

防潮堤 築造 豫定地盤의 地震에 의한 液狀化 舉動 評價

A Study on the Evaluation of Dynamic Behavior and Liquefaction Caused by Earthquake of Sea Dike Structures on the Ground

都 德 鉉* · 張 秉 郁** · 高 在 晚***
Doh, Duk Hyun · Chang, Pyoung Wuck · Koh, Jae Man

Summary

The laboratory tests are performed on how the liquefaction potential of the sea dike structures on the saturated sand or silty sand seabed could be affected due to earthquake before and after construction results are given as follows ;

1. Earthquake damages to sea dike structures consist of lateral deformation, settlement, minor abnormality of the structures and differential settlement of embankments, etc. It is known that severe disasters due to this type of damages are not much documented. Because of its high relative cost of the preventive measures against this type of damages, the designing engineer has much freedom for the play of judgement and ingenuity in the selection of the construction methods, that is, by comparing the cost of the preventive design cost at a design stage to reconstruction cost after minor failure.

2. The factors controlling the liquefaction potential of the hydraulic fill structure are magnitude of earthquake(max. surface velocity), N-value(relative density), gradation, consistency (plastic limit), classification of soil(G & V_s), ground water level, compaction method, volumetric shear stress and strain, effective confining stress, and primary consolidation.

3. The probability of liquefaction can be evaluated by the simple method based on SPT and CPT test results or the precise method based on laboratory test results. For sandy

* 建國大學校 農科大學

** 서울大學校 農業生命科學大學

*** 대동 技術研究所

키워드 : sea dike, liquefaction caused by earthquake, pore water pressure, cyclic triaxial test, sand and silt layer, hydraulic fill, permeability, effective overburden pressure, axial stress and shear strain, differential settlement of embankment.

or silty sand seabed of the concerned area of this study, it is said that evaluation of liquefaction potential can be done by the one-dimensional analysis using some geotechnical parameters of soil such as I_p , γ_b , gradation, N-value, OCR and classification of soils.

4. Based on above mentioned analysis, safety factor of liquefaction potential on the seabed at the given site is $F_s=0.84$ when $M=5.23$ or $a_{max}=0.12g$. With sea dike structures $H=42.5m$ and $35.5m$ on the same site $F_s=3.54\sim 2.08$ and $F_s=1.74\sim 1.31$ are obtained, respectively. Local liquefaction can be expected at the toe of the sea dike constructed with hydraulic fill because of lack of constrained effective stress of the area.

I. 緒 論

美國, 日本 등 과거 地震의 경험이 많았던 지역에서는 地震의 발생에 따른 구조물의 基礎地盤과 상부구조물의 擧動과 대응책을 강구하여 지진의 공포로부터 脫皮하기 위한 노력이 오래전부터 試圖되어 왔으며, 방파제 방조제와 같은 海岸 構造物의 내진설계문제는 일반화되어 있다.^{7, 15, 27, 29, 31, 32)}

우리나라도 文獻을 통한 지진 역사를 보면 MM VII 이상 약 200회에 달하였으며, 그 결과 많은 人命과 재산피해를 입었다는 기록이 있다. 1900년대 이후에만 하여도 智異山의 雙溪寺 지진(Magnitude, $M=5.3$)을 비롯하여 이후 최근 통계(1978년~1992년)에 의하면 총 234회의 지진이 관측되었으며,有感地震(규모 3.0)의 발생은 74회로써 연평균 5회정도인 것으로 나타나 있으며, 이 중 규모가 큰 지진은 1980년 평북 의주에서 발생한 규모 R (Richter 스케일)=5.3과 1978년 10월 洪城에서 발생한 震度(JMA) 5.0 등이다.³⁸⁾

따라서 과거에는 원자력 발전소와 같은 주요 구조물에만 내진설계를 실시하였으나 建設部에서는 構造物 基礎設計基準³³⁾에 지진시 주로 사질지반에 발생하여 피해의 원인이 되는 液狀化에 대한 豫測方法, 對策 등이 제시되었으며, 농지개량사업계획 설계기준에도 댐, 방조제 등에 대한 내진설계에 대한 내용이 수록되어 있으며 현재 대규모 방조제, 댐 등의 농업토목

구조물도 내진설계를 일부 적용하기에 이르렀다.^{31, 39)} 건설부에서도 建築物의 내진설계에 대한 연구를 통하여 1992. 6. 1부터 주요 구조물에는 내진설계를 하도록 建築法 및 同 施行 令에 규정하고 있다.³⁹⁾

한편 지반의 액상화 문제는 Alaska지진(1964. 3. 27, $M=8.3$), Niigata지진(1964. 6. 16, $M=7.5$)^{24, 34)}으로 인하여 많은 피해를 받은 이래 본격적인 연구가 시작되었다. 최근에는 사질지반에 방조제를 축조하거나 砂質土를 사용하여 축조하는 경우에는 液狀化 檢討가 불가피하다는 것이 공통적으로 인식되어 있다.²⁵⁾

國內에는 液狀化 評價에 대한 연구는 都 등³⁵⁾은 주문진 標準砂, 서울(漢江) 및 洪城모래를 대상으로 실험적으로 反復荷重試驗에 의한 액상화 가능성을 평가한 바 있고, 張 등³⁶⁾은 Ottawa, 반월, 洪城모래를 대상으로 單純荷重 및 反復荷重을 받는 彈塑性 變形에 관한 構成式을 유도하여 흙의 거동을 예측하여 耐震設計의 필요성을 발표한 바 있다.

干拓提防의 지진시 液狀化 또는 耐震性에 대한 연구는 防災上 매우 중요한 과제이다.³⁷⁾ 다만 지진과 태풍에 의한 波浪이 동시에 발생하여 복합적인 피해를 줄 確率은 거의 없으므로^{8, 34)} 여기서는 별개의 항목으로 취급하여 연구하고자 한다.

