

土 木 研 究 所 彙 報

第 26 号

土,地盤およびフィルタイプ構造物の耐震に関する文献調査

昭和 41 年 10 月

建 設 省 土 木 研 究 所

土、地盤およびフィルタイプ構造物の 耐震に関する文献調査

(昭和 41 年 10 月)

土木研究所構造橋梁部耐震調査室

まえがき

本資料は土、地盤およびフィルタイプ構造物（堤防、アースダム、ロックフィルダム等）の動力学的問題および耐震問題に関する37編の海外論文の要旨を紹介したものである。

文献の翻訳にあたっては、東京大学生産技術研究所、（現、東京工大）伯野元彦先生の多大な御協力を得た。ここに記して感謝の意を表する次第である。

目 次

1. 調査した文献一覧	(1)
2. 文献要旨	(1)
〔A〕 土の動力学的性質に関する論文	(5)
〔B〕 地盤の動力学的性質に関する論文	(17)
〔C〕 堤防、アースダムの耐震に関する論文	(20)
〔D〕 ロックフィルダムの耐震に関する論文	(26)
〔E〕 そ の 他	(27)

1. 調査文献一覧

調査した論文は37編であり、これらを年代順に表-1に示す。

2. 文献要旨

調査した論文を便宜的に表-2のように分類した。この表の右欄の文献番号は表-1の番号と対応している。この分類の順序にしたがって、論文の要旨を紹介する。

表-1 調査文献一覧表

No.	著 者	論 文 名	出 典
1	H. B. Seed R. Lundgren	Investigation of the Effect of Transient Loading on the Strength and Deformation Characteristics of Saturated Sands. 飽和砂の強度と変形特性に対する過渡荷重の影響	Proc. ASTM. Vol. 54 (1954)
2	R. N. Arnold, G. N. Bycroft, G. B. Warburton	Forced Vibrations of a Body on an Infinite Elastic Solid. 無限弾性体上の物体の強制振動	J. of Appl. Mech. ASME. Sep. (1955)
3	R. W. Clough, D. Pirtz	Earthquake Resistance of Rock-Fill Dams ロックフィルダムの耐震性	J. SM. Proc. ASCE. SM2, April (1956)
4	R. V. Whitman	The Behaviour of Soils under Transient Loadings 衝撃荷重をうけた土の挙動	Proc. 4 Conf. on Soil Mech. & Found. Eng. (1957)
5	V. Mencl, J. Kazda	Strength of Sand During Vibration 振動時の砂の強度	"

表-1 つづき

No.	著 者	論 文 名	出 典
6	N. N. Maslov	Questions of Seismic Stability of Submerged Sandy Foundations and Structures 飽和した砂質土からなる地盤および構造物の耐震安定性	Proc. 4 Conf. on Soil Mech. & Found. Eng. (1957)
7	J. Duffy, R. D. Mindlin	Stress-Strain Relations and Vibrations of a Granular Medium 粒状体の応力ひずみ関係と振動理論	J. of ASME. Vol. 24 (1957)
8	G. W. Housner	The Mechanism of Sandblows 地震による砂の噴出現象の機構	Bull. S. S. A. 48-155 (1958)
9	R. W. Clough, D. Pirtz	Earthquake Resistance of Rock-Fill Dams ロックフィルダムの耐震性	Trans. ASCE. Vol. 123. Paper No. 2938 (1958)
10	H. B. Seed	Soil Strength during Earthquakes 地震荷重に対する土の強度	II WCEE (1960)
11	N. N. Ambraseys	The Seismic Stability of Earth Dams アースダムの地震時安定性	"
12	"	On the Seismic Behaviour of Earth Dams アースダムの地震時の挙動	"
13	"	On the Shear Response of a Two-Dimensional Truncated Wedge Subjected to an Arbitrary Disturbance 任意波形外力に対するアースダム形状構造物のせん断応答	Bull. S. S. A Vol. 50 No. 1, Jan. (1960)
14	S. S. Davydov	Vibrations in Heterogenous Soil in Elastic-Plastic Stage under Shock Loads 衝撃荷重をうけた不均質土の弾塑性振動	Proc. 5 Conf. on Soil Mech. & Found. Eng. (1961)
15	T. Edelman, J. C. Schönfeld	Statics and Dynamics of Soil 土の静力学ならびに動力学	"
16	H. B. Seed, C. K. Chan	Effect of Duration of Stress Application on Soil Deformation under Repeated Loading 繰返し荷重による土の変形における載荷継続時間の影響	"
17	V. A. Florin, P. L. Ivanov.	Liquefaction of Saturated Sandy Soils 飽和砂質土の液化現象	"
18	R. J. Marsal	Behavior of a Sandy Uniform Soil during the Jaltipan Earthquake, Mexico メキシコ Jaltipan 地震における均質砂質地盤の挙動	"
19	G. Viering	The Vibrational Behaviour of Soil in Relation to its Properties 土の性質とその振動時の挙動	"

表-1 つづき

No.	著 者	論 文 名	出 典
20	R. V. Whitman, K. A. Healy	Shear Strength of Sands during Rapid Loadings 衝撃载荷時の砂のせん断強度	J. SM. ASCE, Vol. 88 No. SM2, April (1962)
21	H. B. Seed, R. W. Clough	Earthquake Resistance of Sloping Core Dams 傾斜コアをもつフィルタイプダムの耐震性	J. SM. Proc. ASCE Feb. (1963)
22	W. Johnson, J. Yoder	Pore Pressure and Strength Characteristics of Sand-Soil Mixtures under Repeated Dynamic Loads 繰返し動荷重をうける砂土混合物の間隙圧と強度特性	Proc. 2 Asian Reg. Conf. on SM. & F.E (1963)
23	S. Panchanathan	Laboratory and In-Situ Determination of Natural Frequency of Sand Beds. 砂地盤の固有振動数を求めるための室内ならびに現場実験	"
24	K. E. McKee	Stress Waves Generated below a Dynamically Loaded Footing 動荷重をうけた基礎工付近の土中を伝わる応力波	"
25	V. J. Patel, S. D. Bokil	Earthquake Resisting Design of Earth Dams アースダムの耐震設計	"
26	J. R. Hall, F. E. Richart	Dissipation of Elastic Wave in Granular Soils 粒状土中の弾性波エネルギーの逸散	J. S. M. Proc. ASCE, SM 6. Nov. (1963)
27	B. O. Hardin, F. E. Richart	Elastic Wave Velocities in Granular Soils 粒状土中の弾性波速度	J. S. M. Proc. ASCE, SM2. (1963)
28	H. B. Hemborg, W. O. Keightly	Man-Made Earthquakes Test Dam ダムの人工地震テスト	Eng. News Record, April 16, (1964)
29	R. L. Kondner, R. J. Krizek	Dynamic Response of Cohesive Soils for Earth- quake Consideration 地震動をうけた粘着土の動的応答	III WCEE. 1965
30	P. W. Taylor J. M. O. Hughes	Dynamic Properties of Foundation Subsoils as Determined from Laboratory Test 室内実験から求められた基礎工周辺の土の動的性質	"
31	Zdeněk Bazant	Stability of Saturated Sand during Earthquake 飽和砂の地震時安定性	"
32	J. Krishna, S. Prakash	Earth Dams Subjected to Earthquakes 地震力をうけたアースダム	"
33	R. F. Scott	Soil Mechanics and Foundation Engineering As- pects of the Alaskan Earthquake of March 27, 1964 土質力学的観点からみたアラスカ地震	"

表-1 つづき

No.	著 者	論 文 名	出 典
34	S. V. Medvedev, A. P. Sinitsyn	Seismic Effects on Earth Fill Dams アースダムに対する地震の影響	III WCEE, 1965
35	S. G. Napetvaridze	Research on Earthquake Resistance of Dams in USSR ソ連におけるダムの耐震設計	"
36	V. J. Patel, K. L. Arora	Existence of the Critical Surface in Earth Dams during Earthquake 地震をうけたアースダムのすべり面の存在	"
37	J. I. Bustamante	Dynamic Behavior of Noncohesive Embankment Models 粘着性のない材料を用いた盛土模型の動的性状	"

表-2 土、地盤およびフィルタイプ構造物の耐震に関する文献の分類

記 号	分 類	文 献 番 号
A	土の動力学的性質	
A-1	振動時の土の性質	6, 8, 17, 31
A-2	動荷重・動荷時の土の性質	1, 4, 5, 10, 14, 16, 20, 22, 29
A-3	弾性、波動伝播等による土の動的性質	7, 26, 27, 30
A-4	その他	15
B	地盤の動力学的性質	
B-1	理論解析	2, 24
B-2	実験的解析	19, 23
B-3	地震被害調査	18, 33
B-4	その他	
C	堤防・アースダムの耐震	
C-1	理論解析	11, 13, 25, 34, 36
C-2	模型実験	37
C-3	実物実験	28, 32
C-4	地震被害調査	12
C-5	地震観測調査	
D	ロックフィルダムの耐震	
D-1	理論解析	
D-2	模型実験	3, 9, 21
D-3	実物実験	
D-4	地震被害調査	
D-5	地震観測調査	
E	その他	35.

〔A〕 土の動力学的性質に関する論文

A-1 振動時の土の性質

No. 6	"Questions of Seismic Stability of Submerged Sandy Foundations and Structures" (飽和した砂質土からなる地盤および構造物の耐震安定性)
by N. N. Maslov	
Proc. 4 Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.	

飽和砂の振動時における安定性に関する式を提案し、多くの室内および野外における実験により検証を行なっている。

過去の研究成果

A. Casagrande の「限界間隙比理論」が古くから著名である。しかし、この理論が不十分であるという事例が多く見られた。そこで、N. M. Ghersevanov は限界間隙比以上の砂の安定性は振動の影響が大であるという「飽和砂の動的構造破壊理論」をとらえた(1937—1938)。

同じ時期に M. N. Goldstein, V. V. Radina は振動強度および外荷重の影響が大であることを指摘した。

Florin は「限界間隙比説」の不備な点を理論的、実験的に証明した。

筆者は浸透理論(Filtration theory)をとらえ、以下に示す研究を行なっている。この理論は室内実験および野外の大がかりな実験(25 t の飽和砂を載荷しうる特殊な振動実験設備)により確認され、さらに進展されたとしている。

浸透理論

飽和砂は振動(振動の強度は、その砂の性質、主にその密度により決まる)をうけると密な状態になりうる。最初の密度が小さいほど、また振動が強いほど、密になる状態は激しい。そして、この現象は、新しい密度になるためには必要でない余分な水が砂中から排除される場合にのみ起りうる。

いま、単純に、1 軸状態で底面に不透水層のある厚さ H の飽和砂層について、砂中に水頭こう配 I_z (表面からの深さ z により変化する) の上昇浸透流が発生する場合を考える。

この状態は砂層中に動的間隙水圧(水頭 h_z) が発生したとも考えられる。

この水頭 h_z は一般的に砂層の底面(不透水層との境界)で最大で、表面に近づくにしたがって低下し、表面で 0 になることが考えられる。

この水頭 h_z は砂を浮かせる作用があり、砂のせん断強度を低下させる。すなわち、

$$S_{dyn} = [P_{stat} - \Delta h_z] \tan \phi \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 S_{dyn} : 動的水頭 h_z が発生したときの砂のせん断強度、

P_{stat} : 静的状態における深さ z での鉛直圧力、

Δ : 水の比重

ϕ : 砂の内部摩擦角(数回の実験例から加速度 $\alpha \leq 0.5g$ の範囲では実用的に一定としてよいことがわかった。)

(1) 式を拡張すると

$$S_{dyn} = [(\gamma_0 \cdot z + p_z) - \Delta h_z] \tan \phi \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 γ_0 : 飽和砂の単位体積重量

p_z : 外荷重および水面より上の乾燥砂の重量による深さ z での鉛直応力

と表わされる。

このように h_z が存在すると、せん断抵抗は低下する。 $\Delta h_z = P_{stat}$ の極端な場合を考えるとせん断強度 $S_{dyn} = 0$ となる。

飽和砂にある限界以上の強い振動を与えると、砂は密度を高めるが、動的水頭 h_z もある限界以上の加速度の振動が与えられて発生する。

この加速度の限界値 α_{crit} は個々の砂について、実験により求めうるのであるが、この値は砂の性質(密度が最も重要な因子である)、振動振幅および振動数に左右される。またこの値は上載荷重ならびに外荷重による鉛直応力の大きさに比例して変化する。

一般に表面から z の深さにおける限界加速度 $\alpha_{crit} \cdot z$ は

$$\alpha_{crit} \cdot z = \theta [S_{dyn} - \tau_z] \quad \dots\dots\dots (3)$$

また、拡張すると、

$$\alpha_{crit} \cdot z = \theta [(\gamma_{dry} \cdot h_{dry} + \gamma_0 \cdot z + p_z) - \Delta h_z] \tan \phi - \tau_z \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 τ_z : 深さ z における最大せん断応力

p_z : 外荷重による深さ z での圧力(応力分布を考慮したもの)

h_z : 水位面より上の砂層厚

なる関係式で表現できる性質のものである。

(訳者注: θ についてなんらの定義がないため、この両式の意味は判然としない。おそらく θ は個々の砂について実験により定める値であろう。)

数種類の砂について実験によって求めた間隙率 n と限界加速度 α_{crit} の関係が示されている。

動的密度係数 V_0 なるパラメータを導入する。

$$V_0 = \frac{dn}{dt} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 n : 砂の間隙率、 t : 時間

である。この V_0 は砂の密度上昇の速さを表わす係数で

あり、砂の性質（特にその密度）、振動継続時間、振動の強度等に関係する。

V_0 は振動強度（振動加速度 α ）に対して直線的に変化する。動的間隙水圧の水頭 h_z は簡単な系（一軸状態で層全体について V_0 が一定）に対して、

$$dh_z = -\frac{V_0}{K}(H-z)dz \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 K ：砂の浸透係数、 H ：砂層の厚さなる微分方程式で表わされる。これは砂層から流れる水の釣合いを示すものである。この式を積分して

$$h_z = \frac{V_0}{K}(H_z - \frac{z^2}{2}) \quad \dots\dots\dots (7)$$

また、水頭こう配 I_z は

$$I_z = \frac{dh_z}{dz} = -\frac{V_0}{K}(H-z) \quad \dots\dots\dots (8)$$

で表わされる。ここで、水頭こう配 I_z は次の限界値以上にはなりえない。

$$I_{crit} = \frac{1}{d}[(\gamma_0 - 1)(1-n)] \approx 1.0 \quad \dots\dots\dots (9)$$

