

4. 基礎及び地質工学的危機（システムティック改修）

4.1. 概要

本章はビルの基礎及び地震時地質の立地危機に関する地質工学上の技術的ガイダンスである。与えられた挙動レベルに対する基礎システムと基礎地盤の挙動の可否は上部構造の挙動の状況と切り離して決定することはできない。

単純化改修に適しているビルに対する地質工学上の要求仕様は10章に記す。

基礎システムの構造工学的な問題は鋼構造（5章）、鉄筋コンクリート構造（6章）、煉瓦造（7章）及び木構造（8章）で説明する。

本章は基礎及び地質工学的立地危機に対する改修方法について述べる。節4.2は、確立している立地土質特性及び断層、液状化、不均等収縮、地滑り及び岩崩落及び洪水を含む土質工学的立地危機に対するガイドラインである。地質工学的立地危機の緩和に対する技術は節4.3に述べる。節4.4は、基礎設計評価の為に確立した土壌耐力、剛性及び土壌-構造物相互作用（SSI）パラメータに対する基準である。擁壁は節4.5に述べる。節4.6は基礎の改善又は強化に対するガイドラインである。

4.2. 立地特性

単純化改修に適しているビルに対する地質工学上の要求仕様は10章に述べる。他の全てのビルに対して、選択した耐震改修の方法に首尾一貫した特定の土質工学的立地特性が要求される。立地特性は立地土層の状況、構成及びビルの基礎及び耐震土質立地危機についての情報を組み合わせて構成する。

歴史的ビルの場合には、立地に歴史的又は考古学上の遺跡があるかどうかを、州歴史保存局の指導を受けなければならない。

4.2.1. 基礎土壌情報

改修するビルの基礎条件を述べた特定の情報が必要である。有用な情報は隣接又は近隣ビルの基礎の知識から得ることができる。基礎情報は、土層及び地下水、基礎システムの構成、設計基礎荷重、及び基礎土壌の荷重変形特性を含む。

4.2.1.1. 立地基礎条件

地盤条件は基礎の極限能力の調査及び立地が地震土壌危機を受けやすいかどうかを決定する為に十分詳細に示さなければならない。構造体基礎タイプ、大きさ、及び材料に関する情報は、地盤条件に関係なく必要である。この情報は以下を含む。

- 基礎タイプ - 独立基礎、マットスラブ、杭、造成杭（深礎）
- 基礎の大きさ - 平面形状及び位置。杭については、杭長、各部断面（杭のテーパ又はケーソン）
- 材料構成 / 施工。杭についてはタイプ（コンクリート、鉄骨、木） 施工法（現場造成、先端開 / 閉推進）

地盤条件は次のように選択した挙動レベルに対して決める。

A. 崩壊防止及び生命安全挙動レベル

土壌のタイプ、構成、粘度、相対密度、層厚（ビルによって入る応力がビル重量を基礎面積で割った概略10%の深さまで）

ビル直下の常水面の位置及び季節変動の決定。

B . 強化改修目標及び深礎

各土質タイプに対し、単位重量せん断強度 c 、摩擦角 ϕ 、厚密特性、せん断弾性係数 G 、及びポアソン比 ν を決定。

4.2.1.2. 近隣基礎条件

ビル隣接又は近隣に対して作成した特別基礎情報は、立地地域における地盤と常水面条件が一様であると分かっているならば、有用である。しかし、信頼できなければ、いずれにしろ、ビルの改修を行う立地から地盤データを作成することになる。最近建設が行われた隣地は、対象とする立地の地盤条件の評価のガイドになる。

4.2.1.3. 設計用基礎荷重

設計用基礎荷重に関する情報は、実際の自重及び想定される積載荷重として、必要である。

4.2.1.4. 地震荷重下の荷重変形特性

伝統的地質工学技術は長期自重に短期に作用する積載荷重のみ加えて扱う。殆どの場合長期荷重によって基礎設計を決めていた。短期(地震荷重)荷重変形特性を設計に用いるのは、最近のことである。従って、そのような関係は、通常、既存ビルの地盤と基礎の報告書にはない。荷重変形特性は節 4.4 で詳述する。

4.2.2. 地震立地危機

地震危機は地動に加えて、地表の断層、液状化、圧密沈下、地滑り及び洪水が含まれる。立地における地盤変位危機に対する可能性を評価しなければならない。評価は地盤移動に基づく危機の査定を含まなければならない。結果が、望む挙動レベルに対して受け入れられなければ、節 4.3 に述べるように、危機を緩和しなければならない。

4.2.2.1. 断層亀裂

地質学上の立地条件は、ビルの基礎地盤に表れる活断層の痕跡に対する可能性の査定をするために、十分詳細に明らかにしなければならない。活断層の痕跡が分かるか、表れそうならば次の情報が必要になる。

- 活動の程度 すなわち、最近動いた年代(歴史的、完世紀、第四世紀後半) の特定
- 断層タイプの特定 strike-slip、normal-slip、reverse-slip、thrust-fault
- ビルの幾何学的形状に関する滑りの方向の決定、特に normal-slip、reverse-slip
- 改修目標に矛盾しない再現期間の縦及び横変形の大きさの決定
- 断層ゾーンの幅(狭い地域又は分布した)の特定

4.2.2.2. 液状化

地盤と地下水の条件は、ビルの基礎地盤に表れる液状化に対する可能性の査定をするために十分詳細に明らかにしなければならない。液状化しやすい土壌ならば次の情報が必要になる。

- 土壌タイプ：液状化しやすい土は通常粗い粒子である(砂質土、シルト砂質土、粘性シルト)
- 密度：液状化しやすい土は中程度に密で柔らかい。
- 常水面の深さ：液状化しやすい土は飽和状態で、推定可能な季節変動がある。
- 地表面の傾斜と自由水面からの距離：傾斜地に緩慢な横滑りが生じる。特に、近くに溝、川のような自由水面がある場所。
- 横及び縦の段差：ビルの基礎における総量と方向を計算しなければならない。

液状化の被害は最初に、立地に被害条件が全くないか、或いはより詳細な評価を必要とするかを確認するために評価しなければならない。一般に、立地土壌又は立地付近の類似の土壌が過去に液状化を経験していない、そして次の基準のいずれかに合致していれば、液状化が引き起こす大きな被害は立地にはないと考えることができる。

- 表 4 - 1 に示すように、一般的堆積環境と堆積経年に基づく相対的過敏性比率に従って、立地に横たわる地質が岩盤もしくは非常に液状化しにくさを有する。
- 地域的な経験に基づくか、土壌が地下水床より下の深さに対して最低標準貫入試験（SPT）抵抗値（ N_{160} ）が30回/フィートの値を持つか又は20%より多い粘土の粘着力のない土壌でなければ、立地に横たわる土壌は堅い粘土又はシルト質粘土である。パラメータ（ N_{160} ）は2ksfの有効上載荷重に対して基準化したSPT打撃回数である。粘土は粒子径が0.005mmと定義されている。
- 季節的、歴史的地下水位及び傾斜又は立地における地下水位を越えない立地近隣の自由表面条件を含めて、地下水床が最下基礎下最低35フィート又は地盤面下50フィートである。

上記の基準を適用して、立地における可能な流動化被害を予測できないなら、より詳細な評価が要求される。詳細な評価に対するガイドラインは、コメントリ - にある。

表 4 - 1 強震時、表面堆積土の液状化に対する過敏性予測（Youd & Perkins, 1978 以降）					
堆積層のタイプ	粘着性のない堆積層の分布	飽和時非粘着堆積の可能性、液状化の過敏性（堆積年代）			
		現代<500年	完世紀<1.1万年	更新世<200万年	前更新世>200万年
(a) 大陸堆積					
河道	部分的変動	非常に高い	高い	低い	非常に低い
氾濫原	部分的変動	高い	中庸	低い	非常に低い
扇状地、原	広範囲	中庸	低い	低い	非常に低い
海岸段丘	広範囲	-	低い	非常に低い	非常に低い
三角州	広範囲	高い	中庸	低い	非常に低い
湖底堆積	変動性	高い	中庸	低い	非常に低い
崩積層	変動性	高い	中庸	低い	非常に低い
崖錐	広範囲	低い	低い	非常に低い	非常に低い
砂丘	広範囲	高い	中庸	低い	非常に低い
黄土	変動性	高い	高い	高い	未知
氷河漂礫土	変動性	低い	低い	非常に低い	非常に低い
凝灰岩	Rare	低い	低い	非常に低い	非常に低い
テフル岩	広範囲	高い	低い	?	?
残積土	Rare	低い	高い	非常に低い	非常に低い
Sebka	部分的変動	高い	中庸	低い	非常に低い
(b) 海岸地帯堆積					
三角州	広範囲	非常に高い	高い	低い	非常に低い
Esturine	部分的変動	高い	中庸	低い	非常に低い
浜、高エネルギー	広範囲	中庸	低い	非常に低い	非常に低い
浜、高エネルギー	広範囲	高い	中庸	低い	非常に低い
礁湖	部分的変動	高い	中庸	低い	非常に低い
前浜	部分的変動	高い	中庸	低い	非常に低い
(c) 補充材					
粗な充填	変動性	非常に高い	-	-	-
密実な充填	変動性	低い	-	-	-