따라서 본 연구는 과거 Ottawa, 서울, 홍성 모래에 대한 液狀化 포텐셜 평가에 관한 연구³⁵⁾에 뒤이어 케이스 스터디의 일환으로 임의로

선정한 방조제단면을 대상으로 방조제가 築造되는 느슨한 砂質 또는 실트質 지반과 이 지반에 방조제를 축조할 경우 설계규모의 地震에 의한 液狀化 舉動과 대상 지반의 액상화 안정성을 구명하여 액상화 피해의 대응에 필요한 기초자료를 제공하고자 하였다.

II. 海岸構造物의 液狀化 被害 事例

지진 발생시 방조제의 피해 형태는 ① 기초의 주요 斷層運動에 의한 파괴 ② 不等 地球造力과 같은 地盤運動 또는 불충분한 다짐으로 인하여 동마루부의 손실. ③ 地盤運動으로 인한 방조제 사면붕괴, 방괴석의 낙하로 인한 방조제의 滑動 또는 균열을 통한 파이핑으로의 발전 ④ 軟弱 基礎地盤위에 축조한 堤體 滑動 ⑤ 淡水湖의 세이슈로 인한 제체의 轉倒 등이 나타난다. ^{24, 25, 31)}

이 중에서 방조제는 지진에 의하여 직접적인 피해를 받을 뿐 아니라 쓰나미(津波), 颱風, 高潮, 大雨, 波浪 등의 災害에 의하여, 그리고 滑動, 파이핑 등으로 발전하여 파괴되며, 潮水位에 의해서 지구내가 浸水하게 되는 경우도 있다.

日本의 경우 兒島灣에는 干拓地가 많이 造成되었는데 南海地震(1946. 12. 21, M=8.0)에 의하여 浮上 방조제가 심한 피해를 받아 수십 개소에 붕괴되었다고 한다. ²⁵⁾ 日本 중부 지진(三陵沖地震 1960. 3. 21, M=7.2)時에 피해를 받은 八郎瀨干拓堤防은 약 80%가 10~100cm(최대 190cm)의 마루部分이 침하하였으나 붕괴되지는 않았다고 한다. ²⁴⁾

1978년 宮城縣 外海地震(震源地는 仙合市 동쪽 약 110km인 해저지진, M=7.4)으로 인하여 手樽地區 干拓防潮堤의 총 길이 485m가 堤内外 구분없이 방조제 전체에 龜裂 段狀陷沒, 噴砂 및 침하(최대 1.8m)가 발생된 바 있으며, 1983년 日本海 中部 地震(震源地는 秋田縣 外海 약

100km인 深海地震, M=7.7)으로 海溢과 液狀化 현상이 발생하여 八郎瀨 방조제의 총연장 51.4 km중 80% 해당하는 41.0km에 걸쳐 크고 작은 지진피해로 동마루의 파괴 防潮堤의 沈下(최대 1.9m), 防潮堤 비탈 끝 부분에서 다수의 噴砂 現象이 일어났다고 한다. ^{23, 24)}

1985년 칠레지진(M=7.7)에서는 벨브라인港과 San Antonio항의 항만시설 피해가 보고되었다. 벨브라인 港 지역에 액상화가 발생하였다는 보고는 없으나 繫留施設의 블록製 重力式 岸壁이 블록상호간에 엇갈림이 인정된 바 있다. 또 방파제는 마운드의 2개소에 斜面崩壞가 발생하였으나 다른 곳에는 경미한 침하가 발생하였으므로 기능을 잃은 것은 없었다고 한다. 이 방파제는 세계에서 최초로 수심 50m 이상의 지점에 건설된 것인데 실트지반에 마운드를 설치한 상태이다.

美國의 San Francisco 오클랜드에 많은 피해를 준 1989년 10월 로마후리에다(산타크로스 모트레 지진, M=7.0)지진으로 항만지역, 하천 연안부, 砂丘 배후지에 위치해 있는 각종 해안 구조물과 필리핀의 呂宋지진(1990)에 의한 항만의 피해는 築堤모래 또는 砂質基礎地盤의 액상화에 의한 沈下 變形이 주원인이었고 滑動 破壞에 의한 것은 아니라고 하였다. ^{24, 31)}

다만 이때 護岸 매립지에 위치해 있는 海岸 地盤(bay mat)이 地震動을 증폭시켰다고 생각되며, 실제로 埋立地盤 자체의 액상화에 기인한 피해로 보고 있다. 이 지구의 액상화에 의한 피해는 블록 重力式 岸壁이 前方으로 전도되어 水沒되었으며, 浚渫섬의 제방이 沈下, 移動된 정도이다.

이상과 같이 地震時 防潮堤의 피해는 흙구조물의 沈下 地반의 滑動, 地반의 支持力 상실로 인한 각종 附帶 구조물, 즉 콘크리트製 電柱의 침하 또는 경사, 過剩間隙水壓의 발생에 의한 地中 埋設物의 浮上, 管路, 水路, 頭水工의 파괴 등을 일으켜 用水供給의 社絶로 사회경제

적에 큰 타격을 주어 사회불안을 초래하는 경우도 있다. (23, 24, 30, 31)

III. 材料 및 試驗方法

1. 使用試料

本 研究에 使用한 試料는 Fig. 1과 같이 액상화 가능성이 있다고 판단되는 서해안 군산부근의 해저지반에서 채취한 시료중 대표적인 한가지 시료와 물다짐 성토재를 연구 대상 試料로 하였으며, 이들 試料의 物理的 性質은 Table-1과 같고 粒度分布曲線은 Fig. 2와 같다.