ただし、 γ_0 ：砂粒子の比重

I_{crit} に達すると砂粒は完全に水に浮いた状態となる。すなわち液状になる。この状態では、 h_z は静水圧と同様に直線変化となる。

室内実験および大がかりの野外実験により、上の式は、良好な結果が得られたとし、実験結果の一部を示している。

また堤防に対する応用例を述べている。

No. 8	"The Mechanism of Sandblows" (地震による砂の噴出現象の機構)
by George W. Housner	
Bulletin of the Seismological Society of America Vol. 48, pp. 155~161 April (1958)	

地震時の砂の噴出現象は通常いわゆる飽和砂の性質として説明されているが、この現象は砂の間隙率、透水性、弾性、砂の圧密の程度などによって大きく左右される。

砂が噴出するのに必要な条件は、近くに地下水位が存在すること、地震の大きさがその通過によって砂の粒子の構造変化をもたらすほど大きいこと等であることを明らかにしている。

地震時砂噴出の特徴

- i) 地震後、遅れて砂の噴出が起り、数分の遅れをみることもある。
- ii) 地盤が徐徐に沈下するとともに空中 4~5 ft ($\approx 1.2\text{m} \sim 1.5\text{m}$) に吹き上げる。
- iii) 噴出する砂は 40~80 ft ($\approx 12\text{m} \sim 24\text{m}$) の深さからのものも認められる。

iv) そのときには、地面全体が噴出した水で覆われる。

v) 地盤全体としての沈下はたかだか 1 ft。

vi) 噴出孔の径は種種異なり、数インチから 20 ft ($\approx 6\text{m}$) に及ぶ。

理論的解析

i) まず、透水の速度は次式で表わされる。

$$v = -K \frac{\partial p}{\partial x}$$

ii) 土粒子の有効重量は水圧によって減少する。たとえば、静的平衡状態においては、砂の圧力は $(m - \rho)g(h - x)$ と減少する。したがって

$$\frac{\partial}{\partial x}(\sigma_x + p) = -(m - \rho)g - \frac{\rho g}{a}$$

iii) また、砂内部の弾性圧 σ_x は

$$\sigma_x = -E \frac{\partial u}{\partial x}$$

u ：砂の変位

iv) 質量保存則から、

$$\frac{\partial v}{\partial x} = -a \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial t}$$

a ：砂の間隙率

以上の各式から、次の基礎方程式が導き出せる。

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} - \frac{a}{EK} \cdot \frac{\partial p}{\partial t} = 0$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} - \frac{a}{EK} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} = 0$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{a}{EK} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} = 0$$

計算結果

基礎方程式は熱伝導の方程式と同型であるから、解が知られており、次のような範囲の数値にはいるとして、計算は右欄の値を代入して砂噴出の性状を調べている。

$$K = 10^{-3} \sim 10^{-5} = 10^{-4}$$

$$a = 2 \sim 4 = 3$$

$$E = 5 \times 10^5 \sim 2.5 \times 10^6 = 1 \times 10^6$$

(単位は lb, ft, sec)

その結果、地震後約 2 分で砂の噴出を生じること、 $p_0 = 5,000 \text{ lb/ft}^2 (\approx 2.5 \text{ kg/cm}^2)$ として、地盤沈下量は 0.5 ft ($\approx 0.15\text{m}$) であること等が知られた。しかし、砂の噴出は地表面近くの砂層の不均一さにより、一部に間隙水圧の高いところでき噴出するのであるとの見方から、その近似的取扱ひも示している。

No. 17	"Liquefaction of Saturated Sandy Soils" (飽和砂質土の液化現象)
by V. A. Florin and P. L. Ivanov	
Proc. 5th International Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. (1961)	

液化現象の意味

土の液化現象は土の構造が破壊されて、より密な状態に移るための過程である。

したがって、土が液化現象を起こすための、必要条件は砂がより密に締まる可能性のあることと、一部あるいは全体として水が砂中に飽和していることである。

そして、土の構造をこわすための条件としては、筆者は砂の密度とか間隙比などは大きな影響はもたず、動的外力の最大値、土中の応力分布（またはサーチャージ）、土中を流れる水の圧力こう配が重要であるとしている。

液化に関する実験結果

筆者は数年にわたって室内ならびに野外実験を発電施設工事現場で行なった。

室内実験は特殊の衝撃ならびに定常振動台を用いて行なわれたが、砂の液化の特徴としては、その空隙率の減少と瞬間的な間隙水圧の上升が挙げられるとしている。

衝撃的外力の場合

この場合、ゆるい飽和砂は深い層まで完全に液化してしまう。それでも、ある程度の深さより深くなると砂粒子相互の接触圧が大きくなるため、砂の構造をこわすには、より大きな衝撃力を必要とするので液化が起らなくなる。

砂は液化後、漸次下層からより密な状態になりながら構造を形成して行くが、その場合、衝撃力と液化後の砂の締め具合とは関係がない。

衝撃力を強くすると砂の液化する範囲が広がるだけであって、液化後の砂の密度とは無関係である。

液化後砂が締まるのは、下層から上層へと移動して行くので、地表面付近が液化している時間は下層に比べて長い。したがって、構造物の基礎にとって重要なのは、地盤のごく表層の土の液化に対する性質である。

定常的振動外力の場合

この場合には砂層は上部からだんだんと液化して行く。上層が液化すると地表に載っている構造物等の荷重が下層の液化を助長する。

多くの人は従来、粒径のそろった砂のみが振動外力によって液化を起すと信じているが、実験の結果ではゆるい粘着性のない土はすべて液化の可能性のあることが知られた。

現場実験結果

野外では土中で火薬を爆発させて実験を行なっているが、それによると次のことが言える。

土の上層を覆っている分布荷重は砂の液化を防ぐ作用がある。多くの現場実験の結果、非常にゆるい砂層でも地表から 10~15m 以上深いところでは流動化は生じないことが知られた。また、透水性の良い砂利層等を地表に敷くことは下層の土の流動化を防ぐとともに、いった

ん流動してしまっても、その流動している時間を短縮する作用がある。

また、完全飽和でなく砂が水とともに気体をも含んでいる場合には、衝撃力の土中での伝播速度を減少させる働きがあるため、砂の流動化の範囲を狭めめる結果となるとしている。

No.31	"Stability of Saturated Sand During Earthquake" (飽和砂の地震時安定性)
by Zdeněk Bazánt	
Proc. 3rd WCEE (Session I) (1965)	

まず、従来の地震による砂の流動化が原因の災害例を数多く挙げ、ついでいかなる程度の地震加速度が砂の流動化にとって危険かを次元解析的に表現しようとした論文である。

地震時、飽和砂の性状

飽和砂上に建設されたビルや橋の地震による被害は、主として地震加速度によって砂が流動化する、いわゆるリクエファクションの現象によると考えられる。この災害例として顕著なのは、米国ミズーリ州に起った New Madrid 地震によるものであろう(1811年)。

地表はシルトと粘土の沖積層であったが、砂の流動化とともに全域に 30~60cm の沈下が認められ、水が噴出し、裂け目が生じた。

その他、インドでも1939年の地震によってガンジス河流域で大規模な砂の流動化が生じた。

飽和砂の安定に及ぼす波動伝播の影響

いま、地盤の基盤から波動が伝播上昇してくる場合を考えると、土粒子は相互に圧縮されたり、膨脹したりするが、その場合粒子間の水は逃げ易を見付けて移動するため、移動振幅が大きくなると砂が流動化を起こすことになる。

いま、

σ : 軸力

u : 間隙圧

添字 s, d : 静的、動的な量に付ける。

とすると飽和砂中の動的有効応力 σ_d' は次のように表わされる。

$$\sigma_d' = \sigma_s + \sigma_d - u_s - u_d$$

また、膨脹圧 σ_p は

$$\sigma_p = u_d - \sigma_d$$

そして、振動を受けた場合のせん断応力 τ_d は

$$\tau_d = \sigma_d' \tan \phi$$

と表わされる。ここに、 ϕ は摩擦角であるが、これは振動振幅、その他により変化する値である。

動的安定性と危険加速度

土中の静的有効応力 σ_s' は

$$\sigma_s' = f(\gamma_{dv}, \gamma_w, H)$$

という関数形で表現される。

 γ_{dv} : 振動中の土の密度 γ_w : 水の密度 H : 土層厚さ

また,

$$\sigma_p = f(\gamma_{dv}, \gamma_w, A, g, V)$$

と表わされる。そして、土の上下方向変位を w とすると土中の波動方程式は次式で表わされるから、

$$\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} - V_p^2 \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} = (\rho_v - T) + mg$$

土の流動化を起こす危険加速度 α_c は次のような無次元関数で表現される。

$$f(\gamma_{dv}/\gamma_w, f/f_n, \alpha_c/g, H^3/V, A/H) = 0$$

この論文では、この関数は具体的な形で与えられていないが、定性的な議論がなされている。

ここに、 f : 波動の振動数 f_n : 土の固有振動数 g : 重力加速度 V : 考えている土の体積 A : 振動振幅

A-2 動荷重載荷時の土の性質

No. 1	"Investigation of the Effect of Transient Loading on the Strength and Deformation Characteristics of Saturated Sand" (飽和砂の強度と変形特性に対する過渡荷重の影響)
by H. B. Seed and R. Lundgren	
Proc. ASTM. Vol. 54 (1954)	

爆破、地震または交通荷重等による土構造物の安定性を考える上に重要な土の動的強度を飽和砂3軸試験によって考察した論文である。

実 験

飽和砂の動的強度は、その間隙率に非常に影響されると考えられる。

砂は変形するとき変形前の密度が密な場合には体積増加(ダイレタンス)をきたし、ゆるい砂の場合には体積が減少する。したがって、砂粒子の間にある水は動的荷重の載荷時間が短い場合には、砂の体積変化に応じてスムーズに移動することができず、余剰正圧または負圧をもつに至る。この影響によって砂が密な場合には、その動的強度は静的な値より増加するはずであり、ゆるい場合には減少するであろう。その辺の関係を実験によりたしかめるため、次のような3軸圧縮実験を行なった。

i) 載荷時間

静的実験

通常の静的実験と同一のピーク荷重まで10~15分という実験

繰速過渡実験

1分間6in(≒15cm)の変形速度に保った試験で載荷時間は約4秒間。

衝撃実験

1秒間40in(≒100cm)の変形速度、載荷時間約0.02秒

ii) 実験装置

3軸圧縮実験装置が用いられたが、この装置では縦軸のピストンの載荷速度が前記のように変えられる。供試体は薄いゴム膜で包まれ、直径1.4in(≒3.5cm)高さ4in(≒10cm)である。ピストンはオーリングによって支えられているので、摩擦は非常に小さく押えられるようになっている。

実験結果の考察

実験の結果、次の事柄が知られた。

i) 密な飽和砂の衝撃荷重による強度は、1)ダイレタンス、2)変形速度効果、の両者によって静的強度より増加する。

ii) 密な飽和砂の毎秒40in(≒100cm)試験では、ダイレタンス、排水のない影響以外に通常試験における強度の15~20%の強度上昇が認められた。

iii) 飽和した密な粗砂に側圧2kg/cm²をかけた場合には、もし排水が行なわれなければ、排水可能の場合の強度より強くなることが知られ、その強度上昇量は側圧を0.4kg/cm²だけ増したと同様な値であった。

iv) 砂の間隙率が増すとともに、載荷速度とダイレタンスの飽和砂強度に及ぼす影響の割合は減っていく。

v) 飽和したゆるい詰め細砂の衝撃強度は非排水の静的試験結果より小さな値を示す。

vi) 飽和細砂の衝撃試験において砂のひずみが2%以下の範囲で求めた弾性率は静的実験から求められたそれより約30%大きい値を示す。

No. 4	"The Behavior of Soils under Transient Loadings" (衝撃荷重を受けた土の挙動)
by R. V. Whitman	
Proc. 4th International Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.	

