

液状化対策としての地盤の締固め範囲

Area of Ground Compaction as a Measure against Liquefaction

井 合 進 (いあい すすむ)

運輸省港湾技術研究所地盤震動研究室長

小 泉 勝 彦 (こいずみ かつひこ)

(前) 運輸省港湾技術研究所 (現, 第三港湾建設局)

倉 田 栄 一 (くらた えいいち)

運輸省港湾技術研究所主任研究官 (強震観測担当)

1. はじめに

液状化対策として締固めによる地盤改良を実施する場合は多い。この場合の設計においては、地盤改良範囲を決めることが必要である。液状化対策としての地盤改良範囲の設計は実務上は非常に重要な課題であるが、この課題を正面からとりあげて発表された研究論文はきわめて少ない。しかもこれらの成果に対する評価としては、“未だ考え方が確立されていない”というややあいまいなコメントが総括的になされることが多かったように見受けられる。

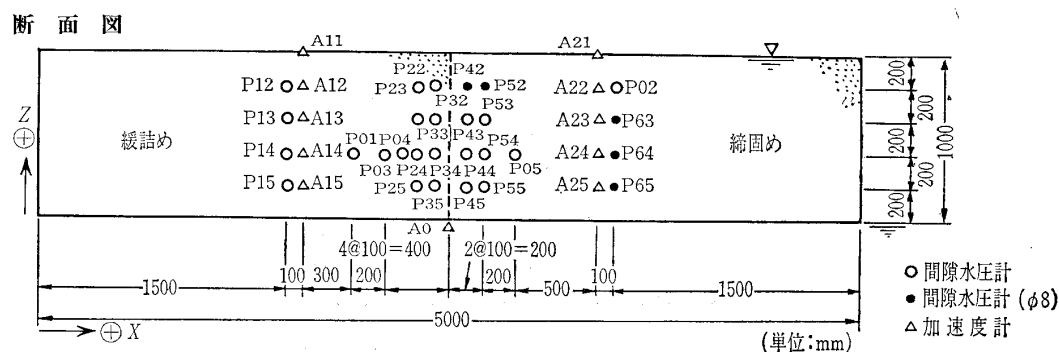
液状化対策範囲の設計は、学術的な観点からは極めて複雑な問題であるということはいうまでもない。最も土質力学の体系に忠実に解決するためには、緩い砂や密な砂の領域が混在する系での動的な有効応力解析による地盤・構造物系の変形量の予測が必要であるということになる。しかし、もう少し現象をマクロにとらえることにより、より単純な考え方で改良範囲の設計におけるガイドラインに相当するものを導くことも、実務においては必要であるものと考えられる。本稿ではこのようなマクロなアプローチにより液状化対策範囲に対する一つの考え方を示すこととしたい。

2. 振動台実験

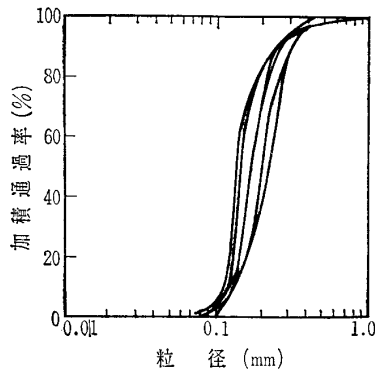
液状化対策としての締固めの範囲としては、深さ方向の範囲と平面的な範囲とを決める必要がある。このうち、深さ方向の範囲については、液状化すると予測される最深部までを改良することが標準的であろう。これに対して、平面的な範囲については、基本的には、基礎地盤のうちで構造物の安定に寄与する範囲の地盤を改良することが必要である。しかし、締固めた範囲と締固めなかった範囲の境界付近の挙動については、十分な注意が必要であると考えられる。

そこで、高さ 1.5 m、長さ 5 m、奥行き 1.5 m の箱の中に、図—1 に示すように、中央に仮仕切りを設置し、片側には緩詰め砂層、他の側には締固めた砂層を作り、仮仕切りを引き抜いて両部分が連続した砂層とし、振動実験を実施した。なお、実験には秋田港外港地区から採取した砂を用いた。図—2 に同砂の粒径加積曲線を示す。砂の密度は、表—1 に示すとおりである。

