力係数が減少するという寸法効果の影響を考慮した補正係数が導入された。最新の2017年(平成29年)改定¹⁾では、基礎底面に作用する鉛直力・水平力・転倒モーメントの連成効果を考慮して、鉛直荷重 V が一定となる実際の荷重経路と整合する照査式が導入され(図-3.4参照)、極限支持力推定式とは別に偏心・傾斜の影響を考慮する方法に見直されている。なお、岩盤を支持層とする場合には、亀裂・割れ目等の存在が支持力に対して支配的な影響を及ぼすことが多く、一様な地盤とみなして計算を行う支持力推定式の適用が困難であることから、1990年(平成2年)の道示IV編改定²⁰⁾において岩盤の最大地盤反力度の上限値が示された。

急峻な地形の多いわが国では山間部の傾斜地に橋梁下部構造を設置する事例も多いが、傾斜地では平坦な条件に比べて支持力が低下する。このため指針に示された平坦地盤の式をベースとした傾斜地盤での支持力推定式が日本道路公団で開発された²¹⁾。同式は公団の設計要領^(例えば²²⁾)に反映され、傾斜地盤に設置される直接基礎の設計において標準的に用いられている。

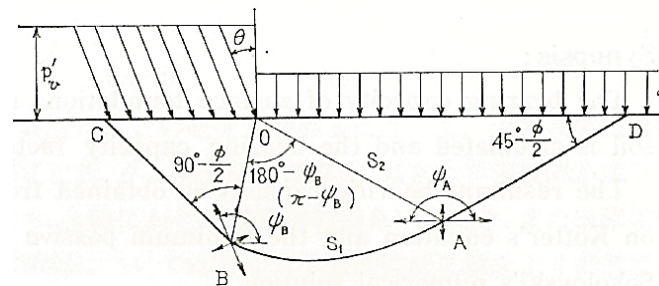


図-3.3 傾斜荷重を受ける地盤の抵抗領域¹⁸⁾

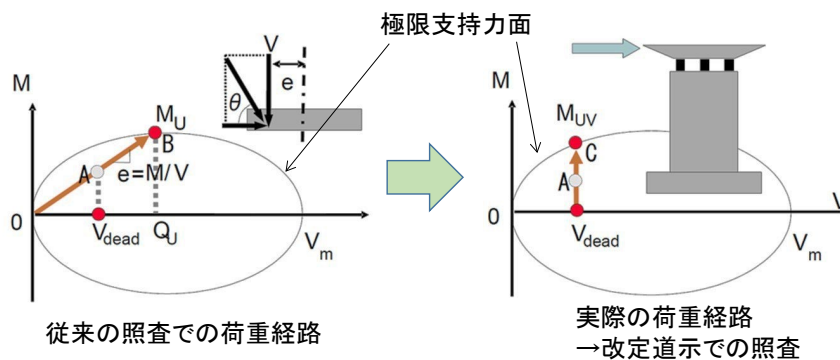


図-3.4 直接基礎の支持力照査における荷重経路の違い

支持力推定式は上述のように剛塑性理論に基づいており、理論上沈下量と関連づけられない。このため、基礎の過大な沈下を防ぐ目的から、1990年の道示IV編改定において常時における地盤反力度の上限値が示された。2017年の改定では、性能規定の充実化の一環としてこの照査は基礎の変位の制限の照査として取り扱われ、耐荷性能の照査とは別に位置づけられている。

直接基礎の安定に関しては、鉛直支持力のほか転倒と滑動に対する照査が行われる。転倒に対しては荷重の合力の作用位置での照査、滑動に対しては底面地盤のせん断抵抗力の照査が1968年の指針で定められ、以降最新の基準まで同様の照査となっている。

直接基礎の支持力算出等の際して、フーチングが計算上剛体とみなせることが前提となる。このため、1980年制定の道示IV編ではフーチングについて剛体として取り扱える厚さを有することを原則とし、平均厚さが長辺の1/5程度以上というみなしを示している。1990年の改定では、杭基礎フーチングと共通となる剛体判定式が示された。

(4) 支持層の選定

支持層に関しては、1966年（昭和41年）制定の道路橋下部構造設計指針：調査および設計一般篇²³⁾において、良質な支持層の目安としてN値25から30という値が示されており、粘性土層でN値20程度以上、砂層・砂れき層で30程度以上という現在の目安と大きな違いはない。ただし、支持層は単に支持力を確保するために十分な強度を有するだけでなく、構造物の供用期間中の長期にわたり安定しているとみなせる地層を選定する必要がある。特に直接基礎の場合には支持層が浅いため、地層の長期安定性に注意が必要となる。写真-3.1は斜面上の直接基礎を有する橋台が支持層の浸食（図-3.5参照）により崩落した事例²⁴⁾、写真-3.2は地震動により支持層が崩壊し直接基礎を有する橋台が大きく沈下した事例である²⁵⁾。1990年改定の道示IV編では、一般に沖積世の新しい表層では支持させないこととし、長期の安定性に配慮する形となっている。2017年の改定では、写真に示したような被害の事例を踏まえて、長期的に安定して存在する地層を支持層として選定することが新たに規定された。



写真-3.1 斜面上に設置された橋台の崩落（伏見橋）²⁴⁾

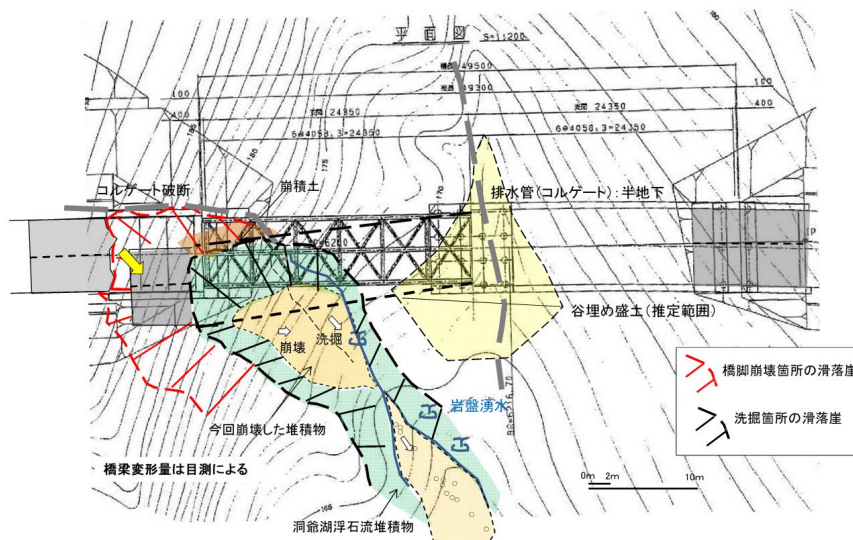


図-3.5 崩落した橋台位置の地質踏査図²⁴⁾



写真-3.2 地震時の斜面崩壊により沈下した橋台（阿蘇長陽大橋）²⁵⁾

(5) 耐震設計

耐震設計のうち基礎に関連する事項に関しては、1971年（昭和46年）に道路橋耐震設計指針が制定（指針・同解説は1972年²⁶⁾）された中で、1964年新潟地震における昭和大橋の落橋（写真-3.3）等の被害を踏まえて液状化に対する設計法が初めて導入された。また、修正震度法もこの時に導入されている。1980年（昭和55年）に制定された道路橋示方書Ⅴ耐震設計編（以降、「道示Ⅴ編」と称す。）²⁷⁾では、液状化の程度に応じて土質定数を低減する手法が示された。こうした液状化の影響を考慮した設計法は、軟弱地盤上に都市が建設・拡張されてきたわが国の条件に照らして不可欠であったと言える。



写真-3.3 1964年新潟地震における昭和大橋の被害

1995年の兵庫県南部地震では複数の杭基礎や湾岸部のケーソン基礎で被害が生じた²⁸⁾。表-3.1に示すように基礎の被害は比較的軽微なものが多かったものの、液状化やそれに伴う地盤の流動化により、湾岸部の埋め立て地盤で大きな残留変位を伴う被害が生じた。また、復旧や新設設計に際して、橋脚等の耐力向上に伴い基礎にも相応の耐力確保が必要と

なることなどから、被災橋の復旧のために定められた「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」²⁹⁾およびその翌年の1996年（平成8年）に改定された道示V編³⁰⁾では、基礎に対するレベル2地震時の照査が導入された。液状化に伴う地盤の流動化に対する橋脚基礎の照査もあわせて導入された。直接基礎に関しては、常時やレベル1地震時の設計を満足する平面寸法であればレベル2地震時の交番作用に対して不安定とならないという動的特性の検討に基づき安定照査は省略できるとしたものの、フーチングの部材照査が導入されている。2001年（平成13年）の改定（道示・同解説は2002年³¹⁾）では、液状化の影響を受ける橋台基礎に対するレベル2地震時の照査が導入されている。

表-3.1 1995年兵庫県南部地震における杭基礎の被災度（橋脚数）²⁸⁾

路線名	被災度				
	a	b	c	d	計
阪神高速道路 3号神戸線	0 (0%)	0 (0%)	17 (16%)	92 (84%)	109 (100%)
阪神高速道路 5号湾岸線	0 (0%)	17 (11%)	57 (37%)	79 (52%)	153 (100%)
一般国道2号 浜手バイパス	0 (0%)	0 (0%)	10 (50%)	10 (50%)	20 (100%)
名神高速道路 中国自動車道	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	21 (100%)	21 (100%)

被災度 a：基礎の沈下と同時に大きな残留変位がみられるもの、b：基礎に大きな残留水平変位がみられるもの、杭体に曲げ亀裂がみられるもの、c：杭体に小さな曲げ亀裂がみられるもの、d：杭体に損傷がないか、曲げ亀裂があっても軽微なもの

(6) 洗掘対策

上記の地震の影響のほか、基礎に被害が生じる主な要因として河川を渡河する橋梁の洗掘がある。基礎の洗掘対策に関しては、1976年（昭和51年）に河川管理施設等構造令が制定³²⁾され、河川内の橋台・橋脚について洗掘被害を防ぐための規定等が示された。低水路の河床の表面から深さ2m以上（高水敷表面からは1m以上）の基礎の根入れを確保することや必要に応じて護床工を設置することのほか、河道内にある橋脚の形状についてできるだけ細長い楕円形等とすることが規定された。この規定に伴い、河川内において比較的簡易な施工が可能であったパイルベント形式の橋脚・基礎が採用されなくなった。また、河積阻害率を5%以内に収めることが目安として解説に示された。

図-3.6は、2011年から2016年までの豪雨と平成30年（2018年）7月豪雨で洗掘により被災した橋梁214施設と、被災橋梁と同水系にある被災なし橋梁445施設の完成年、河積阻害率を整理した結果であるが、完成年が古いほど被災割合が高く、1976年の河川管理施設等構造令制定以前、特に1955年以前で高くなっている。古い橋梁では基礎の根入れが浅いほか上部構造のスパンが短く河川阻害率が高いことなどが影響しているものと推察されるが、河積阻害率5%を超えると被災割合がやや高くなることが図から分かる。図-3.7は「倒壊・流出」または「沈下・傾斜」といった大きな被害が生じた橋梁の基礎形式別のデータであるが、直接基礎とパイルベント形式で90%以上を占め、特に直接基礎が多い。なお、パイルベント形式は基礎形式としては杭基礎に分類される。写真-3.4は

2019年台風19号の降雨により橋脚の沈下・傾斜が生じた事例である。本橋は1959年完成で河積阻害率は10%程度であり、橋脚は直接基礎で支持されていた³³⁾。

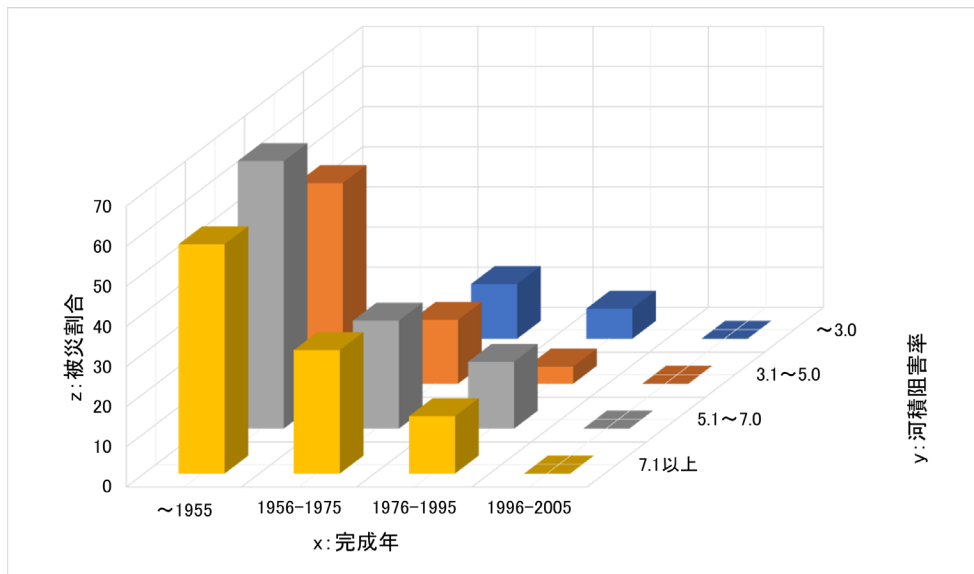


図-3.6 完成年、河積阻害率と洗掘被害の割合

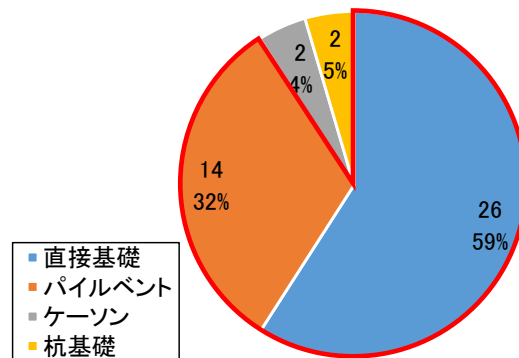


図-3.7 大きな洗掘被害が生じた橋梁の基礎形式割合



写真-3.4 洗掘による橋脚の沈下・傾斜（法雲寺橋）³³⁾

3.2 杭基礎

3.2.1 施工法の変遷

杭基礎の施工法は、木杭、既製コンクリート杭あるいは鋼管杭といった既製の杭を貫入または沈設する既製杭の工法と、現地盤を掘削した後にコンクリートを打設する場所打ち杭の工法に大別される。したがって、ここでは既製杭と場所打ち杭に分けて工法の開発・改良の変遷を示す。