4.2.2.3. 不動沈下

地下の条件は、ビルの基礎に生じる不動沈下に対する可能性を判断するために、十分詳細に定義しなければならない。

不動沈下もしくは土壌の圧密は強い地震に同調するかも知れない。不動沈下の結果は構造物を損傷する。液状化しやすい(比較的柔らかい自然土又は転圧しない、又は十分転圧しない埋め戻し土)土壌のタイプは又沈下しやすい。圧密沈下は上記土壌で地下水床以下に生じる。

土質条件が以下の基準の双方に合致しなければ、不動沈下が引き起こす大きな被害は生じないと考えて良い。

- 節 4.2.2.2 の基準に基づいて、基礎下の土質及び地下水床が大きな液状化被害を起こさない。
- 基礎下の土質及び地下水床が地質年代の新世紀(11,000年より古い)で、最低 20 回 / 0.3m (20 回 / フィート) (N_{10})⁶⁰ の堅い粘土又はシルト質粘土又は沈まない砂質土、シルト及び岩。

上記の基準を適用して、立地における可能な不動沈下被害を予測できないなら、より詳細な評価が要求される。詳細な評価に対するガイドラインは、コメントリ - にある。

4.2.2.4. 地滑り

ビルの基礎の不連続移動を引き起こす地滑りの可能性を評価するために、土壌内部の状態を十分詳細に調査しなければならない。法面の安定は立地での調査が必要である。

- 約 18 度を超える既存斜面 (勾配 1/3)
- 不安定な過去の記録 (土の回転、滑り、落岩)

土壌は液状化しないことを確認して、予想される立地の安定の決定には疑似静的解析を用いるべきである。そうでないと変形の間にはせん断耐力を失う。疑似静的解析には、望んでいる耐震改修目標に応じて、最大地震加速度 ($S_{x5} / 2.5$ として計算) の 1/2 の係数を用いなければならない。1.0 以上の静的安全係数を有する立地は適正な安定性を有すると判断するので安定解析を必要としない。

1.0 以上の静的安全係数を有しない滑りブロック変形計算 (Newmark, 1965) が必要である。変形解析は、構造物の挙動及びレベルへの影響を決定する技術者によって用いられる地盤移動のポテンシャルの大きさを決定する。構造物の挙動は、地面の変形計算と連動しないので、適当な低減方法を節 4.3.4 に述べるようなものを用いるべきである。

基礎土壌の地滑りの潜在的影響に加えて、隣接斜面からの岩崩落又は岩片の滑りの潜在性を考慮すべきである。

4.2.2.5. 洪水または津波

生命安全を上回る挙動レベルに対して、望む挙動レベルに合致させる改修からビルを守るために、地震が誘発する洪水又は氾濫の可能性を十分詳細に調べなければならない。

- 地震振動又は断層裂開による上流に位置するダム の 損傷
- 断層裂開、地震が誘発する地滑り、又は強震による上流に位置するパイプライン、水道、水槽タンクの損傷
- 高波を受けそうな津波ゾーンにある海岸線又は湾又は湖に隣接する低い地域
- 沈下が冠水を引き起こし立地に氾濫する浅い地下水の横たわる地域

洪水や氾濫からビル損傷の可能性は立地固有のベースで評価しなければならない。流れの速い水による基礎土壌の洗掘・浸食（scour）の可能性に配慮しなければならない。

4.3. 地震立地危機の軽減

理にかなったコストで立地危機の影響下にある地震挙動を改善する機会がある。しかし、しかし、ある立地危機は経済的に実行不可能な危機軽減手法を含むので厳しいかも知れない。以下に示す議論は立地危機の範囲がビルの耐震改修が終わった後に発見されるという考え方に基づいている。しかし、ビル改修の決定と改修目標の選択は、大きな立地危機があり、改修の一部として軽減しなければならないという完全な知識を持って行ってきた。

4.3.1. 断層裂開

断層裂開によって引き起こされる大きな移動は通常軽減できない。推定した水平及び垂直変位の構造的な結果がどの挙動レベルに対しても受け入れられなければ、構造物、基礎又は両方を、許容挙動に達するまで固めるか、強化しなければならない。方法はその構造物の特性と不適切性に大きく依存する。grade 梁とコンクリートスラブは水平変位に対する抵抗力を増すのに有効である。水平力は時に、独立基礎又はマットスラブの滑り摩擦能力で制限される。垂直変位は長期間の不動沈下によって引き起こされるものと同類である。軽減技術は、ねじりを防ぐためにより大きな水平距離をとり、不動沈下の影響を分散するために構造物又はその基礎に対する変更を含む。

4.3.2. 液状化

液状化危機軽減の有効性はビルシステム全体の挙動から構造技術者によって評価されなければならない。液状化が起きそうと推定する水平及び鉛直変位が希望する挙動レベルに対して許容できないことが決定されたら、3種類の軽減手法が独立もしくは組み合わせで考えられる。

構造物の修正：構造物を予想される液状化が引き起こす地盤変形に対する抵抗力を改善するために強化することができる。この解は小さな地盤変形に対しては実現可能である。

基礎の改良：大きな基礎変形に対する可能性を軽減もしくは消去する為の改良ができる。例えば、既存の浅い基礎を under-pinning による深い液状化の生じない支持地盤で支承するようにする。代わりに（又は深い基礎の使用と協力して）異なる地盤の動きの構造物への転移を軽減するために、浅い基礎システムをより固める（例えば独立基礎の間に地中梁を掛けて）。

地盤状態の変更：地盤改良の多くのタイプは、液状化とその影響に対する可能性を縮小又は消去すると考えられる。既存ビルに適用できる一般的な技術は土にグラウトすることである。ビルの下全ての液状化誘発土壌にくまなくするか、基礎の下に部分的にするか（グラウトした土の柱）；排水管の布設（例えば石柱）；恒久的な脱水システム（permanent dewatering system）の導入。この他の新築建設に広く使われる地盤改良は、その手順が建物に与える影響を考慮すると、既存建築物に用いるのは適切ではない。液状化土壌の撤去と入れ替え又は種々の技術による液状化土壌の現地圧密は既存ビルの直下には適用できない。

大きな液状化誘発横移動に対する可能性が立地があれば、液状化危機の改善はより困難である。これはビル直下の横移動に対する可能性が直下の土の質量と同様にビルと離れた土の質量の挙動に影響されるからである。従って、横移動を防ぐ方法はある場合には大きな土の容積の安定が必要であり、又控え壁構造物を建設して横移動の可能性又は総量を軽減する。

4.3.3. 不動沈下

不動沈下軽減の有効性は全体のビルシステム挙動を構造技術者によって評価されなければならない。ビル基礎の大きな不動沈下が予測される場合には、軽減手法は液状化危機の軽減で述べた方法と類似する。3種類のオプションがあり、地盤移動に対する設計、基礎システムの強化及び地盤改良である。

4.3.4. 地滑り

地滑り危機軽減の有効性は全体のビルシステム挙動を構造技術者によって評価されなければならない。地震誘発の横滑りに対する潜在的衝撃を軽減する為に、以下を含めて数多くの計画が利用できる。

- 勾配をつけなおす
- 排水
- 強化する、控え壁で支える
- 構造上の改良を行う
 - 重力擁壁
 - ワイヤで固定 / 土留め擁壁
 - 機械的に固定された土壁
 - 破片の集中的落下や落石に対する防壁
 - 変形抵抗力の強化
 - 傾斜梁
 - せん断壁
- 土壌改良 / 土壌入れ替え
 - 注入
 - 緻密化

