

石炭灰埋立地盤の液状化対策に関する研究

後藤浩一¹・柴田 徹²

¹正会員 工博 (株)ニュージェック 常務取締役 (〒542大阪市中央区島之内1-20-19)

²正会員 工博 福山大学教授 工学部土木工学科 (〒729-02福山市東村町字三蔵985-1)

石炭灰埋立地盤は、原位置試験などの調査の結果、間隙比や強度などの土質パラメータにばらつきが大きく、また液状化の可能性があることが明らかになった。本研究では、石炭灰の埋立方法にも土質パラメータのばらつきの要因があることを明らかにするとともに、液状化対策工法に動的な密度増大工法やせん断変形抑制工法が有効であることを示した。

Key Words : coal (fly) ash, reclamation, liquefaction, model test, soil improvement

1. はじめに

石炭火力発電所から排出される石炭灰は、今後もその発生量が増加することが予測され、有効利用が多くの分野で確立、提案されている。しかし、その利用量は、発生量の半分も満たしていないのが現状であり、発生量の半分以上は、埋立や盛土処分されている¹⁾。

石炭灰はポゾラン反応による自硬性を持ち、強度発現の期待される材料で、強度発現性は石炭灰の化学成分、飽和度および密度などにより異なることが指摘されている^{2)~4)}。また、緩い砂と同様に液状化の可能性が高いことも報告されている^{5)~6)}。しかしこれらは、主に室内で調整した試料に対して得られた知見であり、実際の石炭灰埋立地盤に対して明らかにしたものではない。

石炭灰は、土粒子の密度が小さいため、埋立材料として用いる場合、通常の山土などに比較して軽量の盛土となるため、原地盤の沈下や支持力に対して有利な材料となる可能性がある。特に陸上で盛土処分される場合は、締固めを行うことができるので、十分に強度の期待できる材料である。しかし、水面や海面より埋立てられた石炭灰地盤については、埋立方法によって緩く堆積し、土質パラメータのばらつきの大きい地盤が形成されることもあり、その工学的性質を把握することが困難である。

本研究は、まず、実際の石炭灰埋立地盤の調査結果を考察し、このような地盤の課題として、土質パラメータのばらつきが大きく、液状化の可能性があることを指摘する。土質パラメータのばらつきが大

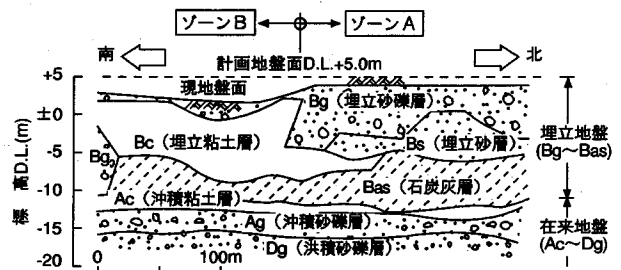


図-1 対象地盤の土質断面図

きい要因については、埋立方法の影響があることを室内試験と実大規模の模型実験より明らかにする。また、地盤の全体的な破壊につながる液状化の問題とその対策工法の適用性については、実地盤を対象として、室内試験、現地での試験施工、振動台模型実験および解析を用いて評価する。

2. 石炭灰埋立地盤の特徴

(1) 地盤概要

対象地盤は、昭和40年代に火力発電所から排出された石炭灰の処分地として埋立てられたものである。対象地盤の土質断面図を図-1に示す。地盤は、在来地盤と埋立地盤に分けられる。在来地盤は、ほぼ水平に堆積しており、上部より沖積粘土層、沖積砂礫層、洪積砂礫層と続く。一方、埋立地盤は、在来地盤の上に石炭灰層がほぼ全域に分布し、その上部は北部が主に埋立砂および砂礫層(ゾーンA)、南部が主に埋立粘土層(ゾーンB)が分布する複雑な断面となっている。

表-1 対象地点の石炭灰試料の物理的性質

土性値		分布範囲	平均値
粒 度	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.07~2.36	2.18
	礫分 (%)	0~37	2
	砂分 (%)	0~65	16
	シルト分 (%)	9~95	67
	粘土分 (%)	0~31	12
間隙比 e		1.00~2.07	1.47
湿潤密度 ρ_w (g/cm ³)		1.38~1.58	1.47

表-2 対象地点の石炭灰試料の化学成分組成(%)

試料	S.O ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	塩基度	酸性率
1	54.0	26.1	4.63	3.69	1.81	1.23	2.01	1.38	0.169	7.907
2	59.1	23.8	5.00	2.15	1.99	0.20	1.91	2.05	0.158	9.070

塩基度 = (Na₂O + K₂O + MgO + CaO + Fe₂O₃) / (SiO₂ + Al₂O₃)
酸性率 = (SiO₂ + Al₂O₃) / (Fe₂O₃ + CaO + MgO)

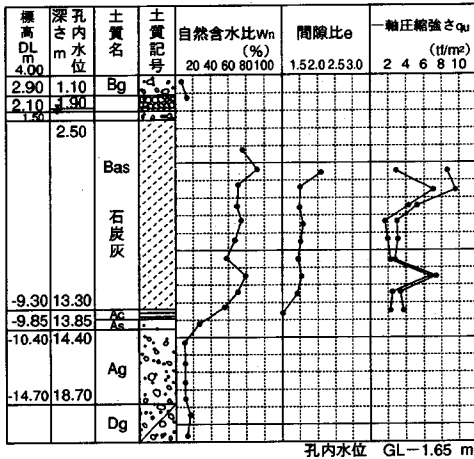


図-3 対象地点の土性図の代表例

(2) 物理・化学的性質

表-1に対象地点の石炭灰の物理的性質を、図-2に石炭灰の粒径加積曲線を示す。土粒子の密度および湿潤密度は他の材料に比べ小さく、間隙比は大きくばらつき、平均で1.47である。石炭灰層の粒度はシルト分が70%程度であるが、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」⁷⁾における液状化の可能性のある範囲に入る。

表-2は石炭灰の化学成分である。塩基度と酸性率は片岡ら²⁾が定義したもので、塩基度が0.2以上もしくは酸性率が10以下になると強度発現が大きくなる。塩基度や酸性率の値からは、ポソラン反応性が小さいと想定される。

(3) 土性図

ゾーンAにおける代表的な土性図を図-3に示す。石炭灰の自然状態の含水比や間隙比がばらつくとともに一軸圧縮強度にも大きなばらつきがある。一軸圧縮強度の大きいものは、ポソラン反応により強度