(1) 既製杭

a) 木杭、既製コンクリート杭

木杭は古来より用いられてきた基礎材であり、明治以降の近代化以前は杭といえば木杭を指していた。材料は松材が主である。木杭を打撃により貫入する工法が戦前及び戦後しばらくの間は主流であったが、戦時中に燃料確保のための乱伐が進み森林が荒廃したため、洪水抑制といった国土の保全や木材資源の枯渇防止の観点から 1955 年（昭和 30 年）に「木材資源利用合理化方策」が閣議決定され³⁴⁾、以降は木杭の利用が終息していった。ただし、1968 年（昭和 43 年）に発刊された道路橋下部構造設計指針：くい基礎の施工篇³⁵⁾では木杭に関する規定があり、また図-2.4 からも分かるように、1960 年代までは一定程度用いられていた。

この木杭に変わり、1934 年に製造が始まった既製コンクリート杭である RC 杭の利用が拡大した⁴⁾。RC 杭の利用拡大には、1950 年代におけるディーゼルハンマの導入や JIS 規格化も影響している（表-2.1）。ディーゼルハンマはそれまでのスチームハンマに比べて打撃能力が高く、杭の長尺化や大口径化が可能となった。長尺化により支持層深度が深い場合にも支持杭とすることが可能となった。

RC 杭は運搬時や打撃貫入時にひび割れが生じる問題があったことから、ひび割れを防ぐため杭体にプレストレスを導入した PC 杭が 1962 年に開発され、その後利用が拡大した。ただし、PC 杭においても打撃貫入時にひび割れが生じる問題があったため、800kgf/cm² と高強度のコンクリートを用いた PHC 杭が 1970 年に、また外殻に鋼管を用いた SC 杭が 1972 年に開発された。現在も道路橋基礎ではこの PHC 杭と SC 杭が基準に規定され用いられている。

杭相互の継手に関しては、RC 杭ではほぞ式、充填式またはボルト継手が用いられていた。PC 杭の導入に伴い、PC 鋼材固定のため杭両端に鋼板が設置されることから、断面力の伝達に優れ信頼性の高い溶接継手が開発された。1968 年の指針くい基礎の施工篇では、RC 杭の継手方法としてボルト継手、PC 杭の継手方法として溶接継手が示されていたが、1980 年（昭和 55 年）制定の道示IV編¹⁶⁾でアーク溶接継手が原則とされた。現在では溶接継手が標準的に用いられている。また、近年では、熟練工である溶接工を必要とせず施工時間も短縮される機械式継手が開発されている。既製コンクリート杭では建築分野で機械式継手の適用が進んでいるが、土木分野でも最近技術審査証明が取得され³⁶⁾、適用が広がっている。

高度成長期における経済成長に伴って 1960 年代から公害が次第に社会問題化し、杭の

打撃作業についても 1968 年の騒音規制法制定や 1976 年の振動規制法制定などに伴い規制がかけられた。このため、ディーゼルハンマでは防音カバーが開発・普及する一方、ディーゼルハンマと比べて低騒音で油煙の飛散がない油圧ハンマが 1980 年代に実用化された。現在では油圧ハンマが主流となっている。ただし、騒音・振動による影響は依然として残ることから、都市部での適用は困難となった。

こうした打込み杭の打撃工法に代わり、低騒音・低振動で施工できる埋込み杭工法の開発や普及が進んだ。既製コンクリート杭では、杭体の内空を利用して掘削・沈設する中掘り杭工法や、掘削孔内に杭体を沈設するプレボーリング杭工法が 1960 年代以降に開発・適用された。中掘り杭工法では、支持力確保のための先端処理が異なる 3 つの方式がある。ハンマなどの打撃による方式（最終打撃方式）、杭先端部にセメントミルクを噴出攪拌して根固めを築造する方式（セメントミルク噴出攪拌方式）および杭先端中空部にコンクリートを打設する方式（コンクリート打設方式）である。また、プレボーリング工法では、建築分野において先端部に拡大根固めを築造する方式があるものの、道路橋では拡大しない根固めを築造する方式が多く用いられており、現在では土木施設を対象として仕様や施工管理方法を統一化した工法（COPITA 型プレボーリング杭工法）が標準的に適用されている³⁷⁾。現在では、打込み杭打撃工法のほか、中掘り杭工法やプレボーリング杭工法が基準に規定され用いられている。

b) 鋼杭

鋼杭に関しては鋼管杭や H 形鋼杭があるが、水平力に対して断面抵抗が有利なことや先端閉塞による支持力への効果などから、道路橋では鋼管杭が通常用いられている。鋼管杭の基礎への適用は 1954 年が最初であり、当初は打込み杭の打撃工法が主体であった⁵⁾。その後、騒音・振動規制への対応から中掘り杭工法が開発・適用された。また、打込み杭工法の一つであるバイブロハンマ工法も、低騒音・低振動型の工法として同時期に実用化されている。また、1987 年には、高い支持力のほか排土量が削減できる埋込み杭工法として、ソイルセメント柱内に突起付き鋼管を沈設する鋼管ソイルセメント杭工法が実用化された。鋼管ソイルセメント杭工法には、地盤の掘削・ソイルセメント柱造成と鋼管の沈設を同時に行う同時沈設方式と、地盤の掘削・ソイルセメント柱造成後に鋼管の沈設を行う後沈設方式がある。2000 年代に入ると、先端部に羽根を有する鋼管杭を回転貫入することにより、低騒音・低振動を実現しつつ排土処分が不要となる回転杭工法が実用化された。近年では鋼管ソイルセメント杭工法や回転杭工法の実績が増加している²⁾。また、硬岩レベルの硬い岩盤層を支持層とする場合には、ダウンザホールハンマを用いた中掘り杭工法が適用される。

鋼管杭では、鋼材を用いていることから当初より溶接継手が一般的であった。ただし、現場での溶接品質の確保に課題があったため、1970 年代に鋼管杭協会半自動溶接現場継手（JASPP ジョイント）が開発・標準化された。一方で、1990 年代に地すべり抑止杭等を対象とした機械式継手が開発・導入され、2000 年代からは技術審査証明の取得などにより道路橋での適用も進んでいる^{例えば 38)}。

c) 支持層到達管理

杭基礎などの深い基礎の場合、基礎下端が支持層に到達・根入れしているかどうかで支持力に大きな違いが生じるため、支持層への到達管理が最も重要な施工管理項目となる。打込み杭の打撃工法の場合には、打撃時の貫入量やリバウンド量に基づき支持層到達管理が行われる。埋込み杭工法では、施工機械の電流値を主な指標として支持層到達管理が行われてきたが、電流値の記録では支持層への到達を客観的に確認することなどについて課題があり、一部で支持層未到達による不具合が生じていた³⁹⁾。こうしたことから、近年では施工時データの取得や積分電流値や積分トルク値の算出を自動で行い記録する施工管理装置が開発・導入されている（図-3.8 参照）。図に示すように、積分電流値を用いると、N値との比較により支持層到達の客観性が確保される。埋込み杭工法のうち土木施設用のプレボーリング杭工法や鋼管ソイルセメント杭工法では標準的に用いられ、また、回転杭工法でも標準化されている^{37),40),41)}。

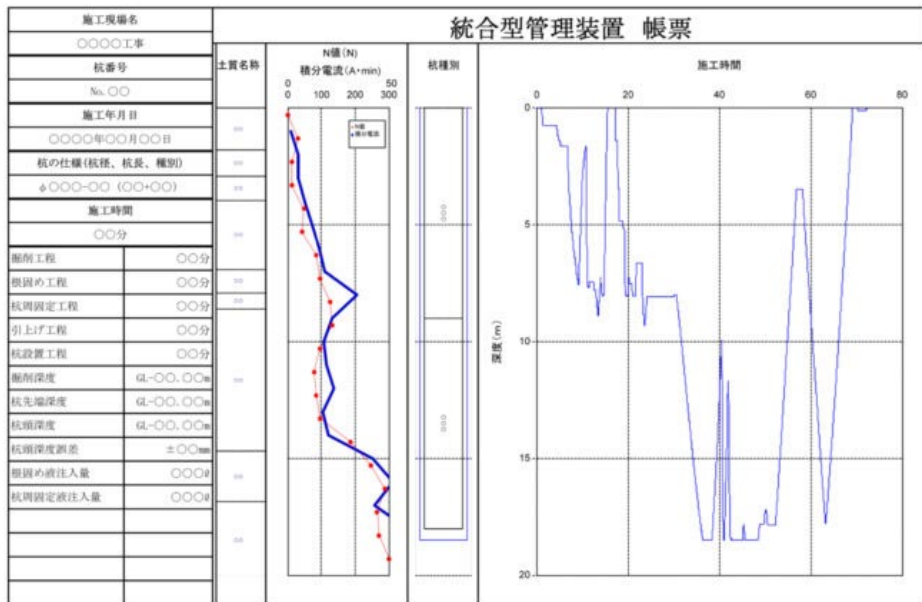


図-3.8 施工管理装置による記録例³⁷⁾

d) 杭径、杭長、杭本数

このように既製杭工法の開発が進むとともに施工機械の改良による能力向上により、杭の大口径化や長尺化が進んだ。打撃工法を例にとると、戦前より用いられていたスチームハンマからディーゼルハンマに置き換わり貫入能力が向上した。1980年代からは油圧ハンマの導入が進み現在では主流となっているが（表-2.1）、油圧ハンマ自体も機械の改良が進みエネルギー効率が向上している⁴²⁾。図-3.9 から図-3.11 に鋼管杭を例として杭径、杭長および杭本数の変化について示す^{2),43)}。約40年の間に杭の大口径化や長尺化が大きく進んでいることが分かる（図-3.9、図-3.10）。より深い地層への支持が可能となるとともに、太く長くなることで杭一本当たりの支持力が増加し、施工が合理化されてきたと言え

る。このように杭一本当たりの支持力が増加する一方で、杭本数はばらつきがあるもののあまり減少していない（図-3.11）。上部構造の長スパン化により下部構造1基あたりの荷重が増加するとともに、レベル2地震動の照査に代表される設計での支持力に対する要求の増加により、杭本数に余り違いが生じない結果となっていることが推察される。

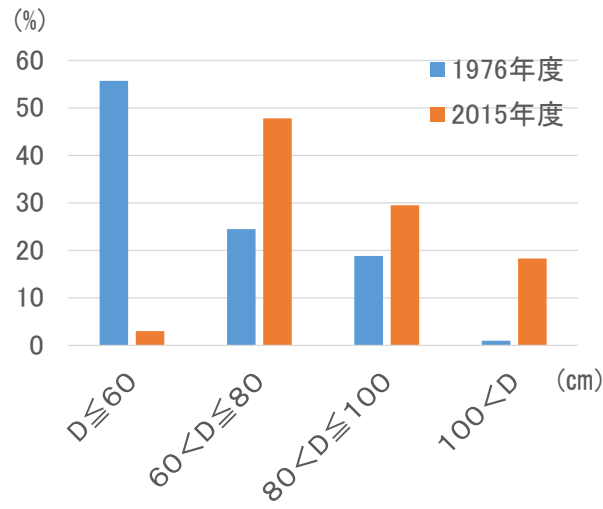


図-3.9 杭径の変化（鋼管杭）

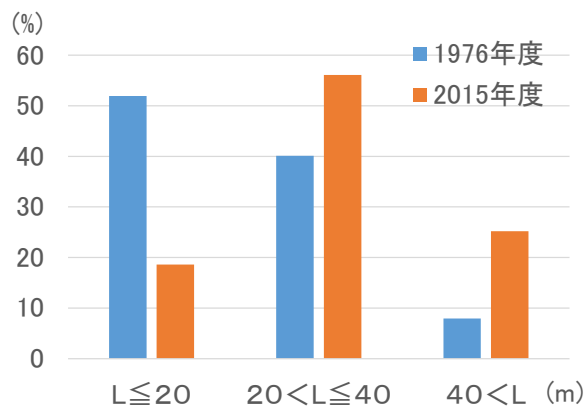


図-3.10 杭長の変化（鋼管杭）

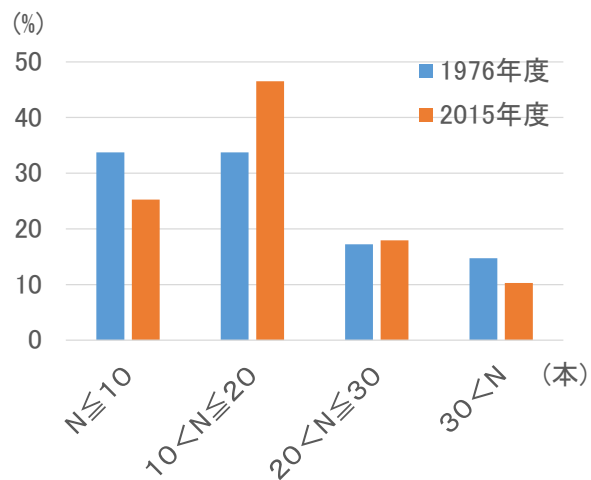


図-3.11 杭本数の変化（鋼管杭）

(2) 場所打ち杭

場所打ち杭に関しては、ペDESTAL工法が戦前から戦後しばらくの期間主流となっていたが、ハンマでケーシングを原地盤に陥入させる際の騒音・振動の問題から利用が困難となった。これに代わり、低騒音・低振動で施工可能なオールケーシング工法・アースドリル工法・リバースサーキュレーション工法（以下、リバース工法）が主流となっていった⁶⁾。場所打ち杭工法の場合、現地盤を掘削した後に鉄筋コンクリートを打設するため、孔壁が崩れないように保護する方法がポイントとなる。オールケーシング工法はケーシングチューブの回転または揺動圧入により孔壁を保護しながら内部土を掘削・排土する工法で、1954年に導入された。アースドリル工法は安定液により孔壁を保護しながらドリリングバケットにより掘削・排土する工法で、1959年に導入された。また、リバース工法はスタンドパイプおよび孔内水で孔壁を保護しながらビットで掘削した土砂を泥水とともに排土する工法で、1962年に導入された。1968年の騒音規制法制定などを境にこれらの工法が主流となり、現在でもこの3工法が用いられている。道路橋ではオールケーシング工法の採用割合が最も多く、平成26年度の施工実績では97.6%と大半を占めており、次いでリバース工法、アースドリル工法の順となっている²⁾。