衝撃3軸圧縮試験

1948年に Casagrande と Shannon によって行なわ

れた動的3軸圧縮試験と同様な試験を、より衝撃的な動荷重について行なっている。

実験装置は標準3軸試験とほぼ同一の容器であるが、軸方向載荷は1秒～0.005秒の継続時間をもつような動荷重を加えることができる。そして、この荷重は水圧によって加えるもので、全体として複雑な油圧、水圧系を構成している。3軸試験の際の側圧は 100 lb/in^2 ($\approx 7 \text{ kg/cm}^2$) まで加圧することが可能である。

供試体寸法は直径 1.4 in (3.5 cm) 高さ 3.5 in ($\approx 9 \text{ cm}$) および直径高さとも2倍のものの2種類であった。

試験結果

試験された土は粘土、乾燥砂と飽和砂に大別できるが、実験の結果得られた事柄は次のとおりであった。

- i) 側圧をかけた試験においては、すべての種類の土について荷重が衝撃的になるにしたがって応力がひずみに対して大きく現われてくる、いわゆる速度効果が現われてくるが、それは土の粘性に影響されるところ大で、ひずみの大きさには関係しない。
- ii) 側圧を加えない場合にも、粘土などのような塑性状の場合には速度効果が著しい。
- iii) 塑性状ではない土にも最大応力が現われる付近で速度効果が認められることがあるが、これは時間遅れ現象と思われる。
- iv) 乾燥砂の場合にはすべて1気圧の側圧で試験が行なわれたが、データのバラツキが多い。大体言えることは荷重載荷時間が数秒から0.05秒に変わると10～15%の強度上昇が認められたということである。
- v) 飽和砂においては、同一ひずみにおける間隙水圧は急速載荷の場合の方が、緩速載荷の場合より小さな値となる。このことは横軸にひずみを取り、偏差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) を縦軸にとった場合の関係曲線を描くと急速載荷の場合の方がこう配が急であることを示している。
- vi) 粒度分布の良い飽和砂においては、破壊時の間隙水圧は急速載荷時の方が小さかった。

以上のように、衝撃的3軸圧縮試験によって、いろいろな性質を知ることができたが、この試験方法にも限界があることが知られた。それは載荷時間が極端に短くなると、供試体の中を衝撃波が伝わるという現象が無視できなくなり、供試体内部の応力分布が不均質となってしまうからである。

機械基礎の振動による影響を調べるための実験が行なわれている。

実験装置

長さ 40 cm 、幅 10.2 cm 、高さ 22 cm の箱に砂をつめ、砂の表面に砂の動きを拘束しないよう、タンザク形 ($4 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$) の板を敷きつめ、その板を下に吊した重りで押える。そして砂の表面中央に偏心回転型起振機をとり付けて上下方向加振を与え板の沈下を測定した。

砂表面に与えられた静圧は $0.17 \sim 0.55 \text{ kg/cm}^2$ 、砂の粒径は $0.5 \sim 2 \text{ mm}$ 、砂の自然こう配は $35^\circ \sim 36^\circ$ であった。

実験結果と考察

上下加振を加えると加振点からかなり離れた位置の板が持ち上がり、従来言われていたような加振点のすぐ傍の砂が持ち上がるという現象が認められず、すぐ周辺の砂は加振点の方向へ移動しながら沈下する。

加振振動数は $1,500 \text{ rpm}$ と $3,000 \text{ rpm}$ の2種が採用され、加振力は前者の回転数では 3.9 kg 後者の場合には 15.7 kg となる。この加振力は砂、板を合わせた全重量の2～4%である。

間隙率と支持力の関係

砂の間隙率は37～42%の範囲で変えて実験されたが、動的支持力は間隙率に対して非常に敏感で、前記範囲の間隙率において、間隙率の増加とともに $1/2 \sim 1/3$ の支持力に落ちることが認められた。また、本実験の際には加振振動数の高い方が支持力値が大であったが、静的支持力はもちろん最大であった。

表面静圧と支持力の関係

砂表面に対する静圧は、これまた支持力に大きい影響を及ぼし、静圧が増加するといずれの場合にも、ほぼ比例して支持力が増加した。

結 論

- a) 砂表面に板を置きその支持力を求めた結果、静的・動的、いずれの場合にも間隙率の影響が著しい。
- b) 振動載荷板の隣りの板にかなりの静圧 (0.5 kg/cm^2) を加えた場合には動的支持力は静的支持力とほぼ等しい値を示した。

このことは、振動加振点近傍の地表面に静荷重を載荷することが機械基礎の設計においてかなりの効果をもつことを示している。

No. 5	"Strength of Sand During Vibration," (振動時の砂の強度)
by V. Mencl and J. Kazda	
Proc. 4th International Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.	

No.10	"Soil Strength During Earthquakes" (地震荷重に対する土の強度)
by H. B. Seed	
Proc. 2nd WCEE (1960)	

地震による載荷条件と比較的近似した土質試験機を開

発し、土中の常時圧力と地震時土圧の組合せを受けたときのよく締まったシルト質粘土ならびに中程度の鋭敏度をもった不攪乱粘土の性状を示した論文である。

実 験

実験装置は3軸圧縮試験機で、パルス状荷重が圧縮容器の下に設けられた圧縮空気室から作用するようになっている。

ピストンの壁面との摩擦を除くため、ゴムのオーリングを用いるとか、合成ゴム板を用いるとか種類の苦心をしてある。そして実際の地震波の性質を考慮してこのパルス荷重の載荷と除荷の周期は0.5秒間隔とした。そして地震動を考慮してパルスを加える回数は1回、5回、30回、……100回とし、従来の研究に比べ比較的少ない回数の破壊強度を調べている。

結 論

実験の結果知られた事柄は次のとおりである。

- i) これらの実験に用いた粘土は種類にかかわらず、地震状荷重試験においても通常の3軸試験における強度と大差ない強度を示した。
- ii) よく締まった粘土では通常の圧縮試験強度の100～120%、鋭敏度の高い不攪乱粘土の場合は80～100%であった。
- iii) したがって、地震時の土構造物、その他の安定性を検討する際には、締まった粘土では安全率1を、不攪乱粘土では1.15を通常の3軸圧縮試験結果に対して考えれば、実際の地震に対して破壊的な損傷はこうむらないと考えられる。
- iv) 地震状荷重試験結果に示された土の強度は、従来行なわれた衝撃荷重試験で得られた強度よりはるかに小さい強度を示し、また定常振動載荷試験における結果よりもかなり大きい値を示している。

そして本実験の試験条件は従来の衝撃試験とか、定常振動試験に比べて、はるかに実際の地震における荷重条件を満たしているから、以上の実験結果は従来、混沌としていた地震時の土の強度に対し大きく寄与するものであるとしている。

No.14	"Vibrations in Heterogeneous Soil in Elastic-Plastic Stage under Shock Loads" (衝撃荷重を受けた不均質土の弾塑性振動)
by S. S. Davydov	
Proc. 5th Conf. on Soil Mech. & Found. Eng. (1961)	

要 旨

この論文の目的は動荷重をうける地下構造物の設計理論を改良することであり、土中に一つの土の柱を考え、

その端部に衝撃力を受けたとき、土がいかなる挙動を示すかを解いたものである。

まず、土粒子の柱軸直角方向振動はこれを無視し、柱軸方向に弾性係数が変化しているとし、次のような2個の振動方程式を得た。

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{1}{\gamma a} \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial x} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial V}{\partial x} = \frac{1}{\gamma a a^2 x} \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 V : 土粒子速度

σ : 軸応力

γa : 土の質量

この式は塑性領域では σ が x と線型の関係にないため、準線型偏微分方程式と呼ばれるが、この方程式の解法は一般に特性方程式による特性曲線群を座標に選び、つぎつぎと解を求めていくことになる。

土柱の長さ方向の弾性係数が一定の場合には、この特性曲線は2本の直線で表わされるが、本論文の場合には次のような2組の曲線群となる。

正方向の特性曲線

$$dx = ax \cdot dt$$

$$V - f(\sigma) = \text{const.}$$

負方向の特性曲線

$$dx = -ax \cdot dt$$

$$V + f(\sigma) = \text{const.}$$

以上の曲線群の交点における値が求められたが、その結果次のような事柄が知られた。

- i) 土中の波の速度が小さければ小さいほど、深さとともに最大応力の減少の仕方がはげしくなる。
- ii) 土中の弾性率が深さとともに増すとした場合には一定とした場合よりも、土中に生じる応力の値が50%以上も減少した。

そして結論として砂質ならびに粘土質の場合には弾性率を一樣として計算すると誤差の大きくなることを述べ、岩盤の場合には弾性率一定としてもさしつかえないとしている。

No.16	"Effect of Duration of Stress Application on Soil Deformation under Repeated Loading" (繰り返し荷重を受ける土の変形における載荷継続時間の影響)
by H. B. Seed and C. K. Chan	
Proc. 5th Conf. Soil Mech. and Found. (1961)	

結 言

近來、道路地盤の交通荷重による沈下に関連して、土

が繰返し荷重によっていかに変形するかが重要な問題となってきた。

実際について考えると、補装版に対する自動車荷重はその大きさ、継続時間、度数が種種変動する。たとえば通常走行時の荷重はほんの一瞬であるし、駐車場等では数日に及ぶであろう。

本論文では、以上の観点から応力の継続時間が1/3秒から12時間にわたる範囲で変動荷重を与え土の変形を調べている。

土の供試体を最近カリフォルニア大学で開発された変動荷重3軸圧縮試験機により実験した。

まず、供試体は3軸方向から静圧をかけられ、ついで一定軸方向応力が繰返しかけられ、同時に応力の回数と変形の増加の関係が記録される。

以上のような実験をシルト質砂とよく締まったシルト質粘土の両者について行ない、その結果からわかったことは次のようである。

シルト質砂について

i) 軸方向応力を加えている継続時間が長いほど少ない回数で破壊にいたる。たとえば、1/3秒間応力を加えて1/3秒休み、また1/3秒加えるという繰返しでは、10万回強をもったものが同一応力を20分間加えて1/3秒休みという実験では100回ぐらしかもたなかった。

ii) 次に応力を一定時間加えて後、ある時間応力を加えない場合、その応力を加えない時間が長くなればなるほど、その他の条件は変えなくとも破壊までの回数が減少する。ちょっと考えると、材料はその間応力を受けずに休んでいるわけであるから、強度が回復し永持ちするように思われるが、実験結果はその逆であった。これについて、砂粒子の表面水が応力を加えられたときは移動して粒子同志が直接接触して摩擦強度が大きくなるが、応力を加えない時間が短い場合は、表面水は元の位置にもどる暇がなく、摩擦強度が強い状態のままなので、繰返し破壊に抵抗が大きくなるであろうとしている。

締まったシルト質粘土

粘土の場合には繰返し荷重に対する性質が砂の場合とかなり異なってくる。

この場合にはクリープ、チクソトロピー、加工硬化の影響が複雑にからみ合って砂の場合より結果が整理しにくい。つまり、応力休止期間が同一の場合、応力継続時間が長い方が破壊に至る回数が多いことも経験され、これは砂の場合と逆の傾向であった。

そして、いろいろな現象が合成されているものと思われるが、応力休止期間における粘土粒子間隙の拡大による影響が大きいように思われるとしている。

No.20	"Shear Strength of Sands During Rapid Loadings" (衝撃載荷時の砂のせん断強度)
by Robert V. Whitman and Kent A. Healy	
Proc. ASCE SM2 April (1962)	

乾燥砂ならびに飽和砂のせん断強度に対するひずみ速度の影響を調べるため、5分～5ミリ秒の範囲の載荷時間で3軸試験を行ない、結果の考察をしている。

ひずみ速度のせん断強度に対する影響の考察

テルツァギにより修正されたモール・クーロンの砂強度に関する公式は、次のように間隙圧の影響も含んでいる。

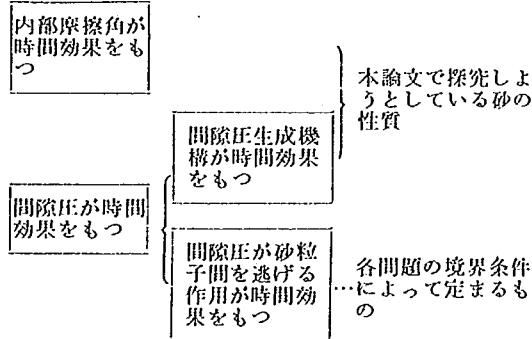
$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_3 - u) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

ここに、 σ_1, σ_3 : 主応力

u : 間隙圧

ϕ : 砂の内部摩擦角

この式から間隙圧、内部摩擦角が載荷時間に関係すると、ひずみ速度が強度に影響してくることがわかるが、結局、次のような原因が考えられる。



本論文では3軸圧縮試験を行なっているので間隙圧の逸散による時間効果については扱い得なかった。

非脱水3軸試験の機構

既往の研究により、せん断時には締まった砂は体積の膨脹が起り、10%以上の体積変化も認められ、非常にゆるい砂では多少の収縮が認められることもあるとされている。

本論文では、この体積変化に伴う間隙負圧を議論し、また、供試体を包む膜が、せん断が進むにつれて粒子の間の割れ目にはいつていくための影響を論じ、さらに衝撃荷重を加えたときには波動が供試体中を伝播するが、それにとまって生じる供試体内での応力の不均一現象の防ぎ方等について論じている。

実験装置

乾燥砂について真空3軸試験により、飽和砂は通常の

3軸試験容器を用いた。

供試体寸法は径 1.5 in (≒3.8cm), 長さ 3.0 in (≒7.6cm), または 4.0 in (≒10.2cm) である。衝撃荷重は水圧と軸圧を用いた弁系によって加えられた。

間隙圧測定器

砂粒子間の間隙圧は皮下注射の針を測定点にさし込み, そこでピックアップした圧力をビニールパイプで圧力計に送り測定した。測定圧力の時間遅れは別途検定された。

実験結果と考察

- i) 内部摩擦角は載荷時間を 5 分から 5 ミリ秒に変えても約 10% 以下の増加を示したにすぎない。
- ii) 間隙圧は載荷時間とはまったく関係ないが, 飽和砂では常に負の間隙圧が生じていたことが注目される。また, 過剰間隙水圧は衝撃時に通常のせん断時より小さい値であった。ただこの値は供試体の外包膜の影響, 供試体内における応力の不均一性によって影響されているので, 自然状態でこの値をとるというわけではない。
- iii) 乾燥砂, よく締められた飽和砂の圧縮強度は載荷時間の長短によって影響を受けなかった。ただゆるい飽和砂では載荷時間が 5 秒から 0.025 秒に短縮されることによって 40% の強度上昇が認められた。
- iv) 飽和したゆる詰めオックワ砂では顕著な初期降伏点が認められたが, この値は載荷時間の減少とともに 25% 減少した。この原因は現在のところ不明である。

No.22	"Pore Pressure and Strength Characteristics of Sand-Soil Mixtures under Repeated Dynamic Loads" (繰り返し動荷重を受ける砂土混合物の間隙圧と強度特性)
by Rodney W. Johnson and Eldon J. Yoder	
Proc. 2nd Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 1 (1963)	

本論文は土と砂を混合した試料について, 繰り返し動荷重を加えたときに, 間隙圧と体積変化がいかなる性状を示すかを研究したものである。

実験の結果, 間隙圧の性状は多くの因子, たとえば動荷重の大きさ, 繰り返し回数, 試料の含水比, 体積変化の度合い等々に影響されることが知られた。

実験

試料はオックワ砂をシルトロームで結合したが, ローム結合材の比率は 14%, 19%, 29% の 3 種とした。

実験方法ならびに装置は 1962 年に同一筆者より発表されたものを用いた (3 軸試験機と思われる)。

測定方法としては圧力, 力はストレンゲージの変換器により, 変形量は差動トランスによった。

また試料の体積変化の測定は 1957 年 Bishop と Henkel によって発表された。ロンドン大学 Imperial College of Science and Technology において用いられた方法がとられた。