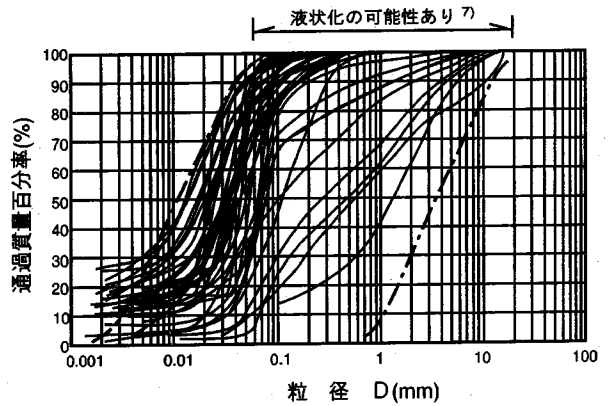


図-2 対象地点の石炭灰の粒径加積曲線

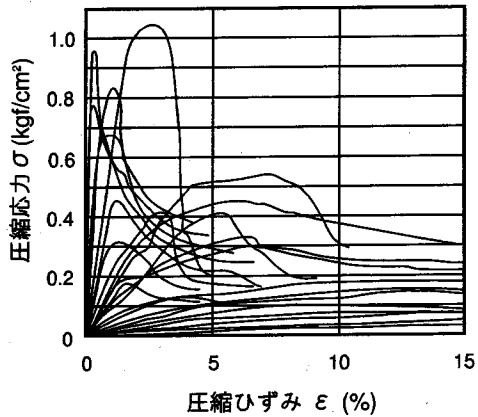


図-4 石炭灰の一軸圧縮試験の応力-ひずみ関係の代表例

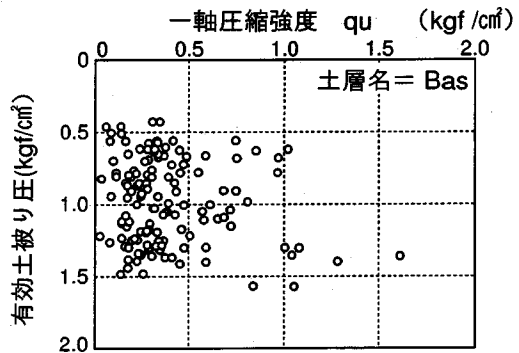


図-5 石炭灰層の有効土被り圧と一軸圧縮強度の関係

増加した可能性がある。

(4) 強度特性

図-4は石炭灰の一軸圧縮試験の応力-ひずみ曲線である。圧縮ひずみが4%程度より小さいものは、顕著なひずみ軟化現象を示している。

一軸圧縮強度と有効土被り圧の関係が図-5である。一軸圧縮強度は最大で1.6kgf/cm²程度となるが、最小値はほぼ0であり、大きなばらつきがみられ、

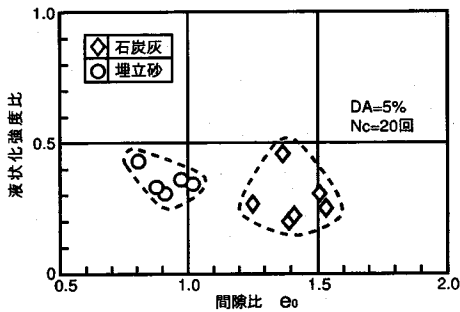


図-6 不攪乱試料の間隙比と液状化強度比の関係

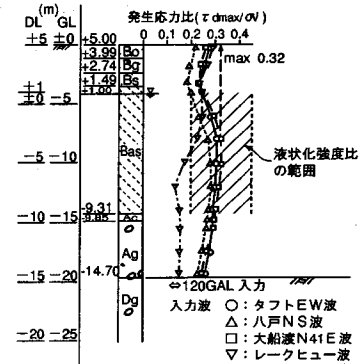


図-8 SHAKEによる液状化の判定

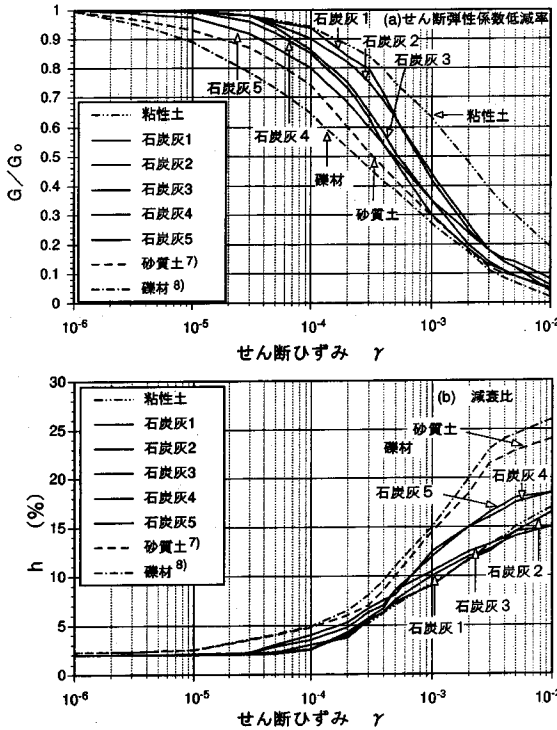


図-7 石炭灰の動的変形特性

土被り圧による強度増加の傾向は認められない。

石炭灰と埋立砂の不攪乱試料の繰返し非排水三軸試験による液状化強度比と初期間隙比の関係を図-6に示す。なお液状化強度比は、繰返し回数20回で軸ひずみ両振幅が5%に至る時の繰返し応力比である。石炭灰の液状化強度比は、0.20~0.45で静的な強度と同様にばらつきが大きく、埋立砂ほどの間隙比との相関が明らかでない。石炭灰で液状化強度比が小さいものは緩い砂と同程度の値となり、液状化の可能性が高い材料である。また液状化強度比の大きいものは、ポゾラン反応による強度増加の影響を受け

ていると考えられる。

(5) 動的変形特性

図-7は、(a)にせん断弾性係数低減率のせん断ひずみ依存性を(b)に減衰比のせん断ひずみ依存性を示したものである。石炭灰と粘性土は本研究での対象地点のものであるが、砂質土と礫材は文献^{7), 8)}による。石炭灰のせん断弾性係数低減率は砂質土と粘土の間にあり、ひずみが小さい領域で粘土に近く、ひずみが大きくなると次第に砂や礫に近づく傾向にある。一方、石炭灰の減衰比は、粘土の特性に近い挙動となっている。