場所打ち杭工法においても、施工機械の改良により掘削能力が向上している。例えばオールケーシング工法の場合には、開発当初から揺動式の掘削機が用いられていたが、1982年に回転式の掘削機が開発されて施工可能な条件が大きく広がった。回転式の掘削機で硬度の高いカッタービットを用いることにより、硬岩レベルの硬い岩盤層への根入れも可能となっている。

場所打ち杭工法は掘削土を直接目視で確認できるため、一般的な条件では支持層への到達確認を確実に行うことができる。しかし、支持層とその上方にある中間層の土質が類似する場合には目視での支持層到達確認が困難となり、一部で不具合が生じていた（図-3.12参照）。このような条件においても確実に支持層に到達させるため、場所打ち杭の支持層到達管理装置が最近開発されている（図-3.13）。

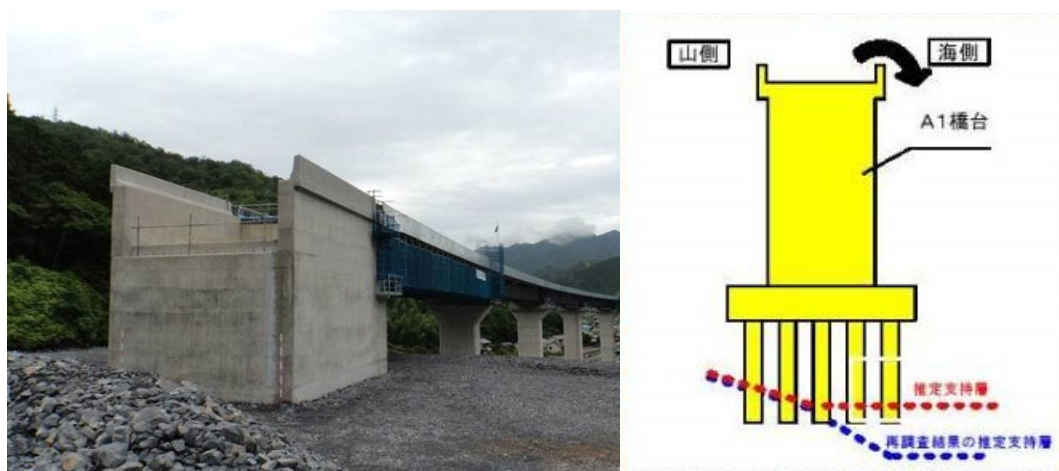


図-3.12 施工中に傾斜が生じた橋台⁴⁴⁾



図-3.13 場所打ち杭オールケーシング工法施工管理装置の概要⁴⁵⁾

場所打ち杭工法においても施工機械の改良による能力向上により大口径化が進んだ。図-3.14 から図-3.16 に杭径、杭長および杭本数の変化について示す。図-3.14 より、約 40 年の間に杭の大口径化が大きく進んでいることが分かる。既製杭工法と同様に、杭一本当たりの支持力が増加してきたと言える。一方、杭長については 20m から 40m までのものが増える一方、40m 以上のものが減っている（図-3.15）。オールケーシング工法の場合には深度が増加するほどケーシングに対する地盤の摩擦抵抗が大きくなり施工が困難になること（40m 以上の割合は 1976 年でも 7%程度に過ぎない）、リバース工法やアースドリル工法では孔壁の保持が難しくなること、既製杭埋込み杭工法の開発が進んだことなどが理由として挙げられる。杭本数に関しては大きく減少しているが（図-3.16）、杭の大口径化が進む一方で長尺化していないためと考えられる。

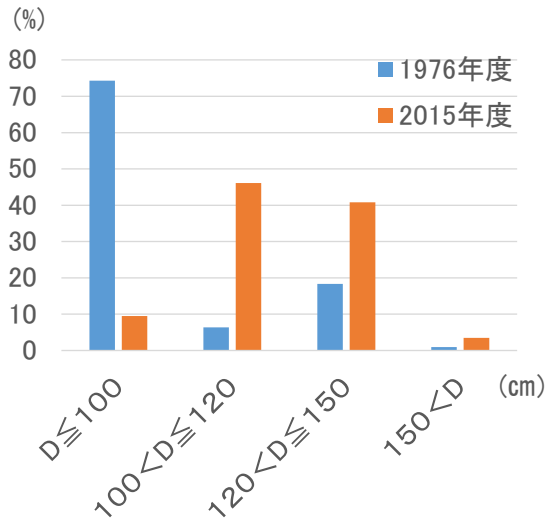


図-3.14 杭径の変化（場所打ち杭）

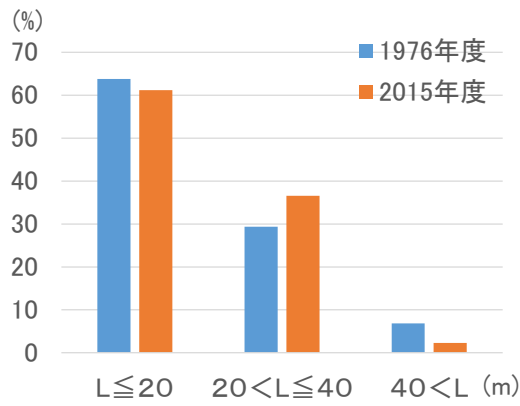


図-3.15 杭長の変化（場所打ち杭）

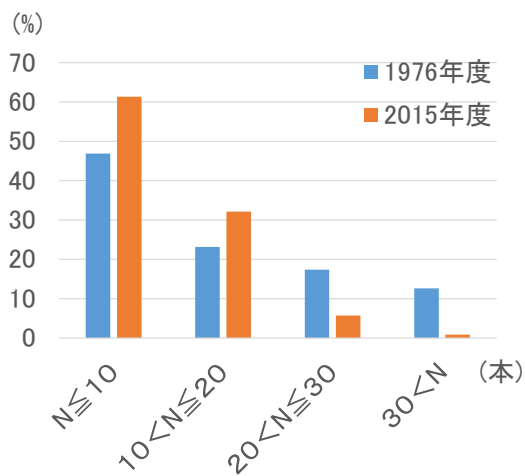


図-3.16 杭本数の変化（場所打ち杭）

3.2.2 設計法の変遷

杭基礎の設計に関する基準は、1964年（昭和39年）に制定された道路橋下部構造設計指針：くい基礎の設計篇¹⁴⁾が最初である。杭基礎では、図-2.4や3.2.1(1)に示すように1950年代までは木杭が主に用いられていた。その後、高い支持力が発揮される既製コンクリート杭や鋼管杭が導入されて打込み杭工法（打撃工法）により施工される件数が増加した。こうした背景から、1964年指針は既製杭（木杭、RC杭、鋼杭）の打込み杭工法に関する内容が中心となっている。場所打ち杭工法については、1973年（昭和48年）に指針場所打ちくい基礎の設計施工篇が制定⁴⁶⁾され、対象とする工法が明確となるとともに、場所打ち杭特有の設計に関する規定が示された。1976年（昭和51年）の指針くい基礎の設計篇の改定⁴⁷⁾ではPC杭が新たに規定され、木杭が削除されている。1980年（昭和55年）に制定された道示IV編¹⁶⁾では中掘り杭工法が新たに規定された。1990年（平成2年）の改定²⁰⁾ではPHC杭が新たに規定、H鋼杭が削除され、1996年（平成8年）の改定⁴⁸⁾ではPC杭が削除されている。2001年（平成13年）の改定¹⁹⁾でプレボーリング杭工法、打込み杭のバイプロハンマ工法および鋼管ソイルセメント杭工法が新たに規定され、杭種ではSC杭が規定された。2012年（平成24年）の改定⁴⁹⁾では回転杭工法が新たに規定され、RC杭が削除された。以降では、杭基礎の設計に関する主な項目別に変遷を示す。

(1) 適用範囲

杭基礎は、ケーソン基礎等と比べて曲げ剛性が低く設計上弾性体として取り扱えることが設計法の前提となる（図-3.1中の(c)）。また、フーチングとの接合により基礎として一体に扱えることが前提であり、1976年改定の指針設計篇では「くいの頭部を連結することにより一体とし、くい軸直角方向に対しておもに曲げ変形で抵抗する基礎構造」と定義されている。杭基礎の中でも、杭の相対的な曲げ剛性が高くなると杭先端（下端）に曲げモーメントやせん断力が伝達されることとなり、設計計算モデルの条件が変わる。1976年改定の指針から2012年改定の道示IV編までは $\beta \cdot L_e \geq 3$ の場合は半無限長の杭（長い杭）、 $1 < \beta \cdot L_e < 3$ の場合は有限長の杭（短い杭）と分類し、(4)に示す変位法の適用を前提として半無限長の杭に対する設計計算法を主として取り扱っている。ここで、 β は基礎の特性値（ m^{-1} ）、 L_e は基礎の有効根入れ深さ（m）である。2017年（平成29年）の道示IV編改定¹⁾では、ラーメンモデルを標準とすることに合わせて $\beta \cdot L_e$ による半無限長／有限長の区分が削除された。なお、 $\beta \cdot L_e \leq 1$ の場合には基礎本体の曲げ剛性が高く地盤の抵抗特性が変わるため、杭基礎の設計法の対象外となり柱状体基礎の設計法が適用される。

(2) 支持形式、鉛直支持力

杭の支持形式に関して、支持層に支持させる支持杭を原則としつつ、支持杭とすることが困難な場合に摩擦杭とすることは1964年の指針制定から最新の基準まで同じである。ただし、1964年指針では良質な砂層に打ち込まれる摩擦杭の場合には支持杭と同じ安全率としていた。なお、鉄道橋では、ある程度の先端抵抗力が期待できる層に先端支持させる支持形式を不完全支持杭と称して、1959年から建設が始まった東海道新幹線等で採用

しており⁵⁰⁾、中間的な支持形式という意味で道路橋における良質な砂層に打ち込まれる摩擦杭と類似する点がある。良質な砂層に打ち込まれる摩擦杭の場合、地盤の圧密による沈下の可能性は低いものの、比較的浅い位置にあると地震時の液状化による支持力低下が生じる。1956年に完成した里川橋は2011年東北地方太平洋沖地震により橋脚の傾斜等の被害が生じて架け替えに至ったが⁵¹⁾、RC杭等は沖積砂層に支持されていた。1976年の指針くい基礎の設計篇の改定では、良質な砂層に支持された摩擦杭という安全率の区分がなくなっており、1964年新潟地震の被害を受けた液状化に対する設計法の確立と関連しているものと推察される。

支持層に関しては、3.1に示すように指針の時代から最新の基準まで支持層の目安に大きな違いはないものの、前述のように液状化に対する設計法が未確立であったことや施工機械の能力の限界から、1960年代以前では中間層で打ち止める杭基礎が多くあったものと推察される。

鉛直支持力に関しては、1964年指針では載荷試験から求めることを原則としており、支持力推定式は複数の支持力公式が紹介される程度であった。1976年の指針くい基礎の設計篇改定により、我が国における数多くの載荷試験結果に基づく実務的な鉛直支持力推定式が示された。杭基礎の場合、打込み杭工法では一部の地盤条件を除いて打込み時に地盤の締め固めによる効果が生じる一方、場所打ち杭工法では掘削に伴う地盤の緩みが生じるなど、杭工法や地盤条件の違いにより支持力に影響する杭の周りの地盤状態や杭との相互作用の度合いが大きく異なり、理論式による推定が困難であることが、載荷試験に基づく経験的な支持力推定式が提案され標準化された主な要因としてあげられる。1990年の道示IV編改定では、載荷試験結果の信頼性解析に基づき杭の施工法によらず同等の安全性レベルとなる支持力推定式が示された。最新の2017年道示IV編改定では、最新のデータも含めた載荷試験データに基づき、従来安全側に設定されていた推定値が平均的な値となるよう支持力推定式が見直されている(図-3.17)。これは、部分係数設計法の導入に伴い、安全余裕度は特性値ではなく全て部分係数で考慮するとしたことが理由である。

杭基礎の場合には、杭工法により異なるものの一定の周面摩擦抵抗を期待できることや、基礎の先端位置が平面的に分散していることから、ケーソン基礎等と比べて比較的先端地盤に発生する反力度が小さいため、支持層厚さに限りがある薄層の条件で支持させることが可能となる。こうした薄層支持の場合の支持力推定式は、大阪湾岸における粘性土層・砂れき層の互層が厚く堆積する条件での基礎の設計・施工のために阪神高速道路公団で開発された⁵³⁾。阪神高速道路公団では場所打ち杭工法を対象としていたが、その後中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)および鋼管ソイルセメント杭工法でも同様の検討が行われ、これら杭工法を用いた場合の推定式が杭基礎設計便覧(平成27年版)⁵⁴⁾に反映された。

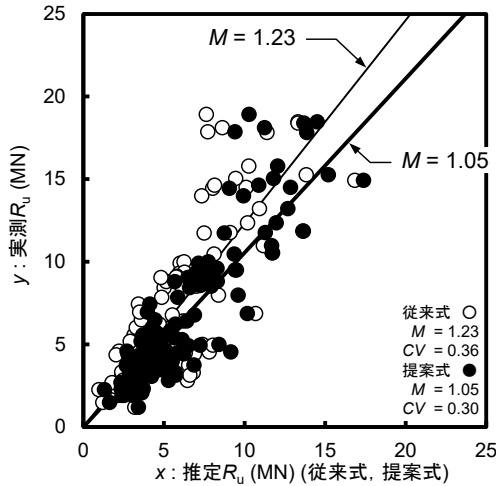


図-3.17 鉛直載荷試験結果と支持力推定式の比較例（中掘り杭工法セメントミルク噴出攪拌方式）⁵²⁾

(3) 水平抵抗力

杭の水平抵抗力に関する設計に関して、1964年の指針（基礎設計）では杭体の応力度と上部構造から決まる杭頭の許容変位から決めるものとしていた。1976年の改定指針では、許容変位について上部構造から決まる許容変位に加えて下部構造として必要な剛性を確保するための基準変位を考慮するものとされた。基準変位は地盤抵抗の不確実性を考慮して一定のレベルに変位を留めるという思想であり、常時10mm、地震時15mmという目安が示された。1990年の道示IV編改定では、杭の水平載荷試験データの分析結果を踏まえて、許容水平変位として

杭径の1%と15mmの大きい方の値とされた。2012年の改定では、杭体応力等に余裕のある軟弱地盤中の既製杭のような場合、従来の許容水平変位では設計が著しく不合理となることから、水平変位の制限値を3.5%まで緩和してよいことが示された。