그러나 液狀化 가능 심도는 사질 지반인 경우 15~20m에 까지 도달하므로 본 지구와 같이

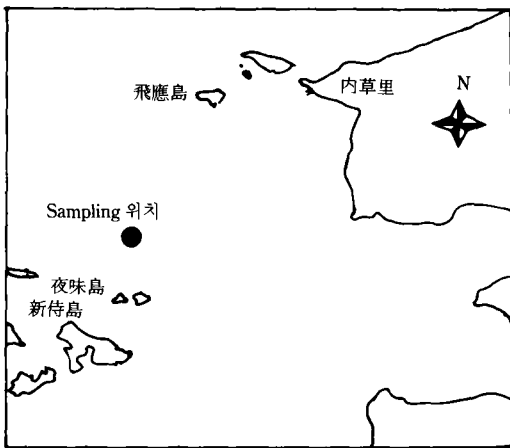


Fig. 1. Location map of sampling

여러 층으로 이루어진 海底地盤에서 보링공의 어느 심도에서의 土質試驗 및 反復三軸試驗 결과치 만으로 액상화 문제를 다루는 것은 위험하므로 既存 실시한 標準貫入試驗值(N值)를 液狀化 評價에 활용하는 방안도 檢討하고자 한다.

2. 試驗方法

가 液狀化 포텐셜 評價를 위한 시험

지진시 방조제 基礎地盤의 液狀化 可能性 評價를 위하여 非排水條件에서의 反復(振動)三軸試驗(cyclic triaxial test)을 하였다.

반복삼축시험기 本體는 Fig. 3과 같으며, 시험 방법은 다음과 같고 시험 조건은 Table-2와 같다.

1) 반복삼축시험기

반복삼축시험기는 靜的三軸試驗에 필요한 장치 이외에 반복하중장치, 전자 트랜스 듀서 (Electronic Transducers), 시료 인장시 재하 피스톤과 고속 리코더 장치가 추가로 필요로 하며, 본 시험에 사용한 시험장비는 용력제어 방식의 GDS Type을 사용하였다.

① 시료준비

본 연구에 사용된 시료는 사질토로써 Dry Temper Under Wempa방법으로 자연 지반과 물다짐 盛土의 상대밀도(Dr)에 맞도록 공시체를 제작하였다.

Table-1. The properties of used soil

Item	Gs	γ_w (g/cm ³)	γ_t (g/cm ³)	I _p	e ₀	n (%)	Mechanical analysis			D ₅₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	CU	Shear strength		USCS
							Sand	Silt	Clay				C _u (kg/cm ²)	ϕ_u (°)	
Samples															
Hydraulic fill (S-1)	2.65	1.03	1.80	NP	0.85	45	97.5	2.5	-	0.16	0.093	1.72	0.10	17.37	SP
Natural deposit (S-2)	2.67	1.03	1.91	NP	1.82	40	57.5	42.5	-	0.09	0.03	3.0	0.21	23.04	SM

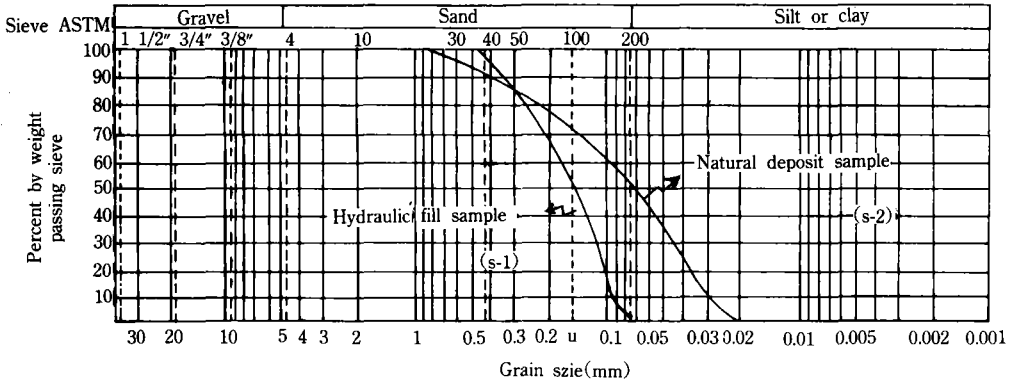


Fig. 2. Grain size distribution curves

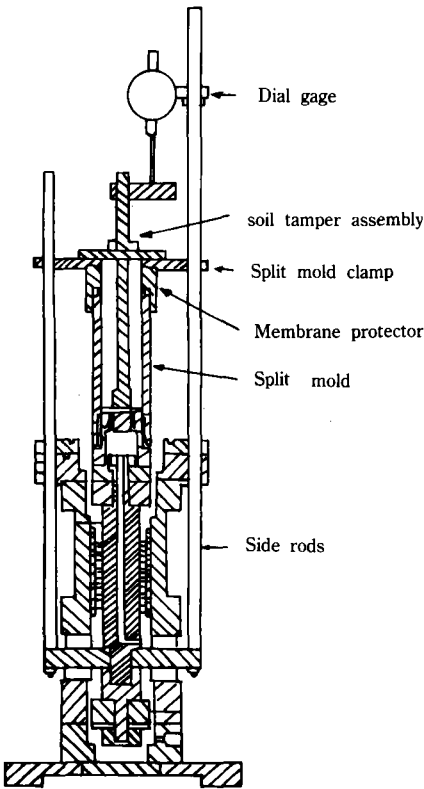


Fig. 3. Main body of cyclic triaxial apparatus

Table-2. Test condition of cyclic triaxial for liquefaction potential evaluation

Item	Relative density Dr (%)	Void ratio before test	Dur- -ion (sec)	Cell pressure (kg/cm ²)	Back pressure (kg/cm ²)	Cyclic triaxial stress (kg/cm ²)	
Sample	0.99	50	0.859	60	1.17	1.07	0.24
	0.72	50	0.818	60	1.17	1.07	0.24
	0.66	50	0.859	60	1.17	1.07	0.24

에 결정하여 相對密度가 50%가 되도록 다짐하여 공시체를 제작하였다.