これら計画の有効性については、ビルが耐えることができ、希望する挙動レベルに合致する地盤移動総量に基づいて考えなければならない。

4.3.5. 洪水又は津波

洪水又は津波危機軽減の有効性は全体のビルシステム挙動を構造技術者によって評価されなければならない。

- 改修ビルとは独立に近隣ダム、パイプライン又は浄水場の改善
- ピーク洪水水路の変更
- 洗掘・浸食 (scour) を軽減する為にビルの周囲に舗装を行う
- 護岸や津波防波堤、制振 (seiche) 装置の建設

4.4. 基礎耐力及び剛性

本節では基礎土壌が地震荷重に基づく大きな強度喪失の影響を受け易くないことを仮定する。この仮定の下に、以下の項は過度の変形を伴わずに地震荷重に抵抗する基礎の能力を評価する為の仕様と手順の概要を示す。もし、土壌が地震動の直接の影響又は地震によって引き込まれた土の上の基礎荷重によって、大きな強度喪失の影響を受けるなら、土壌基礎条件の改善を考慮するか、土壌強度喪失の影響が構造物の過度の変形を生じないようなことを示す特別な解析を実行しなければならない。

基礎挙動の考慮は単にビルの耐震改修の一部である。希望改修目標の選択は、基礎を含めてビルの特別な詳細なしに行われる。構造技術者は選択した挙動レベル (LSP、LDP、NSP、NDP 手順によるシステムティック改修) に対する解析手順の適正なタイプを選ぶ。前に述べたように、単純化改修を格付けするビルに対する基礎仕様は 10 章に示す。

4.4.1. 極限接地強度及び荷重性能

基礎要素の極限荷重能力は下記3手法の一つによって決定できる。手法の選択は基礎特性(節 4.2.1.1 参照)と選択した挙動レベルの要求仕様の利用可能な情報量に依存する。

4.4.1.1. 推定極限耐力

推定耐力を用いるのは、基礎土壌特性に関する情報量が限られ、比較的単純な解析手順を使用する場合である。独立基礎及びマットスラブに対する推定極限荷重は表4-2に示す。

4.4.1.2. 認定極限耐力

認定耐力を用いるのは、既存ビルの設計資料や事前の地質調査報告書に基礎土壌設計パラメータに関する情報が記されている場合である。

独立基礎に対する極限認定 bearing 圧力は設計用の許容死荷重プラス活荷重 bearing 圧力である。

$$q_c = 2q_{allow.D+L} \quad (4-1)$$

深い基礎に対して、独立杭又は深礎の極限認定鉛直耐力は設計用の許容死荷重プラス活荷重より50%大きいと仮定できる。

$$Q_c = 1.5Q_{allow.D+L} \quad (4-2)$$

代わりに、原設計仕様を用いた解析に基づいて、各基礎要素の認定極限耐力は要素に作用する全体の荷重より50%大きく仮定して良い。

$$Q_c = 1.5Q_{max} \quad (4-3)$$

ここに、 $Q_c = Q_D + Q_L + Q_S$

表4-2 推定極限基礎圧力

材料のクラス ²	基礎鉛直力 ³ Lbs/Sq.Ft.(qc)	横 支 持 力 Lbs/Sq.Ft./Ft.の自 然 Grade 深さ ⁴	横滑り ¹	
			係数 ⁵	抵抗 ⁶ Lbs/Sq.Ft.
重い結晶基盤	8000	2400	0.80	-
葉状泥岩	4000	800	0.70	-
砂礫 (GW&GP)	4000	400	0.70	-
砂、シルト砂、シルト礫、粘土 礫 (SW,SP,SM,SC,GM,GC)	3000	300	0.50	-
粘土、砂質粘土、シルト粘土、 粘土シルト (CL,ML,MH,CH)	2000 ⁷	200	-	260

1. 横支持及び横滑りを組み合わせる
2. 土質分類 OL, OH および PT(有機粘土及び泥炭)に対して、基礎調査が必要。
3. 基礎極限圧力の値は原地盤中最小 12 ｲﾝﾁ幅、最小 12 ｲﾝﾁ成の基礎に対するもの。
4. 成の増加に対して、最大 15 倍まで設計値を増加して良い。
5. 死荷重に対して適用する係数。
6. 接触面積によって増加する横滑り抵抗値。横滑り抵抗値は死荷重の 1/2 を越えてはならない。
7. 幅に対しては増加しない。

4.4.1.3. 現地特定耐力

詳細な解析はビル立地の地盤特性に基づいた極限基礎耐力を決定するために地質技術者に指導を受けると良い。

4.4.2. 基礎の荷重 変形特性

荷重 変形特性は、基礎の影響を静的又は動的線形手順 (LSP又はLDP)、非線形静的(増分)手順(NSP)又は非線形動的(時刻歴)手順(NDP)の計算に取り入れる為に必要である。剛性と変形性能によって決まる基礎の荷重 - 変形パラメータは、構造物の応答と構造物の構成要素間の荷重配分双方に大きく影響する。

ビルの基礎システムは、ある場合には複雑であるが、簡略化するために、このガイドラインでは3種類のタイプが考えられる。

- 浅い直接基礎
- 杭基礎
- 現場造成杭

基礎の荷重 - 変形挙動は非線形であることは分かっているが、既存ビルに対する土壌特性と静的基礎荷重決定の難しさ、更に基礎を支持する土壌の変化し易さ故に、荷重 - 変形挙動の等価弾塑性表現を認めている。このような多様化又は不現実性を許容することに加えて、剛性と性能の決定に上下境界値アプローチを、構造物応答の感受性の評価を許容する為に、推奨している(図4 - 1 aに示す)。

4.4.2.1. 浅い直接基礎

A. スティッフネスパラメータ

土のせん断弾性係数 G 、ヤング係数 E 、ポアソン比 ν との関係は

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4 - 4)$$

ポアソン比は不飽和状態の土 0.35、飽和状態の土 0.50 を仮定して良い。

初期せん断弾性係数 G_0 は低応力時のせん断波の速度 v_s と土の密度 ρ から

$$G_0 = \rho v_s^2 \quad (4 - 5)$$

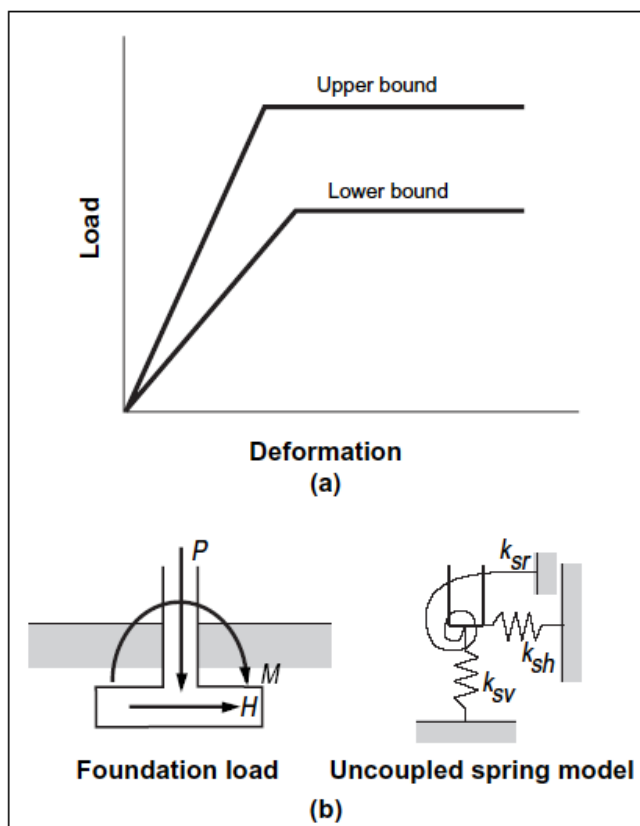


Figure 4-1 (a) Idealized Elasto-Plastic Load-Deformation Behavior for Soils (b) Uncoupled Spring Model for Rigid Footings