2017年の改定では、杭の水平載荷試験のうち杭体の降伏が生じなかったデータのみを用いて分析した結果に

基づき水平力に対する地盤の降伏点を定め（図-3.18）、部分係数を乗じた値を制限値として照査する手法が導入された。これにより、水平力に対する地盤の抵抗と杭体の抵抗を明確に切り分けて照査を行う設計法となった。

橋台やピアアバットのように、背面盛土等から偏荷重を受ける下部構造が軟弱地盤上に設置される場合、軟弱層が背面盛土等の重量により流動して杭基礎に作用することに

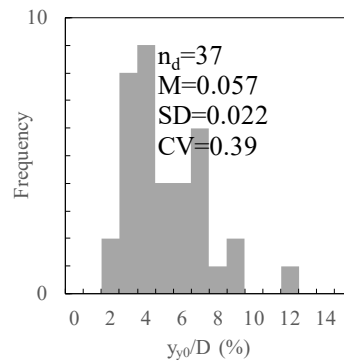
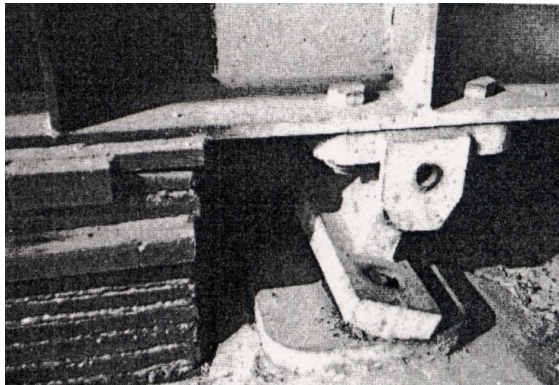


図-3.18 杭の降伏水平変位レベル y_{y0}/D の頻度分布と統計量⁵⁵⁾

より、側方移動が生じて支承の損傷、桁との衝突等が生じる例がある（写真-3.5）。こうした損傷等を防ぐため、1976年の改定指針では側方移動の影響について検討することが規定され、円弧すべりの計算に基づく側方移動の判定と対策の考え方が示された。1990年の道示IV編改定では、土木研究所で実施した事例分析の結果等に基づき⁵⁶⁾、側方移動判定値（ I 値）の計算式が新たに示され、 I 値の判定結果に基づき対策の必要性を判断することとなった。2012年および2017年の道示IV編改定では、 I 値導入後の事例分析結果等に基づき⁵⁷⁾、 I 値判定式適用の考え方や対策時の留意点等について解説を充実している。



(a) 支承の損傷



(b) 桁とパラペットの衝突

写真-3.5 側方移動による不具合の例

(4) 設計計算モデル

設計計算モデルに関して、1964年の指針くい基礎の設計篇では力の釣り合い計算から求める慣用法、慣用法を図式的に応用したフォースポリゴン法、地盤反力係数を用いて変位を考慮に入れた計算法（変位法）の3つが示されていたものの、計算が簡便な慣用法が多く用いられていた。これに対し、1976年の改定指針では、変位法を原則として用いることが示された。慣用法では杭頭剛結等の条件で正しい値が得られないことや、地盤調査結果から地盤反力係数を設定する方法が確立してきたことなどが理由である。変位を考慮した設計法に基づく基準は当時世界にも類のないものであったが⁵⁸⁾、水平荷重により生じる変位や断面力を精度よく算出できることから、世界でも有数の地震国であるわが国の条件に対応した設計法であったと言える。変位法の計算に用いる水平方向地盤反力係数 k_H の算定式は杭径とひずみ依存性を考慮した式が示されている。

変位法では、フーチングが計算上剛体とみなせることが前提となる。また、杭とフーチングの接合部を固定支持とみなすためには一定の剛度が必要となる。1976年改定の指針くい基礎の設計篇ではフーチングを剛体とみなして計算してよいとされ、剛体判定式が示された。また、1980年制定の道示IV編では杭基礎フーチングについても剛体として取り扱える厚さを有することが原則とされ、1990年の改定で直接基礎フーチングと統合された判定式が示された。

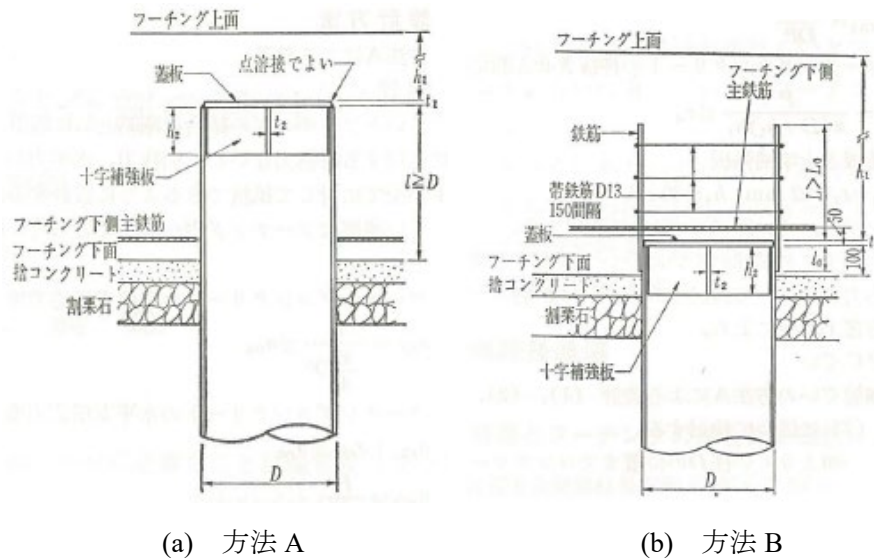
道示IV編制定以降も変位法が標準的に用いられてきたが、1996年の道示IV編改定においてレベル2地震時に対する照査が導入される中で、レベル2地震時にはラーメン構造

としてモデル化して設計計算を行うこととされた。レベル 2 地震動により生じる大変形に対して地盤抵抗や杭体の非線形性を考慮する必要があることが主な理由であるが、設計計算に用いるコンピュータの発達が非線形ラーメンモデル導入の背景としてあげられる。最新の 2017 年改定基準では、設計状況（荷重条件）にかかわらずラーメンモデルとすることが標準とされた。なお、 k_H の算定式は 1990 年の道示 IV 編改定で換算載荷幅を用いた式とするとともに、地震時の値は常時の 2 倍とされた。

(5) 杭とフーチングの接合部、継手部

杭とフーチングの接合部に関して、指針制定前の木杭では、現在で言えば軟弱地盤の地盤改良材として扱われており、杭とフーチングは結合されておらず、杭が打設された地盤からの反力に対してフーチングの設計が行われていた⁵⁹⁾。コンクリート製の杭や鋼製の杭が用いられるようになり、杭とフーチングを接合して水平力も含めて荷重を杭に伝達する設計が行われるようになったものの、接合部を剛結とみなすかあるいはヒンジとみなすかの設計の考え方や具体的な接合構造については定まったものではなく、1964 年指針制定後も技術者の判断にゆだねられた設計が行われていた。

標準的な設計法が示されたのは 1972 年の建設省通達「くい頭部とフーチングの結合部の設計について」が最初であり、同通達において杭頭接合部は原則として剛結とするとともに、フーチング中にくいを一定長さ埋め込む方法 A と、埋込み長を最小限として鉄筋で補強する方法 B の 2 つの接合方法が示された⁶⁰⁾。剛結を原則としたのは、橋梁の基礎杭では変位により杭本数が決まることが多いため剛結として設計した方が経済的であること、剛結の方が不静定次数が大きいため安全性が高いとみなせることなどが理由である。鋼管杭の接合部では、杭頭を補強板プラス蓋板で閉じ、方法 B ではさらに補強鉄筋を鋼管外周に溶接する方法が示された（図-3.19）。一方、既製コンクリート杭の方法 A はコンクリートの中詰めする方法、方法 B は中詰めコンクリートや杭体内に補強鉄筋を配置する方法となっている。



(a) 方法 A

(b) 方法 B

図-3.19 鋼管杭の杭頭接合部 (1972年通達⁶⁰⁾)

1990年の道示IV編改定では、杭の大径化に伴う従来の接合方法の問題に対応するため接合部の設計法の見直しが行われた。鋼管杭では、従来の蓋板方式から中詰めコンクリートとずれ止めの鋼材を用いる方法となり、方法 B ではさらに中詰めコンクリートに補強鉄筋を設置する方法（中詰め補強鉄筋）が示された。1996年の道示IV編改定ではレベル2地震動に対しても接合部として荷重伝達機能を確保するため接合部の鉄筋長が見直された。2012年の改定では、レベル2地震動の照査に伴うフーチング下面鉄筋の増加により採用が困難となった方法 A が削除されたほか、鋼管杭外周の溶接による補強鉄筋の禁止や高強度鉄筋の適用について示された。

杭相互の継手に関して、1964年の指針くい基礎の設計篇では杭体曲げ耐力（全強）の75%以上の強度を有することが原則とされていた。3.2.1に示したように木杭も含めて様々な継手方法が用いられる中で、全強を有する継手構造とすることが困難であったことが理由と推察される。その後、前述のように木杭が基準から削除されたことや、既製コンクリート杭も含めて溶接継手が適用され継手の強度や品質が向上したことを受け、1990年改定の道示IV編で全強を有することとされた。

(6) レベル2地震動を考慮した設計

1995年の兵庫県南部地震では表-3.1 や写真-3.6 に示すような杭基礎の被害が生じた。こうした被害を踏まえた1996年の道示IV編改定では、レベル2地震動による大きな水平荷重に対して杭体や地盤抵抗の塑性化を許容する設計法が導入された。設計計算モデルに関しては(4)に示したとおりであるが、基礎本体と地盤を含めた杭基礎全体系の水平荷重－水平変位関係の中で降伏を定義して原則として降伏以内とすることが規定されるとともに、液状化の影響等により基礎の塑性化を許容する場合には応答塑性率および変位の制限値以下とすることとされた。また、杭体の曲げに対する変形能やせん断耐力を確保

するため、PHC 杭のスパイラル鉄筋配置の充実（JIS 強化杭）や場所打ち杭の帯鉄筋配置の充実が構造細目として規定された。写真-3.7 は 2011 年東北地方太平洋沖地震で被害が生じた 1968 年完成の橋梁の既製コンクリート杭である。せん断耐力確保のための構造細目の充実はこのような破壊を防ぐため一定の効果があったと考えられる。



写真-3.6 1995年兵庫県南部地震における場所打ち杭の損傷例²⁸⁾



写真-3.7 2011年東北地方太平洋沖地震における既製コンクリート杭のせん断破壊（西川橋）⁵¹⁾

3.3 ケーソン基礎

3.3.1 施工法の変遷

ケーソン基礎は、各種柱状体基礎のうち最も古くからある形式である。工法としては、オープンケーソン工法とニューマチックケーソン工法に大別される。

オープンケーソン工法は、円筒状の鉄筋コンクリート函体（基礎本体）を掘削しながら沈設する工法であり（表-3.2）、函体沈設後に頂部を頂版で閉合する。バケットなど比較的簡単な設備で施工できるため、戦前から1960年代頃までは比較的多く採用されていた（図-2.4）。ただし、バケットではケーソン内空側の地盤のみを掘削するため、ケーソン底面（刃先）の地盤抵抗や周面摩擦により平面寸法や深度に応じて施工時の沈下抵抗が大きくなるという問題があり、当時の施工技術では一般に深い深度での施工は困難であった。写真-3.8は1960年に完成した橋梁のオープンケーソン基礎で支持された橋脚が2011年東北地方太平洋沖地震の後に損傷した事例である。深度10～15m程度の沖積砂層に支持された基礎が液状化により沈下し損傷したものと推定されている⁶²⁾。同橋は損傷を受けて新橋への架け替えが実施されているが、図-3.20に示すように、新橋の基礎と沈下・損傷が生じた旧橋の基礎では先端深度が大きく異なっている。下方の洪積層（Ds層）に支持された近接するバイパス橋では地震後も健全であったことから、基礎の施工技術が構造物の性能に影響を及ぼした例とも言える。

表-3.2 ケーソンの施工法⁶¹⁾

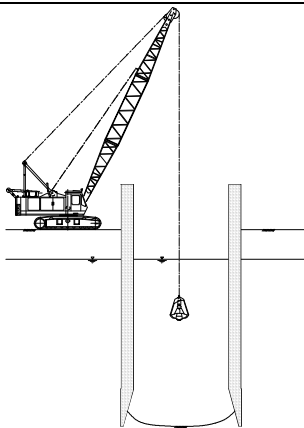
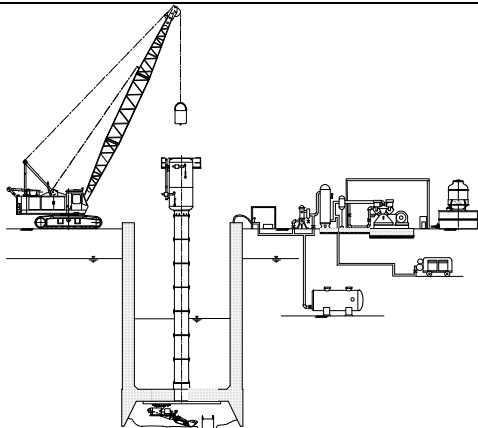
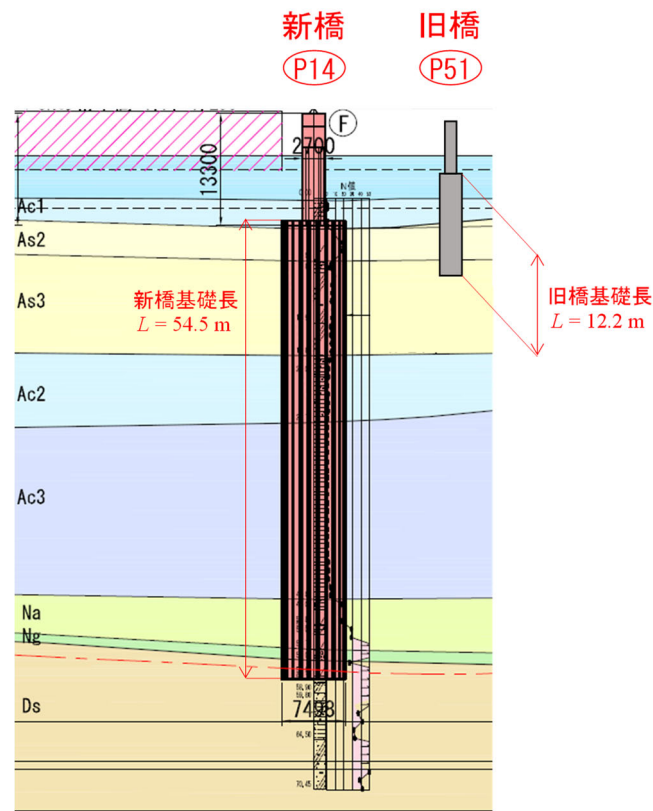
	オープンケーソン	ニューマチックケーソン
概略 図		
施工 法	中空内部の土砂をバケットで掘削・排土しながら沈下させる	ケーソン下部に作業室を設け、圧気し水を排除した作業室内で人力または機械により土砂を掘削・排土しながら沈下させる