永久変形特性

荷重回数の少ない初期において永久変形率が大きい。試料中のローム結合材が少ないものは荷重を加える回数が増加するとともに急激に永久変形量が増大する。

弾性的性質

前述の永久変形とともに荷重を加えた後, 除荷の際変形が元に戻るという弾性的性質をもちろん認められる。この量は荷重回数とともに多少減少するが 10,000 サイクル程度ではほぼ一定値となる。

圧縮強度

荷重繰り返しが進むと試料の締まりも進行して強度が増加していく。

間隙圧

荷重サイクル数と間隙圧の関係はサイクル数が 10 回程度までは間隙圧変動が著しいが, 100 サイクルを過ぎるとほとんど間隙圧変動はゼロとなる。この性質も結合材の少ない試料で著しく 100 回足らずでゼロとなる。

間隙圧の最大値は荷重サイクル数にはあまり関係がなく, 軸応力と側圧の差が大きいくほど, 動的間隙圧最大値も大となる。

No.29	"Dynamic Response of Cohesive Soils for Earthquake Consideration" (地震動を受けた粘着土の動的応答)
by Robert L. Kondner and Raymond J. Krizek	
Proc. 3rd WCEE (Session I) (1965)	

地震を受けた場合に粘着性ある土の重要な性質は, そのエネルギー蓄積性と消散性であるとの考えから, 定常振動 1 軸圧縮試験を行なった結果を解析した報告である。

理論研究

いま, 土の振動を簡単に考えてエネルギーを蓄積する振動振幅 R_2 とエネルギーを消散する振幅 R_1 とに分けられるとする。また, 土の全体としての振動変位を x とおき, 加える振動力を F_d , F_b と x との位相差を δ とすれば, エネルギー蓄積すなわち弾性振動に関しては

$$m\ddot{x} - R_2(x) + F_d \cdot \cos \delta = 0$$

がエネルギー消散に関しては

$$R_1(x') - F_b \cdot \sin \delta = 0$$

のそれぞれ釣合式が成立する。したがって,

$$R_2(x) = m x'' + F_D \cdot \cos \delta$$

$$R_1(x') = F_D \cdot \sin \delta$$

前2式を断面積で除して

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \sigma_D \cdot \cos \delta$$

$$\sigma_1 = \sigma_D \cdot \sin \delta$$

ここで、 σ_1 すなわち供試体の質量慣性により生じる応力は無視すれば

$$\sigma_2 = \sigma_D \cdot \cos \delta \quad \dots\dots\dots \text{弾性項}$$

$$\sigma_1 = \sigma_D \cdot \sin \delta \quad \dots\dots\dots \text{減衰項}$$

という簡単な関係が得られ、加振圧力 σ_D と位相差 δ が知られば、供試体のバネに相当する項とダンピングに関する項とが得られることとなる。

実験結果と考察

実験は市販の粘土を水でこねた供試体で行なわれた。その市販粘土粉末は液性限界46%、塑性限界30%、収縮限界20%、塑性係数16%、比重2.74であった。そして供試体寸法は直径 3.65cm、高さ 8.20cm である。

この供試体の1軸動的圧縮試験が行なわれた。

実験結果によれば、まず、動的応力ひずみ関係が得られ、それは通常の弾塑性形を示している。また、伝播速度はひずみが0.1%程度まで増加すると1/3以下に落ちてしまうことが知られた。さらに、バネ定数は振動ひずみの増加に対してより敏感であり、0.1%のひずみで、微小ひずみのときの値に対して1/30近くまで落ちている。

結 論

地震時の土の重要な性質であるエネルギー蓄積とエネルギー消散を調べるのに1軸振動試験が適当である。そして粘土についてこの実験を行なった結果、弾性的性質は、たとえ微小な振動に対しても非線形的性質を示すこと、エネルギー消散性を示す加振力とひずみとの位相角は小さく(2~3°)、それを測定するためには特殊の装置が必要なとき、また、ひずみが大となるとバネ定数が小さくなるようなバネ係数を仮定すると、実験結果をよく整理することができる等を述べている。

A-3 弾性波動伝播等による土の動的性質

No. 7	"Stress-Strain Relations and Vibration of a Granular Medium" (粒状体の応力ひずみ関係と振動理論)
by J. Duffy and R. D. Mindlin	
Journ. of Applied Mech. ASME Vol. 24, (1957)	

弾性球が面心立方格子状にならび、立体を形成している場合における物体の応力ひずみ関係を求めている。

この関係は、弾性球の接触した場合の Hertz の解に

基づいたものであるが、接触圧の直圧、接線方向力(すなわち摩擦力)のいずれも考慮している。

理 論

Hertz の弾性球接触の理論は直力を N とすれば、接触半径 a と変形量 α は次式で表わされる。

$$a = [3(1-\nu)NR/8\mu]^{1/2}$$

$$\alpha = 2[3(1-\nu)N/8\mu R^{1/2}]^{2/3}$$

ここに、 R : 弾性球半径

ν : ポアソン比

μ : せん断弾性係数

これらの式から直方向のバネ定数は次式のように求められる。

$$C = d\alpha/dN = (1-\nu)/2\mu a$$

同様に摩擦力 T に対してもバネ定数が次のように求まる。

$$S = d\delta/dT = (2-\nu)/4\mu a(1-T/fN)^{1/2}$$

ここに、 f : 摩擦係数

そして外力が振動的な場合には、接線方向に多少のすべりが生じるものと考え、次のバネ定数が得られる。

$$S_R = \frac{2-\nu}{4\mu a} \left\{ \theta + (1-\theta) \left[1 - (1+\theta) \frac{L^*+L}{2(1+\theta L)} \right]^{-1/2} \right\}$$

$$L = T/fN_0, \quad L^* = T^*/fN_0$$

$$\theta = f/\beta, \quad \beta = dT/dN \geq f$$

次に弾性球が面心立方格子状に並んだ場合の力関係は次のように与えられる。

$$4dT_{xx} + 2\sqrt{(2)}(dN_{zx} + dN_{xy} - dT_{zx} + dT_{xy}) \\ = dP_{xx} + dP_{xy} + dP_{zx}$$

等、他に3式

ここに、 T : 弾性球表面の摩擦力

N : 弾性球表面ののり線方向力

P : 弾性球内の力

そして結局、次のような微分表示の応力ひずみ関係が求められた。

$$d\sigma_{xx} = C_{11}d\epsilon_{xx} + C_{12}d\epsilon_{yy} + C_{13}d\epsilon_{zz}$$

$$d\sigma_{yy} = C_{12}d\epsilon_{xx} + C_{11}d\epsilon_{yy} + C_{13}d\epsilon_{zz}$$

ここに、

$$C_{11} = (C_1^{-1} + S_1^{-1} + C_2^{-1} + S_2^{-1})/2\sqrt{(2)}R$$

実 験

実験は前記理論は検討するため行なわれたもので、ステンレス鋼球(1/8インチ径)を柱状に詰め、この柱の共振振動数から弾性波速度を求め、それを理論値と比較し良好な一致を見たとしている。

また自由振動における振幅減衰率をも求め、それを理論解と比較している。

No.26	"Dissipation of Elastic Wave Energy in Granular Soils" (粒状土中の弾性波エネルギーの逸散)
by J. R. Hall, Jr., and F. E. Richart, Jr.	
Journ. of SM. Proc. ASCE, SM2 (1963)	

要 旨

基礎の下に伝わる波動エネルギーの逸散は、a) 基礎から外へ向う波動エネルギーの逸散と、b) 土中におけるエネルギー損失による減衰によって起こる。本論文はb) に関して粒状土の内部減衰を定める実験を主体としている。a) については理想弾性体に関して理論的考察を施している。

実験は4種類の粒状材料からなる試験片を用いて共振減衰法により、側圧、振動振幅、飽和の程度、粒度特性を変化させて、減衰の状態を求めている。

この結果、材料および種類の条件を変えることにより、対数減衰率 δ は0.02~0.2の範囲で変わったとしている。

振動振幅に対する減衰の変化は、一般の場合、飽和の程度および粒度特性により影響される。また細粒の石英砂石(シルト)の場合は、載荷時間および応力の履歴に左右されるなど、複雑な現象が現われるとしている。以下、実験に関して概要を述べている。

実験材料

次の4種類の粒状材料を使っている。

Group I: オックワ砂——No.20 フルイを通過し No. 30フルイに残る標準オックワ砂(粒径 0.6~0.85mm)である。

$e_{min}=0.50$ のとき、 $\gamma=1.67t/m^3$,

$e_{max}=0.77$ のとき、 $\gamma=1.50t/m^3$

である。大部の実験はこの砂で実施している。乾燥、水で飽和およびグリセリンで飽和のおのおのについて密度を変化させて、圧縮振動およびねじり振動の実験を行っている。

Group II: ガラス玉(粗)、ガラス玉(細)——完全な球からなるガラス玉であり、前者(粗)は粒径0.85~1.2 mm (No.16 と No.20 フルイの間にある)、比重は2.5、 $e_{min}=0.57$ 、 $e_{max}=0.75$ である。一方、後(細)は粒径0.03~0.1mm (No.200 フルイを95%が通過し、No.400 フルイに96%が残る)、比重は4.31、 $e_{min}=0.57$ 、 $e_{max}=0.76$ である。この両材料について、間隙比一定($e=0.58$)で乾燥および水で飽和の両状態について、圧縮振動およびねじり振動の実験を行っている。

Group III: ノバクライト——非常に細粒の石英粉で、0.001~0.025mm の粒径をもち、シルトに相当する。乾燥状態においてねじり振動実験を行なっている。

実験法

粒状土の試験片を一端固定、他端を自由にしておいて圧縮振動およびねじり振動させるための特殊な器具を作成している。

試験片は密度、飽和の状態を調整して径4cm、高さ27.5cmの大きさにチューブ内で成型し、3軸試験器の中に入れ、側圧を調整する。実験はこの試験片の頭部自由端を加振機に連結し、圧縮振動およびねじり振動を生起させる。そして1次のモードで共振させておいて、加振機をとめ、自由振動記録をとり、減衰の状態を求める方法で行なっている。

実験の結果

Group I.

振幅の影響——一般に乾燥オックワ砂については、振動振幅 A が小さくなると、対数減衰率 δ は小さくなり、両方の振動形態について δ は $A^{0.25}$ に比例する。水で飽和されたオックワ砂の場合は、振幅の変化により δ はほとんど変化しない。グリセリンで飽和された場合も水で飽和された場合と同一の結果が得られた。

側圧の影響——一般に側圧が増加すると、対数減衰率 δ は減少する。しかし逆の結果も得られている。

密度の影響——この影響はほとんど表われていない。

間隙水の影響——飽和された場合の対数減衰率 δ は乾燥の場合より常に大きく1.5~4倍程度である。

Group II.

振幅の影響——乾燥状態におけるガラス玉(粗)の対数減衰率 δ は近似的に振幅 A の0.38乗に比例する。飽和された場合の δ は A の0.15乗に比例する。ガラス玉(細)の場合は、オックワ砂やガラス玉(粗)と異なり、振動振幅が小さいと δ は A に無関係になり、振幅が比較的大きいと δ は乾燥の場合に $A^{0.61}$ 、飽和の場合は $A^{0.47}$ に比例する。

側圧の影響——Group Iの場合と同様、側圧の増加により δ は減少する傾向がみられる。

間隙水の影響——粗ガラス玉の場合、オックワ砂と同様の傾向にあり、乾燥の場合に比べて減衰は大きく、振幅の変化による減衰の変化は少ない。水により特に小振幅のときの減衰が大きくなる。細ガラス玉の場合は同様の傾向があるが、前の場合ほど顕著ではない。

Group III.