(6) 液状化の判定

地盤の液状化の判定は、コーン貫入試験結果による方法⁹⁾、各種基準による簡易法、および地震時に地中に発生するせん断応力比をひずみ依存性を考慮した「SHAKE」¹⁰⁾と「FLUSH」¹¹⁾により求め、液状化強度比と比較する方法を用いて検討している。なお、地震入力基盤面は洪積砂礫層Dgの上面とし、当該地点における地震被害リストの期待値や活断層の分布などから想定される最大入力加速度を120galとしている。

図-8は、図中に示す各種波形の地盤内に発生する最大せん断応力比の深度分布のSHAKEによる計算結果であり、図中には図-6の液状化強度比の範囲もあわせて示している。入力波形により発生応力比の分布が異なるが、石炭灰層での発生応力比が液状化強度比の最小値を越え、液状化の可能性が高いことがわかる。

(7) まとめ

ここで示した石炭灰埋立地盤は、間隙比や強度などの土質パラメータのばらつきが大きく、液状化強度も例外ではない。また、液状化強度の小さいもの

表-3 石炭灰試料の物理的性質

土 性 値		試料1	試料2
土粒子の密度 ρ_s	(g/cm^3)	2.263	2.258
d max	(mm)	0.425	0.425
粒 度	砂分 (%)	12.0	13.0
	シルト分 (%)	72.0	71.0
	粘土分 (%)	16.0	16.0
	均等係数 U_c	6.33	7.73
最大密度	最大密度 ρ_{max} (g/cm^3)	1.275	-
密度	最小間隙比 e_{min}	0.772	-
最小密度	最小密度 ρ_{min} (g/cm^3)	0.967	-
密度	最大間隙比 e_{max}	1.337	-

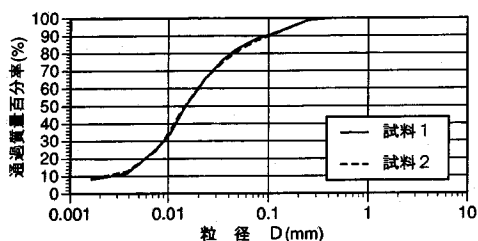


図-9 石炭灰試料の粒径加積曲線

は緩い砂と同程度であるため液状化の可能性が高いと判断できる。

埋立に用いられた石炭灰は、同じ発電所から発生したものであり、石炭灰に含有される化学成分に大きな差はないと考えられる。このため、石炭灰地盤の土質パラメータのばらつきは、化学成分だけでなく、それ以外の要因が含まれているであろう。現地では、低密度・高含水比スラリーの水流式埋立により石炭灰が埋立てられたが、石炭灰の自硬性を考慮すると、このようなゆっくりとした埋立方法により、土質パラメータに大きなばらつきが生じる可能性が示唆される。

以下の章では、埋立方法による土質パラメータのばらつきへの影響を明らかにするために、供試体の作製時の堆積方法を変化させた堆積圧密実験を行い、堆積方法の差による間隙比の違いとその後の圧縮性について考察するとともに、実大規模の埋立模型実験を行い、形成された地盤の強度や間隙比を埋立方法に着目して考察する。埋立方法による土質パラメータのばらつきへの影響を明らかにした上で、石炭灰埋立地盤の液状化対策工法の適用性について検討する。

3. 堆積圧密実験

(1) 実験試料

実験に用いた試料は、JIS規格で商品化されたフライアッシュで、発電所で発生した後に水と反応せずに袋詰めされたものである。表-3に試料の物理

表-4 石炭灰試料の化学成分組成 (%)

SiO ₂	Al ₂ O ₃	FeO ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	MnO	P ₂ O ₅	塩基度	酸性率
53.2	24.2	5.24	5.67	1.51	0.52	2.36	1.85	1.18	0.02	0.33	0.207	6.232

塩基度 = $(Na_2O + K_2O + MgO + CaO + Fe_2O_3) / (SiO_2 + Al_2O_3)$
 酸性率 = $(SiO_2 + Al_2O_3) / (Fe_2O_3 + CaO + MgO)$

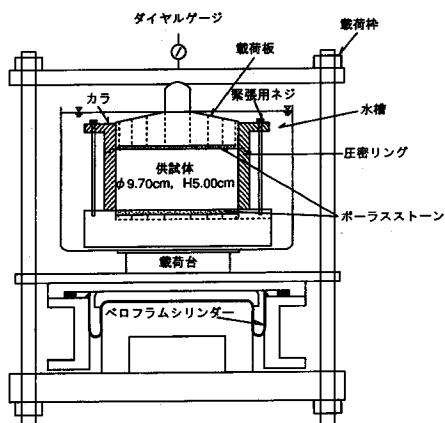


図-10 堆積圧密実験に用いた実験装置の概要

表-5 堆積実験方法

実験NO	実験方法
スラリー投入	S30 W=30%のスラリーを連続的に水中でH=7cmに堆積させ、24時間放置
	S50 W=50%のスラリーを連続的に水中でH=7cmに堆積させ、24時間放置
	S70 W=70%のスラリーを連続的に水中でH=7cmに堆積させ、24時間放置
	S90 W=90%のスラリーを連続的に水中でH=7cmに堆積させ、24時間放置
	S110 W=100%のスラリーを連続的に水中でH=7cmに堆積させ、24時間放置
粉体投入	P1 粉体(W=0%)を連続的に水中落下によりH=7cmに堆積させ、24時間放置
	P7 粉体(W=0%)を断続的に水中落下により1日に1cm程度堆積させ、7日間繰り返しその後、24時間放置

的性質を、図-9に粒径加積曲線を示す。粒度特性から70%以上がシルト分となっている。化学成分組成が表-4である。塩基度と酸性率から表-2の石炭灰よりポゾラン反応性が高い材料と考えられる。

(2) 実験方法

図-10は圧密実験装置の概要である。圧密リングは、内径9.7cm、高さ5.0cmと標準圧密試験より大きくしている。また、載荷をベロフラムシリンダーにより行っている。