まず、正弦波 10 Hz、20 波の正弦波を用い、振動台加速度 120 Gal で砂層を加振したところ、図—3(a) に示すように、緩詰め砂層ではちょうど 20



図—1 計測器配置図



図—2 使用砂の粒径加積曲線

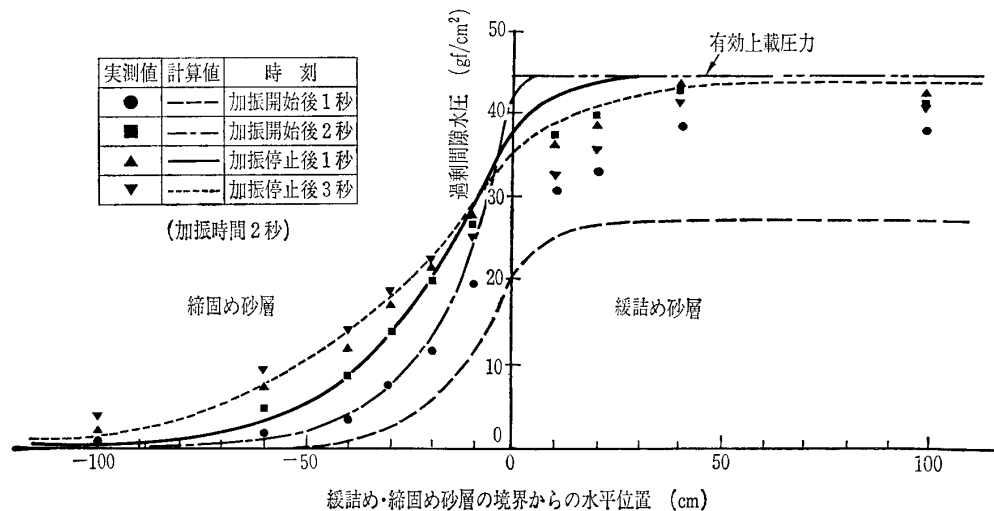
表—1 砂層の密度 (加振前)

砂 層	単位体積重量	間 隙 比	相対密度 (%)
緩 詰 め	1.743 gf/cm ³	1.241	23
締 固 め	1.852 gf/cm ³	0.954	84