③ 배수조건

防潮堤 築造에 따른 有效拘束壓의 증가, 平均海面(MSL) 이상에도 石塊의 布設 등 현장여건상 부분 배수 조건에 의한 液狀化評價를 구상하였으나 시험기의 구조상 비배수 반복삼축시험을 수행할 수 밖에 없었다. 다만 공시체를 成形한 後 일반적으로 B值가 0.97 이상이 되는 完全포화 조건에서 시험을 하나, 여기서는 부분 배수조건을 고려하여 不飽和(B值 0.72)상태로 반복삼축시험을 실시하여 기존 실험 자료와 액상화 강도를 비교하고 원지반의 N值 또는 防潮堤 築造(有堤) 後의 기초지반과 물다짐 盛土體를 N치를 추정하여 해석방법에 의한 液狀化 安全率을 評價코자 시도하였다.

④ 반복하중의 시간은 兩振幅 10%, 초기역

② 공시체 성형

시료의 상대밀도에 따른 건조 단위 중량과 몰드의 체적을 계산하여 건조시료 무게를 사전

상화 발생 재하과형이 갑자기 변화할 때, 최대반복수(N=50정도)까지로 하였다.

하중형태는 Sine파를 적용하였으며 하중이 가해지면 3개의 GDS 디지털 압/체적제어에 의하여 軸荷重, 間隙水壓, 軸變形 및 體積變化가 자동적으로 기록된다.

⑤ 振動數는 0.5~2Hz 속도가 적당하나 시험기의 성능에 따라 이를 조정하여 시험하였다.

나. 기타 試驗

海底地盤 및 물다짐 堤體의 강도를 판단하기 위하여 靜의 三軸試驗을 하였으며, 원지반의 土性, 強度, 그리고 원지반의 과잉간극수압의 발달정도를 알아보기 위한 透水試驗 등은 韓國工業規格에 준하여 실시하였다. 이 밖의 연구대상 지반의 SPT시험을 비롯한 본 연구와 관련된 여러가지 기존자료는 農漁村振興公社의 협조를 받았다.

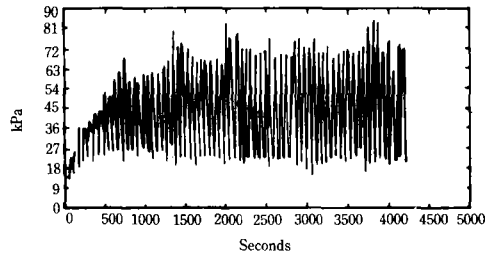
IV. 試驗結果 및 考察

1. 試驗結果

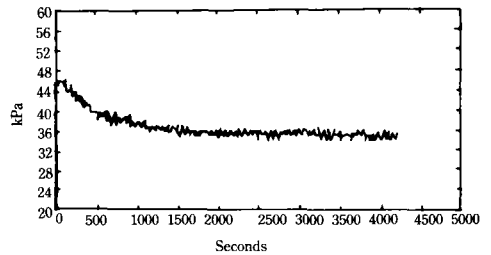
기존 연구결과에 의하면 液狀化 포텐셜에 영향을 주는 因子는 粒子의 구조와 分布狀態,^{3,33)} 相對密度,²⁾ 應力經路^{3,6,22)} 등이며 시험 과정에서는 다짐방법, B值, 멤브레인 침투, 공시체의 규격,¹²⁾ 유효구속응력 등이다.

1) 물다짐 성토시료에 대하여 지진 발생시, 구속압력 0.5kg/cm², B值 0.72 조건 하에서의 應力-變形-間隙水壓관계는 Fig. 4와 같으며 이 시험 결과는 전형적인 사질토(Ottawa, 주문진砂)의 시험결과와 큰 차이는 없었다.^{1,5,9,13,14,19)}

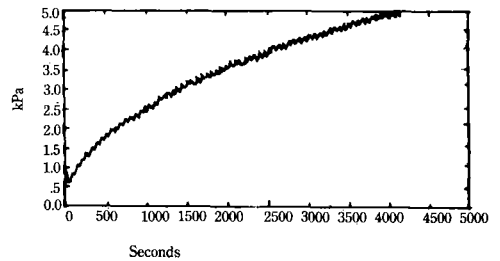
시험 결과에 의하면 일반적으로 기존자료와 본 시험 성과와는 큰 차이가 없는 것으로 나타났다. 다만 여러가지 B值로 변화시켜 시험하였으며 B值가 감소할 수록 액상화 저항성은 증가하였다. B值의 변화는 부분배수시의 액상화 저항성을 간접적으로 추정해 보기 위해서 실시한 것이다.



a) Liquefaction(lique 4) Dev stress v. time (B=0.72)



b) Liquefaction(lique 4) Pore pressure v. time



c) Liquefaction(lique 4) % axial strain v. time

Fig. 4. Correlation of stress pore pressure and shear strain

한편 상대밀도(Dr)로 부터 액상화 가능성을 평가하는 방법은 다음식을 이용하는 경우가 많다.