写真-3.8 ケーソン基礎に支持された橋脚の損傷⁵¹⁾



※関東地方整備局提供資料より作成

図-3.20 神宮橋新旧橋脚基礎の比較

1970年代以降は採用割合が減ったものの、沈下促進や機械化施工に関する技術開発・改良が行われ、刃先を掘削する水中掘削機の適用や圧入の併用等により大深度での施工が可能となった⁶³⁾。また、平面寸法を比較的小さくできることや狭隘な空間での施工が可能であることから、近年、都市部の狭隘な条件で適用されている⁶⁴⁾。なお、プレキャスト

トの PC 函体を用いた工法は PC ウェル工法として狭隘な施工条件の道路橋基礎等で適用されている。

ニューマチックケーソン工法は、基礎本体の下部に作業室を設けて圧縮空気を送り、作業室内への浸水や土砂流入を防ぎながら掘削・沈設する工法である（表-3.2）。フランスで開発された工法であり、国内の道路橋では 1923 年関東地震の復興事業で整備された永代橋で初めて適用された⁶⁵⁾。ケーソン下端にある作業室内の高気圧下で人力による掘削作業を行うため、減圧症等の高気圧障害が作業安全上の課題となり、欧米諸国では本工法が消滅していった。一方、わが国では安全管理規則の整備や機械化・無人化技術の開発等を通じて高気圧障害発症率を大きく低下させたことにより⁶⁵⁾、現在でも本工法が活用されている。また、天井走行型の掘削ショベルや遠隔操作システムの開発等による掘削作業の機械化・無人化は、施工の大深度化を可能とするとともに施工能率の向上に大きく寄与した。1981 年の名港西大橋基礎や 1990 年の東京港レインボーブリッジ基礎をはじめ、海中で施工される大型基礎等で無人化工法が採用されている。近年ではマテリアルロックとマンロックを一体化して平面寸法を縮小した設備の開発により⁶⁶⁾、都市部の狭隘な条件での施工も可能となっている。

3.3.2 設計法の変遷

ケーソン基礎など柱状体基礎の設計で用いられる地盤抵抗要素の基本的な考え方は、1960年代の建設省土木研究所を中心とするケーソン基礎の設計法に関する研究⁶⁷⁾に基づいており、設計基準としては、1970年（昭和45年）に道路橋下部構造設計指針：ケーソン基礎の設計篇⁶⁸⁾が制定されたのが始めである。

設計指針が発刊される以前は、個別にケーソン基礎の設計が行われていた。このため、現在とは異なる構造のものがある。2011年には東北地方太平洋沖地震後の大規模な余震で、1954年に完成したケーソン基礎の頂版が沈下・傾斜し、写真-3.9に示すように橋脚が傾斜する被害が生じた⁵¹⁾。写真に示すように頂版部が周囲のパラペットから下方にずれている痕跡があり、頂版を支持するための十分な構造がなかったことが被害の要因として推定されている。1970年の指針では頂版支持部の構造が示されたため（図-3.21参照）、指針以降に設計されたケーソン基礎では、頂版支持部のない構造はないものと考えられる。

以降では、ケーソン基礎の設計に関する主な項目別に変遷を示す。

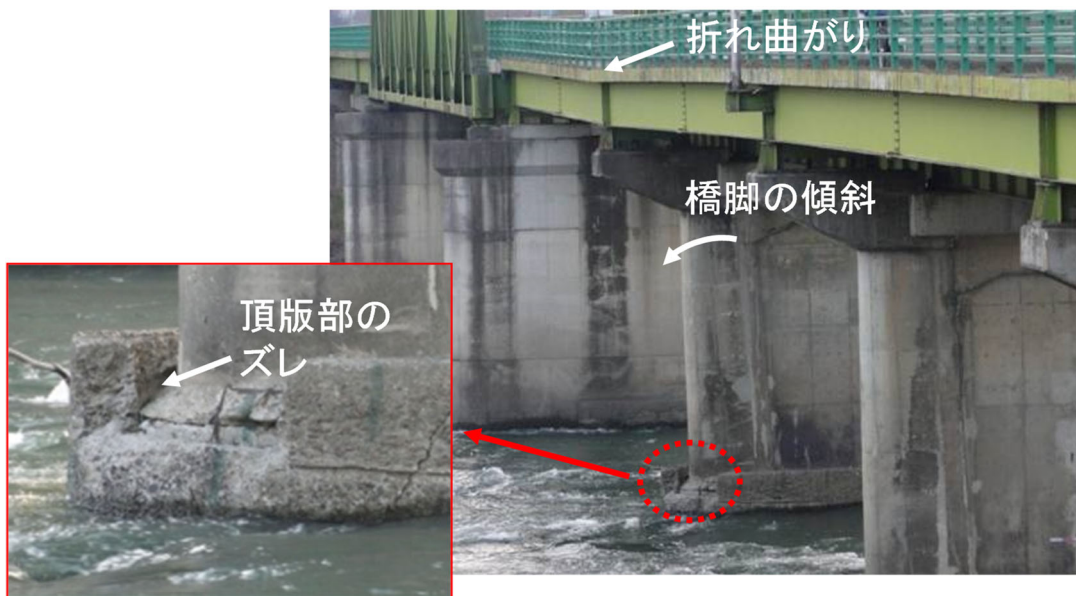


写真-3.9 ケーソン基礎頂版部の損傷による橋脚の傾斜⁵¹⁾

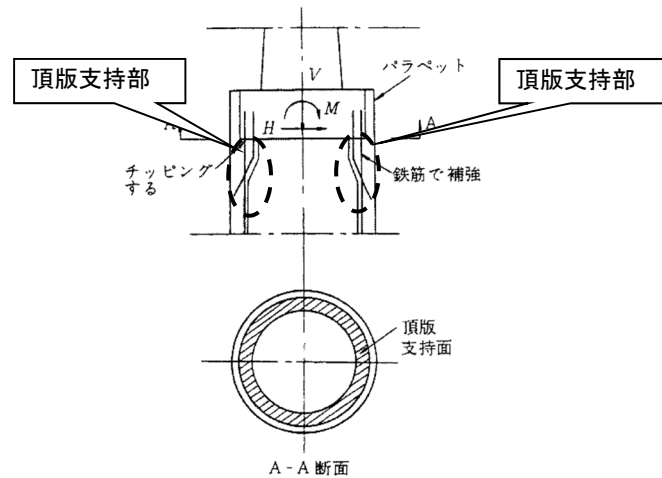


図-3.21 頂版支持部の構造の例

(1) 適用範囲

下部構造設計指針時代の3つの基礎形式の比較において、ケーソン基礎は直接基礎と比べると側面の地盤抵抗が期待できる一方、杭基礎と比べると地盤との相対剛性が高いという特徴を有しており（図-3.1の(b)）、当初は側面抵抗を期待する剛体基礎として設計上扱われていた。

1970年指針では、直接基礎との区分として有効根入れ深さ L_e が基礎短辺幅 B の半分程度より小さい場合には直接基礎として設計するのがよいとしていた。1980年(昭和55年)制定の道示IV編¹⁶⁾では、それまで別々の指針で規定されていた3つの基礎形式が一つの基準で規定される中で各基礎の設計法の区分が示された。ケーソン基礎と直接基礎の区分に関しては3.1に示したように指針と同様の考え方に基づく区分が規定され、以降最新の基準まで同様の区分となっている。ただし、 $L_e/B > 1/2$ でも基礎前面の地盤抵抗が期待できない場合には直接基礎として設計するのがよいとしている。

基礎本体の剛性に関しては、1970年指針では設計上剛体として取り扱うこととの関係から、ケーソン基礎の設計法適用の目安を $\beta \cdot L_e \leq 2$ (β :基礎の特性値)としていた。1980年制定の道示IV編では、弾性体として取り扱う杭基礎との区分を明確にするため $\beta \cdot L_e \leq 1$ とされたものの、次の1990年(平成2年)の改定²⁰⁾では $\beta \cdot L_e < 2$ と、1970年指針と同様の目安が示された。ただし、1を超える場合には基礎本体を弾性体とみなした場合の水平変位の照査を併せて行うこととしている。図-3.22に1975年時点での $\beta \cdot L_e$ の実績を示すが、1以下のケーソンが多い一方で1を超えるものも一定の割合があり、単に杭基礎の設計法と切り分ける観点から適用範囲を決めた場合、実態との乖離が生じていたものと推定される。1996年(平成8年)の改定⁴⁸⁾では、施工技術の進展に伴い大深度のケーソンが増えたことや、レベル2地震動を考慮した設計の導入に伴い大きな水平力に対して基礎本体の剛性を適切に考慮する必要が生じたことから、設計上全て弾性体として取り扱うこととし、 $\beta \cdot L_e$ の目安も0.5から3.5程度までとなった。以降の基準では、同様の取り扱いとなっている。

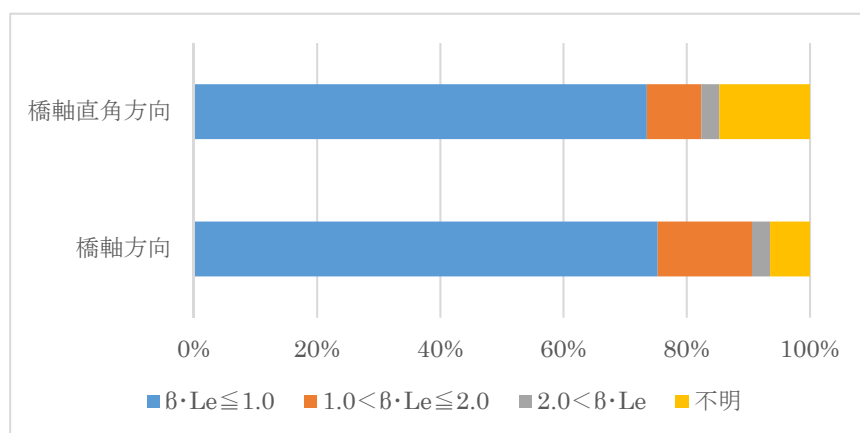


図-3.22 ケーソン基礎の $\beta \cdot L_e$ (1975 年度実績) 43)

(2) 鉛直支持力

ケーソン基礎の設計では、1970年の指針から最新の道示IV編まで鉛直荷重に対して基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させることを原則としている。これは、ケーソン工法は掘削にあわせて基礎本体を沈設させる工法であるため、施工時に周面摩擦を切る過程で周面地盤を乱している可能性があることなどから、死荷重など長期にわたって作用する鉛直荷重に対しては信頼性の高い基礎底面の地盤反力で抵抗させることが望ましいことを考慮したものである。

基礎底面地盤の極限支持力推定式は直接基礎と同様に Terzaghi の支持力公式に基づいているが、前面抵抗があることなどを理由に偏心傾斜や寸法効果を考慮しない式としている。2012年(平成24年)の道示IV編改定⁴⁹⁾では岩盤を支持層とする場合の最大地盤反力度の上限値が深礎基礎と同様に示された。

基礎の過大な沈下を防ぐことを目的として、1990年の改定では既往の平板載荷試験結果や設計実績等を考慮して、有効根入れ深さの関数となる常時の地盤反力度の上限値が示された。2017年(平成29年)の改定⁷⁾では、直接基礎と同様に基礎の変位の制限の照査として取り扱われ、耐荷性能の照査とは別に位置づけられている。また、ケーソン基礎は上述のとおり基礎底面による鉛直支持の割合が高いため、支持層より下に粘性土層がある場合に圧密沈下が生じるリスクが大きくなる。写真-3.10は、砂層と粘性土層の互層地盤中に設置されたケーソン基礎において施工時に圧密による沈下が生じた事例である⁶⁹⁾。2012年の改定では、粘性土層の圧密による基礎の沈下を防ぐため、基礎底面からの作用による圧密降伏の判定式が示された。



(a)施工時の状況

(b)載荷板によるプレロード

写真-3.10 施工時に沈下が生じた橋梁（ケーソン基礎）

(3) 水平抵抗力

水平荷重に対しては、1970年の指針では基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、周面地盤の水平地盤反力により抵抗させることを原則としている。周面地盤の水平地盤反力については、前面地盤の水平地盤反力を主たる抵抗要素とみなし、側面地盤のせん断地盤反力（摩擦抵抗）については前面地盤の水平地盤反力に含める形で設計計算上考慮している。水平荷重に対する照査としては、基礎前面における最大地盤反力度が地盤の許容水平支持力度以下であることを照査するほか、基礎底面におけるせん断地盤反力が基礎底面の許容せん断抵抗力以下であることを照査する。ここで、基礎前面地盤の許容水平支持力度は受働土圧強度から設定される。底面の許容せん断抵抗力は直接基礎と同様である。この他、ケーソン頂部の変位が上部構造との関係から決まる許容変位内にあるか検討することとしている。変位の制限は、地震時も含めて過大な変位が生じないよう基礎として一定の剛度を確保することを意図したものであるが、具体的な許容値については示されていない。1980年制定の道示IV編においても指針と同様の照査を規定している。1990年の改定でも照査項目は踏襲しているが、許容変位に関しては上部構造から決まる許容変位のほか下部構造として残留変位を抑制するための許容変位を満足させることが初めて示され、後者について各基礎共通の値として設計地盤面で基礎幅の1%（最大5.0cm）という値が示された。

1996年の道示IV編改定では、レベル2地震時に対する照査が導入される中で、基礎周辺地盤の抵抗要素を基礎の形状に応じて適切に考慮できるようにするため、水平荷重に対して基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力および周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させることとした。この抵抗要素の規定に関しては最新の基準まで同様となっている。また、照査項目のうち基礎前面の許容水平支持力度の照査が削除された。これは設計計算モデルにおいて基礎

前面の水平地盤抵抗をバイリニア型として扱う中で受働土圧強度に基づく上限値を設定したためであるが、許容変位の照査により地盤の塑性化を制限していることも考慮したものである。