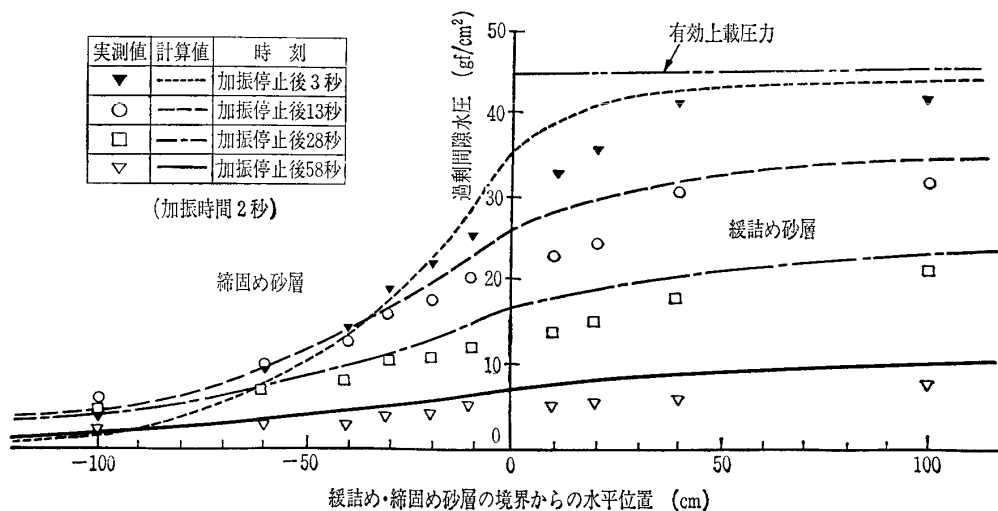
波目の加振において、過剰間隙水圧が初期有効上載

圧力の値にほぼ達した。これに応じて、締固めた砂層中にも過剰間隙水圧の上昇が見られた。加振停止後は、同図に示すように、緩詰め砂層では過剰間隙水圧が下降しはじめ、締固め砂層でも境界付近ではこれと同様の消散過程をたどった。しかし、締固めた砂層のうちで境界からやや離れた部分では、振動停止後も過剰間隙水圧が上昇を続けた。その後しばらくして過剰間隙水圧は下降に転じ、最終的には消失した。この現象は、締固め砂層の境界に加えられた過剰間隙水圧が同砂層内部に伝播するために有限の時間を要することを直接的に示すものであると考えられる。

次に、振動台加速度 206 Gal で砂層を加振したところ、図—4 に示すように、緩詰め砂層では約 3 波目の加振において過剰間隙水圧が初期有効上載圧力の値にほぼ等しくなり、これに応じて締固め砂層中

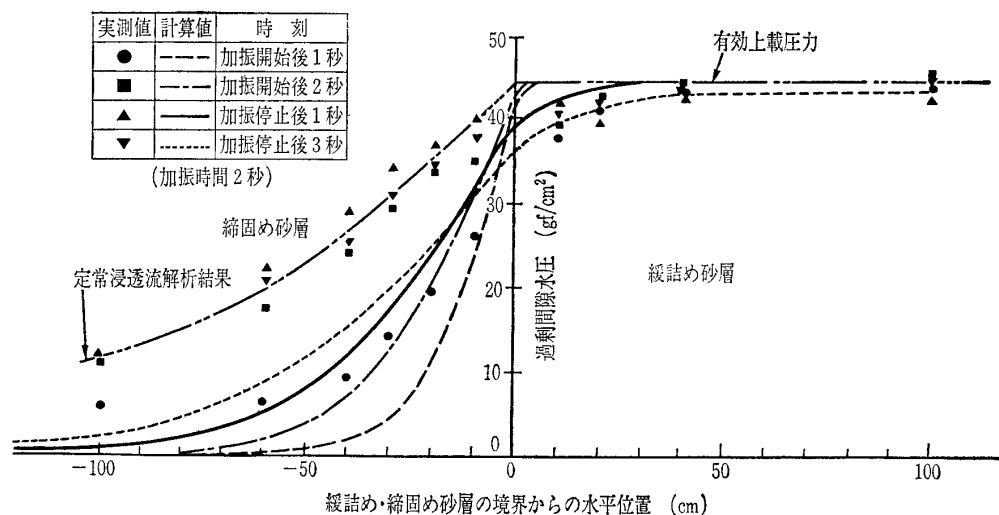


(a) 加振加速度120Galの場合(加振開始後1秒より加振停止後3秒まで)



(b) 加振加速度120Galの場合(加振停止後3秒より58秒まで)

図—3 過剰間隙水圧の実測値と計算値 (深さ 60 cm)



図—4 過剰間隙水圧の実測値と計算値（深さ 60 cm）
—加振加速度 206 Gal の場合（加振開始後 1 秒より加振停止後 3 秒まで）—

にも加振加速度 120 Gal のときよりもさらに大きい過剰間隙水圧の上昇が見られた。

これらの結果を，Terzaghi（テルツァーギ）型の圧密の方程式に過剰間隙水圧の発生項を付与した以下の式で表されるモデル³⁾を用いて解析した。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial y} \right) = m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) \quad (1)$$

ここに， k_x ， k_y ： x ， y 方向の透水係数

m_v ：体積圧縮係数

γ_w ：水の単位体積重量

u ：過剰間隙水圧

u_g ：振動により砂層自身から発生する過剰間隙水圧

x ， y ， t ：水平，鉛直，時間の座標

$$u_g = \sigma_{v0}' \cdot \frac{2}{\pi} \arcsin \left\{ \left(\frac{N}{N_l} \right)^{\frac{1}{2\alpha}} \right\} \quad (2)$$