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_0}\right) \cdot I Dr = \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_0}\right) \cdot Dr_{50} \times Cr \times \frac{Dr}{50} \dots(1)$$

여기서, $\frac{\tau}{\sigma'_0}$: 특정 상대밀도에서의 현장 응력비

$\frac{\sigma_d}{2\sigma'_0}$: Dr₅₀에서의 액상화가 발생할 때의 응력비

Cr : 상대밀도에 따른 보정계수(0.55~0.75)

Seed와 Idriss¹⁵⁾는 실내반복시험으로부터 구한 자료를 현장 응력비로 전환하는 식에 상대 밀도에 따른 보정계수를 포함하였는데, 이들이 제안한 식은 최근 액상화 평가에 많이 적용하고 있다. 海底 원지반 또는 물다짐 성토재의 입도와 액상화 거동에 대한 연구 결과도 많이 발표되었다. 安田²⁹⁾은 본 연구와 유사한 입도의 시료에 대하여 물다짐 공법에 의하여 제체를 축조하였을 때의 지진시 피해 특징 연구에서 다짐이 안되고 지하 수위가 높으므로 모래와 실트만 주로 남게 되어 액상화 가능성이 높게 된다고 하였으며, 北村²⁶⁾에 의하면 방조제는 해저층적 매립지반층에 축조되는 경우가 많은데, 매립재의 종류에 따라 액상화 가능성도 달라질 수 있다고 하였다.

본 시험에서는 應力制御의 한계로 축변형량의 발생은 5% 이하이었으나 액상화 발생 전후에 따라 공시체의 축변형량이 점차 증가하는 현상을 보였다.

그리고 이와 입도가 유사한 Ottawa 및 주문진 표준사에 대한 유효 구속압력과 상대밀도의 변화에 따른 剪斷變形(r)의 변화경향도 이미 구명한 바 있다.³⁴⁾

2) 相對密度 및 粒度와 液狀化 強度

물다짐 성토에 의하여 축조되는 방조제의 액상화 평가는 제체의 축조과정에서의 제체의 상대밀도가 액상화 거동에 중요한 영향을 준다.^{1, 4, 5, 6, 30)} 따라서 상대밀도의 변화에 따른 초기 액상화를 일으키는 反復應力比($\pm \sigma_d / \sigma'_0$)와 反復回數의 관계를 기존 시험 자료에서 얻은 데이터와 함께 Fig. 5에 나타내었다.

이때 초기 액상화 발생기준은 다음 상태로 하였다.^{1, 9, 10, 13, 17, 20)}

- (1) 시험중 공시체의 강도가 급격히 약화되는 지점의 反復回數
- (2) 反復回數가 증가함에 따라 間隙水壓比($\frac{u}{\sigma'_0}$)가 1.0이 되는 경우
- (3) 압축 인장, 兩振幅(double amplitude)

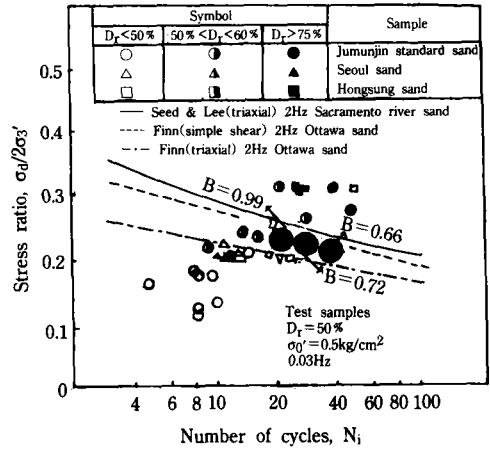


Fig. 5. Relationship between stress ratio and number of cycles caused by initial liquefaction

축변형량 5% 일때의 동적 응력비

松本²⁵⁾도 세립토의 함유량이 액상화 강도에 끼치는 영향을 연구하여 액상화 강도는 상대 밀도에 비례한다는 가정하에 N치로 D_r 를 추정하여 실험계수를 곱해서 구한 R_1 합과 흙의 입경이 다르기 때문에 액상화 강도에 주는 영향을 고려한 R_2 항의 합으로 정의하여 다음 식을 제안한 바 있다. 즉

$$R_1 = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$$

$$R_2 = \begin{cases} 0.19 & (0.02 \leq D_{50} \leq 0.055 \text{mm}) \\ 0.225 \log_{10}(0.35/D_{50}) & (0.055 \text{mm} < D_{50} \leq 0.60 \text{mm}) \dots (2) \\ -0.05 & (0.60 \text{mm} \leq D_{50} \leq 2.0 \text{mm}) \end{cases}$$

이는 細粒土 함유율(0.1mm 이하) F_c 를 파마미터로 하여 平均係數 U_c 관계로부터 N치 20 이하의 砂質실트~粗粒質 모래에 대해서 유효 구속압력 σ'_0 을 고려한 50% 입경 D_{50} 및 F_c 의 인자로 하여 反復三軸試驗으로부터 液狀化強度($R = R_3 = R_0 - R_1 - R_2$)를 추정하는 방법이다.

세립토의 함유율을 고려한 액상화 강도 $R = R_1 - R_2 - R_3$ 로 표시할 수 있으며 R_3 와 F_c 의 관계를 有效拘束壓力別로 나타낸 바에 의하면 Fig. 6과

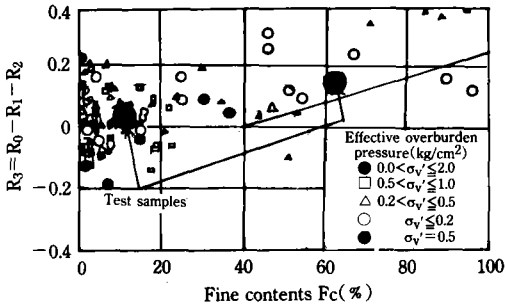


Fig. 6. Relationship between R_3 and F_c

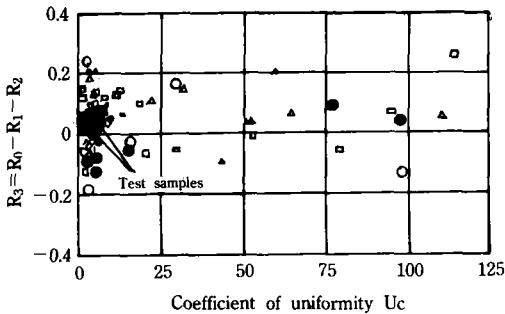


Fig. 7. Relationship between R_3 and U_c

같다. 본 시험의 입도와 유사한 다른 시험 자료와 함께 나타낸 것으로 유효구속압별로 일정한 경향을 보이는 것으로 나타났다.