(本ガイドラインで用いる記号でイタリック体の v はギリシャ文字の ν に似ている。) 質量密度を単位重量 w で表現すれば、

$$G_0 = \frac{w_s^2}{g} \quad (4-6)$$

ここに、 g は重力の加速度である。

初期せん断弾性係数は又正規化し、 N 値 (N_1)₆₀ と有効鉛直応力 σ'_0 を用いて次式になる (Seed et al., 1986)

$$G_0 \cong 20,000(N_1)_{60}^{1/3} \sqrt{\sigma'_0} \quad (4-7)$$

ここに、 $\sigma'_0 = \gamma_t d - \gamma_w (d - d_w)$

$(N_1)_{60}$	=	平方フィート当たり 1.0 ton の圧入を正規化した打撃回数、ハンマーの 60% エネルギー効率
σ'_0	=	有効鉛直応力、psf
及び		
σ'_0	=	$\gamma_t d - \gamma_w (d - d_w)$
γ_t	=	土の合計単位重量
γ_w	=	水の単位重量
d	=	サンプルの深さ
d_w	=	水レベルの深さ

	有効ピーク加速度 $S_{XS} / 2.5$	
	0.10	0.70
有効対初期剪断弾性係数 (G/G_0)	0.50	0.20
有効対初期剪断波速度 (v_s'/v_s)	0.71	0.45
注	1. 詳細な立地調査の記録があれば、立地特別値を代入して良い。 2. 中間値は線形代入して良い。	

式 4 - 7 の G_0 は、 σ'_0 を psf で表したことに注意。

殆どの土壌は本質的には非線形でせん断波係数はせん断歪みの増加と共に減少する。大きな歪みのせん断波速度 v_s' と有効せん断係数 G は表 4 - 3 に従って地震に対する有効ピーク加速度係数に基づいて計算できる。詳細な地質調査のない時、図 4 - 1 a に示す上下限概念を反映するために、矩形基礎の上限スティッフネスは上記手順に従って決める有効せん断係数 G の 2 倍に基づかなければならない。下限スティッフネスは有効せん断係数の $1/2$ に基づかなければならない。スティッフネスの範囲は下限から上限まで 4 個の要素を包含しなければならない。

最も浅い直接基礎は比較的堅い土の上に載る。単純化解析では、図 4 - 1 b に示すように単独のバネモデルで十分である。3 本の等価バネ常数は半無限弾性体上に載る剛な板としての従来からの理論解を用いて決定して良い。周波数依存解を使えるが、結果は地震の作用するビルを支配するパラメータの範囲内にある荷重周波数の影響を正当に受ける。繰り返し荷重条件の好例として静的スティッフネスを用いるには十分である。

図 4 - 2 は等価円半径に換算した矩形板のスティッフネス解を表す。

スティッフネスは図 4 - 3 のそれらと類似の係数を用いて、形状と深さに対して調整する。変化のより広い範囲に連動する他の基礎は Gazetas(1991)に見ることができる。水平変位の場合に対しては解は底面の摩擦のみ関与する。基礎の側面が隣接する基礎土壌又は付き固めた充填物と接触していれば、受動圧を受けると想定される。受動圧スティッフネスに対する解は図 4 - 4 に示す。

より複雑な解析に対して、線形又は非線形基礎挙動の有限要素表現は Winkler 要素モデルを用いて達成する。分布鉛直スティッフネス特性は全鉛直剛性を面積で除して計算する。同様に、等分布回転剛性は荷重方向の基礎の慣性モーメントで基礎の全回転スティッフネスを除して計算できる。一般に、鉛直及び回転分布剛性は等分ではない。図 4 - 5 に説明するのと同様の手順を用いて、Winkler モデルに対して有効に分離できる。矩形基礎の端部は基礎幅の 1/6 の長さまで高い剛性の端部ゾーンによって表す。これらの端部ゾーンにおける単位長さ当たりの剛性は、 $B \times B/6$ の鉛直剛性とする。中央ゾーンの単位長さ当たりの剛性は無限遠の長さのそれと等しい。

ある例では、構造物の基礎要素の剛性は土壌材料に比べて比較的柔らかくできる；例えば硬い土の上に乗る柔らかい梁。弾性礎上の梁の古典的な解は、そのような効果が重要な時のガイダンスとすることができる。例えば、L 間隔の点荷重を柔らかい土壌で支える場合、

$$\frac{EI}{L^4} < 10k_{sv}B \quad (4 - 8)$$

ここに grade-beam に対して

- E = 有効弾性係数
- I = 断面 2 次モーメント
- B = 幅

最も柔らかい基礎に対して、単位長さ当たりのバネ係数 k_{sv} は次式を取る。

$$k_{sv} = \frac{1.3G}{B(1-\nu)} \quad (4 - 9)$$

B . 性能パラメータ

浅い直接基礎の明確な性能は完全塑性概念と節 4.4.1 の一般的性能を用いて決定しなければならない。図 4 - 1 に説明するように性能の上限及び下限は最良の推定値に 2.0 及び 0.5 を夫々乗じて決定する。

曲げモーメント荷重がない場合、幅 B と長さ L の矩形基礎の鉛直荷重性能は

$$Q_c = q_c BL \quad (4 - 10)$$

モーメントと鉛直荷重の掛かる剛な基礎に対して、接地応力は基礎縁端に集中し、特殊な場合には浮き上がりが生じる。極限モーメント性能 M_c は鉛直荷重応力 q と鉛直荷重性能 q_c の比に依存する。鉛直応力が鉛直変位に比例し、鉛直荷重性能 q_c まで弾性が残ると仮定すれば、 q / q_c が 0.5 より小的时候、土の塑性降伏より先に浮き上がりが生じる。 q / q_c が 0.5 より大なら、先端の土は浮き上がりより降伏する。図 4 - 6 にこれを説明する。一般に矩形基礎のモーメント耐力は次式となる。

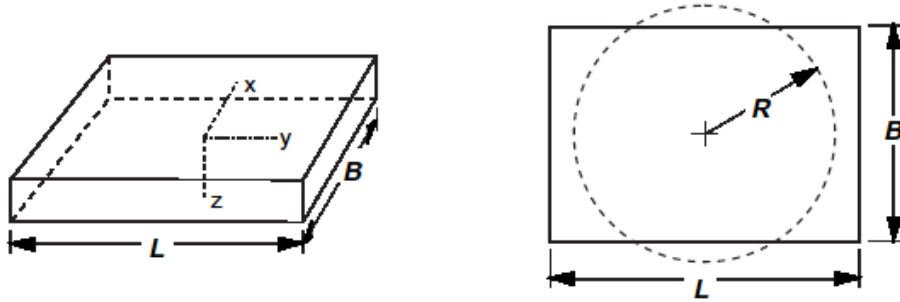
$$M_c = \frac{LP}{2} \left(1 - \frac{q}{q_c}\right) \quad (4 - 11)$$

ここに、

- P = 鉛直荷重
- q = $P / B L$
- B = 基礎幅
- L = 曲げ方向の基礎長さ

基礎の横力性能は、底面の滑り摩擦と受動圧の両剛性を考慮した変形が基礎底板厚の 2 % に達した時と仮定しなければならない。

矩形基礎と等価な円形基礎の比



	自由度			
	移動	ロッキング		ねじれ
		x - 軸廻り	y - 軸廻り	z - 軸廻り
等価半径、R	$\left(\frac{BL}{\pi}\right)^{1/2}$	$\left(\frac{BL^3}{3\pi}\right)^{1/4}$	$\left(\frac{B^3L}{3\pi}\right)^{1/4}$	$\left(\frac{BL(B^2 + L^2)}{6\pi}\right)^{1/4}$

埋め込んだ矩形基礎に対するバネ常数
 浅い矩形基礎に対するバネ常数は、弾性半空間の表面に密着した円形基礎
 に対する解を修正して得る。即ち、 $k = k_0$

k_0 = 等価円形基礎に対するスティッフネス
 = 基礎形状修正係数 (図 4 - 3 a)
 = 定着係数 (図 4 - 3 b)

式を用いるために、等価円形基礎の半径は対象とする自由度に従って計算
 する。上図は適正な半径を要約し、 k_0 は下表を用いて計算する。

変位自由度	k_0
鉛直変位	$\frac{4GR}{1-\nu}$
水平変位	$\frac{8GR}{2-\nu}$
ねじれ回転角	$\frac{16GR^3}{3}$
ロッキング回転角	$\frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$