ここに， σ_{v0}' ：有効上載圧力

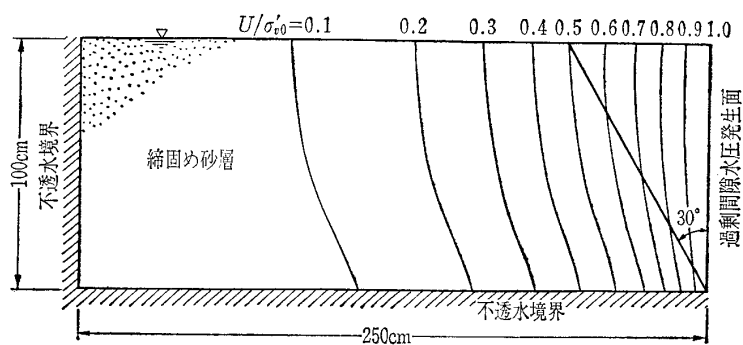
π ：円周率

N ：せん断の繰返し回数

N_l ：液状化するに要するせん断の繰返し回数

α ：砂の性質により定まる定数（=0.7）

解析の結果，図—3 および 4 に各種曲線で示す結果が得られ，このモデルにより実験的に得られた現象がほぼ解析可能であることが確認された。特に，締固め砂層内に伝播する過剰間隙水圧の上限値は締固め部分の境界に液状化した部分の圧力が定常的に加わるとした定常浸透流解析により推定されることが確認された。



図—5 締固め改良範囲に発生する過剰間隙水圧比 u/σ_{v0}' （定常浸透流解析による）

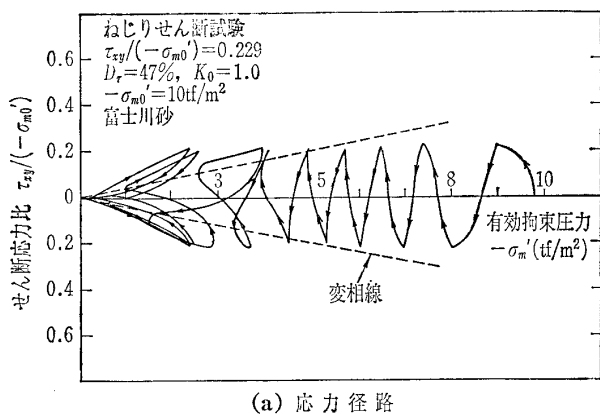
一般に，定常浸透流解析により締固め範囲内には図—5 に示すような過剰間隙水圧 u/σ_{v0}' （ここに， u ：過剰間隙水圧比， σ_{v0}' ：初期有効上載圧力）が発生することが推定される。

3. 過剰間隙水圧の影響

これらの過剰間隙水圧が構造物の地震時安定とどのような関係があるかについては，必ずしも自明ではない。よく知られているとおり，過剰間隙水圧 u が上昇するとせん断面上の有効応力 σ' が初期値 σ_0' から減少し，これに比例して，せん断強度 τ_f が初期値 $\tau_{f0} = \sigma_0' \tan \phi'$ から次式で表されるように低下する。

$$\tau_f = \left(1 - \frac{u}{\sigma_0'} \right) \tau_{f0} \quad (3)$$

この式は，砂の排水せん断によって安定が定まる様な条件下，すなわち設計における常時のように外力が静的に作用する条件下，において，定常浸透流等

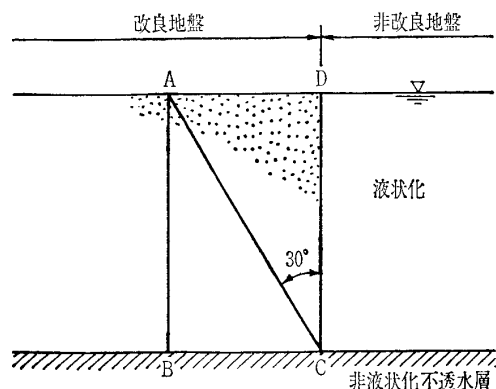
図-6 非排水繰返しせん断試験結果の例(石原(1985)による²⁾)