2017年の道示IV編改定では、水平力に対して変位を指標とした照査のみを行うこととされた。これは、基礎底面のせん断地盤抵抗をバイリニア型として扱う中で上限値を設定していることに加えて、試算による検討の結果から根入れの深い柱状体基礎では直接基礎で生じる滑動が生じないことが確認されたことによる¹⁷⁾。

(4) 設計計算モデル

1970年の指針では、(1)で述べたように基礎本体を剛体として扱い、基礎底面の鉛直地盤抵抗、せん断地盤抵抗および基礎前面の水平地盤抵抗を地盤反力係数により考慮する設計計算法が示された。基礎前面の水平方向地盤反力係数については、(2)に示したように側面のせん断地盤抵抗を含めるため、載荷試験等の結果に基づき2割の割増をしている。地盤反力係数自体は線形ばねとして設定されるが、基礎前面については許容水平支持力度以下となるよう計算するため、実質的には等価線形ばねとして設計計算を行っていた。1990年の道示IV編改定では、基礎本体を剛体として設計計算を行うことに加えて、 $1 < \beta \cdot L_e < 2$ の範囲にある場合には、弾性変形による影響が大きくなることを考慮して本体を弾性体として扱い水平変位の照査を行うことが示された。

1996年の道示IV編改定では、基礎本体を弾性体として扱い、次の①～⑥の地盤抵抗要素を地盤反力係数により考慮する設計計算モデルが示された(図-3.23)。③～⑥については上限値を有するバイリニア型のばねであり、①と②は弾性体として扱うものの地盤反力度の照査を別途行うため、実質的には等価線形ばねとみなせる。このモデルは、1995年兵庫県南部地震における被害を踏まえたレベル2地震時の照査の導入に際して、大変形や塑性化が考慮できるモデルとして土木研究所にて開発されたものであるが⁷⁰⁾、設計計算に用いるコンピュータの発達が進んだ背景としてあげられる。

- ①基礎底面の鉛直方向地盤抵抗
- ②基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗
- ③基礎前面の水平方向地盤抵抗
- ④基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗
- ⑤基礎前背面の鉛直方向せん断地盤抵抗
- ⑥基礎側面の鉛直方向せん断地盤抵抗

2017年の道示IV編改定では、①を除きバイリニア型のバネとするとともに上限値を補正係数により減じず、レベル2地震動を考慮する場合と同様の地盤抵抗モデルを用いることとされた。これは、計算過程においてはできるだけ平均的な挙動とする考え方に則ったものであり、載荷試験結果に適合するよう改められたものである⁷¹⁾。

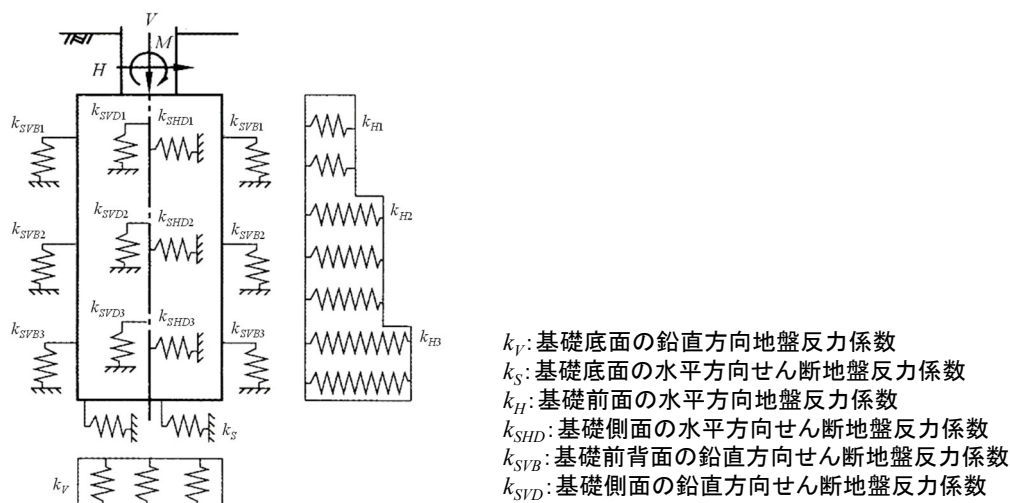


図-3.23 ケーソン基礎の設計計算モデルにおける地盤抵抗要素（3層地盤の場合）⁷⁰⁾

(5) レベル2地震動を考慮した設計

1995年の兵庫県南部地震では、湾岸部のケーソン基礎においてひび割れが生じる被害が確認された²⁸⁾。1996年の道示IV編改定で導入されたレベル2地震時の照査において、基礎本体の降伏、地盤抵抗の塑性化、基礎の浮き上がりのいずれか最初に達する状態から基礎の降伏を定義して降伏に達しないことを原則とするとともに、液状化の影響等により基礎の塑性化を許容する場合には応答塑性率および変位の制限値以下とする設計法が定められた。

設計計算モデルでは、(3)に示したモデルをベースとして、基礎本体の降伏を許容する場合に曲げ剛性の低下を考慮するとともに、地盤反力度の上限値において補正係数による低減を行わず、さらに前面の水平地盤抵抗の上限値に関しては受働抵抗領域の三次元的な広がりやを考慮した割増係数を乗じる方法が示された。この設計計算モデルは柱状体基礎共通となっている。

(6) 施工時の作用に対する設計

ケーソン基礎の施工では底面を掘削しながら基礎本体を沈設させるため、施工中には基礎底面の地盤抵抗が全面的に得られない状態や基礎本体が中吊りとなる状態など（図-3.24）、一時的に完成後よりも本体の応力状態が厳しくなる場合がある。1970年の指針ではこのように施工時に不利となる状態に対して部材応力度の照査を行うことが規定され、最新の基準まで同様となっている。

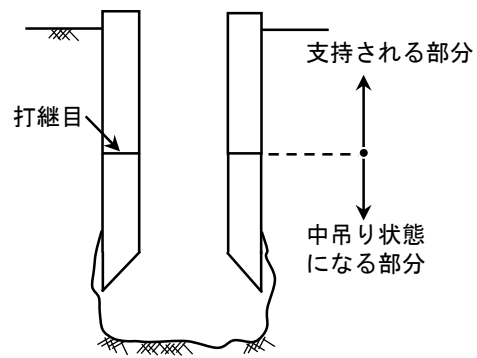


図-3.24 施工時の基礎本体中吊り状態

3.4 鋼管矢板基礎

3.4.1 施工法の変遷

鋼管矢板基礎は、わが国で開発された基礎工法である。鋼管矢板を継手管で接合して閉鎖形状で設置し、頭部を頂版により剛結する工法であり、鋼管矢板の施工は鋼管杭と同様の打込み工法や中掘り工法を用いる。橋梁基礎として初めて適用されたのは1969年の石狩河口橋である⁸⁾。1971年に基礎本体の鋼管矢板を仮締切としても用いる仮締切兼用方式を開発したことにより、仮設構造物を別途設ける必要がなくなり、水域での適用が有利な工法となった。施工方式としてはこのほか立上がり方式や締切方式があるものの、一般には経済的に有利となる仮締切兼用方式が用いられる(図-3.25)。2015年完成のニャットン橋(ベトナム)など、わが国の輸出技術として海外でも適用されている。

鋼管矢板相互を接合する継手は、柱状体基礎として一体的に挙動するために必要な断面力を伝達するとともに施工時の遮水性を確保するための重要な部材であり、標準的にはP-P型継手と呼ばれる継手管を用いて施工時にモルタルが充填される(図-3.26)。基礎の規模が大きくなると継手管部のせん断ずれ変形が大きくなり基礎の水平変位が厳しくなるという課題に対しては、2000年代に高耐力継手が開発され、2012年完成の東京ゲートブリッジなど長大橋の基礎に適用されている。なお、近年では長大橋の主塔基礎など大型の基礎において設計上有利となる矩形の断面形状が採用される場合があるが、矩形の場合には隅角部に応力が集中するため、構造上弱部となる継手管部に損傷が生じやすくなる(写真-3.11)。

頂版と鋼管矢板の接合方法としては、異形状のスタッドを鋼管矢板に溶接のちコンクリートを打設するスタッド方式のほか、プレートブラケット方式や差し筋方式があるものの、現在では施工上合理的となるスタッド方式が一般に適用されている。

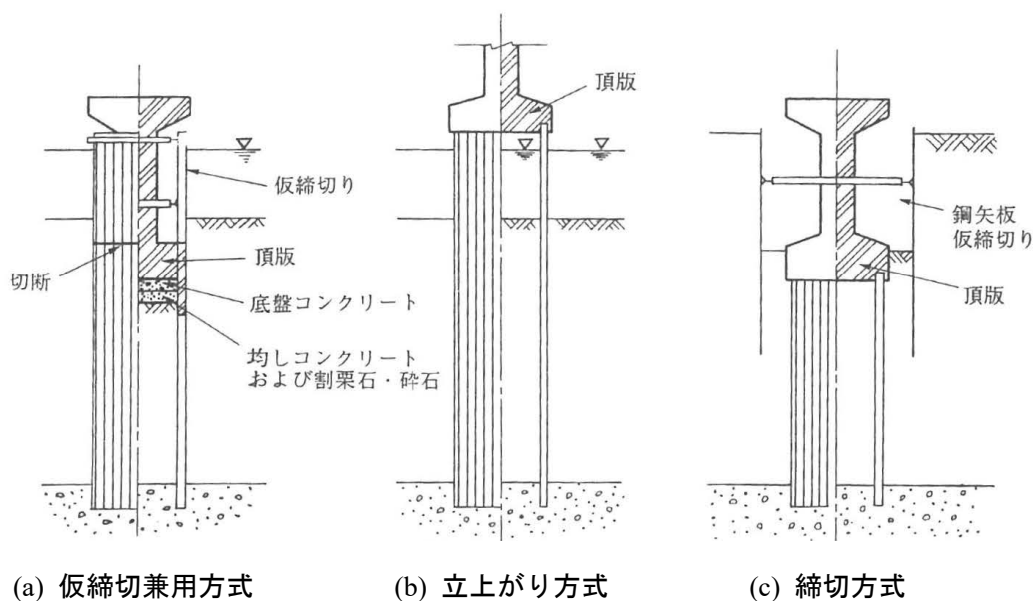


図-3.25 鋼管矢板基礎施工方式の分類⁷²⁾

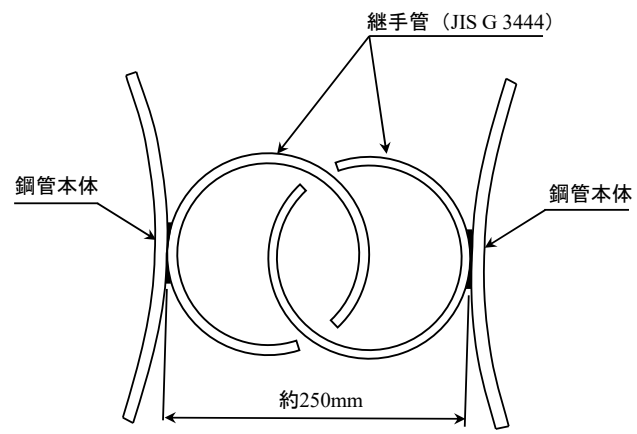


図-3.26 継手管の構造例 (P-P 型継手)



写真-3.11 鋼管矢板基礎隅角部継手管部の損傷

3.4.2 設計法の変遷

鋼管矢板基礎の設計法に関しては、鋼管杭協会（当時）の検討により 1970 年代に指針がとりまとめられた後、他の基礎形式の設計法との整合について検討が行われ⁸⁾、1984 年（昭和 59 年）に日本道路協会から鋼管矢板基礎設計指針⁷²⁾が発刊された。道路橋示方書では、1990 年（平成 2 年）の道示 IV 編改定²⁰⁾で初めて規定された。

照査項目は杭基礎に準じており、支持力推定式は施工法に応じて杭基礎の打込み杭工法または中掘り杭工法の式が適用される。ただし、基礎内面のせん断抵抗（周面摩擦力）を考慮する範囲は先端部付近に限定される。水平方向の許容変位に関しては、1984 年の指針では水平方向地盤反力係数の基準変位である 4cm を超えないこととしていたが、1990 年の道示 IV 編改定で柱状体基礎としての整合からケーソン基礎と同様の値となった。

設計計算モデルについて、1984 年の指針において $\beta \cdot L_e$ が 1~3 程度であることを踏まえて有限長の弾性体として設計することが示された。鋼管矢板基礎の場合、鋼管矢板相互を継手で接合して井筒状の基礎を構築することから、継手にはずれ変形が生じる。このため、杭基礎とケーソン基礎の中間的な性状を示すこととなるが、どちらの挙動に近いかは形状等により異なるため、指針では条件に応じて設計計算モデルを使い分けることが示された。具体的には、 L_e と基礎幅 B の比 $L_e/B > 1$ かつ変形が小さい場合には、基礎全体系での曲げ変形が卓越するため、継手のずれ変形の影響を合成効率により考慮した上で単体の弾性床上の有限長ばりとしての計算法が適用される。一方、 $L_e/B \leq 1$ または変形が大きい場合には、継手のせん断ずれ変形が大きくなり、各鋼管矢板が単独杭の挙動に近くなるため、継手のせん断変形を考慮した仮想井筒ばりによる解析法、立体骨組解析または群杭基礎としての解析法が適用される。ここで、仮想井筒ばりによる解析法は、実験結果に基づき設定された継手管部のせん断剛性により鋼管矢板相互のずれ変位を考慮した鋼管矢板基礎独自の解析手法である⁷³⁾（図-3.27）。地盤抵抗要素としては、基礎前面の水平方向地盤反力係数、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数および基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数の 3 種類が考慮される。基礎前面の水平方向せん断地盤反力係数については、載荷試験結果と整合するよう定められ、ひずみ依存性を考慮した式となっている。1990 年改定の道示 IV 編は指針と概ね同様であるものの、 $L_e/B \leq 1$ または基礎最大幅 $B > 30\text{m}$ を超える場合に仮想井筒ばりによる解析または立体骨組解析を適用することや、ケーソン基礎と同様に基礎前面の水平方向地盤反力係数を 2 割増することが示された。