注：
 G 及び ν は弾性半空間の剪
 断弾性係数とポアッソン比
 G とヤング係数の関係は
 $E = 2(1 + \nu)G$
 R = 等価半径

図 4 - 2 固い基礎バネ常数の弾性解 (Gazetas, 1991 及び Lam 他, 1991 に依る)

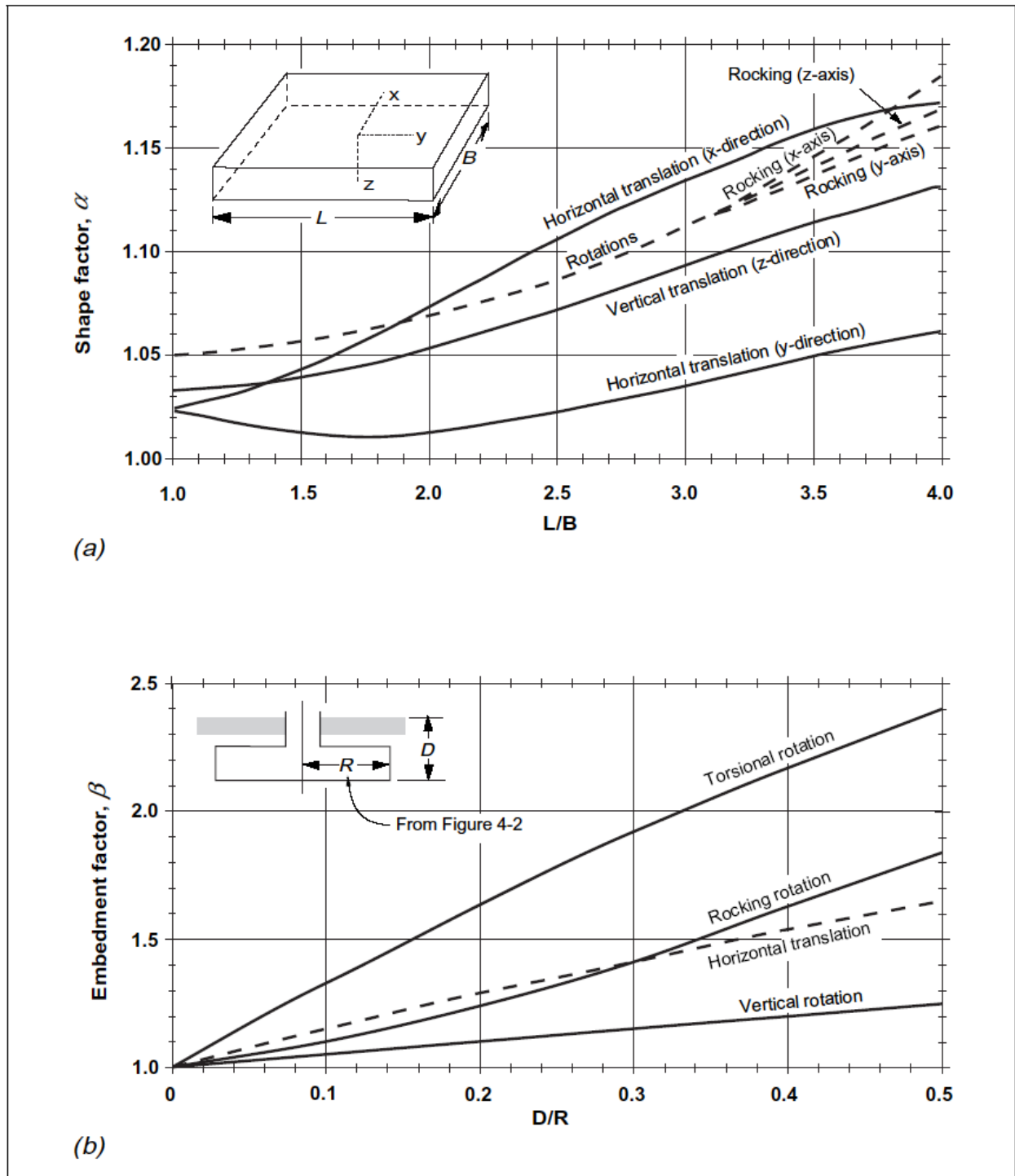


Figure 4-3 (a) Foundation Shape Correction Factors (b) Embedment Correction Factors

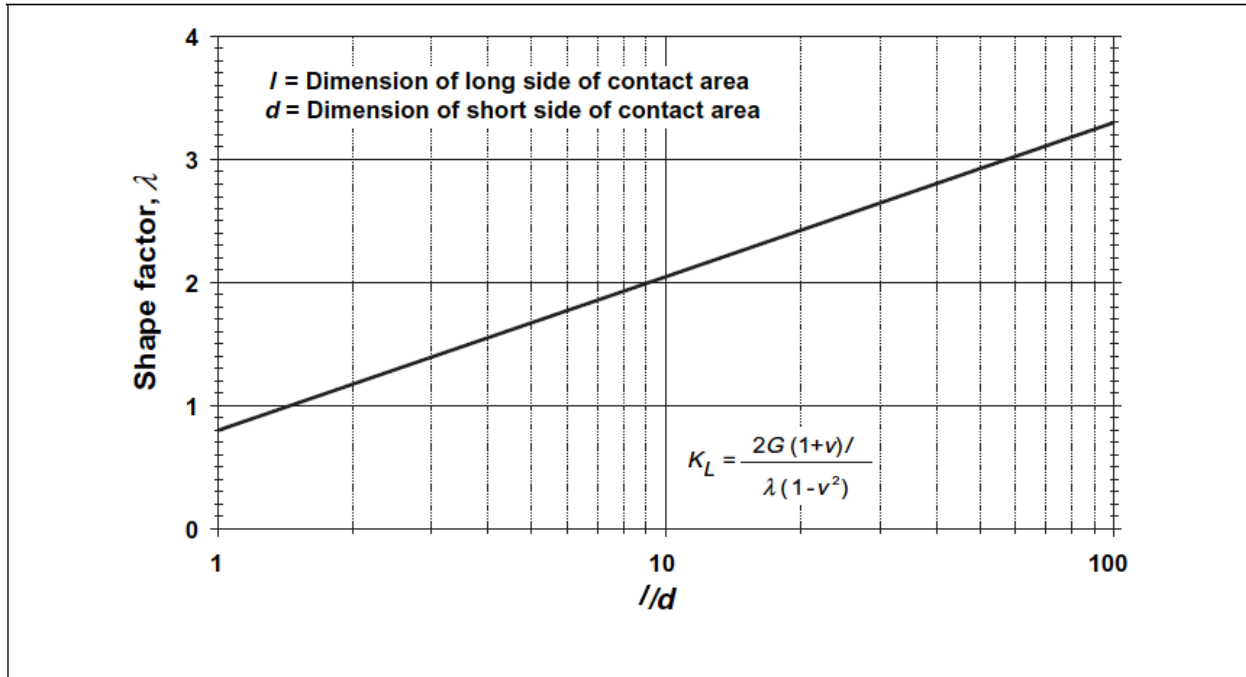


Figure 4-4 Lateral Foundation-to-Soil Stiffness for Passive Pressure (after Wilson, 1988)