堆積方法は、図-10の圧密リングに上部のカラーを加えた高さ7.0cmの円筒容器内を水で満たして試料を投入するもので、表-5に実験方法をまとめている。各供試体とも堆積実験後、高さ5cmに成形し圧密実験を行う。圧密荷重は0.1~12.8kgf/cm²の範囲で荷重増分比を1とし、各段階で60分間放置する。

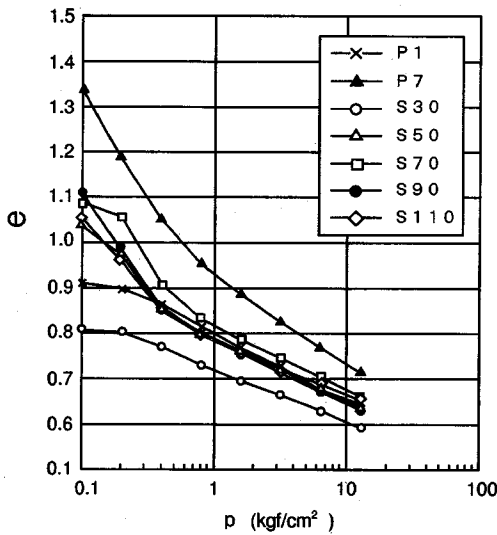


図-11 堆積後の供試体の $e-\log p$ 関係

(3) 結果および考察

図-11は、各供試体の圧密実験による堆積後の $e-\log p$ 関係である。初期間隙比はS30が最も小さく、断続投入したP7が最も大きくなり、投入方法により大きな差が現れている。圧縮曲線は、初期間隙比が大きいものほど圧縮性が大きくなるが、圧密荷重が最大の12.8kgf/cm²になっても初期間隙比の影響が残り、間隙比に差が生じている。このことより、石炭灰が緩く堆積した地盤は、圧密荷重が増加しても緩いままであると推定される。

4. 埋立模型実験

(1) 実験方法

a) 実験土槽

土槽は直径60cm、高さ6mの鋼管を用いており、その下部の透水性を保つために、砂と砂利を入れ排水層としている(図-12)。

b) 模型地盤の作製

実験に用いる石炭灰は、堆積圧密実験で用いたものと同じである。

模型地盤の作製方法は、石炭灰を含水比W=10%に加湿して、土槽頭部より直接投入する投入沈降式と含水比W=70%のスラリー状にして、土槽底部より打設する低密度スラリー打設式の2方法としている。

模型地盤は実際の埋立てを模擬するため、連続的に投入した後一定時間投入を休止するという過程を繰り返して作製し、その後一定期間放置している。実際の投入工程を表-6に示す。

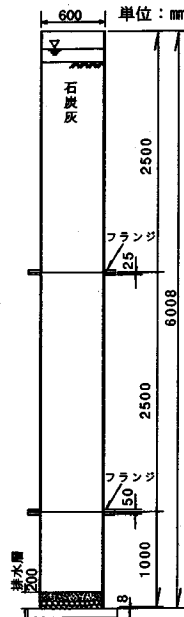


図-12 土槽の概要

表-6 埋立模型実験の投入工程

工程	投入沈降式	低密度スラリー打設式
連続投入	4時間	8時間
↓	(h=約180cm)	(h=約175cm)
投入休止	16時間	16時間
↓		
連続投入	4時間	8時間
↓	(h=約540cm)	(h=約350cm)
投入休止	16時間	16時間
↓		
連続投入	4時間	8時間
↓	(h=約565cm)	(h=約525cm)
計測放置	3.5ヶ月	3.5ヶ月

h: 地盤高さ

表-7 模型実験の計測・調査項目

実験土槽	埋立方式	計測項目	調査項目
A-1	投入沈降式	土圧, 間隙水圧	標準貫入試験, 電気式静的コーン貫入試験
A-2	投入沈降式	土圧, 間隙水圧	デ・ノンサンプリング, 室内土質試験
B-1	低密度スラリー打設式	土圧, 間隙水圧	標準貫入試験, 電気式静的コーン貫入試験
B-2	低密度スラリー打設式	土圧, 間隙水圧	デ・ノンサンプリング, 室内土質試験

c) 計測・調査項目

実験は、投入沈降式と低密度スラリー打設式でそれぞれ2層づつの計4層の模型地盤を造成し、放置期間中に側圧および間隙水圧の計測を行っている。なお、側圧は、土槽内部に事前に10cm角の鉄板を溶接し、これにひずみゲージ式の土圧計を取りつけて計測し、間隙水圧はひずみゲージ式の間隙水圧計を所定の深さに埋め込んで計測している。

また3.5ヶ月放置後、電気式静的コーン試験および標準貫入試験を行うとともに不攪乱試料を採取し、室内土質試験を行っている。各土槽に対する計測・調査項目を表-7にまとめている。

(2) 結果および考察

投入沈降式と低密度スラリー打設式の実験結果は、ほぼ同じ傾向が得られたので、ここでは主に低密度スラリー打設式の実験結果について示す。

図-13は、任意の経過日数における側圧の深度分布である。図中には、推定された全土被り圧線と投入を休止した時の地盤面も示している。側圧の分布は埋立て直後に土被り圧よりも小さいが、時間が経

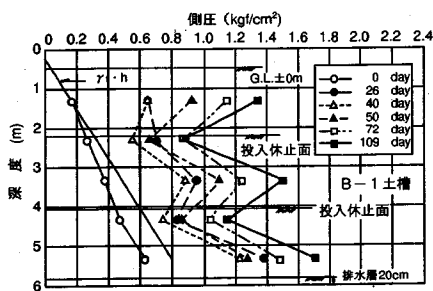


図-13 側圧の深度分布図

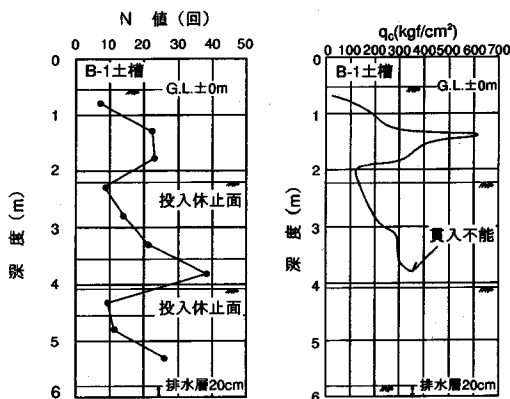


図-14 N値の深度分布図 図-15 qc値の深度分布図

過するとともに増加している。また、深度増加に伴い側圧が単純に増加せず、ばらついた傾向となる。ばらつきの中で側圧が小さい深度は、投入を休止した地盤面の直下であり、連続投入した区間では深度方向に側圧が増加している。側圧が時間経過に伴って増加するのは、土槽の拘束により膨張が抑制されたためと考えられる。この場合、投入休止面の直下では、投入休止中の土被り圧が小さく、膨張が鉛直方向に生じやすいため、その後の側圧が他の深度のものよりも小さくなったのであろう。