振幅の影響——前の Group と異なり、振幅 A の変化に対する対数減衰率 δ の変化は単純ではない。倍振幅が $3 \times 10^{-4} \text{rad}$ 以下の場合の δ は振幅による変化は少な

い。振幅が大きくなると δ は振幅によってはげしく変化する。一定の側圧のもとで、ある時間において減衰を求めると初期のそれより低下する。しかし、大振幅の振動がある一定時間うけると、時間効果（時間とともに減衰が減少する効果）は現われなくなる。

側圧の影響——長時間一定圧においた後、側圧を上げると減衰は大きくなる。新しい側圧になった後は時間とともに減衰は小さくなる。しかし、大振幅の振動が加わった場合には、時間とともに減衰は小さくなる。しかし、大振幅の振動が加わった場合には、時間と共に減衰が小さくなるという現象は見られなくなる。

結 論

粒状材料が比較的小振幅（弾性的）で定常振動する場合の実験から次の結論が得られた。

まず、丸い粒からなる砂（オットワ砂およびガラス玉）について次のことがいえる。

1. 乾燥オットワ砂における対数減衰率 δ は振幅 A の0.25乗に比例する。これが飽和状態になるとほとんど振幅により δ は変化しなくなる。すなわち、振幅が小さい範囲では減衰に対して水が大きく寄与するといえる。粗ガラス玉については乾燥状態の場合は δ は $A^{0.38}$ に比例し、飽和の場合は $A^{0.15}$ に比例する。
2. 丸い粒状材料からなる試験片に関する減衰自由振動記録から求めた減衰は粘土減衰とみなしうる。材料および条件を変えて実験したところ、対数減衰率は0.02～0.2の範囲の値が得られた。

次に非常に細粒であるノバクライトについては、粗い粒の材料で得られた結果とはかなり異なっている。最も大きな相違点は減衰が応力履歴および荷重載荷時間に影響されることである。また一定の側圧をかけたまま放置しておく、減衰はわずかながら減少することである。しかし、大振幅の振動の場合はこの現象はなくなる。この点についてはさらに研究を要する。

同一条件での対数減衰率を比較すると、ノバクライトの方がオットワ砂に比しかなり小さい。すなわち、粒径が小さいほど減衰が小さいという傾向がみられる。

No.27	"Elastic Wave Velocities in Granular Soils" (粒状土中の弾性波速度)
by B. O. Hardin and F. E. Richart	
Proc. of ASCE, SM1 Feb. (1963)	

円柱型の土の供試体を共振法によって振動させ、オットワ砂、破碎石英砂、同シルトの縦波、せん断波の速度をそれぞれ求めている。

既往の研究

1936年から1940年にかけ日本の飯田は共振法により4種の土の縦波、せん断波の速度を求め、また1951年から1954年にはMITのD. W. Taylorらが衝撃法によって同様な速度を測った。

また、理論的には弾性球の集まりの中を伝わる波の速度と側圧の関係をDuffyとMindlinらが求め、他の行き方としてBiotが有孔物質中に水が飽和している場合の波動伝播理論を完成させた。

実験装置

円柱供試体を電磁コイル型加振機により振動させ、その共振点を求める形式で、その装置がそっくり、3軸試験のカプセル中に収められており、実験中に任意の側圧がかけられるようになっている。

実験結果

- i) 2,000～8,000psfの範囲の側圧では圧縮波、せん断波とも、その速度はほぼ側圧の1/4乗に比例して増加する。そして乾燥砂、飽和砂とも前の荷重履歴にはほとんどよらなかった。
- ii) 飽和シルトならびに粘土のせん断波速度は圧密の程度によっては、大きく側圧に影響され一般的な性質は導き出せない。
- iii) 粗いシルトのせん断波速度は、そのシルトがあまり圧密されていない状態のとき、側圧のほぼ1/4乗に比例した。また、圧密が非常に進行した状態では、側圧と速度にはほとんどなんの関係も認められなかった。
- iv) 砂が水分を含んでいるときは、一般的に伝播速度は減少するが、それは水の質量が影響するだけではなく、砂の骨組のせん断剛性も減少するためである。しかも、水分がわずか1.4%程度でせん断剛性は最も低下し、あとは水分が増加しても、剛性の低下はほとんど認められない。
- v) 飽和粗砂では水は砂の骨組と一緒に運動せず、透水するが、一緒に運動するとみられる水の等価質量は約40%である。
- vi) 側圧が低く、間隙比の大きい材料ではせん断波速度は砂形状が丸味を帯びているものより、角のあるものの方が高い値を示す。側圧を満たすにしたがって両者は一致する傾向に向う。
- vii) 砂のせん断波速度には粒径、粒度分布は影響しない。粗シルトはあらかじめ圧縮してあるかどうかとか、時間によって波速が大いに影響される。
- viii) 砂のせん断波速度は間隙比に比例して減少し、粒度分布および、見掛け比重は関係しない。

No.30	"Dynamic Properties of Foundation Subsoils as Determined from Laboratory Test" (室内実験から求められた基礎工周辺の土の動的性質)
by P. W. Taylor, J. M. O. Hughes	
Proc. 3rd WCEE, (1965)	

粘土の動的室内実験を行ない、振動の振幅、振動数と粘土の弾性率、減衰係数がいかに変化するかを調べたものである。そして、これらの性質が実在構造物の動的レスポンスにいかに関与するかを述べている。

動的3軸圧縮試験

既往の同種の実験は装置を大別すると2種類すなわち、共振法と応力制御3軸試験に分けられる。前者は上下振動台の上では振動数を変え共振点を探すもので、後者は偏心型の回転起振機によって振動荷重を与える形式である。

地震時の土の性質を知るためには、振動数と振動振幅を独立に変化できる装置が好ましいので、ひずみ制御型の3軸圧縮試験機を試作している。振動力はやはり回転質量型起振機によって与えられ、振動変位は $\pm 0.002 \sim 0.36 \text{ in}$ ($\pm 0.005 \sim 0.91 \text{ cm}$) の範囲で振動数は毎秒0.08 ~ 10サイクルの範囲に運動中に変化させることが可能である。

供試体寸法は径4 in ($\approx 10 \text{ cm}$)、高さ8 in ($\approx 20 \text{ cm}$) である。測定はストレンゲージを用いた圧力計と変位計により、それぞれ供試体に加えられる振動圧力ならびに供試体の変位を検出し、両者をブラウン管オシロの両軸に入れ、ヒステリシス曲線を描かせた。

実験結果と考察

実験の結果、次のような事柄が知られた。

- 不攪乱試料のヤング率は最初の100回以内の加振中に急速に減少していく。ただし、加振力の値が、ある一定値以上の場合に限る。
- 供試体振動ひずみが増えるとともにヤング率が減少する。

ひずみ 5×10^{-4} でヤング率 $1,200 \text{ lb/in}^2$
($\approx 84 \text{ kg/cm}^2$)

ひずみ 1×10^{-2} でヤング率 200 lb/in^2
($\approx 14 \text{ kg/cm}^2$)

以上、いずれも振動数毎秒0.33サイクルの場合、これに関連して超音波による測定では $4.5 \times 10^5 \text{ lb/in}^2$ ($\approx 3.15 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$) であった。

- エネルギー消散は振動ひずみが小さい間は振動数にはあまり関係なく、粘性減衰的性質をもっているが、大振幅となると弾塑的性質が顕著となってくる。

る。そして、減衰係数も振動ひずみ振幅とともに増加の傾向が見られる。

地盤を考慮した構造物の振動

いままでの取扱いはすべて地盤のヤング係数を振動中一定とおいた理論が多かったが、前述の実験結果から、その仮定の正しくないことが知られた。

また、実在構造物を振動させて、その共振振動数を決定しているが、その振動は通常微小なので、強震時には振動数が非常に異なることも想像される。

A-4 その他

No.15	"Statics and Dynamics of Soil" (土の静力学ならびに動力学)
by T. Edelman and J. C. Schönfeld	
Proc. 5th Conf. Soil Mech. and Found. (1961)	

要 旨

本論文は水の含まれていない粒状態の平面応力状態における静的ならびに動的方程式を取り扱ったものである。その際摩擦角だけが物体内にはたらくものとし、粘性は無視している。すなわち、せん断応力では次式で表わされる。

$$\tau = \sigma \tan \varphi$$

ここで、 σ : 軸応力

φ : 摩擦角、摩擦角の最大値は φ_m

そして力の釣合い関係から次の式が得られる。

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial t}{\partial x} = \gamma \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial x} + \frac{\partial t}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 γ : 土の密度

この2式からだけでは土の応力は求められない。あと1式必要である。それは通常弾性変形の状態を考慮すればたてられるものである。しかしながら、土の場合には、変形と応力の関係がまだはっきりしないので、現在のところ、その線に沿ってあとの1式を得ることは不可能である。そして通常はある特殊な場合の変形の方程式を与える。すなわち、土がすべりを起こす極限の応力状態を考えるわけである。 φ は φ_m となり、このときは応力円はいわゆるクーロン包絡線に接した状態であるはずである。したがって次式が得られる。

$$\sin \varphi_m = \frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho_1 + \rho_2} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 ρ_1 , ρ_2 はおのおのの主応力を示す。

以上の3式によって解かれるわけである。

ここで一度すべりが生じた場合を与えよう。この際に

は、おそらく一定速度ですべてに行くと考えられないから、非定常な加速された状態でのすべりであろう。したがって、(1)~(2)式は次のように変えられなければならない。

$$-\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial t}{\partial x} = \gamma - \frac{\gamma}{q} \cdot a_y \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$-\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial t}{\partial y} = -\frac{\gamma}{q} \cdot a_x \quad \dots\dots\dots (5)$$

適合条件の(3)式はそのまま成立する。

以上のように、従来すべり線と称されてきた(1)~(3)式を満足する極限応力状態は実際のすべる線を表わすのではなく、(4)、(5)、(3)式および連続条件等を満足する解が実際にすべる形状を示しているとしている。

したがって、筆者は従来種類のすべり線を仮定して平衡状態を求めているが、これは誤っていると主張する。なぜならば、前述のように実際のすべり線は極端平衡状態の $\varphi = \varphi_m$ という線とは異なっているからである。

[B] 地盤の動力学的性質に関する論文

B-1 理論解析

No. 2	"Forced Vibrations of a Body on an Infinite Elastic Solid" (無限弾性体上の物体の強制振動)
by R. N. Arnold, G. N. Bycroft and G. B. Warburton	
Journ. of Applied Mech. Trans. of ASME, 22, 3, Sept. (1955)	

本論文は半無限弾性体上に円筒状鋼体があり、それが i) 上下方向、ii) 水平方向、iii) 鉛直軸回りの回転、iv) ロッキング、のそれぞれ加振力を受けたときの振動性状を計算するための理論的研究である。また、一定厚さ δ をもつ無限に広がる層が剛性基盤の上に載っている場合についても同様の計算を行なっている。

理 論

円筒座標における弾性体中の振動方程式は次のようである。

$$(\lambda + 2\mu) \frac{\partial \Delta}{\partial r} - \frac{2\mu}{r} \frac{\partial w_z}{\partial \theta} + 2\mu \frac{\partial w_\theta}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad \dots\dots\dots (1)$$

他2式

ここに、

$$\Delta (\text{体積変化}) = \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} (ru) + \frac{1}{r} \frac{\partial v}{\partial \theta} + \frac{\partial w}{\partial z}$$

$$w_\theta (\text{回転}) = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial r} \right)$$

等である。

この振動方程式の特解は次のように妹沢博士により求められている。

$$u = u_1 + u_2 + u_3, \quad v = v_1 + v_2 + v_3, \quad w = w_1 + w_2 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに

$$u_1 = -B_n \frac{K}{h^2} \cdot \frac{\partial}{\partial r} [J_n(krs)] e^{-\alpha z + i p t} \cos n\theta \quad \dots\dots\dots (3)$$

他7式

また、

$$h^2 = \frac{\rho p^2}{\lambda + 2\mu}, \quad k^2 = \frac{\rho p^2}{\mu}, \quad \alpha^2 + h^2 = \beta^2 + k^2 = k^2 s^2$$

上下動

地盤上剛体が上下方向加振力を受けた場合には振動変位は θ の関数ではないので(3)式において $n=0$ とおくとができ、次のような w が得られる。

$$w = R e \left(e^{i p t} \int_0^\infty \left\{ B \frac{(S^2 - \eta^2)^{1/2}}{\eta^2} + C s^2 \right\} J_0(aS) dS \right) \\ \sigma_z = R e \left(\mu k e^{i p t} \int_0^\infty \left\{ B \frac{(1 - 2S^2)}{\eta^2} - 2C s^2 (S^2 - 1)^{1/2} \right\} J_0(aS) dS \right)$$

そして剛体の底面の圧力分布を振動時においても、静的な場合と等しいと仮定することによって次のような形の w を求めることができる。

$$w = \frac{p_z}{\mu \gamma_0} (f_1 w_0 p t - f_2 \sin p \cdot t)$$

この f_1, f_2 は加振振動数の関数である。

水平方向

この場合には近似的に $n=1$ のとき、解を求めている。同様に回転運動、ロッキング運動等についても式が得られている。そして、それらの変位は通常複素数で表わされているので、その変位の絶対値が振動振幅となる。

これらの振動数との関係が図示されているが、これはとりまなおさず、地盤上に剛体をのせたときの共振曲線である。

No.24	"Stress Waves Generated below a Dynamically Loaded Footing" (動荷重を受けた基礎付近の土中を伝わる応力波)
by K. E. McKee	
Proc. 2nd Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. 1963	

緒 言

機械基礎の防振問題と関連して基礎が振動を受けたとき、その下の地盤内における波動伝播の問題が今世紀の初めから研究されてきた。その主なものは弾性波動論に基づいているが、第2次大戦中から戦後にかけて Rakhamatulin (ソ連), Taylor (英国), von Karman (米国) がそれぞれ独立に、弾性的でない媒質中を伝わる応力波の研究を行なった。

本論文は計算機の助けを借りて、剛塑性体中を伝わる応力波を土のダイレクشنシーを考慮しながら計算したものである。

理 論

計算に仮定された条件は次のとおりである。

- i) 地盤に半無限する。
- ii) 問題は一次元として取扱う。したがって、深さ方向の変位のみで表わされる。
- iii) 土の性質は同一深さでは一定であるが、深さ方向には変化する。
- iv) 横方向の土の慣性は無視する。
- v) 地盤の深さ方向に土の柱を考え、横方向の拘束は考えないものとする。
- vi) 土の性質は剛塑ロッキング体とする。

こうして得られた深さ方向変位 $x(t)$ は次のとおりである。

$$x(t) = \sqrt{2 \left(\frac{1}{\rho_0} - \frac{1}{\rho_c} \right) \int_0^t \int_0^t (p(r) - \sigma_0) dr dt}$$

ここに、 ρ_0 : 初期の土の密度

ρ_c : ロッキングの結果、体積変化が終了した後の土密度

σ_0 : 塑性応力

$p(t)$: 基礎直下の土圧

計算結果と結論

動的外力として基礎に階段関数を作作用させたときの土中各部分の変位が求められ、また実験も行なわれた。その両者を比較した結果、計算に用いる定数を適当にとると実験結果と良く一致することが知られた。

したがって、この計算機による方法を用いると、深さ方向に土の性質が変化する場合には途中にまったく性質の異なった剛体等を含む場合にも適用できると思われる。そして、この方法は現在のところ土の性質を示す適当なパラメータを探すのに困難な点があるが、いずれにせよ、この方向は有効なものと考えられるとしている。

B-2 実験的解析

No.19	"The Vibrational Behavior of Soil in Relation to its Properties" (土の性質とその振動時の挙動)
by G. Viering	
Proc. 5th Conf. Soil Mech. and Found. (1961)	