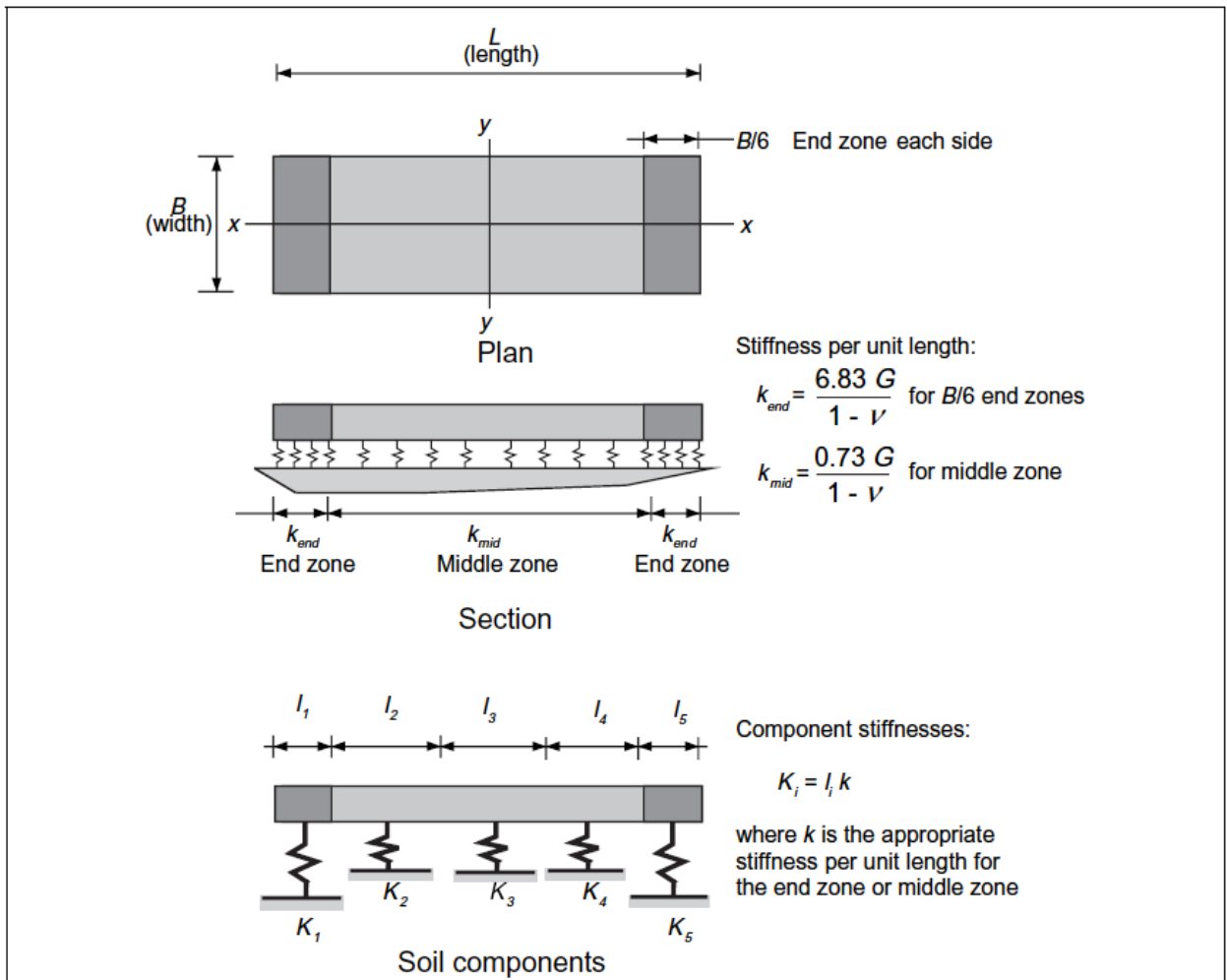


Figure 4-5 Vertical Stiffness Modeling for Shallow Bearing Footings

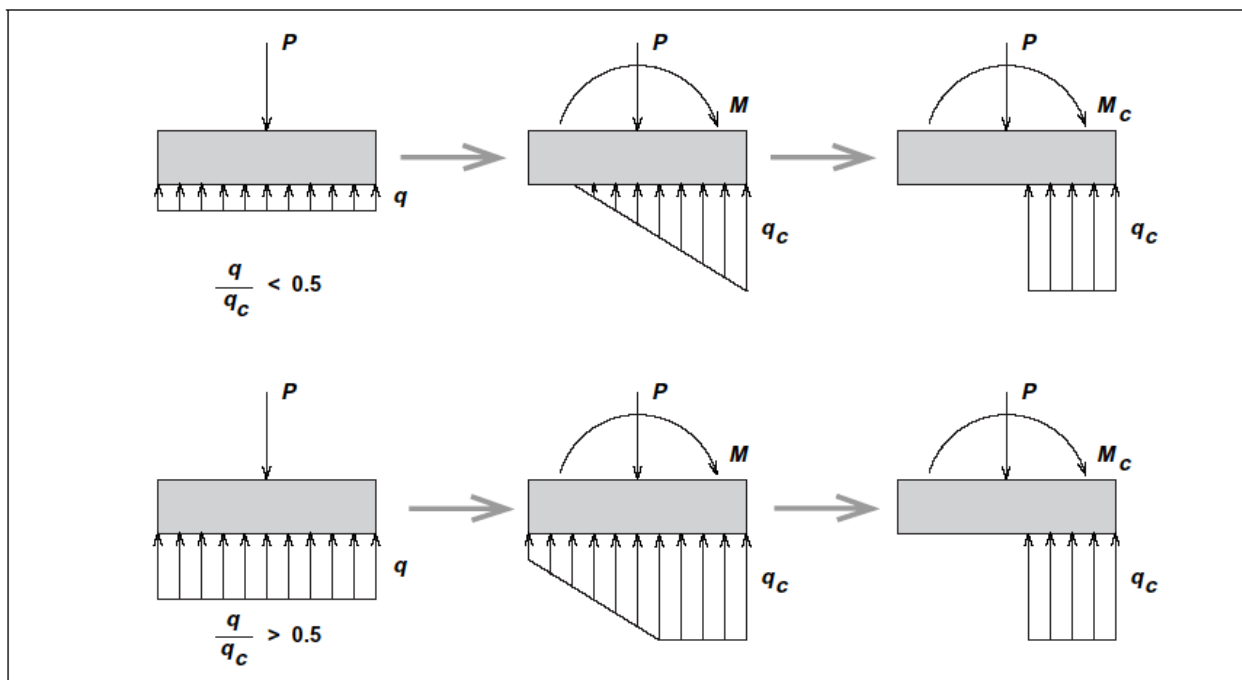


Figure 4-6 Idealized Concentration of Stress at Edge of Rigid Footings Subjected to Overturning Moment

4.4.2.2. 杭基礎

本節で言う杭基礎は、杭頭基礎と連動する杭群を形成する打ち込み杭又は現場造成杭が合成する基礎システムである。一つの杭群は柱荷重を支持でき又は一連の杭群は耐震壁を支持できる。

一般に、群における一本の杭は、直径2フィートより細いと考えられる。大口径の単杭又は穿孔杭は4.4.2.3に記述する。

A. スティッフネスパラメータ

簡略化解析の目的に対して、図4-1bに示すような単独のバネモデルは図の基礎は杭頭基礎を表現するのに用いられている。鉛直とロッキングバネの場合杭頭基礎の貢献が杭の貢献に比べて比較的小さい。一般に杭頭基礎又は基礎壁による受動圧は横バネで制御する。横バネ剛性の推定は節4.4.2.1Aに述べるような弾性解を用いて計算できる。杭が横スティッフネスに大きく貢献できる場合（非常に柔らかい土、ぼろぼろの杭）、梁-柱杭モデルを用いた解は推奨される。

$$k_{sv} = \sum_{n=1}^N \frac{0.5EA}{L} t_o \sum_{n=1}^N \frac{2EA}{L} \quad (4-12)$$

ここに

- A = 杭の断面積
- E = 杭の弾性係数
- L = 杭長
- N = 群中の杭本数

各水平杭頭基礎軸に付いてのロッキングバネ剛性値は個別のWinklerバネとして作用する。回転バネ常数（単位回転角当たりのモーメント）は次式。

$$k_{sr} = \sum_{n=1}^N k_{vn} S_n^2 \quad (4 - 13)$$

ここに

$$\begin{aligned} k_{vn} &= n \text{ 番目の杭の軸方向剛性} \\ S_n &= n \text{ 番目の杭と回転軸間距離} \end{aligned}$$

群作用の影響と杭打ちの影響は上式からは直接計算できないが、後者の影響は杭軸方向剛性に対して表現する不現実性の範囲内で計算するのは合理的な仮定である。

B. 性能パラメータ

杭の鉛直荷重性能（軸方向圧縮及び引張双方に対して）の最良の仮定は、許容基礎技術慣習の利用と土壌特性の最良の仮定を用いて決定しなければならない。引張軸方向荷重を評価する時、杭頭基礎の性能と引張荷重受ける為の定着接合部性能を考慮しなければならない。上下限軸荷重性能は最良の仮定値に 2.0 と 0.5 の係数を夫々乗じて決定する。

杭群の上下限モーメント性能は地震モーメントからの軸方向杭荷重の初期 3 角分布を導く剛な杭頭基礎仮定を決定しなければならない。図 4 - 6 の基礎に対して説明したものと類似の方法で抵抗モーメントの四角形分布を導いた極限モーメント性能を計算する時、杭の全軸性能を動員できる。