図-14は、N値の深度分布である。N値でも側圧と同様に投入を休止した地盤面の直下で小さくなり、連続投入区間は、N値の増加が認められる。

図-15は、電気式静的コーン貫入試験におけるコーン貫入抵抗の深度分布であり、N値と同様の傾向となっている。

図-16は間隙比の深度分布図である。間隙比は投入休止面の直下で大きく、連続的に投入された区間では深度方向に減少しており、N値などの強度の深度分布と良い対応がある。

投入速度の間隙比や密度への影響を明らかにしたのものとして堀内らの研究¹²⁾がある。彼らは投入速度として、円筒土槽へ1日に石炭灰を投入する量を変化させた堆積模型実験を行い、堆積した石炭灰の

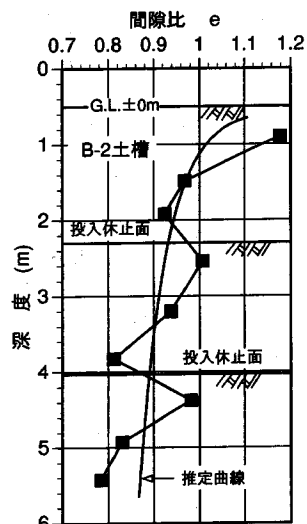


図-16 間隙比の深度分布図

乾燥密度は投入速度が遅いほど小さく、また、1日に投入した堆積層内では上端と下端で乾燥密度が小さくなることを示しており、本実験結果と同様の傾向を得ている。

図-16中には、図-11における堆積圧密実験におけるS30以外のスラリー投入の平均的な $e-\log p$ 関係($e=0.8-0.141\log p$)から推定した曲線を示している。模型地盤の間隙比はこの曲線を挟んでばらついているが、投入休止面の直下ではこの推定曲線よりも間隙比が大きくなる。一方、連続投入した区間では深度方向に間隙比が減少して推定曲線より密になり、図-13の側圧の傾向とよく一致する。これは、堆積直後の投入休止中の拘束圧の違いにより深度方向に形成される初期間隙比に差が生じたためで、堆積圧密実験から推定すれば、この初期間隙比の差が土被り圧が増加しても容易に解消されないことが原因であると考えられる。

(3)まとめ

以上のように、化学成分が同じ石炭灰であっても、埋立方法が原因で土質パラメータにばらつきが生じている。これには堆積直後の拘束圧の影響も大きいと考えられる。しかし、実際の埋立時の状況を見ると、石炭灰の断続的な投入による堆積状況や堆積直後の拘束圧などを明らかにすることは非常に困難であり、このようなことから、深度方向や平面的なばらつきの傾向を評価することは不可能である。

したがって、石炭灰埋立地盤は静的および動的な強度にばらつきがあるものと評価し、全ての石炭灰層で液状化の生じる可能性が高いと考える必要がある。

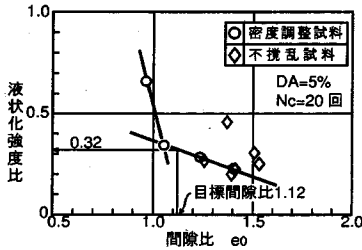


図-17 密度調整試料の間隙比と液状化強度比の関係

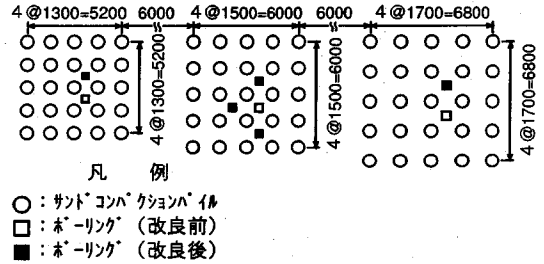


図-18 試験施工の平面図と土質調査位置

5. 液状化特性とその対策

石炭灰埋立地盤の液状化対策としては、動的な密度増大工法と騒音や振動対策を考慮したせん断変形抑制工法を選定し、これらの工法の適用性について、2. に示した石炭灰埋立地盤を対象に評価を行う。

(1) 密度増大工法の適用性

a) 適用性の評価法

動的な密度増大工法であるサンドコンパクションパイル (SCP) 工法を石炭灰埋立地盤に適用する場合の課題は、以下のものである。

- ① 密度増加に伴う液状化強度の評価
- ② 実地盤における締固め効果の確認

①の課題に対しては、現地採取の石炭灰試料を繰り返し再圧密した密度調整試料を用いて、液状化試験を実施する。さらに、この試験より得た液状化強度から、SCP工法の改良目標とするパラメータを設定する。

②の課題に対しては、改良目標値に対する改良率を求め、現地で試験施工を行って改良効果を確認する。

b) 密度調整試料による液状化試験

密度調整試料で作製される供試体は、現地の不攪乱試料による間隙比からSCP工法による改良後の間隙比を想定して、1日放置後の間隙比 e_0 が0.97, 1.05, 1.24, 1.41となるように調整する。なお、 $e_0=0.97$ は、SCP工法の改良率が20%程度に相当する。

図-17は、石炭灰の密度調整試料を用いた繰返し非排水三軸試験による初期間隙比と液状化強度比の関係である。図中には、不攪乱試料の結果も合わせて示している。不攪乱試料はばらつきが大きい、密度調整試料は間隙比の減少に伴い液状化強度比が増加する傾向があり、図中に示す実線で近似することができる。不攪乱試料で液状化強度の小さいものは、密度調整試料で得られた間隙比と液状化強度比の関係とほぼ一致しており、ポソラン反応がない場合の液状化強度比に相当するものと考えられる。