種類の土質の地盤上で起振機によって振動を起し、その振動的性状を調べている。

起振機は偏心重錘を回転させる形式で、重錘の重さは 1.8 t から 3.5 t まで変えられるようになっており、起振振動数は 10~80 c/s の範囲である。

そして起振機の底板は正方形、長方形の 3 種の形状のどれでも変えられるようになっており、また、それぞれの面積は 0.25, 0.5, 1.0 m² の 3 種であった。

実験は 40 箇所の地盤で 400 以上なされたが、地盤の土質としては、砂から粘土質まで多くの種類が選ばれた。

起振機により起された地盤の振動はピックアップによって得られるが、ピックアップは起振機の傍と離れたところに置かれ、振動が距離とともにいかに減衰して行くのかを測定するのに使われた。

実験結果

実験の結果は、起振機による地盤の共振振動数と振動の距離に対する減衰性との間に、なんらかの関係のあることを示唆するものであった。

地盤の共振振動数は起振力が増大するにつれ、減少する傾向が顕著に認められた。これは起振力が増大するにつれ起振機と一緒に動く土の重量すなわち、等価質量が増えるためであるとする仮説によって一応説明できるようだが、説明できない結果もあった。

結局、土の膨脹係数 (Swelling Modulus) と共振振動数が密接に結びついていることが判明した。また、振動の減衰定数も Swelling Modulus と最も関係のあることが知られた。

実用算式

実験結果にもとづいて、次のような地盤のパネ定数 C ならびに減衰係数 K の実用算式が導かれた。

$$C = 2 \tan \phi \cdot V_s \cdot \sqrt{A_0} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$K = A_0 \sqrt{V_s \cdot \mu} \quad (\text{kg} \cdot \text{s}^2 / \text{cm}^4)$$

ここに、 ϕ : 土の内部摩擦角

V_s : Swelling Modulus

A_0 : 起振力の地盤に加わる面積

μ : 土の単位体積質量

No.23	"Laboratory and In-Situ Determination of Natural Frequency of Sand Beds" (砂地盤の固有振動数を求めるための室内ならびに現場実験)
by S. Panchanathan	
Proc. 2nd Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. 1963	

緒 言

機械基礎の設計には地盤の動的性質を知ることが必要であるが、この方法の最初のものとしては、ドイツの DEGEBO の偏心型起振機による地盤の固有振動の測定があげられる。ただ、この方法の欠点は地盤の共振振動数を測定する形式であるため、共振時の地盤振動が大きいのて起振機付近の地盤の土は性質が変化していることが想像され、正しい地盤の固有振動数を与えるかどうか疑問であるという欠点がある。本論文では、そのため衝撃力による自由振動を測定するという方法で固有振動数を求めている。

実験方法

主として室内実験を行なっているが、装置としては、3'×3'×2' (=90cm×90cm×60cm) の木箱に砂をつめ、その上にコンクリート試験用の円柱をのせ、その上にハンマを落下させるという方式をとっており、砂の振動は砂表面コンクリート・ブロックからやや離れた点に変位計、速度計、加速度計のクリスタルタイプの換振器をすえて測定している。そして、その砂表面の振動は衝撃が加えられると、衝撃力がなくなった後でも消失せず、漸次減衰して行くが、その減衰振動の振動数はほぼ一定である。その振動数をこの箱につめられた砂、ひいてはその砂を構成粒子とする地盤の固有振動数として、種類の湿度あるいは種類の衝撃力に対して求めている。

実験結果から得られた結論

- i) 衝撃力が一定の場合、砂の含水比が増えるにしたがって固有振動数は減少する。
- ii) 砂の含水比が一定の場合、衝撃力が増えるにしたがい、固有振動数は減少する。
- iii) 正方形基礎の場合、円形基礎の場合より、多少固有振動数が高くなる。
- iv) 換算固有振動数 (チェボクリオフとワードの論文, 1948, 参照) と砂の含水量はほぼ直線関係にある。
- v) 衝撃力を与えるハンマが重くなればなるほど、基礎ブロックとの接触している時間は長くなるが、そのオーダーは数マイクロ秒の程度で、その接触時間の多寡が固有振動数に影響を及ぼすということは認め

められなかった。

そして結論として、この衝撃力加振による、地盤の固有振動測定方法は簡単かつ信頼性の高いものであるとしている。

B-3 地震被害調査

No.18	"Behavior of a Sandy Uniform Soil During the Jaltipan Earthquake, Mexico" (メキシコ Jaltipan 地震における均質砂質地盤の挙動)
by R. J. Marsal	
Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mech. & Found. Eng. (1961)	

要 旨

1959年8月26日にメキシコの Veracruz 州の南海岸をナルカリ震度階で震度Ⅶの強震が襲った。この地震の最大加速度は 0.07~0.2g の間で卓越周期は 0.7 秒と推定された。

そして、その地方に近接して Coatzacoalcos と Jáltipan という二つの町があり、前者の建物および基礎は甚大な被害を被り、一方 Jáltipan の方ではほとんど被害が認められなかった。それらの町の地質を調べた結果、Coatzacoalcos の表層は主としてゆるい砂質シルトからなっており、その下は軟い海岸性粘土と砂でできていた。一方、Jáltipan は粒度分布のよい火山性砂の沖積層上であった。

これらの震害には、それぞれの町の土の性質が関係しているものと見て不攪乱試料が採取され、実験室内で比重、含水比、液性限界、塑性限界、初期間隙率、粒度分布等が測定された。

そしてその結果、被害のひどかった方の基礎の砂は非常に粒径がそろっているのが特徴であり、建物の破壊はいずれも基礎の破壊によってなされたと思われたので、次のような結論が下された。

結 論

粒子のそろった砂は地震のような衝撃力に対しては流動化するという性質をもっており、Coatzacoalcos の地盤の砂質シルト層の粒度分布を考慮に入れると、この町の地震による構造物基礎の破壊はその砂質シルト層の部分的流動化現象によるものと結論された。

この現象に似たことは1960年5月21日と22日に起ったチリー南部地震においても、もっと大規模に生じて構造物の被害を大きくしてしまった。

No.33	"Soil Mechanics and Foundation Engineering Aspects of the Alaskan Earthquake of March 27, 1964" (土質力学的観点から見たアラスカ地震)
by Ronald F. Scott	
Proc. 3rd WCEE, (Session I) (1965)	

まず、アンカレッジ市周辺の土質について展望し、土質力学的にみて最も重要な地震被害について説明、さらに斜面のすべりについての簡単な議論を与えている。

アンカレッジの土質

アンカレッジ地方の地盤は、表面が平均して20~70ft(≒6m~21m)、最大 100ft(≒30m) ほどの厚さの比較的締まった砂混りの砂利層でおおわれている。

この砂利層は、もちろん全市街均一の厚さではなく、南西および北東方向に行くにしたがって薄くなっている。

この砂利層の下にはところどころにレンズ状のシルト、砂、砂混り砂利を含んだ粘土層が 200~300ft(≒60~90m) の深さまで続いている。この粘土はクロライト、雲母、クロライト~モンモリロナイト粘土を互層として含んでおり、Bootlegger Cove 粘土と呼ばれている。

地下水位

地下水位は地下 10~40ft(≒3~12m) の位置にあり、場所によっては泉があることから見て、地表面より上と見られるところもある。地表面砂利層の透水係数は $10^3 \sim 10^4 \text{ft/年}$ ($\equiv 3 \times 10^2 \sim 3 \times 10^3 \text{m/年}$) の程度である。

地震被害

地震は1964年3月27日午後5時36分に起ったが、震央はアンカレッジ市から約 120km 地下 20km の地点と考えられ、マグニチュード8.4~8.5であった。

地震による土質関係の被害は小さな基礎の破壊を除いてはほとんどの構造物は地すべり、ならびに斜面の崩壊による大規模な土砂の移動の結果起っている。

市街では地面を雪が覆い、しかも地表も凍っていたため、地面にはいった亀裂は非常にハッキリ雪の亀裂として現われた。そして、これら地すべりを後で安定計算してみた結果、その安全率は 1.0~1.5 の範囲にあるものがほとんどであった。そして高い地下水面ならびにそれにもなり間隙水圧も震害に大きな役割を果たしたと思われる。そして地盤全体の大変動のため土中の応力状態、間隙水圧等も変動したため、今後かなり長期間にわたって地盤の沈下その他が起ることが予想されるとしている。

〔C〕 堤防・アースダムの耐震に関する論文

C-1 理論解析

No.11	"The Seismic Stability of Earth Dams" (アースダムの地震時安定性)
by N. N. Ambraseys	
Proc. of 2nd WCEE, 1960 Tokyo	

緒 言

アースダムは地震に対して剛体でもなく、弾性体でもないような振動性状をもっている。しかし微小地震に対しては、もちろん弾性的な振動とみなし得る。そして実際の地震時におけるアースダムの挙動を観測したところ、基礎岩盤より、ダム上部が何倍も余計にゆれていることが認められた。

それにもかかわらず、アースダムの設計はソ連を除いては剛体としておこなわれている。すなわち、設計震度は、ダムの高さ方向一定にとっている。この点を改善するため、アースダムの振動の理論的検討を加えたものが本論文である。

アースダムの振動理論

振動の形式はせん断のみが生じるものとすれば、次式が振動方程式として得られる。

$$q(y) V^2 u + \frac{dq(y)}{dy} \frac{\partial u}{\partial y} + p(y) \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + C \frac{\partial u}{\partial t} - q_0(t) \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 u : ダム本体の水平変形量

$q(y)$: ダム本体のせん断剛性に対応する関数、ダムの高さ方向に変化している。

そして、(1)の方程式を兩岸、基礎、堤体表面の3次の境界条件から解いている。

それには u の形を多量フーリエ積分(2)式の形におき、(1)式に代入し係数 m を求めているという方法を採用している。

$$u_s(m, y, j - \frac{C}{2}) = \int_0^\infty \int_0^L u(x, y, t) \sin(mx) \times \exp \left[-t \left(j - \frac{C}{2} \right) \right] dt dx \quad \dots\dots (2)$$

こうして得られた固有振動数、固有振動形状からダムに作用する地震力分布を算定する式を誘導している。そしてその計算は堤体のダム軸直交方向断面が三角形の場合、頂部が水平に切り取られた場合、それぞれについて

行なわれている。

アースダム建設に対する注意

以上の理論計算によって得られた結果と堤体材料の土が地震時の間隙水圧によって摩擦抵抗がほとんど期待されないことから、次のような種種の注意を与えている。

- i) アースダムの表面にコンクリート層を打つことは水はけを悪くし、地震時間隙水圧を高める作用があるから、これを行なわないこと。また、同様な理由からコンクリートの隔壁も用いないこと。
- ii) 基礎表層の軟弱土はかならず建設前に取除くこと。
- iii) ダム本体上にスピルウェイをつけたり、ダム本体中に取水用パイプを通すことは避けるべきである。
- iv) 貯水池の周辺の山に地震時に地すべりを起こすような急こう配が認められたら掘削してこう配を緩やかにしておくべきである。

No.13	"On the Shear Response of a Two-Dimensional Truncated Wedge Subjected to an Arbitrary Disturbance" (任意波形外力に対するアースダム形状構造物のせん断レスポンス)
by N. N. Ambraseys	
Bull. of the Seismological Society of America Vol. 50, No. 1, pp. 45~56. Jan. (1960)	

アースダムとか堤防とかの断面形状をもつ、構造物の3次元的地震振動について理論的な解を求めている。

振動理論

構造物の形状はその断面が台形をしており、長平 x 軸方向には等断面形で、ある長さ L で鉛直に切られ、その先は剛体となっているものとする。また、底面も剛体に接している他の台形斜面と頂部は自由表面とする。

この構造物を便宜的にアースダムとすると、その水平上下流方向変位を $u(x, y, t)$ とおき、鉛直方向の微小部分 dy におけるせん断力の変化は

$$-\frac{\partial}{\partial y} \left(G y \frac{\partial u}{\partial y} \right) dx dy$$

ダム軸方向への微小部分 dx 間でのせん断力の違いは

$$-\frac{\partial}{\partial x} \left(G y \frac{\partial u}{\partial x} \right) dx dy$$

dx, dy で囲まれた体積の慣性力は

$$\rho y \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + C \frac{\partial u}{\partial t} - g_0(t) \right) dx dy$$

と表わされる。

ここに、 G : せん断剛性

C : 減衰に関係した定数

ρ : 堤体の質量

$g_0(t)$: 外部擾乱加速度

これらの力の釣合を考えると、結局、次の振動方程式が得られる。

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + C \frac{\partial u}{\partial t} - g_0(t) = S^2 \left(V^2 u + \frac{1}{y} \frac{\partial u}{\partial y} \right)$$

振動方程式の3次元解

$u(x, y, t)$ を境界条件を満足するよう表現するため次のように変換する。

$$u_s(m, y, t) = \int_0^L u(x, y, t) \sin(mx) dx$$

そして次のような Laplace 変換を実行する。

$$\bar{u}_s(m, y, p) = \int_0^\infty u_s(m, y, t) \exp(-pt) dt$$

この $\bar{u}_s(m, y, p)$ を振動方程式に代入し解くと、次の解が得られる。

$$u(x, y, t) = \frac{4}{\pi} \sum_{n=1,2}^\infty \sum_{\gamma=1,3}^\infty N_u(y) \cdot N_0(n, \gamma, K') \times \sin\left(\frac{\gamma \pi x}{L}\right) S_d$$

ここに、

$$N_u(y) = [J_0(a_n y/H) Y_1(K' a_n) - J_1(K' a_n) Y_0(a_n y/H)]$$

$$N_0(n, \gamma, K')$$

$$= \frac{2}{\gamma a_n} \{ K' [J_0(a_n) Y_0(K' a_n) - J_0(K' a_n) Y_0(a_n)] - [J_1(a_n) Y_1(K' a_n) - J_1(K' a_n) Y_1(a_n)] \}^{-1}$$

$$S_d = \frac{1}{w_{nr} (1 - \lambda^2)^{1/2}} \times \int_0^t g_0(t') \exp[-w_{nr} \lambda (t - t')] \times \sin[w_{nr} \sqrt{(1 - \lambda^2)(t - t')}] dt'$$

$$w_{nr} = \left(\frac{S}{H} \right) \left[a_n^2 + \left(\frac{\gamma \pi}{\mu} \right)^2 \right]^{1/2}$$

a_n は

$$J_0(a_n) Y_1(K' a_n) - J_1(K' a_n) Y_0(a_n) = 0$$

の根である。

計算結果と考察

K' の種種の値について計算を行なった結果、次のことが知られた。最も重要な1次モードに話をしよると、堤長と堤高の比が3を越えるとその振動数はほとんど一定値である。すなわち、3次元的に考えても2次元的に考えても差がない。また、より高次の固有振動については堤長、堤高比が1.5を越えると2次元的に考えてよいことが知られた。