により過剰間隙水圧が発生している場合に適用することができる。

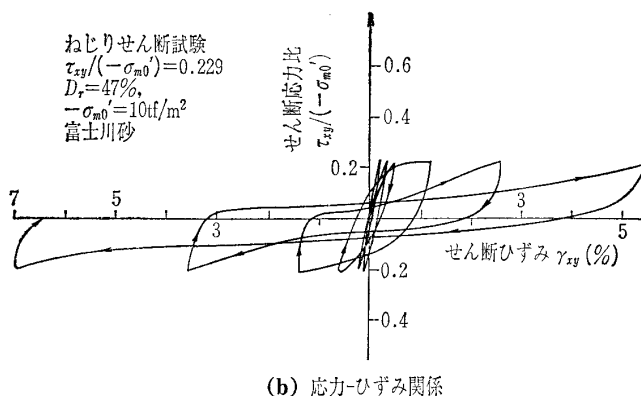
これに対し、地震時のように外力が地盤の透水性に比べて急速に加わる条件下においては、地盤・構造物の安定は砂の非排水せん断強度によって定まる。この場合にも、有効応力の変化に応じてせん断強度が変化するという、式(1)の関係は確かに成り立つ。しかし、地震時には、過剰間隙水圧 u として、浸透流に起因する成分のみならず、せん断に伴って砂粒子骨格が体積膨張しようとする傾向（正のダイレイタンス）に起因する過剰間隙水圧の低下を考慮する必要がある。このような現象を単純な形で定量的に表すことは、現在の技術では困難である。

地震時においては、このような非排水せん断による破壊のみならず、非排水の繰返し載荷による残留変形も発生する。その変形量が設計上許容し得ない大きさとなることも多いものと考えられる。

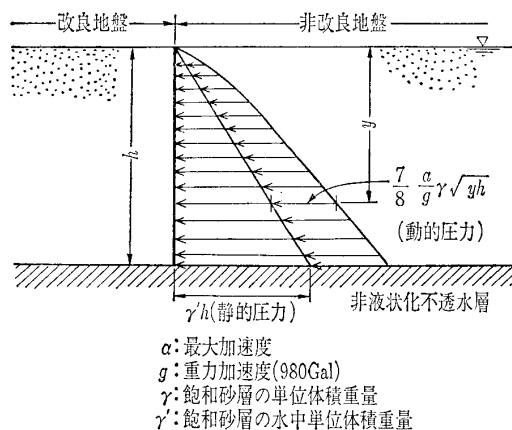
以上のことから明らかなように、式(1)に示す関係を用いて密な砂地盤の地震時安定性に対する過剰間隙水圧の影響を検討するアプローチは、必ずしも単純ではない。したがって、締固めの範囲設定においては、ややマクロな視点からの工学的解釈が必要で



図一七 改良地盤が軟化する範囲



(b) 応力-ひずみ関係



図一八 改良地盤の境界に加わる圧力

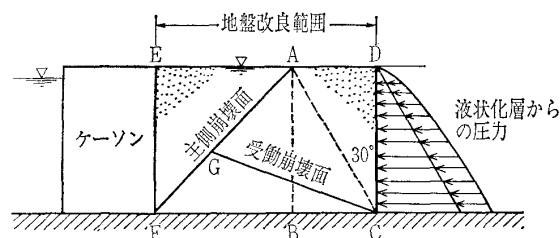
あると思われる。具体的に、次章に一つの提案を示すこととしたい。

4. 地盤改良範囲の考え方

締固めによる地盤改良範囲を実務において決定するためのガイドラインとしては、以下の考え方が参考となる。

① 過剰間隙水圧の伝播

締固めによる改良地盤の境界には、これに隣接する非改良地盤の液状化に伴って過剰間隙水圧が加えられるので、改良地盤にも過剰間隙水圧が伝播する。その影響は、密な飽和砂のダイレイタンスーに起因する現象が関係するので極めて複雑であるが、工学的に一つの単純化した判断を下すものとすれば、以下のとおりとなる。まず、過剰間隙水圧比 $u/\sigma_v' < 0.5$ の場合には、既往の室内での非排水繰返しせん断試験などによれば、そのひずみは極めて小さい傾向がある。例えば、図—6 の試験結果²⁾において $u/\sigma_v' < 0.5$ の場合ひずみは 0.5% 以下である。このことから一つの工学的判断を下せば、 $u/\sigma_v' < 0.5$ の場合過剰間隙水圧の影響を設計上では考慮する必