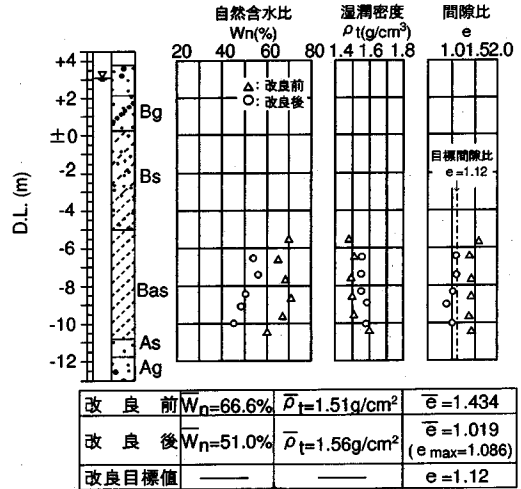


図-19 改良ピッチ1.7mの石炭灰の改良効果

以上の結果より、石炭灰でも砂質土と同様に間隙比の減少に伴い液状化強度が増加するので、SCP工法のような動的な密度増大工法が液状化対策として有効であると考えられる。

液状化解析の最大の発生応力比が0.32であるため、これをSCP工法による改良後の目標液状化強度比とする。図-17より石炭灰の間隙比を1.12以下にすれば、想定した地震動入力(最大入力加速度120gal)に対する液状化の防止が可能である。

c) 密度増大工法の試験施工¹³⁾

石炭灰地盤の改良後の目標間隙比は、 $e=1.12$ である。改良前の間隙比が $e_0=1.45$ であるから、改良率は13.5%程度となり、砂杭径 $\phi=70\text{cm}$ のときの1.7m間隔の正方形配置にほぼ相当する。

試験施工は、図-1に示したゾーンAにおいて砂杭径 $\phi=70\text{cm}$ で1.7m, 1.5m, 1.3m間隔の正方形配置の改良仕様で行った。図-18は試験施工の平面図であり、改良前後のボーリング調査位置も示している。

図-19は、1.7m間隔で試験施工を行った場合の石炭灰層の改良前後の土質調査結果である。改良前に比べ、改良後は石炭灰の密度が増大していることが、



写真-1 土槽および振動台の外観

自然含水比、湿潤密度、間隙比の変化より明らかである。また改良後の間隙比は、目標間隙比の1.12以下であり、十分な改良効果が得られている。その他の改良間隔でも、間隙比は目標間隙比以下となり、十分な改良効果が得られている。

以上の結果より、SCP工法のような動的な密度増大工法は、石炭灰の液状化対策工法として有効な手段であることが確認できた。

(2) せん断変形抑制工法の適用性

a) 適用性の評価法

せん断変形抑制工法は、その効果を定量的に評価できる設計法がなく、施工実績がほとんどない。このため、設計に際しては模型実験、あるいは数値解析により対策効果を確認する必要がある。

この工法の模型実験は、砂地盤を対象としたものが報告されている¹⁴⁾。また模型実験を行い、その結果を数値解析した報告¹⁵⁾もあり、砂地盤に対する有効性は把握されつつある。

ここでは、石炭灰埋立地盤へのせん断変形抑制工法の適用性を評価するために、以下の手順を用いた。

- ①振動台模型実験：現地と同程度の密度に調整した石炭灰スラリーを用いて模型地盤を作製し、振動台で加振して、液状化抑制効果を把握する。
- ②振動台模型実験の解析：振動台模型実験結果を定量的に評価可能な解析手法を選定し、解析手法の検証を行う。
- ③実改良地盤の解析：②で検証された解析手法により、実地盤の対策効果を定量的に把握する。

b) 振動台模型実験¹⁶⁾とその解析

振動台実験に用いたせん断土槽は、剛な鋼製フレームを互いにスライド自由に多段に支持し、内側に止水ゴムを張り付けたもので、その外観が写真-1である。

実験の相似則は、非線形特性を有する土構造物の模型実験に提案された相似則¹⁷⁾に従うものとした。

表-8 振動台模型実験の実験ケースと模型地盤

実験ケース	加振前の模型地盤				入力波形	
	層厚 H(cm)	含水比 W(%)	間隙比 e	湿潤密度 ρ_s (g/cm ³)	周波数 (Hz)	加速度 (gal)
改良体なし	47.4	66.0	1.42	1.47	5	70
改良体あり (格子状)	46.6	69.0	1.48	1.46	5	100

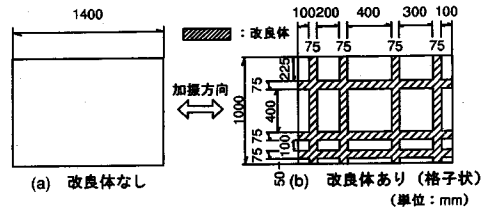


図-20 振動台模型実験の改良体パターン平面図

現地の代表的な石炭灰層厚5~6mと模型地盤高さ40~50cmとから、縮尺比が $\lambda=1/13$ となる。

模型地盤は改良体なしと格子状に改良体を配置したもので、その平面図が図-20である。(b)図に示すように改良体の格子間隔を種々に設定しているが、ここでは中心部の400mm×400mmの格子での液状化について検討する。また改良体の材料は弾性係数の調製が容易なシリコンゴムを用い、現地で想定される改良体との相似則から、その物性を設定した。

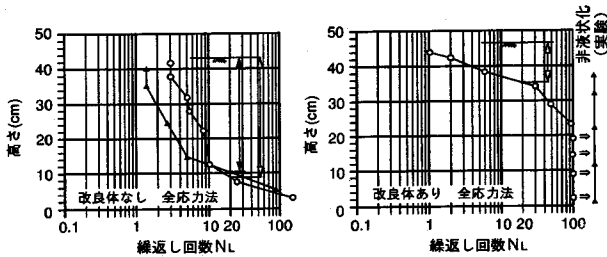
解析は、全応力法としてひずみ依存性を考慮できる「FLUSH」¹¹⁾と、有効応力法として間隙水圧の蓄積、伝播、消散と土の構造骨格の変形を直接扱う解析プログラム「LIQCA」^{18)、19)}を用いる。

図-21(a)は、模型地盤の各高さで液状化に至る繰返し回数について、模型実験と全応力法の解析結果を比較したものであり、図-21(b)²⁰⁾は、模型実験と有効応力法の解析結果である。模型実験結果では、改良体なしの場合ではほぼ全層で液状化するが、格子状に改良した場合には液状化していない。