杭群の横性能は隣接土壌の受動抵抗によって制約されるような杭頭基礎に大きく依存する。性能は浅い直接基礎に対したものと類似の方法で、変形が基礎成の 2 % に達した時と仮定できる。

4.4.2.3. 造成杭

一般に穿孔杭又は現場造成杭基礎は打ち込み杭基礎と同様の扱いをして良い。軸の径が 2 4 インチ以上の大きさになると、曲げ及び横力剛性及び軸そのものの強度は全体の性能に寄与する。これは明らかに孤立する柱に支持される独立杭柱の場合に対して必要である。これらの場合、土と杭柱の相互作用を Winkler タイプモデル (Pender, 1993; Reese-et-al, 1994) を用いて表現できる。

4.4.3. 基礎許容基準

本節にはビル基礎の土質技術的要素に対する許容基準を含む。基礎の構造要素は 5 章から 8 章に至る適切な仕様に合致するべきである。土質技術要素は浅い独立基礎及びマット、摩擦及び支持杭及び杭柱の土壌部分を含む。表 4 - 4 に纏めたこれらの基準は、土に作用する鉛直荷重、曲げモーメント及び横力を含む全ての応力に適応する。

4.4.3.1. 単純化改修

単純化改修に対する保証又は左右するビルの土壌要素は 10 章の仕様を満たすなら許容すると考えられる。

4.4.3.2. 線形手順

解析に使える基本的モデル作成上の仮定は以下。

固定基礎仮定 構造物のベースが完全固定の仮定をするなら、土壌要素上の応力は全て式 3 - 15 によって支配される荷重制御で、要素性能は上限を仮定しなければならない。基礎固定の仮定は、基礎の回転又は基礎移動の他のタイプに反応するビルの、直接占有挙動レベルに対しては推奨できない。

柔軟基礎仮定 構造物の基礎を線形地盤要素でモデル化するなら、生命安全と倒壊防止レベルに対して式 3 - 18 に使用する m の値は無限と仮定でき、用意する結果の変位は構造物の静止にたいする許容基準以内に収容できる。直接占有レベルに対して、地盤要素の m の値は 2.0 を限度とする。

解析手順	基礎仮定	挙動レベル	
		崩壊防止及び生命安全	直接占有
簡略化改修		10章参照	適応不可
線形静的又は動的	固定	土質工学的要素の作用は式 3 - 15 に依る応力 - 制御要素と仮定、要素性能は上限値を仮定	基礎回転又は他の地盤変位に敏感なビルには推奨しない
	柔軟	m = を式 3 - 18 に使用	m=2.0 を式 3 - 18 に使用
非線形静的又は動的	固定	基礎反力は極限性能を上限	基礎回転又は他の地盤変位に敏感なビルには推奨しない
	柔軟	土質工学的要素変位は制限せず、構造物が変位に追従するよう備える	可能な永久土変位を推定し対応する

4.4.3.3. 非線形手順

非線形手順に従う土要素の許容力は次に示すような解析に用いる基礎モデルの仮定に依存する。

固定基礎の仮定 構造物の基礎を完全固定と仮定した時、全ての地盤要素に対する基礎反力は崩壊防止及び生命安全レベルに合致する上限性能を越えてはならない。固定基礎の仮定は基礎回転又は基礎移動の他のタイプに反応するビルの直接占有挙動レベルに対しては推奨できない。

柔軟基礎の仮定 構造物の基礎を柔軟な非線形地盤要素でモデル化するなら、変形を生命安全と倒壊防止レベルに合致する制約をする必要は無く、用意する結果の変位は構造物の静止に対する許容基準以内に収容できる。直接占有レベルに対して、地盤要素の永久変位の仮定は最高全変形、基礎及び土壌タイプ、土層の厚み及び他の関連する要素に基づいて作成しなければならない。これら変形の許容性は連続関数の影響とビルの安全性に基づかなければならない。

4.5. 擁壁

過去の地震ではビルの低品質の壁に広範囲な損傷を与えてはいない。しかしある場合には、地震荷重に基づく圧力増加に抵抗する擁壁の適正を検証することを勧めることができる。この場合は、低品質の壁、無筋もしくは軽い鉄筋の壁、古い材料の壁、異常に高く薄い壁、損傷のある壁又は他の増加した荷重に対して敏感なことを示す状態に対して行われる。地下水面より上のビルの不飽和擁壁に作用する地震土圧は近似的に

$$\Delta p = 0.4k_h\gamma_t H_{rw} \quad (4 - 14)$$

ここに

- Δp = 等分に掛かると仮定した地震による追加土圧
- k_h = $S_{XS} / 2.5$ と仮定して良い土の水平地震係数
- γ_t = 土の全単位荷重
- H_{rw} = 擁壁の高さ

地震土圧を壁に掛かる全土圧を求める為の静的土圧に加えなければならない。4 - 14 式は Mononobe-Okabe 式の控えめな近似である。地震中の壁の圧力は複雑な作用である。壁が上記近似の手順から推定した圧力に抵抗する明確な能力を持たない場合、資格を持つ土質技術者による詳細な調査を推奨する。

4.6. 土壌基礎改修

本節は予想される地震挙動を改善する為の基礎の変更に対するガイドラインである。特に、本節の展望は地質学的な俯瞰から基礎修正及び基礎要素の挙動特性提案のアプローチを含む。これらは、他の章から適切な構造材料の項目と連動して用いなければならない。加えて、修正した構造物の許容性をガイドラインの2章に従って決定する。

4.6.1. 土壌材改良

基礎の鉛直支持性能を向上する地盤改良の選択は限界がある。土壌を除去して入れ替え、振動を加えて密実にする事は、基礎の沈下を招き、又は沈下を起こさない改良のためには広域化するので通常、実用的でない。グラウト（セメント注入）は地耐力向上のために考えられる。異なるグラウト技術をコメンタリー節 C4.3.2 に示す。圧入グラウトは種々の土壌タイプの密実と強度向上達成でき、又深い強い地層に基礎荷重を伝達できる。グラウト過程の間に基礎構成要素又は隣接床スラブの隆起誘因を避けるための注意深い制御が技術に必要である。化学物質のグラウト注入は砂質土をかなり強化できるが、より粒度の細かい砂又はシルトにはそれ程有効な技術ではない。ジェットグラウトも考えられる。これらの技術は、基礎下の横摩擦力の増加に考慮できる。隣接土壌の受動圧の増強又は強化する土の撤去及び取り替えを含む grade-beam、良く圧縮した土又は処理（cement-stabilize）を伴った土；強化剤（セメント）と土をその場で混合する；充填グラウト及びジェットグラウト；衝撃又は振動による現場密実（土壌層厚が締め固めるのに厚過ぎなければ、構造物は振動の影響に耐えられる）。

4.6.2. 独立基礎及びマット

新たな独立基礎を、耐震壁又は架構のような新規構造要素を支えるために、追加することができる。性能及び強度を節 4.4 の手順に従って決定できる。

既存の独立基礎を支持力増強又は性能向上の為に広げることができる。一般的な性能と剛性は節 4.4 の手順に従って決定できる。しかし、支柱やジャッキで等配分ができないなら、変更された基礎の強度と剛性への既存接触圧の配慮は必要である。

既存の独立基礎を支持力増強又は性能向上の為に下支えすることができる。この技術は基礎下の位置を下げて地耐力を改善する。Uplift-capacity は基礎上の土の質量抵抗を増やすことによる改善である。一般に、耐力と剛性は節 4.4 の手順に従って決定する。釣り上げと荷重移動の影響は考慮する必要がある。

ビル基礎の異なる横変位の可能性があるとき、grade-beam 又は良く配筋した grade-slab がこれらの影響を軽減できる。不同横移動に抵抗するために用意した繋ぎ材は、適切な土質工学技術者の助言と合理的な解析に基づいた強度を持たなければならない。

4.6.3. 造成杭及び打ち込み杭

杭と杭頭基礎は転倒によって生じる付加軸力及びせん断荷重に抵抗する性能を持たなければならない。木製杭は荷重に対して正の接合部がなければ、釣り上げに抵抗できない。杭柱は腐敗、虫害、又は他の問題の兆候によって生じる劣化を吟味しなければならない。