한편 동일한 시료에 대한 R_3 과 F_c 와의 관계는 Fig. 7과 같다.

일반적으로 R_3 의 추정치는 F_c 의 범위에 따라 다음 식을 이용하는 경우가 많다.

$$R_3 = \begin{cases} 0.00 & (0.0\% \leq F_c \leq 40\%) \\ 0.004 F_c - 0.16 & (40\% \leq F_c \leq 100\%) \end{cases} \quad \dots\dots(3)$$

2. 液狀化 포텐셜 評價

가. 評價 方法의 檢討

방조제를 축조함에 따라 기초지반은 실질적으로 재하중공법에 의한 지반 개량효과를 갖는다. 즉 높이에 비해 저폭이 큰 방조제를 축조함으로써 연약사질 또는 실트질층의 압밀, 다짐 등을 통하여 응력 재배치가 일어나고 지반의 지지력이 개선되는 효과를 가질 것이며 다만

방조제의 延長이 길지만 堤高가 낮으면서 환경 사이며, 또한 지진의 특성상 해석의 정도가 入力지진의 결정, 入力지반 특성의 정밀도가 높다고 해서 정확한 해석이라고 볼 수는 없으므로 水平多層 半無限 지반으로써 모델화하여 수평방향으로 반복하는 전단응력이 작용한다고 가정하여 액상화 가능성을 해석하고자 한다.

나. 設計震度

본 지구에서는 1987년 建設部 주관하에 地域別 지진규모와 頻度를 고려해 ظرف 제시한 統計分析研究를 통하여 우리나라 地震區域圖³³⁾를 참고하여 설계진도를 地表面 最大加速度 0.12 g(JMA 진도 M=5.23)를 적용하기로 하였다.

다. 基礎 地盤의 土質定數

본 지구에 분포된 地盤構成土의 平均粒度는 0.01mm~1.4mm범위이며, 이 중의 85% 이상이 0.03~0.13mm인 細粒砂에 속하며 Fig. 8에서 보는 바와 같이 砂質土層의 N치는 4~43의 분포를 보이거나 N치가 10~30 사이가 전체의 69%를 차지하고 있다. 즉 砂質土層의 相對密度는 대부분 中間정도이며 부분적으로는 매우 느슨한 (very loose)상태를 나타내기도 한다.

한편 실트질층(silt, sandy silt, clayey silt)의 N치는 0~25의 분포를 보이거나 84%정도가 N치 0~15의 범위에 속하는 軟弱 또는 보통정도의 촘촘한 지반에 속한다.

라. 堤體의 相對密度 추정

海砂를 물다짐工法에 의하여 축조한 방조제 체체의 N치를 추정하기 위하여는 상대밀도 D_r 의 추정이 요구된다.

체체를 시공한 후의 最終空隙率은 일반적으로 限界空隙率(n_{cr})보다 크므로 시공이 완료된 후에도 성토의 沈下 現狀은 발생할 수 있다. 반대로 해수면 윗부분의 물다짐工法에 의하여 시공된 후의 상대밀도는 海水面 아래보다 크며 일반적으로 空隙率이 해수면 아래보다 4~5% 적다.³⁹⁾

물다짐 盛土體의 상대밀도는 일반적으로 ①

준설 후 標準貫入, 콘관입 시험 ②有効土被荷重(effective overburden pressure)의 計算으로부터 결정하며, 이에 대한 推定式이 많이 제안되어 있다. 11, 13, 15, 37)

일반적으로 D_{50} 이 0.2mm 이하인 경우 상대 밀도는 대략 40%, 中粒質 모래의 경우 50%

내외이다.³⁹⁾ 본 지구의 시료는 D_{50} 이 0.5mm 이하이므로 시공후 장기간에 걸친 체체자중에 의한 탄성변형, 침하 등을 고려할 때 $D_r=50\%$ 로 가정한다.

이상의 결과를 종합하여 해저 지반과 물다짐 공법에 의한 방조제의 각종 토질 정수는 Fig.