1996 年（平成 8 年）の道示 IV 編改定⁴⁸⁾では、 $L_e/B \leq 1$ または $B > 30\text{m}$ 、 $\beta \cdot L_e \leq 1$ の条件において仮想井筒ばりモデルを適用することや、基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗や内部土の抵抗を考慮して基礎前面の水平方向地盤反力係数を 2 倍にしてよいことが示された。ただし、レベル 2 地震時の照査における設計計算モデルについては、大変形による影響を考慮できるようにするため、常時やレベル 1 地震時等のモデルと異なり、ケーソン基礎や地中連続壁基礎と同じ 6 種類の地盤抵抗要素を考慮した柱状体基礎統一モデルが適用されることとなった（ただし、基礎本体は継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒ばりモデル）。また、他の基礎と同様、基礎の降伏や塑性率の制限値・変位の制限値が規定された。2017 年（平成 29 年）の改定¹⁾では、それまでレベル 2 地震時の照査に用いられて

いた設計計算モデルを設計状況（荷重条件）にかかわらず適用することとされた。

鋼管矢板基礎の形式で主流となる仮締切兼用方式では、仮締切鋼管矢板に水圧が作用した状態で頂版を施工するため、水圧により発生した応力が基礎完成後も残留応力として残る。したがって、部材設計においてこの残留応力を考慮して設計を行うことが 1984 年の指針から示されている。

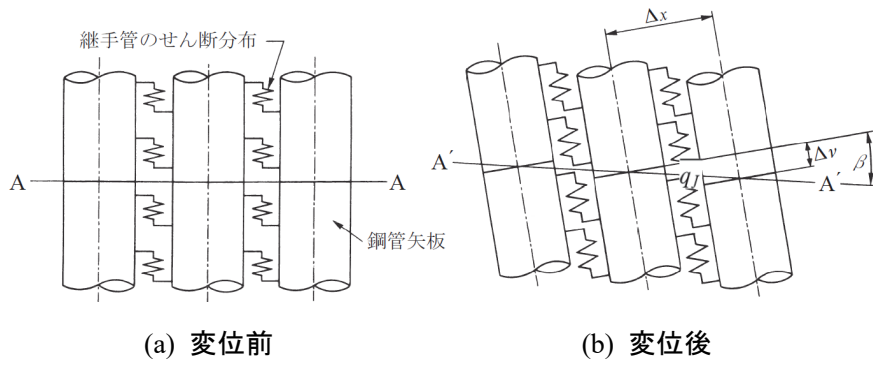


図-3.27 仮想井筒のせん断変形に伴う継手間のずれ変位¹⁾

3.5 地中連続壁基礎

3.5.1 施工法の変遷

地中連続壁基礎は、地中連続壁の構築単位であるエレメント（図-3.28）を相互に剛結した上で頂部を頂版で併合する基礎形式である。元々仮設土留め壁として開発された地中連続壁工法を基礎工法として転用した技術であり、1970年代中頃に首都高速道路5号線において適用されたのが最初である⁹⁾。場所打ちの鉄筋コンクリートである地中連続壁の施工は場所打ち杭と類似しているが、エレメント相互を継手で剛結して柱状体基礎として一体化する工程が場所打ち杭と大きく異なっており、狭い断面で高い支持力を求められる条件や大深度での施工に利点を有している。

近年では、壁体の面内方向に高い剛性を有するという構造的な利点を活かし、鋭敏比の高い海成粘性土という極めて軟弱な地盤の側方流動の影響により損傷した橋梁基礎の補強に際して、平行する複数の壁体を連結・併合せずに構築する形式（平行複壁式基礎）を適用した例がある（図-3.29）⁷⁴⁾。

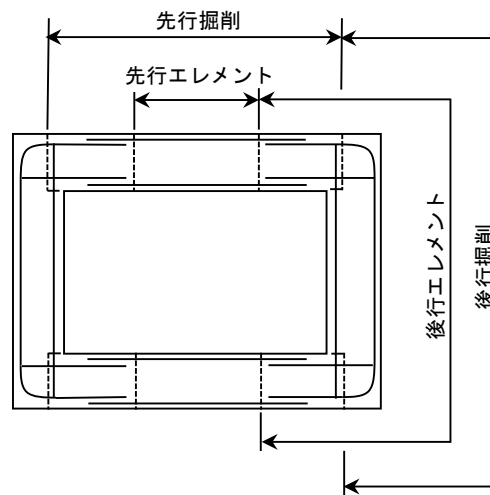


図-3.28 掘削範囲とエレメントとの関係

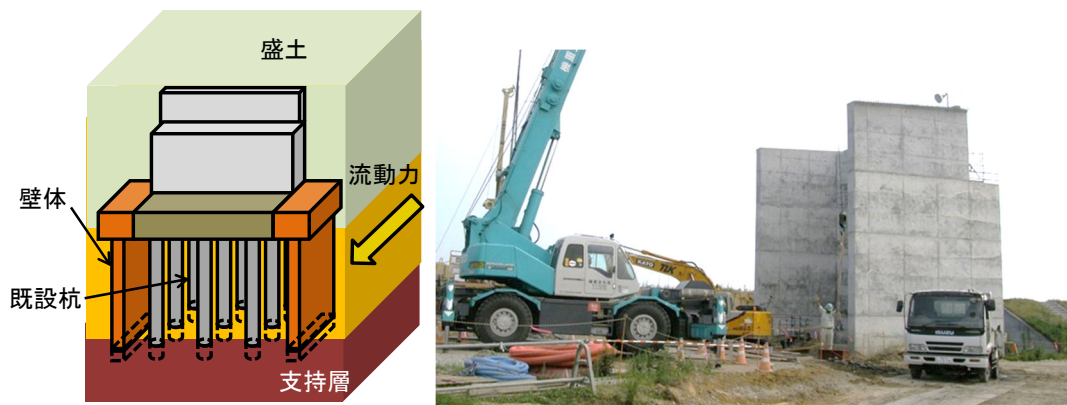


図-3.29 壁体による基礎の補強イメージと補強工事の状況

3.5.2 設計法の変遷

地中連続壁基礎の設計法に関しては、日本国有鉄道や阪神高速道路公団（いずれも当時）による提案の後、土木研究所による検討が行われ⁷⁵⁾、1991年（平成3年）に日本道路協会から地中連続壁基礎設計施工指針⁷⁶⁾が発刊された。道路橋示方書では、1996年（平成8年）の道示IV編改定⁴⁸⁾で初めて規定された。

照査項目は、1990年（平成2年）の道示IV編改定²⁰⁾におけるケーソン基礎の設計法および場所打ち杭の設計法に準じ、基礎底面における鉛直地盤反力度が許容鉛直支持力度以下かつ許容引抜き力度以下であること、基礎底面におけるせん断地盤反力が基礎底面の許容せん断抵抗力以下であることを照査するほか、水平方向の許容変位について照査することとされた。1996年改定の道示IV編に規定された際には、ケーソン基礎の設計法に準じて基礎底面の許容引抜き力度の照査が削除されている。

設計計算モデルについて、1991年の指針では、基礎本体は $\beta \cdot L_e$ が0.5～3程度であることを想定して弾性体として扱い、4種類の地盤抵抗要素（基礎底面の鉛直方向地盤反力係数、基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数、基礎前面の水平方向地盤反力係数、基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数）を考慮するモデルが示された。基礎前面の水平地盤反力抵抗および基礎側面の水平方向せん断地盤反力抵抗については上限値を有するバイリニア型としてモデル化している。1996年改定の道示IV編に規定された際には、ケーソン基礎の設計法と同様の設計計算モデルが適用されることとなった。2017年（平成29年）の道示IV編改定¹⁾では柱状体基礎共通の設計計算モデルが適用された。

1996年の道示IV編改定から導入されたレベル2地震時の照査については、ケーソン基礎と同様の手法が規定されている。

地中連続壁基礎の場合、エレメント間の継手が特有の構造であり、構造上の弱部となりうる。この継手部の設計について、応力度の許容値（制限値）を80%に低減して部材設計を行うことや、せん断補強のためのシアコネクタを配置することなどが1991年の指針から規定されている。

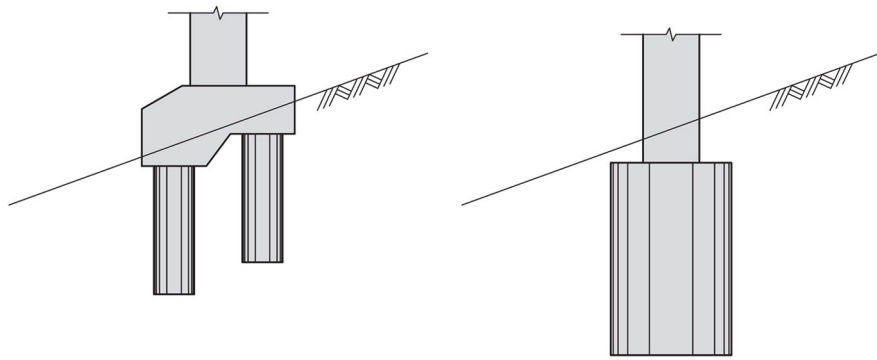
3.6 深礎基礎

3.6.1 施工法の変遷

深礎基礎は、孔内を人力等で掘削した後、コンクリートを打設することにより構築される基礎であり、図-2.2 に示すように近年選定割合が増加している基礎形式の一つである。杭基礎のように複数の深礎基礎本体をフーチングに剛結して基礎として一体化する組杭深礎基礎と、ケーソンのように一本の深礎基礎本体からなる柱状体深礎基礎の2種類がある（図-3.30）。

国内では1934年の木田式深礎工法の開発が最初である。孔内に作業員が入るため湧水が少ないことが適用条件となるが、簡易な設備で施工できるため、道路橋では山間部の傾斜地のように施工ヤードや搬入路の確保が困難な条件で適用が進んできた¹⁰⁾。1960年代からの全国的な高速道路建設の展開によるニーズを受け、設計法の検討とあわせた施工の機械化や土留構造の開発・改良が順次行われて大口径化が可能となり²¹⁾、1982年には双畑橋で初めて基礎径5mを超える大口径の柱状体深礎基礎が施工された⁷⁷⁾。双畑橋の土留構造には吹付コンクリートが採用されている。深礎基礎の土留構造は、縦坑と横坑の違いはあるものの山岳トンネルの支保工と機能が類似しており、道路トンネルでは1977年からNATMが導入されはじめたが、深礎基礎の施工においても基礎径が大きな場合に吹付けコンクリートやロックボルトによる土留構造というNATMの施工技術が準用された。掘削に関しても機械工法の適用が進み施工能率が大きく向上した。図-3.31 および図-3.32 に基礎径および基礎長の変化について示す^{2),43)}。基礎径については約40年の間に大口径化が進み、5mを超える大口径深礎基礎が約4割を占めている。一方、基礎長については短い基礎の施工割合が増えている。一般に斜面では支持層が浅いことに加えて、大口径化により基礎底面での支持力負担割合が増えたことにより根入れが浅くなっていることが推察される。

深礎基礎は、掘削中の坑内に作業員が入るため施工時の安全対策が重要となる。湧水や換気への配慮のほか、孔壁・孔外からの落下物防止対策があげられる。また、鉄筋の組み立ては橋脚等と異なり外側から行うこととなるため、崩落による事故が生じないように適切に仮設材の構造や施工手順を定める必要がある⁷⁸⁾。なお、基礎径が小さい場合には作業空間が狭く安全性確保の観点から望ましくないため、設計段階においても配慮が行われており、実績として2m以下の小径基礎の割合が大きく減少していることが図-3.31 から分かる。



(a) 組杭深礎基礎 (b) 柱状体深礎基礎

図-3.30 深礎基礎の種類

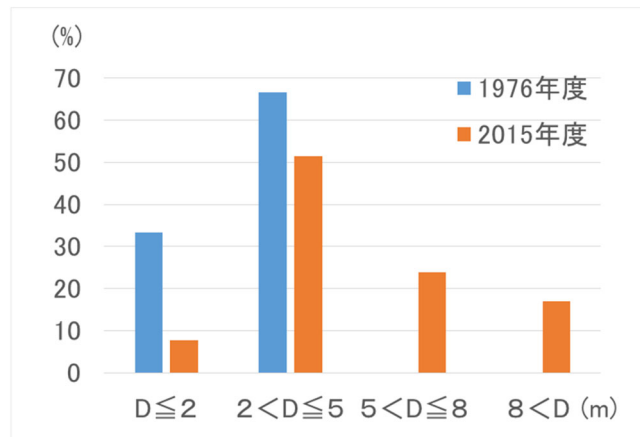


図-3.31 基礎径の変化（深礎基礎）

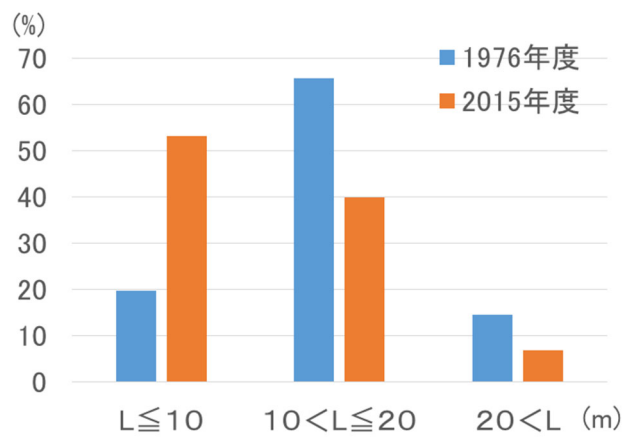


図-3.32 基礎長の変化（深礎基礎）

3.6.2 設計法の変遷

深礎工法は、元々場所打ち杭工法の一つとして位置づけられており、1973年制定の道路橋下部構造設計指針：場所打ちぐい基礎の設計施工篇⁴⁶⁾では設計径等の規定が示され、その後の1980年（昭和55年）制定の道示IV編¹⁶⁾等でも同様の規定が示されていた。ただし、あくまで場所打ち杭基礎として用いる場合の規定にとどまっておらず、斜面に適用される場合の設計法や柱状体基礎として用いる場合の設計法について道示IV編では長年規定されなかった。