鋼、コンクリート、又は木製の打ち込み杭（driven-pile）又は現場造成コンクリート杭は、耐震壁又は架構のように新規の構造要素を支持するのに用いる。性能と強度は節 4.4 の手順に従って決定できる。既存独立基礎と連携して使用するとき、異なる基礎の剛性を修正した構造物の解析に考慮しなければならない。

鋼、コンクリート、又は木製の打ち込み杭（driven-pile）又は現場造成コンクリート杭は、既存杭及び杭柱群及び基礎既存独立基礎及び布基礎の鉛直及び水平性能の補足に用いる。性能と強度は節 4.4 の手順に従って決定できる。既存荷重が支持や釣り上げによって再配分できなければ、個々の杭又は杭柱との間の異なる強度と剛性に対する可能性を含まなければならない。

4.7. 定義

Allowable bearing capacity : 通常稼働応力設計に用いる基礎荷重あるいは応力（土の耐力よりも長期間に安定することで制御される）

Deep foundation : 杭又は深礎

Differential compaction : 柔らかい土がより締まり、立地をよぎって不均等に沈む地震が引き起こす過程；不均等収縮

Fault : 反対側の土壌に沿ったプレート又はゾーンが地殻変動に異なる方向に応答して動く。

Footing : ビルの重量と横力を基礎地盤に伝える構造要素

Foundation soils : 基礎システムを支え、垂直、及び水平荷重に抵抗する土壌

Foundation springs : 土壌の荷重 変位特性に呼応してモデル化する方法

Foundation system : 構造要素（基礎底盤、杭）

Landslide : 種々の原因から下り斜面で地面がすべる。

Liquefaction : 地震の震動の間に水圧が増える結果、飽和状態、ゆるみ、粒状の土となり、せん断力を失う過程で生じる。

Pier : 杭と同義；通常現場打ちコンクリート。

Pile : ビルの重量を地盤に伝え鉛直、水平の力に抵抗する要素；コンクリート、鋼、木材で作成；通常軟弱地盤に用いる。

Prescriptive ultimate bearing capacity : 節 4.4.1.2 に規定する特性に基づく極限能力の仮定。

Presumptive ultimate bearing capacity : 原設計の許容荷重に基づく極限能力の仮定。

Retaining wall : 自立擁壁

Shallow foundation : 独立又は連続布又はマット基礎

SPT N-Value : 標準貫入試験（ASTM Test D1586）140 ポンドのハンマーを 30 インチ落とし、直径 2 インチ、12 インチ間隔の試験体を沈めるのに要する回数

Ultimate bearing capacity : 最大可能基礎荷重又は応力;変位又は歪の増加に荷重又は応力が増えない。

4.8. 記号

A	フーチング面積；又パイルの断面積
B	フーチングの幅
D	フーチング側面成
E	ヤング係数
G	せん断弾性係数
G _o	初期又は最大せん断弾性係数
H	フーチングに作用する水平荷重
H _{rw}	擁壁高さ
I	断面 2 次モーメント
K _L	受動土厚スティッフネス
L	フーチング平面長さ
L	杭鉛直長さ
M	フーチングのモーメント
M _c	フーチングの極限モーメント性能
N	杭グループに杭本数
(N ₁) ₆₀	1ton/foot ² の有効応力に対して基準化し、60%の等価ハンマーエネルギー効率に換算した標準貫入試験打撃回数
P	フーチングの鉛直荷重
Q _D	死（静）荷重
Q _E	地震荷重
Q _L	活（屢々適用）荷重
Q _{allow.D+L}	原設計記録で指定した杭の許容（死 + 活）荷重
Q _c	極限支持性能
Q _S	雪荷重
R	円形フーチングの有効直径
S _{XS}	各危機レベル又は減衰における短周期加速度応答スペクトル、g
S _n	n 番目の杭と杭グループの回転中心間距離
S _S	応答加速度地図から得られる短周期加速度応答スペクトル、g
c	単位面積あたりの力で表した土の粘着力（pounds/ft ² 又は Pa）
d	サンプル深さ
d	フーチング横接触面の短辺
d _w	常水面深さ
g	重力加速度（386.1 in/sec ² 又は 9,800mm/sec ² SI 単位）
k _h	擁壁に作用する土の水平地震係数
k _o	有効円フーチングのスティッフネス係数

k_{sh}	力 / 単位変形 / 単位面積で表した水平方向の Winkler バネ係数
k_{sr}	力 / 単位変形 / 単位面積で表した転倒 (回転) の Winkler バネ係数
k_{sv}	力 / 単位変形 / 単位面積で表した鉛直方向の Winkler バネ係数
k_{vn}	杭グループの n 番目の軸方向スティブネス
l	フーチング横接触面の長辺
m	要素作用の利用可能な靱性を指定する、変位制御要素又は構成要素の許容基準に用いる修正係数、及び静的線形又は動的手順における加える基礎荷重のチェックのための極限基礎性能の係数
q	鉛直接地圧
$q_{allow.D+L}$	原設計記録で指定した独立基礎の許容 (死 + 活) 接地圧
q_c	極限接地圧
v_s	低応力時せん断波速度
v'_s	高応力時せん断波速度
p	地震動による擁壁にかかる追加土圧 基礎形状修正係数 緊結係数 単位重量、重量 / 単位容積 (pounds/ft ³ は N/m ³)
t	土の合計重量
w	水の単位重量
c	杭の許容変位 横方向スティブネスに対する形状係数 ポアッソン比 土質量密度
ϕ	有効鉛直応力 内部摩擦角、(°)

4.9. 参考文献

ASTM, 1994, *Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils: Test Designation D1586-84*, ASTM Standards, American Society for Testing Materials, Philadelphia, Pennsylvania.

BSSC, 1992, *NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings*, developed by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report No. FEMA 178), Washington, D.C.

BSSC, 1995, *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, 1994 Edition, Part 1: Provisions and Part 2: Commentary*, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report Nos. FEMA 222A and 223A), Washington, D.C.

Gazetas, G., 1991, "Foundation Vibrations," *Foundation Engineering Handbook*, edited by Fang, H. Y., Van Nostrand Reinhold, New York, New York, pp. 553–593. ICBO, 1994, *Uniform Building Code*, International Conference of Building Officials, Whittier, California.

- Lam, I. P., Martin, G. R., and Imbsen, R., 1991, "Modeling Bridge Foundations for Seismic Design and Retrofitting," *Transportation Research Record*, Washington, D.C., No. 1290.
- NAVFAC, 1982a, *Soil Mechanics: Naval Facilities Engineering Command Design Manual*, NAVFAC DM-7.1, U.S. Department of the Navy, Alexandria, Virginia.
- NAVFAC, 1982b, *Foundation and Earth Structures: Naval Facilities Engineering Command Design Manual*, NAVFAC DM-7.2, U.S. Department of the Navy, Alexandria, Virginia.
- NAVFAC, 1983, *Soil Dynamics, Deep Stabilization, and Special Geotechnical Construction*, NAVFAC DM-7.3, U.S. Department of the Navy, Alexandria, Virginia.
- Newmark, N. M., 1965, "Effect of Earthquake on Dams and Embankments," *Geotechnique*, Vol. 15, pp. 139–160.
- Pender, M. J., 1993, "Aseismic Pile Foundation Design Analysis," *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 26, No. 1, pp. 49–161.
- Reese, L. C., Wand, S. T., Awashika, K., and Lam, P.H.F., 1994, *GROUP—a Computer Program for Analysis of a Group of Piles Subjected to Axial and Lateral Loading*, Ensoft, Inc., Austin, Texas.
- SBCCI, 1993, *Standard Building Code*, Southern Building Code Congress International, Birmingham, Alabama.
- Secretary of the Interior, 1993, *Standards and Guidelines for Archeology and Historic Preservation*, published in the *Federal Register*, Vol. 48, No. 190, pp. 44716–44742.
- Seed, H. B., Wong, R. T., and Idriss, I. M., 1986, "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, New York, New York, Vol. 112, pp. 1016–1032.
- Wilson, J. C., 1988, "Stiffness of Non-skewed Monolithic Bridge Abutments for Seismic Analysis," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, pp. 867–883.
- Youd, T. L., and Perkins, D. M., 1978, "Mapping Liquefaction Induced Ground Failure Potential," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, New York, New York, Vol. 104, No. GT4, pp. 433–446.