そして三角形断面の場合についての振動形状が3次まで求められ図示されている。

No.25	"Earthquake Resisting Design of Earth Dams" (アースダムの耐震設計)
by V. J. Patel and S. D. Bokil	
Proc. 2nd Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. (1963)	

地震時間隙水圧の計算

Zanger によって得られている地震時の動水圧の方程式は次のとおりである。

$$-\frac{\partial^2 p_e}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p_e}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 p_e}{\partial z^2} = \frac{1}{K^2} \cdot \frac{\partial^2 p_e}{\partial t^2} \quad \dots\dots (1)$$

ここに、 p_e : 地震による動水圧

x, y, z : 座標

K : 水中の音速

(1)式で水を非圧縮性と仮定するならば $K=\infty$ となり、(2)式すなわちラプラスの方程式となる(2次元について考える)。

$$\frac{\partial^2 p_e}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p_e}{\partial y^2} = 0 \quad \dots\dots (2)$$

そして地震時のアースダム堤体内部の間隙水圧を計算するのに次のように考える。

- i) 貯水池は満水で堤体内は水で飽和しており、瞬間的な載荷では土の体積変化は無いものとする。
- ii) ダム基礎は不透水性とする。
- iii) 地震による増加水圧は瞬間的に堤体内部に伝わる。そして静止時、満水貯水池からの堤体内浸透水による水圧と、前述(2)式から求められた地震時水圧を加えて地震時全間隙水圧とする。

地震時安定性

地震加速度による堤体を変化させようとする外力と全水圧の変化によって生ずる堤体を変化させようとする力を加え、それを外力として4個の円弧すべり面法により地震時安定性を検討している。そして等ポテンシャル線から通常の方法で間隙圧を計算している。

また、安全率 F_s の算出式を次のように与えている。

$$F_s = \frac{1}{1 + \alpha \cdot B_1} \times \left[\left(B_1 - \frac{B_2}{\gamma_{sat}} \right) (\tan \alpha + \frac{C \cdot B_3}{H \cdot \gamma_{sat}}) + \frac{B_4}{\gamma_{sat}} \right]$$

ここに、

B_1, B_3, B_4 : ダム上流面のこう配によって変る定数で本論文内に表として与えられている

α : 水平方向震度

C : 粘着力係数

γ : 飽和時の土の密度

H : 高さ

結局、地震時アースダム安定性は適当な円弧すべり面を仮定し前述の式により安全率 F_s を計算することにより検討できるとしている。

No.34	"Seismic Effects on Earth Fill Dams" (アースダムに対する地震の影響)
by S. V. Medvedev and A. P. SinitSYM	
Proc. 3rd WCEE, (1965)	

アースダムに対する地震の影響を定常波動論と波動伝播理論から論じ、さらに大地震の際、堤体の土が非線型となること、その結果、不安定領域の存在することを定性的に示している。

解析方法

まず、ダムを多自由度系とみなし、多くの集中質量が格子点に集中しているとする。そして、その各質量の運動方程式をたてると次の型となる。

$$y_1 = -m_1 \delta_{11} \frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2} - m_2 \delta_{12} \frac{\partial^2 y_2}{\partial t^2} \quad \dots\dots$$

$$-m_k \delta_{1k} \frac{\partial^2 y_k}{\partial t^2} + p_i(t) d_{1p}$$

$$y_k = -m_1 \delta_{k1} \frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2} - m_2 \delta_{k2} \frac{\partial^2 y_2}{\partial t^2} \quad \dots\dots$$

$$-m_k \delta_{kk} \frac{\partial^2 y_k}{\partial t^2} + p_i(t) d_{kp}$$

ここに

$y_1, y_2, \dots, y_k$: 一般化された質量変位。

$\delta_{11}, \delta_{12}, \delta_{13}, \dots, \delta_{ik}$: 質量 m_k に作用した単位外力による m_i の変位。

$d_{1p}, d_{2p}, \dots, d_{kp}$: $p_i=1$ による $m_1, m_2, \dots, m_k$ の変位。

この振動方程式を境界条件に合わせて計算機なり、何なりの方法で解けばよい。

三角形断面のダム

この場合には2次元的には偏微分方程式を階差式に直して解く。すなわち

$$\begin{aligned} & \rho \frac{(u_1 - 2u_0 - u_{II})}{\Delta t^2} \\ & = (\lambda + 2\mu) \frac{(u_3 - 2u_0 - u_1)}{\Delta x^2} + \mu \frac{(u_2 - 2u_0 - u_4)}{\Delta y^2} \\ & + (\lambda + \mu) \frac{(v_3 - v_0) + (v_7 - v_8)}{2 \Delta x \Delta y} \end{aligned}$$

のような階差式を各格点について1stepずつ数値計算を行なうこととなる。

塑性域の形成

アースダムに対する地震力が大きくなると、堤体の内部は弾性域を超えることとなると思われるが、次のよう

な段階を経るとしている。

- i) 外力が小さくて弾性領域にとまっている。
- ii) 内部にせん断ズレが生じ、大きな永久変形が現われる。この状態が不安定状態といえよう。
- iii) ii) の状態をすぎると砂はより密度の大きい状態に移行し、i) の弾性域の場合より大きい剛性をもつようになる。

不安定振動

前述のように堤体内部の応力状態には外力の大きさに応じて3段階があるので、それぞれの状態に応じて、応力～ひずみ関係を3本の硬、軟、硬の折線と仮定して、1自由振動の非線型振動を論じている。

その結果、不安定領域を導き出し考察している。

ダム基礎における応力

ダムの設計者にとって、ダムの基礎において生じる応力、ひずみ、振動速度を知ること必要であるので、実際の地震記録を解析することにより、それらの値を出している。

その結果では、同一の強さの地震に対しても硬岩基礎の場合には軟らかい地盤の場合に比べて25倍もの応力が発生する。しかし、波動理論より計算した結果では変位は硬い岩盤ははるかに小さく約1/15であるとしている。

C-1 理論解析

No. 36	"Existence of the Critical Surface in Earth Dams During Earthquake" (地震を受けたアースダムのすべり面の存在)
by V. J. Patel and K. L. Arora	
Proc. 3rd WCEE (1965)	

近年のアースダム設計の動向はダム上流面とコアの間に傾斜した透水壁を設けて、不時の外力を受けた際間隙水圧が上昇しないようにするという方向に向かっているが、その際の安定計算法を Bishop の円弧すべり線法を用いて開発したものである。

その場合の安全率 F_s は次式で表わされる。

$$F_s = \frac{\sum \left[\left(\frac{C'}{\gamma_{sat}} + \frac{h-u}{\gamma_{sat}} \tan \phi' \right) K \cdot \sec \alpha \right]}{\sum h \cdot \sec \alpha}$$

そして極限状態 ($F_s=1$) には次式のように変形される。

$$\frac{C'}{H \cdot \gamma_{sat}} = \left(1 - \tan \phi' \frac{\sum (h-u/\gamma_{sat}) K \sec \alpha}{\sum h \cdot \sin \alpha} \right) / B_2$$

ここに、 h : すべり面より上のスライスの高さ
 α : スライスの中心線とスライスとすべり円弧の交点におけるすべり円半径のなす角。

b : スライス幅

$$1/K: \tan \phi' \cdot \tan \alpha / F_s$$

ϕ' と C' : 内部摩擦角と有効応力にもとづいた粘着性

$$B_2/H: \sum b \cdot K \cdot \sec \alpha / \sum h \cdot b \cdot \sec \alpha$$

地震時堤体内部水圧の上昇は水および土粒子の非圧縮性を仮定すると次のような Laplace の方程式によって求められる。

$$\frac{\partial^2 p_e}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p_e}{\partial y^2} = 0$$

この方程式をアナコンによって解いて圧力こう配を求め、その結果を常時の透水圧と重ね合わせれば地震時安定計算が可能であるとしている。

そして、このときの安全率 F_s は次式のようにになる。

$$F_s = \frac{(\sigma - u - \alpha \cdot \tau) \tan \phi' + C \cdot l + P \cdot l_a / R}{(\tau + \alpha \sigma)}$$

ここに、 R : すべり線の円弧半径

$$\sigma: \text{軸応力} = F_\sigma \cdot H^2 \cdot \gamma_{sat} = F_\sigma \cdot H^2 \cdot \gamma_{sat}$$

$$\tau: \text{せん断応力} = F_\tau \cdot H^2 \cdot \gamma_{sat}$$

$$u: \text{空隙圧} = F_u \cdot H^2 \cdot \gamma_w$$

P : 堤体上流面に作用する水圧スラストの合力。

$l = d \cdot H$: すべり円弧の長さ。

l_a : すべり円弧の中心から水圧スラスト合力までの腕の長さ。

α : 地震震度

γ_{sat} : 堤体の飽和土比重

γ_w : 水の比重

H : 堤高

結 論

- i) 地震を考慮した場合と、しない場合のすべり円弧の中心位置はほとんど変わらない。
- ii) 堤体材料の内部摩擦角が地震時安定性に及ぼす影響は一定である。

C-2 模型実験

No. 37	"Dynamic Behavior of Noncohesive Embankment Models" (粘着性のない材料を用いた堤防模型の動的性状)
by Jorge I. Bustamante	
Proc. 3rd WCEE (1965)	

粘着性のない粗砂で7個のロックフィルダム形の模型を作り、衝撃振動台により、この模型を振動させて、その動的性状を見て相似率について調査し、実験結果をアナログ計算機によって検討したものである。

模型に用いた砂

模型を製作した砂は、フルイ No. 4 (4.76mm) を通過しフルイ No. 8 (2.38mm) は通過しない粗いもので、サンタフェ鉱山で採取された。

粒度分布の係数は $D_{10}=3.03\text{mm}$, $D_{30}=3.55\text{mm}$, $D_{60}=4.21\text{mm}$, $C_u=1.39$, $C_c=0.99$ であった。

含水量は0.66%以下、比重2.62であった。

80 cm の山を作って求めた安息角の平均は 34.5° であった。

振動実験

模型の砂の間隙率が大きいと振動を受けたとき、流動化するおそれがあるので、模型製作に当っては極力間隙率を小さくするようつとめた。

最初間隙率は $e=0.86$ であった。

振動台は $4.5\text{m} \times 4.5\text{m}$ の大きさで最大 900gal までの衝撃加速度を与えた。模型はプレキシガラスの箱の中に作られ、ガラスと模型の間には油が塗られ、セロファンを挟んである。こうすることにより、模型の振動時変形をガラスが拘束することを防ごうとした。そして衝撃振動時の模型の動きがガラスを通して観察され、映写に撮影された。

斜面の安定性

前述の実験結果から斜面の破壊様式には2種あることが知られた。

- i) 累積破壊ともいえるもので、局部的に砂粒子の運動が始まり、その運動が上方あるいは周囲に波及して行く形式のものである。
- ii) スロモーションカメラで撮影して始めて知られた様式で、土のくさびが生じ、それが一体となって運動して安定な形状に落ち着くまで移動して行くものである。そして、せん断変形が起り始めると砂の強度は著しく減少して、衝撃力がゼロとなった後でも破壊は重力の作用のみで進んで行く。

相似率の検討

高さ1 mと60 cmの2種の同一形状の模型を、それぞれ高さの比の平方根に比例するような周期をもった加速度を加えて変形量を測定した。

その結果、破壊変形量は加速度または加振力の継続時間によるのではなく、加振速度に大きく影響されるとしている。

アナコンによる解析

土の動的性質を大胆な仮定で近似してアナコンにより振動を解き、実験結果と比較したところ良い一致が見られたとしている。

C-3 実物実験

No.28	"Man-Made Earthquakes Test a Dam" (ダムの人工地震テスト)
by H. B. Hemborg and W. O. Keightly	
Eng. News Record, April 16, (1964)	

カリフォルニアの Bouquet アースダム (堤高 221 ft $\approx 67\text{m}$) において、堤頂にすえられた起振機による人工地震テストが行なわれ多くのデータが得られ、また近くコンクリートアーチダムである Monticello ダム (堤高 304 ft $\approx 93\text{m}$) でも同様なテストの計画が進められている。

正弦波加振による実物ダムの振動

アースダムの堤頂に特殊起振機をつけ、堤体に正弦波加振を与え、加振振動数を変えてダムの共振曲線を得た。この値は理論と比較検討され、その理論が実測共振曲線と一致していれば、その理論が正しいこととなり、実際の複雑な地震動に対するアースダムの振動もその理論によって計算できることとなる。

特殊起振機

この起振機はカリフォルニア工科大学で開発されたもので、水平方向に回転する偏心重錘をもつ起振機4台からなっており、1台当り最大起振力 5,000 lb ($\approx 2,270\text{kg}$) である。

この起振機の他の同種機と異なる特徴は、第1に回転数の変動を0.1%程度に押さえて非常に精度よく回転数変化を与えることができるという点であり、第2に主回転数制御器を備えているため4台の起振機回転子を位相のズレなく振動させることができる点である。

これらの特徴は共振曲線を得る場合に役立つ。起振機の回転数を変えて共振点付近にした場合、起振機はダムの振動にエネルギーを大量に供給するため不安定となりやすく、振動数を一定に保つことが通常困難であるが、その点をこの起振機は解決してくれた。