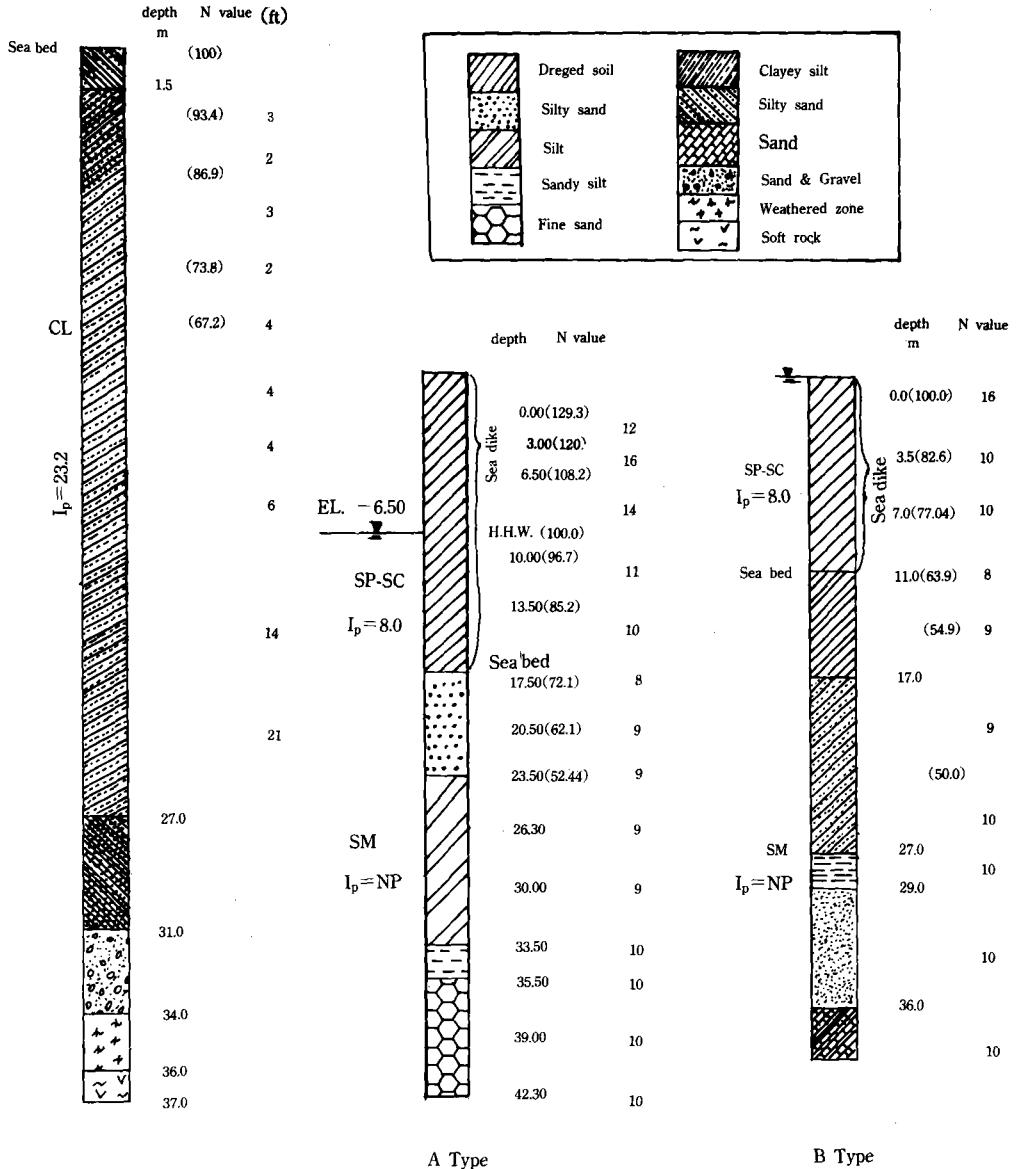


Fig. 8. N value of original foundation and hydraulic fill sea dike

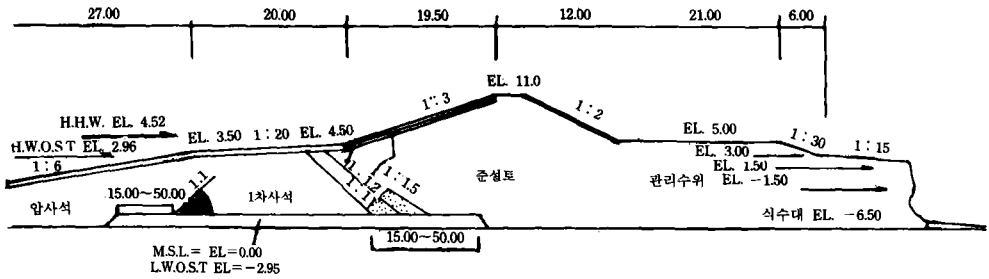


Fig. 9. Typical sea dike section

8과 같이 결정하였으며 이 지반위에 축조될 방조제의 표준단면도는 Fig. 9와 같다.

그리고 물다짐 성토 방조제의 N치는 다음과 같다고 가정하였다.

1) 적용 단위 중량

제 1 지층의 전체단위중량 $\gamma_t = 1.906t/m^3$

수중단위중량 $\gamma_{sub} = 0.906t/m^3$

제 2 지층의 전체단위중량 $\gamma_t = 1.859t/m^3$

수중단위중량 $\gamma_{sub} = 0.859t/m^3$

제 3 지층의 전체단위중량 $\gamma_t = 1.863t/m^3$

수중단위중량 $\gamma_{sub} = 0.863t/m^3$

제 4 지층의 전체단위중량 $\gamma_t = 1.893t/m^3$

수중단위중량 $\gamma_{sub} = 0.893t/m^3$

2) 물다짐 성토 방조제 제체의 단위중량(N 치는 D_r 또는 $e_0(n\%)$ 로 추정)

$\gamma_t = 1.80t/m^3$, $\gamma_{sat} = 1.965t/m^3$, $\gamma_w = 1.03t/m^3$,

$\gamma_{sub} = 0.800g/cm^3$, $I_p = \text{Non-plastic}$

$n = 45\%$, $e_0 = 0.818$

(참고) 제체를 축조한 부분의 N치는 D_r 또는 $e_0(n)$ 로 추정

V. 海底地盤 및 대상 防潮堤의 液狀化 해석

앞에서는 해저 지반 또는 제체의 토성이 설계 지진이 발생할 때의 액상화 가능성에 대하여 개괄적으로 검토하였다. 즉 해저 지반 또는 방조제의 液狀化 평가는 堤體와 기초지반의 조건(強度, 應力)을 검토하는 동시에 지진규모,

變形, 振動數, 振幅 등도 고려되어야 한다.⁴⁾ 또한 구조물의 중요도에 따른 사회적 영향을 고려하여 결정해야 한다.

본 연구에서는 대상토의 토성으로부터 해석에 필요한 유효응력과 지반의 동적 성질을 추정하고, 구성지반의 토층의 수, N치(지지력), 지하수위 등을 토대로 하여 액상화 가능성에 대한 1차원 해석을 하고자 시도하였다.