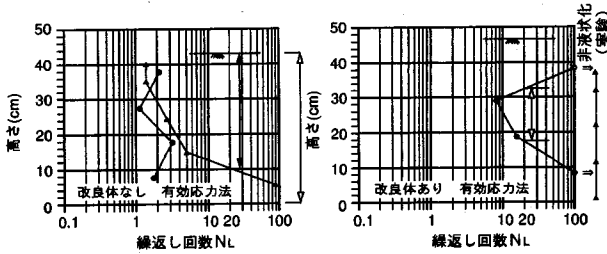
また解析では改良体なしの場合、全応力法、有効応力法とも実験による液状化深度をほぼ再現している。一方、格子状に改良した場合は、実験では液状化が生じていないのに対し、全応力法解析では模型地盤の上層部で、有効応力法解析では地盤の中間部で液状化が生じる結果となっているが、改良体なしに比較して格子状改良体の液状化防止効果が表現されており、しかも実験結果に対して安全側の評価となっている。したがって、全応力法、有効応力法ともせん断変形抑制工法である格子状改良体の液状化防止効果を安全側に評価できると考えられるので、実地盤の解析にも用いることが可能と判断した。

c) せん断変形抑制工法の解析評価

せん断変形抑制工法による実石炭灰埋立地盤の改



(a) 振動台模型実験と全応力法解析結果の比較



(b) 振動台模型実験と有効応力法解析結果の比較²⁰⁾

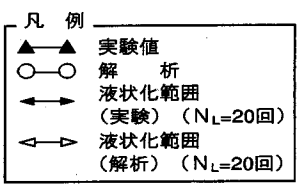


図-21 振動台模型実験と解析結果の比較

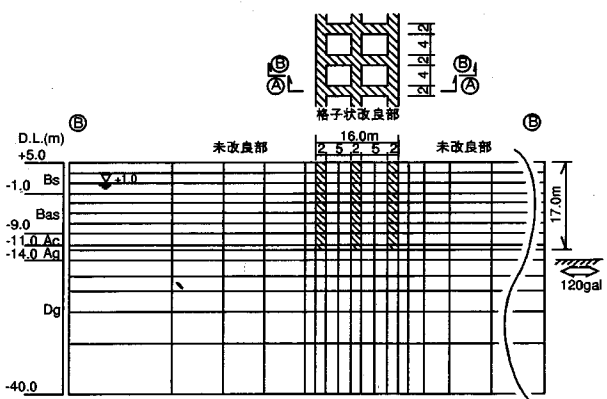


図-22 実地盤の有限要素分割図

良は、深層混合処理工法による格子状固化改良である。解析評価の対象は、格子状改良体の配置間隔と壁厚であり、これらをパラメータに改良体で囲まれた内部の地盤が液化化しないことを解析により確認する。なお、改良幅は約16mである。

図-22は解析に用いた有限要素分割図である。このモデルは、格子状改良部の内り間隔が5mで壁厚が2mのものである。

解析パラメータは、地盤については土質調査と試

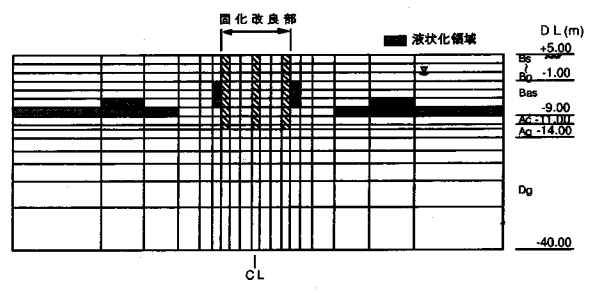
表-9 全応力法解析パラメータ

土質名	密度 ρ_s (t/m ³)	S波速度 Vs (m/s)	動弾性係数 Ed (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν	液状化強度比 R
埋立土 (Bs, Bg)	1.80	140	—	0.45	0.24
石炭灰 (Bas)	1.49	200	—	0.49	0.20
沖積砂 (As)	1.80	140	—	0.45	0.24
沖積粘土 (Ac)	1.76	100	—	0.49	—
沖積砂礫 (Ag)	1.90	350	—	0.40	—
洪積砂礫 (Dg)	2.00	435	—	0.40	—
改良体	1.50	—	5000	0.40	—

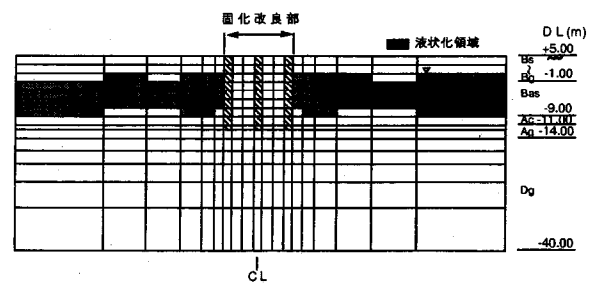
各土層のせん断ひずみ依存性は図-7より設定
改良体の減衰定数は、 $h=0.10$

表-10 有効応力法解析パラメータ

土質名	密度 ρ_s (t/m ³)	間隙比 e	圧縮指数 λ	内部摩擦角 ϕ_s (°)	変相角 ϕ_m (°)	透水係数 k_v, k_h (cm/s)
埋立土 (Bs, Bg)	1.80	1.05	0.007	28.6	27.5	1.5×10^{-1}
石炭灰 (Bas)	1.49	1.40	0.130	34.5	33.2	7.1×10^{-4}
沖積砂 (As)	1.80	1.05	0.007	28.6	27.5	1.5×10^{-1}
沖積粘土 (Ac)	1.76	1.20	0.260	(30.0)	—	1.5×10^{-7}
沖積砂礫 (Ag)	1.90	弾性体を仮定		1.3×10^0		
洪積砂礫 (Dg)	2.00	弾性体を仮定		8.9×10^{-2}		
改良体	1.50	弾性体を仮定		1.0×10^{-8}		



(a) 全応力法



(b) 有効応力法

図-23 実地盤の解析における液状化領域

験より得られたものを用い、格子状改良体については弾性を仮定している。表-9に全応力法の解析パラメータを、表-10に有効応力法の解析パラメータを示す。

全応力法および有効応力法による解析結果から液状化領域を求めたものが図-23である。解析方法に

より液状化する領域に差があるが、いずれの結果でも改良体の内部で液状化に至っておらず、せん断変形抑制工法による液状化防止効果が表現されている。また、周辺地盤の液状化領域は有効応力法の方が広がっている。これは、有効応力法が過剰間隙水圧の伝播を取り扱えるので、液状化の範囲の拡大を表現しているためであろう。