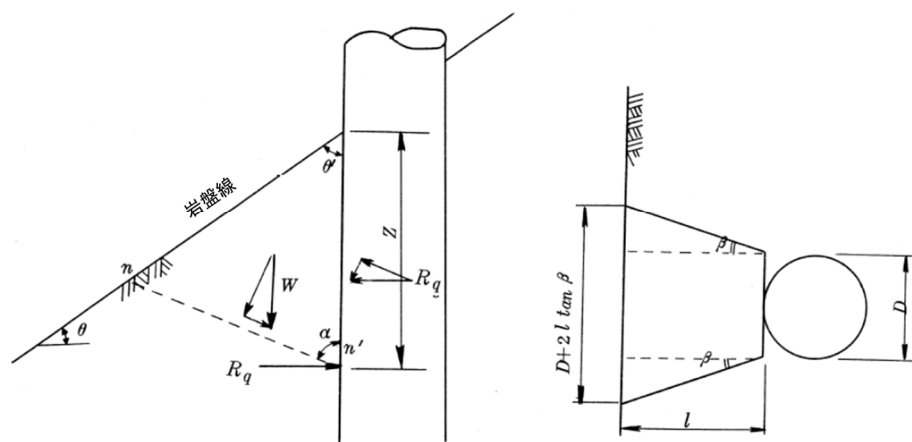
斜面上の深礎基礎の設計法は1970年初めから日本道路公団で研究が進められ⁷⁹⁾、実験結果等を踏まえて斜面の塑性化を考慮した弾塑性設計法が提案され、改良ののち1998年改定の日本道路公団設計要領²²⁾において確立された設計法が示された²¹⁾。基礎から下方の斜面の極限水平支持力について三次元的広がり を考慮したすべり土塊のせん断抵抗力から算出し（図-3.33）、水平方向の安定照査を行うことが大きな特徴となっている。組杭深礎基礎の場合には、隣接する深礎杭との抵抗領域の干渉を考慮して水平支持力が算出される。この他、基礎底面の鉛直地盤反力度の照査や水平方向の許容変位の照査を行うこととされていたが、基礎底面の鉛直支持力度の計算においても斜面の影響が考慮される。設計計算モデルでは、水平方向の安定照査以外では基礎本体・地盤とも弾性体とみなし、1996年（平成8年）の道示IV編改定⁴⁸⁾から適用されたケーソン基礎の設計計算モデルと同じく6種類の地盤抵抗要素が考慮された。深礎基礎特有の事項として、基礎前面の水平方向地盤反力係数の設定で斜面および隣接する深礎杭の影響を考慮することや、土留構造の種類に応じて基礎周面のせん断地盤抵抗を考慮するかどうかが変わる点があげられる。後者について、ライナープレート等の土留め材を用いる場合には、どの程度のせん断地盤抵抗力が発揮されるかが地盤条件や施工状況により変わるため設計上は考慮しない一方、モルタルライニングや吹付コンクリートを用いる場合には、基礎本体と地盤が密着して確実にせん断地盤抵抗力が発揮されることが実験により検証されており、設計上考慮することとなる¹⁰⁾。

2012年（平成24年）の道示IV編改定において、斜面に適用される場合の組杭深礎基礎および柱状体深礎基礎の設計法が初めて規定された⁴⁹⁾。日本道路公団で開発された設計法をベースとして、ケーソン基礎など他の柱状体基礎の照査項目との整合が図られている。照査項目については、基礎底面における鉛直地盤反力度が許容鉛直支持力度以下であること、基礎底面におけるせん断地盤反力が基礎底面の許容せん断抵抗力以下であることを照査するほか、水平方向の許容変位について照査することとされた。基礎前面の地盤抵抗に基づく水平支持力に関しては照査項目として取り扱われないこととされたが、代わりに設計計算モデルにおける基礎前面の水平方向地盤抵抗の上限値がすべり土塊のせん断抵抗力（図-3.33）に基づき設定されることとなった。設計計算モデルにおける基礎本体の扱いや地盤抵抗要素の種類は、ケーソン基礎に準じた日本道路公団の設計法と同じである。レベル2地震時の照査についてもケーソン基礎と概ね同じであるが、深礎基礎の場合には降伏以内に留め塑性化を許容しないこととされた。これは、岩盤の塑性化後のせん断強度の低下や地震時の斜面の不安定化など、水平地盤の土砂を主体とした地盤上に

設置された基礎に比べて塑性化後の深礎基礎の挙動については不確実な点が多いことによる。

また、2012年の道示IV編改定では、岩盤中に設置されることが多い深礎基礎の特徴を考慮した特性値が示された。一つは、基礎底面が岩盤に支持される場合の最大地盤反力度の上限値であり、既往の平板載荷試験データを収集・分析し、亀裂の影響等を考慮して設定されたものである⁸⁰⁾。また、基礎周面のせん断地盤抵抗の上限値に関しては、硬岩の場合におけるピーク強度後の残留強度の低下を考慮した値が設定された¹⁰⁾。

2017年（平成29年）の道示IV編改定では、ケーソン基礎と同様の見直しが行われ、水平力に対する照査では変位を指標とした照査のみを行うこととされた。



- R_q : 深度 z の位置までの土塊のすべりに基づく極限水平支持力 (kN)
- W : 深度 z の位置のすべり面から上の地盤の重量 (kN)
- D : 基礎径 (m)
- α : すべり面の角度 ($^\circ$)
- θ : 設計上の地盤面の傾斜角 ($^\circ$)
- θ' : 設計上の地盤面と基礎前面が交差する内角 ($^\circ$)
- z : 着目するすべり面の深度 (m)
- β : すべり面の広がり角 ($^\circ$)
- l : すべり面の平面的な長さ (m)

図-3.33 すべり土塊の概念図⁷⁹⁾

斜面に下部構造が設置される場合、設置位置や斜面上方からの斜面崩壊、地すべり等の影響により基礎に被害が生じる例がある。写真-3.12 は 2004 年新潟県中越地震において基礎周辺地盤の下方移動により橋台基礎が損傷した事例^{81), 82)}、写真-3.13 は 2016 年熊本地震において上方からの岩盤崩落等により橋脚の崩落や傾斜が生じた事例²⁵⁾である。前者は単列の深礎基礎、後者はパイルベント形式（一本もの）の深礎基礎であった。こうした被害の分析や土木研究所で実施した実験・解析結果等を踏まえて、2012年の道示IV編改定では、斜面の変状の影響が想定される場合には複数列の基礎構造がよいことが示された。また、2017年の改定では、斜面崩壊等の影響を受けない位置への下部構造設置を標準とすることが規定された。図-3.34 には写真-3.13 に示す戸下大橋の復旧構造を示しているが、斜面に対して複数列となる基礎構造で復旧が行われている⁸³⁾。



写真-3.12 2004年新潟県中越地震における深礎基礎頭部の損傷（山辺橋）⁸¹⁾



写真-3.13 2016年熊本地震における橋脚の崩落（戸下大橋）²⁵⁾

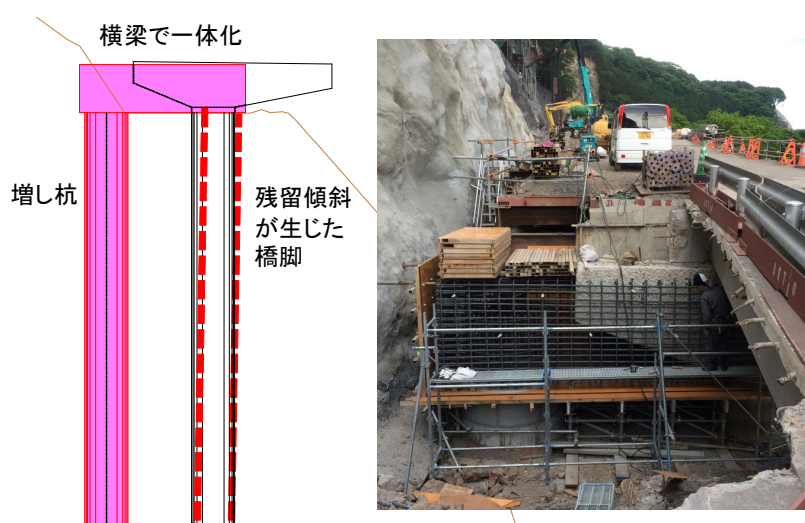


図-3.34 戸下大橋下部構造の復旧構造⁸³⁾

3.7 その他の基礎

ここでは、前節までに示した道路橋示方書に規定される基礎形式・工法以外の基礎について、国内の橋梁基礎、海外の橋梁基礎および建築物の基礎に分けて紹介する。

(1) 国内の橋梁基礎

長大橋の基礎では、前節までに示した標準的な基礎工法と異なる工法が用いられる例がある。海洋架橋事業では、上部工・下部工を合わせた全体工事費の関係から海中に基礎を設置する方が合理的となる場合があり、海中での施工を考慮して基礎工法が定められる。わが国を代表する海洋架橋事業である本四架橋事業のうち、1985年完成の大鳴門橋では多柱式基礎が、1988年完成の南備讃瀬戸大橋や1998年完成の明石海峡大橋では設置ケーソン基礎が採用された¹¹⁾。

多柱式基礎は複数の柱(杭)を海上まで立ち上げて頭部を梁で連結する構造であり(図-3.35)、大鳴門橋では水深が比較的浅く足場の建設が可能であったことや潮流による渦潮等への影響が小さいことを考慮して採用されたものである。大鳴門橋の前に1976年完成の山口県大島大橋で多柱式基礎が採用されている⁸⁴⁾。1989年完成の横浜ベイブリッジでは、複数のケーソン頭部をフーチングで連結する多柱式基礎が採用された。

設置ケーソン基礎は、海底を掘削して支持層を露出させ、そこに別途製作したケーソンを運搬・設置したうえでケーソン内にコンクリートを充填して完成させる工法であり、設計上は直接基礎に分類される。瀬戸大橋や明石海峡大橋では水深が深い一方で支持層が浅く掘削土量が少ないことから本工法が採用された。海中基礎では、本工法のようにプレキャスト部材を用いて現場での作業を最小化することが重要な観点としてあり、前述の横浜ベイブリッジでもプレキャスト部材が基礎に用いられている。

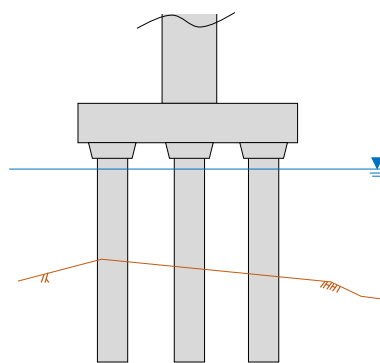


図-3.35 多柱式基礎 (イメージ)

(2) 海外の橋梁基礎

海外の長大橋では、わが国での例がない工法が近年採用されている。2004年完成のリオンアンティリオン橋(ギリシャ)では、鋼管杭で地盤を補強した上にプレキャストの基礎を構築する工法(パイルドファウンデーション)が採用された¹¹⁾。部材のプレキャスト化が進められるとともに、支持層とみなすには強度が不十分な深度の浅い堆積層を杭で補強していること、プレキャストのフーチングを中空構造として浮力により設置圧を調整していることが大きな特徴としてあげられる⁸⁴⁾。パイルドファウンデーションはわが国の企業が建設に携わった2016年完成のイズミット湾横断橋(トルコ)でも採用されている⁸⁵⁾。ギリシャ、トルコとも地震国であり耐震設計が下部構造の設計において支配的な事項となるが、地震時にプレキャストの基礎が碎石層との間で滑動することにより主塔に伝わる水平力を低減させる、ある種の免震構造としての機能を期待した構造として

いる。その他、グレートベルト橋（デンマーク）でも砕石層の上にプレキャスト基礎を設置する構造を採用している。

また、橋梁基礎ではないものの、北海油田の石油掘削施設では、水深約 300m と極めて深い条件においてスカートと呼ばれる中空コンクリート構造を束ね、負圧により地盤に貫入させるスカート・サクシオン基礎が採用されている。スカート・サクシオン基礎はわが国でも橋梁基礎への適用に関する検討が行われている⁸⁶⁾。

(3) 建築物の基礎

建築物では、橋梁基礎と同様に、支持層が浅い場合には直接基礎となり、深い場合には杭基礎が多く用いられる。この他、直接基礎と杭基礎の中間的な抵抗機構を有するパイルド・ラフト基礎が用いられる場合がある（図-3.36）。パイルド・ラフト基礎の設計法は建築基礎構造設計指針⁸⁷⁾に示されており、フーチング下面部の荷重分担を設定し、残りの荷重を杭部が負担する設計となる。パイルド・ラフト基礎の場合、図-3.36 に示すように堅固な支持層に支持させる必要はないことからある程度の沈下が生じるが、道路橋は単体で機能する建築物と異なり線上構造物として機能するため沈下量に対する制限が厳しい⁸⁸⁾。また、目的に応じた仕様から底面積が定まる建築物と異なり、道路橋基礎は設計・施工上必要となる最小寸法から底面積が定まるものであり、直接基礎の底面積や杭間隔をあえて広げることが考えにくい。このため、パイルド・ラフト基礎の道路橋基礎への適用性は低いと考えられるものの、3.2.2 に示したように橋梁基礎において過去には不完全支持杭を採用した例があり、地震時も含めて沈下量のコントロールが可能となる設計・施工法の確立を通じて基礎構造を今後合理化していくことが考えられる。

この他、高層建築物において特殊な基礎形式・工法が用いられる場合がある。例えば、2012 年完成の東京スカイツリーでは、軟弱層が厚く堆積しかつ敷地面積が限られる中で、ナックウォールと呼ばれるコブ付きの SRC 地中連続壁杭、RC 地中連続壁と場所打ち杭を組み合わせた複合体基礎が適用された⁵⁸⁾。

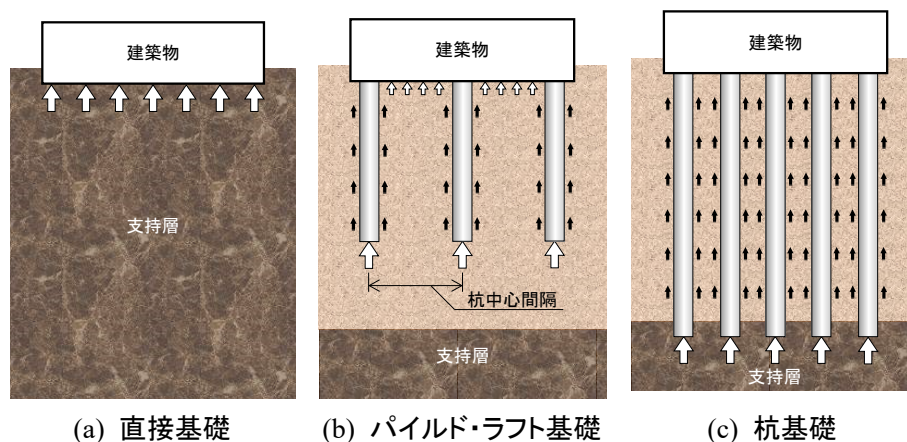


図-3.36 主な建築物基礎の抵抗機構（イメージ）