図—9 液状化した砂層から加わる圧力に対する安定性の確認の概念図

要はない。これに対して、 $u/\sigma_v' > 0.5$ の場合には、そのひずみは大きく、設計において過剰間隙水圧の影響を考慮する必要がある。

模型振動実験および図—5 に示した浸透流解析によれば、図—7 における四角形 ABCD の部分がおおむね $u/\sigma_v' > 0.5$ なる範囲であり、この範囲では何らかの安定性の低下を考慮せねばならないものと判断される。特に、同図における三角形 ACD の部分は、口絵写真—6 に示されるように、振動実験において特に不安定な性状を示しているの、地盤・構造物系の安定の検討においては、この部分は液状化したものとして取り扱うことが妥当であると判断される。

なお、締め固め範囲の境界にドレーンや止水壁などを設置して過剰間隙水圧の伝播を遮断した場合には、上に述べた考慮は必要がないと判断される。

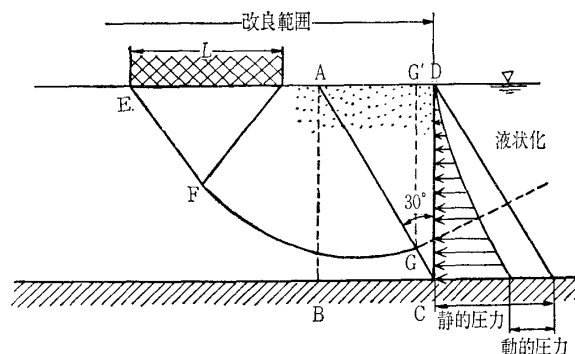
② 液状化した砂層による圧力

液状化した非改良地盤との境界には、図—8 に示すように、土圧係数 $K_0=1.0$ に相当する静的な圧力および同図に示される動的圧力が作用する。図—9 に示すように構造物背後 EF において主働土圧に耐え得るように設計すべき構造物の場合には、境界 CD に加わる圧力に対し、この圧力に抵抗するに十分なせん断抵抗が受働崩壊面 GC において発揮されるか否かの確認を行うことが望ましい。

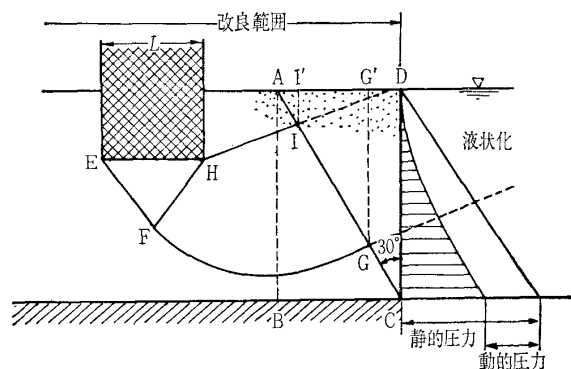
これらの主働・受働崩壊面の設定の方法およびせん断面において発揮される強度としては、後に⑤において触れるとおり、液状化が発生しない地盤に対して通常設計で用いられる方法を準用することが、設計震度との総合的バランスからみてある程度の妥当性がありかつ簡便であると考えられる。