以上の結果、格子状に改良体を設けたせん断変形抑制工法により、改良体内部の液状化を防止できることを確認できた。

6. 結論

本論文では、石炭灰埋立地盤について以下の点が明らかとなった。

- ①石炭灰埋立地盤は、間隙比や強度などの土質パラメータのばらつきが大きい。このばらつきは、石炭灰の種類、投入時の状態、投入速度に大きく影響を受ける。
- ②石炭灰埋立地盤は、液状化の可能性が高い。石炭灰の繰り返し試料での繰返し非排水三軸試験では、密度の増加とともに液状化強度が増加し、砂質土と同じ傾向を示す。
- ③SCP工法のような動的な密度増大工法は、石炭灰地盤の密度の増加が可能であり、液状化対策として有効な工法である。
- ④石炭灰埋立地盤は、格子状に改良体を設けたせん断変形の抑制工法により、改良体内部の液状化防止が可能である。この工法の適用に際しては、模型実験を行い、その挙動を評価可能な解析手法を用いて、実地盤の解析を行うことが有効である。

本論文は、過去に埋め立てられた石炭灰地盤に対して、一事例からその工学的な取り扱い方法について研究したものである。したがって、すべての石炭灰埋立地盤にこの方法が適用できるかどうかは不明であるが、有効なアプローチ方法を示すことができたと考えている。また今後、石炭灰を埋立材料として用いる場合、高密度スラリーを用いた埋立²¹⁾を行うことなどは、事前に埋立地盤の液状化対策となり得るので、有効な手段の一つであるといえよう。

参考文献

- 1) 土木学会エネルギー土木委員会新エネルギー技術小委員会：石炭灰の土木材料としての利用技術の現状と将来展望—埋立、盛土、地盤改良—, 1990.
- 2) 片岡哲之, 岡本敏郎, 緒方信英：石炭灰埋立地盤の

物理的・力学的特性—締固めによる強度増加特性—, 電力中央研究所報告, U91025, 1991.

- 3) 鳥居和之, 川村満紀, 榎場重正：締め固めた石炭灰における反応生成物と強度に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No. 372, pp. 65-74, 1986.
- 4) 今井五郎, 工藤正一, 片岡 剛, 吉原信貴：締め固めた石炭灰の強度発現形態, 第20回土質工学研究発表会, pp. 1607-1610, 1985.
- 5) 三木五三郎, 今井五郎, 秋谷 元, 斎藤敏樹, 土居洋一：石炭灰の液状化特性, 第20回土質工学研究発表会, pp. 613-614, 1985.
- 6) 安原一哉, 兵動正幸, 平尾和年：石炭灰による埋立地盤の液状化特性, 土と基礎, Vol. 39, No. 2, pp. 5-10, 1991.
- 7) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1989.
- 8) 国生剛治, 江刺靖行, 桜井彰雄：広いひずみ範囲における粗粒土の動的変形特性と減衰特性, 電力中央研究所報告, U380002, 1980.
- 9) 後藤浩一, 前田幸彦, 柴田卓詞：石炭灰から成る埋め立て地盤への三成分コーンの適用, 第27回土質工学研究発表会, pp. 173-174, 1992.
- 10) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: SHAKE, A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC 72-12, University of California, Berkeley, 1972.
- 11) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F. and Seed, H.B.: FLUSH, A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, Report No. EERC 75-30, University of California, Berkeley, 1975.
- 12) 堀内澄夫, 小田原卓郎, 安原一哉, 平尾和年：石炭灰の土木材料としての利用に関する研究(その11)—水流埋立て地盤の密度に及ぼす投入速度の影響—, 第23回土質工学研究発表会, pp. 2255-2256, 1988.
- 13) 後藤浩一, 前田幸彦, 柴田卓詞：石炭灰地盤におけるサンドコンパクションパイル工法の試験施工, 土と基礎, Vol. 40, No. 1, pp. 47-50, 1992.
- 14) 例えば, 建設省土木研究所：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書(その2), pp. 66-115, 1987.
- 15) 山内一秀, 熊谷俊雄, 鈴木行夫, 宮崎祐介, 石井雄輔：連続地中壁を用いた液状化対策, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集, pp. 251-256, 1991.
- 16) 後藤浩一, 原田俊之, 森本浩, 竹澤請一郎：固化改良による石炭灰地盤の液状化対策模型実験, 土と基礎, Vol. 40, No. 5, pp. 29-33, 1992.
- 17) Iai, S.: Similitude for Shaking Table Test on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 1, pp. 105-118, 1989.
- 18) Oka, F.: Constitutive Equations for Granular Materials in Cyclic Loadings, *Proc. IUTAM Conf. on Deformation*

- and Failure of Granular Materials*, pp.297–306, 1982.
- 19) Shibata,T., Sato,T., Uzuoka,R., Oka,F., Yashima,A. and Kato,M.: FEM–FDM Coupled Liquefaction Analysis of a Fluid Saturated Ground, *Proc.IACMAG 91*, Vol.2, pp.869–874, 1991.
- 20) Shibata,T., Oka,F., Yashima,A., Goto,H., Goto,K. and Takezawa,K.: A Numerical Simulation of Shaking Table Test of Coal Fly Ash Deposit with Cement Mixing Column, *Proc.4th Int. Symp. on Num. Models in Geomechanics, Balkema*, pp.411–420, 1992.
- 21) Horiuchi,S., Tamaki,K., Onoue,A. and Goto,S.: Rheological and Mechanical Properties of High Density Fly Ash Slurry, *Proc.7th International Ash Util. Symp.*, pp.40–50, 1985.
- (1995. 3. 3受付)

STUDY ON COUNTERMEASURE FOR LIQUEFACTION OF RECLAIMED GROUND BY COAL FLY ASH

Koichi GOTO and Toru SHIBATA

Coal fly ash discharged from thermal power plants has increased and been disposed for reclamation. We investigated a reclaimed ground in which coal fly ash may be included, and found that its ground profile and properties of strength, void ratio and others show irregular variations with depth. We clarified that the properties of fly ash may be influenced by the process of reclamation and that the improvement of the ground can be successfully achieved by means of dynamic compaction with sand piles or reduction of shear deformation with cement mixing columns to provide effective resistance to liquefaction during earthquakes.