また、起振機を堤体各部に分散させることにより、起振点の位置が異なることにより、共振曲線の異なることも見いだされた。

弾性波観測

堤体の一端にハンマで衝撃を与え、伝播してくる波がある距離はなれた点に一方方向しか感じない測定器を置きキャッチした。

測定方向をハンマの方向、またはそれと直角方向に置き、変容波ならびにせん断波の速度を測定した。その結果、Bouquet ダムは変容波が2,100 ft/sec ($\approx 640\text{m/sec}$) せん断波が1,270 ft/sec ($\approx 387\text{m/sec}$) の速度であることが判明した。

No.32	"Earth Dams Subjected to Earthquakes" (地震力を受けたアースダム)
by Jai Krishna and Shamsher Prakash	
Proc. 3rd WCEE (1965)	

堤高122mのRamganga アースダムにおいて各種実験を行ない、その結果から地震動によるアースダム安定性へ影響を及ぼす因子の究明を行なっている。

アースダムの安定性に対する影響因子

- i) 堤体または基礎の土のゆれこみ、それにともなう貯水の越流
- ii) ダム底面のせん断力が摩擦力を超過した場合の堤体全体のすべり
- iii) ダム各部の剛性の不均一性からくる破壊、たとえば、アバットと堤体の結合の破壊とか、スピルウェイ周辺の土の破壊とか、
- iv) 堤体の水平または上下方向慣性力による堤頂付近ダム軸沿いの亀裂発生、ならびにそれに伴うのり面すべり出し

v) 基礎付近の砂の流動化と破壊

以上のようなアースダムの破壊現象を解析するには、次の事柄が明らかになる必要がある。

- i) 動的荷重を受けた土の強度特性
- ii) 動荷重を受けた土の間隙水圧
- iii) 堤体内部の加速度分布

土の強度特性は、従来動の場合には強度が上昇するといわれているが、堤体内部では実際にはかなりの静圧が作用しており、それとの組合せ応力の場合はどうなるかは未解明である。

土の間隙水圧は一応簡単な計算がなされているが、未だ解決されたといえない。これらの因子とともに重要なのは土の振動減衰性とコアの位置である。振動減衰性が大きければ、アースダムの振動も小さくなり、破壊の危険も少なくなる。コアの位置は中央にあるより上流面に沿って傾斜しているものがアースダムの安定性に都合よい。

Ramganga ダムについての各種実験

このダムはヒマラヤ地震帯の近くにあるが、著しい地震をこうむったことはない。しかし、付近に断層があり、最大メリカスケール8程度の地震を考えた方がよいとされた。そのため、このダムの地震に対する性状を調べるため次のような実験が行なわれた。

a) ダム地点の地盤の固有振動を求めるためのダイナミットの爆破実験——この結果、P波、S波の速度振動の卓越周期、弾性係数が知られた。

b) 模型実験(衝撃振動台による砂模型の実験)——

実験結果から知られた事柄は以下のとおりである。

- i) 実際のダム地点で採取された材料での模型実験の結果、0.2~0.5gの加速度でダム軸に平行な亀裂が発生し、日本の大野ダムの被害に似た結果が得られた。
- ii) 砂の模型の結果では1回の衝撃に対しては破壊が認められないが、2回目の同一加速度によって模型が全体として沈下した。その他ののり面こう配を変えて性状を見た。これらの実験はアースダムの安定性を知る上に定性的に満足すべき結果を与えるものだとしている。

C-4 地震被害調査

No.12	"On the Seismic Behavior of Earth Dams" (アースダムの地震時の挙動)
by N. N. Ambraseys	
Proc. 2nd WCEE (1960)	

緒 言

現在のところ、アースダムの耐震設計法は確立されていないが、その方向へ一歩でも進むために、アースダムが地震時にいかなる挙動を示すかを知ることが第一段階として必要と思われるので、過去のアースダムの被害を数多く集めて簡単に状況を説明したものである。26個の地震について58個のダムの被害を受けた例、受けなかった例を説明している。

震 害 例

その主な例を述べると、

Arvin-Tehachapi 地震 1952年7月21日

震央 北緯 35°00' 西経 119°02'

マグニチュード 7.7, メルカリ震度 X

Buena Vista ダム

このアースダムは Buena Vista 湖の水をせきとめているが、非常に軟弱な沖積層の上につくられている。そして、その軟弱層の下は石膏層となっている。また、堤頂の南半分には鉄道が走っており、北半分には自動車道が建設されている。

ダムが建設されたのは、1890年だが、現在までに何回か水漏れが発見され修理されている。

このダムは現在までは数回の地震に見舞われており、1916年10月22日の地震の際には貯水池に10in(≒25cm)の波が生じたのが観測された。1951年の地震では5ft(≒1.5m)の波が起ったとされている。

今回の Arvin-Tehachapi 地震によって、このダムはかなり被害を受けた。すなわち、ダムの西側部分は、約200ft(≒60m)にわたって2ft(≒60cm)以上の沈下が

あり、そのうち特にひどい約 75 ft (≒22.5m) の区間では、沈下量は 2.5 ft (≒75cm) にも達した。また、堤頂に沿って鉄道線路とダム上流面との間を 2,000 ft (≒600 m) の長さで連続したクラックが発生していた。鉄道線路は多くの個所で水平に移動したり 6~8 in (≒15~20 cm) の沈下を生じた。そして堤体の南側端部付近から新らたな漏水が認められた。

後ほど行なわれた調査の結果、これらの沈下は軟弱沖積層の下石層が溶解して、そこに生じた空洞に揺れ込んだものであろうと推定された。

以上のような例が数多く集められ説明されている。

[D] ロックフィルダムの耐震に関する論文

D-2 模型実験

No. 3	"Earthquake Resistance of Rock-Fill Dams" (ロックフィルダムの耐震性)
by Ray W. Clough and David Pirtz	
Journ. of SM & F Proc. ASCE SM2 April (1956)	

本論文の内容は No. 9 の論文に含まれているので省略する。

No. 9	"Earthquake Resistance of Rock-Fill Dams" (ロックフィルダムの耐震性)
by Ray W. Clough and David Pirtz	
Trans. of ASSE, Vol. 123 (1958)	

1/150 模型によって、ロックフィルダムの耐震性研究のための実験が行なわれている。ダム模型は地震外力を受けると同時に貯水池水圧も受けるように設備されている。

表面付近傾斜心壁および中央鉛直心壁の 2 型式のロックフィルダムについての模型実験の結果、良好な基礎上のロックフィルダムはその可撓性のため非常に耐震的であり、少なくとも模型実験では重力加速度 1 g 以上の地震加速度に対しても大破壊は認められなかったとしている。

模型製作と相似率

相以率を考えるに当り次の 5 種の力が重要である。

- ロックフィルの死荷重
- 水圧
- 地震加速度による慣性力
- ダムの弾性変形にともなう力

e) ダムの極限強度に関する力

a) の力に関しては、力の比を α_{dw} とすると

$$\alpha_{dw} = \frac{\gamma_m}{\gamma_p} \lambda^3$$

と与えられる。

ここに、 γ_m : 模型ダムの密度

γ_p : 実物ダムの密度

λ : 模型の実物に対する寸法比

b) の慣性力に関する比から時間の比 τ が寸法比 λ の平方根で表わされる。

$$\tau = \sqrt{\lambda}$$

また、剛性比は

$$G_m/G_p = (\gamma_m/\gamma_p) \lambda$$

また、粘着性は、

$$C_m/C_p = (\gamma_m/\gamma_p) \lambda$$

でなければならぬとしている。

以上のような相似率を近似的に合せるため、多くの予備実験を行ない、剛性率の相似性と水の比重の相似性を除いて、ほぼ満足すべき材料を用いて、模型が製作された。せん断強度の相似率を合わせるため、含水量 125% というような水を砂中に含ませなければならなかった。

振動実験と結論

10'×7' の広さをもつ重錘、衝撃型の振動台で実験が行なわれた。

その結果、次のような事柄が知られた。

- 模型材料の相似性もほぼ満足すべきものであったし、振動台振動の加速度スペクトルも実際の地震のそれと良い一致を示していたので、模型実験結果を実物ダムにある程度適用できるものと思われる。
- 0.4 g 以上の加速度を多くの回数かけないかぎり致命的な破壊は生じなかった。
- 一回だけの加振では 1 g 以上の加速度を加えても、ほとんど被害は生じなかった。
- このような模型の示す耐震性は、(a) 模型材料は動的荷重を受けると破壊強度が上昇すること、(b) ロックフィルダムは可撓性構造物で大変形にも耐えられること等が原因であるとしている。

No.21	"Earthquake Resistance of Sloping Core-Dams" (傾斜コアをもつフィルタイプダムの耐震性)
By H. B. Seed and R. W. Clough	
Proc. ASCE, SM1 Feb. (1963)	

傾斜した粘土のコアをもつロックフィル、あるいは砂利フィルダムの地震時安定性を検討する場合のむずかしい点を洗い出し、地震に対する実物ダムの振動応答を

る程度定量的に決めるため、また適当な解析的設計方法を見いだすための基本となるダム振動応答の力学を進歩させるのに模型実験が適当であるとしている。

相似率

既往の研究から模型の力学的性質の相似率は、次のようである。ここに、 λ を模型と実物の長さの比とする。

量	相似率を満足するために要求される比
長さ	λ
時間	$\sqrt{\lambda}$
地震加速度	1
剛性率	λ
内部摩擦角	1
飽和粘土の非排水せん断強度	λ

ただ、土が変形する場合に体積変化を起こすと間隙水圧、または間隙圧変化によって、有効圧力が変化するため、実物と模型の間の相似率はまったく成立しなくなってしまう。

そこで、この実験では間隙圧に関して次のような仮定をもうけた。

- i) 実物ダムでは重力の影響で土の間隙圧変化が少なく模型では大きいものと考えられるが、その差は小さいとする。
- ii) 飽和した密な砂が体積変化をおこすときには、膨脹によって負の間隙圧が1気圧となる。
- iii) 間隙圧が砂粒子間を逃げていく状態については、明らかにっていないのでこれを考慮しない。

以上の相似考察に基づき材料の粒度分布、含水比を種種変えて、3軸試験等のテストを行ない最適材料を求めた。その結果、実物ダムのそれと応力-ひずみ関係も似ているものが得られた。

実験

実験は長さ10ft (≈ 3 m)、幅7ft (≈ 2.1 m)のコンクリートスラブを150lb (≈ 68 kg)の重錘により衝撃を加えるという衝撃振動台によって行なわれた。

模型の大きさは高さ26in (≈ 66 cm)、堤長6ft 10in (≈ 208 cm)であった。

そして、この振動台の加速度のレスポンス・スペクトルをEl Centro地震のそれと比べたところ、大体似かよっていた。実験は貯水池空虚の場合と、貯水のある場合の2種について行なわれた。

実験結果の考察

- i) 本実験では模型ダムが致命的な破壊をおこしたことはなかった。
- ii) 衝撃振動台によって与えられる擬似地震による模

型ダムの主な変形は上流側斜面上部のある程度の沈下と下流側斜面のはらみ出しであった。

- iii) 内部摩擦角 36° 、コアの粘土せん断強度 6.5 psi (≈ 0.46 kg/cm²)の模型で最大地震加速度0.68gに対しては、堤頂沈下は高さの約2.9%、同じく0.52gに対しては約1%であった。

- iv) 貯水池空虚時の模型の地震時安定解析によると、震度0.35で破壊するはずのものが、実際には、その倍の衝撃加速度を3回続けて受けても致命的な破壊は生じなかった。

- v) 以上のことから最大地盤加速度を震度として計算し、地震のような急速減荷時における土の強度の増加を考慮し、安全率を1より大きくとって設計することは、アースダムを地震被害から守るのに適当であろうとしている。

〔E〕 その他

No.35	"Research on Earthquake Resistance of Dams in USSR"
	ソ連におけるダムの耐震設計
	by Sh. G. Napetvaridze
	Proc. 3rd WCEE (1965)

ソ連における各種ダムの耐震設計の現状を述べた論文である。

ダムに採用する設計震度

設計震度はソ連国内を小区域の地震区に分けた Zoning Map によっておおよそ決定される。

そして最終的には建設されるダムの固有振動の性質ならびにその重要性をも加味される。

その地震地図をさらに細分化するため、構造物基礎の土の力学的性質、地下水位、基盤の地質学的性質等に関する情報が集められている。

また、ダム建設地点周辺には半径50kmごとに地震計観測網をもうけ資料を集めている。

ダムの振動計算

ダムの振動解析は、まず数値計算、模型実験により固有振動形、固有振動数を求め、またダムの振動に非常に影響する減衰係数は既設ダムについての野外実験によって求められる。

こうして振動解析に必要な値が求められた後にいわゆる Modal Analysis 法によってダムの振動の大きさを求める。さらにより便利な方法としてはランダム振動論が利用されている。

ダムの耐震性に関する実験的研究

すでに述べられたように、動的解析に必要なダムの固有振動形、固有振動数、減衰常数等は模型実験、実地試

験等で定めるわけであるが、すでにコンクリート重力ダム、アーチダム、アースダム counter-force ダムについては模型によって最初の 3～5 次の固有振動が求められ決定された。

また、高さ 3～5 m 程度の大模型による実験も行なわれた。減衰常数はダム本体に起振機を取り付け、振動を与え共振曲線を得て、それから 3 次までの減衰常数が求められる。

アースダムのように振動が非線型と見られる場合には次の方法がとられる。

振動方程式は

$$m\ddot{u}_j(t) + R(u_j, t) + C_j \frac{\delta_j}{\pi} \dot{u}_j(t) = P_j(t)$$

ここに、 m : 質量

C_j : 外力の一般座標における係数

$R(u_j, t)$: 線型、非線型バネの合成抵抗力

$P_j(t)$: 外力

共振時には定常振動となるので、次の 2 式が成立する。

$$m\ddot{u}_j(t) + R(u_j, t) = 0$$

$$C_j \frac{\delta_j}{\pi} \dot{u}_j(t) = P_j(t)$$

この第 2 式から対数減衰率 δ_j を求めることができる。

以上のようにソ連におけるダムの耐震設計は動的解析に基づいて行なわれている。