③ 液状化した砂層のせん断強度の喪失

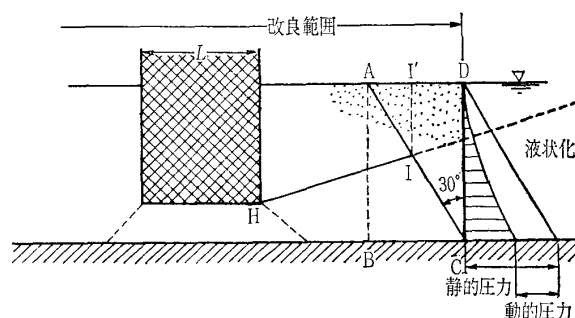
液状化した非改良地盤のせん断強度は、設計上、それぞれの構造物で用いている方法に応じた低下率



(a) 浅い基礎(液状化層厚が基礎幅Lに比べて十分に大きい場合)



(b) 根入れのある基礎(液状化層厚が基礎幅Lに比べて十分に大きい場合)



(c) 根入れのある基礎(液状化層厚が基礎幅Lに比べて十分に小さい場合)

図—10 基礎の改良範囲の検討法の概念図

を考慮する、または、ゼロと考える（すなわち、液体とみなす）ことが標準的である。液状化した地盤のせん断強度をゼロと考える場合について述べれば、次のとおりである。①に述べたように三角形 ABC の部分のせん断強度を期待しない（すなわち、この部分も液状化したとして取り扱う）ので、図—10 に示すいくつかの基礎の場合については、実線 EFG および HI により示した部分のせん断強度のみによって十分な支持力が得られるように改良範囲を定めるべきこととなる。ただし、この場合にも、液状化した砂層からの圧力は働くので、図—10 に示すように土圧係数 $K_0=1.0$ に相当する静的な圧力から動的な圧力を差し引いた圧力は、構造物の安定に寄与する要因として考慮してよいと判断される。この場

合、これらの圧力の寄与する面は、便宜上、GG' 面または II' 面としてよいであろう。なお、同図には三つの場合の例示のみにとどめたが、これらの例から、杭基礎等、そのほかの基礎についても同様の考え方が適用できるものと思われる。

具体的な崩壊面の設定方法および発揮される強度の取り方については、②で触れたとおりであり、後に⑤でも改めて触れる。

④ 締固め部分の振動性状の変化

締固め部分には、過剰間隙水圧および非改良地盤の液状化の影響により振動性状に変化が生じ、この結果、締固め部分に加わる慣性力が変化する。しかし、その程度およびそれによる締固め部分および構造物の安定性への影響の度合を評価するためには、別途詳細な検討が必要である。しかし、過剰間隙水圧比が 0.5 以上となる範囲が改良範囲全体に比べて小さく、しかも改良範囲全体の断面形状が比較的偏平であれば、締固め部分の振動性状の変化を考慮する必要はないであろう。

⑤ 以上の考え方に従って、具体的に地盤改良範囲を決定するに当たっては、砂の内部摩擦角、設計震度、および安定解析の手法が必要となる。これらの内、特に安定解析の手法は、現在の震度法においては、物理現象を著しく単純化したものとなっている。前章でも触れたように、非排水せん断の挙動を

形式上排水せん断として取り扱っている点などは、その一例である。しかし、各種構造物に対してそれぞれ経験的に妥当性を有すると判断される土質定数および手法の組合せが得られている場合は多いので、それらを参考とすることは一つの妥当な方法であると考えられる。

5. おわりに

本文中で述べたとおり、液状化対策としての地盤改良範囲の設計にかかわる物理現象は極めて複雑であり、学術的な観点からは今後さらに研究すべき課題を種々抱えていることは言うまでもない。しかし、来たるべき大地震に備えて液状化対策を鋭意推進することは急務であり、本稿がこのような実務において土質工学会諸兄の御参考となれば幸いである。

参 考 文 献

- 1) 井合 進・小泉勝彦・倉田栄一：液状化対策としての地盤の締固め範囲に関する基礎的検討，港湾技研資料，No. 590，pp. 1～66，1987.
- 2) Ishihara, K.: Stability of Natural Deposits during earthquakes, Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 1, pp. 327～376, 1985.
- 3) Seed, H. B. and Booker, J. R.: Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains, Journal of Geotech. Engng. Div., ASCE, Vol. 103, No. GT 7, pp. 757～768, 1977.

(原稿受理 1990.9.28)