먼저 대상지반의 표준관입 시험에서 결정된 N치를 수정한 N치로부터 액상화에 대한 저항성을 검토하고 설계지진 규모에 의한 액상화 발생력과 비교하여 안전율을 결정하고자 하며,^{2,4,16)} 이를 통하여 통일 분류에 의한 기호(SP-SC, SM 등)로부터 전단계수(G), 전단파 속도(V_s)를 추정하고,¹⁵⁾ 소성지수(I_p)를 사용해서 반복전단 변형을 추정하며^{9,14)} 체적 변형을 결정하여^{3,21,30)} 지진에 의한 일차원 압밀을 계산한다.^{5,16)}

그밖에 지반의 층수와 파라미터 및 각층의 형태(본 연구에서는 기반암까지 포함하여 5층), 각층당 N치를 판단,²⁾ 지하수위 조건, 액상화 발생에 따른 침하량 산정 등의 순서에 따라 평가한다.⁴⁾

이상의 해석방법으로부터 설계지반이 발생시 대상 지반의 액상화 가능성을 평가한 결과는 Table-3과 같다.

Table-3에서 일반적으로 설계지진에 의한 원 지반 또는 제체의 침하는 약간 발생할 뿐이며 이중 방조제를 축조하지 않은 해저 원지반은

Table-3. Liquefaction potential analysis(exsample of A type sea dike)

No.	SPT		USCS	Elev. (ft)	% Fines	Cyclic stress ratio		Fs Against Liquef.	N Req'd Fs=1.0
	N	N1				Ri(Design)	Rf(Liquef.)		
	1						100.0		
1	10	14.5		82.6					
1	10	12.7		77.0					
1	10	10.7		68.0					
1		12.65	SP-SC		15.0	0.161	0.281	1.748	3.95
2				63.9					
2	8	7.3		54.9					
2		7.35	SM		15.0	0.143	0.188	1.314	4.88
				50.0					
Elev. of ground water level=100.0									

Dynamic Properties

Layer No.	Unit weight (pcf)	Vertical total weight (psf)	Stress effective (psf)	Shear wave velocity (fps)	Shear modulus (ksf)
1	116.7	2106.4	980.1	400.0	579.88
2	108.0	4963.5	2277.1	370.0	459.17
Max. Surf. Acc., a(max)=0.12g					

Settlement

Layer No.	G/G _{max}	I _p	Cyclic shear strain (%)	Volumetric strain (%)	Settlement (in)
1	0.2808	8.0	0.1489	0.9083	3.9346
2	0.0111	NP	9.8207	3.2768	5.4657

안전율(Fs) 0.84로써 액상화 가능성을 보였다. 그러나 방조제를 축조한 후에는 기초지반의 지지력 증가, 유효토피압의 증가 등으로 A형 방조제의 경우는 안전율 3.54~2.08, B형 방조제의 경우는 안전율이 1.74~1.31로써 액상화 가능성이 희박한 것으로 나타났다. 그러나 본 해석은 有堤部の 防潮堤 본체에 대한 액상화 평가자료이며 유효구속압이 작은 海水面下 방조제의 성토사면부, 수심이 깊지 않은 사면선단부, 소규모의 부속 콘크리트 구조물과 피복등은 부등침하에 따른 국부적인 액상화 피해 가능성은 있을 것으로 판단된다.

VI. 結 論

研究 對象으로한 포화 사질 또는 실트질 해저 지반상 또는 방조제 축조전후 地震에 의한 液狀化 발생 가능성에 대한 연구 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 地震에 의한 防潮堤의 피해 형태는 防潮堤 자체의 水平變位, 沈下, 部內 構造物의 소규모 파손 또는 被覆工의 不等沈下 등으로 나타나며, 이와 같은 피해로 인하여 큰 災難을 일으킨 事例는 거의 없으므로, 設計地震에 대한 液狀化 評價 결과에 따라 시공전의 對策工法 적용에

다른 工事費와 시공후 地震 被害를 받은 후의 복구비를 豫測하여 경제적인 쪽을 채택하여 液狀化에 대응하는 것이 바람직하다고 판단된다.

2. 물 다짐공법에 의하여 축조되는 防潮堤의 경우 液狀化 포텐셜을 지배하는 因子는 地震規模(地表面 最大加速度), N치(相對密度), 粒度, 컨시스턴시(塑性指數), 統一分類(지반의 동적 성질인 剪斷係數 G와 剪斷波 速度 Vs), 地下水位, 다짐방법, 剪斷應力과 剪斷變形(體積, 壓縮), 有效拘束應力, 1次元 壓密沈下 등이다.

3. 液狀化의 평가는 SPT, CPT 시험 결과에 의한 간이 예측법과 실내시험에 의한 상세 예측법이 응용되고 있으나, 본 연구 대상 지구와 같이 砂質 또는 실트질토로 구성된 지반에서는 地震規模에 따른 塑性指數, 全體單位重量, 粒度, 深度別 N值, OCR 統一分類 등의 土質定數에 의한 1차원 해석으로 만족스러운 평가가 가능할 것으로 판단된다.

4. 1차원 해석 결과에 의하면 設計地震(M=5.23, $\alpha_{max}=0.12g$)이 발생할 때 防潮堤 축조전의 원지반은 안전율(Fs) 0.84로서 液狀化 가능성이 있는 것으로 나타났으나 방조제 축조후에는 토층과 수심이 깊은 A형 防潮堤(지반고에서 堤頂高까지의 높이 42.5m)의 安全率 $Fs=3.54\sim 2.08$, B형 防潮堤(地盤高에서 堤頂高까지의 높이 35.5m)의 安全率은 주어진 조건에서 1.74~1.31로써 液狀化 가능성이 희박한 것으로 판정되었다.

다만 사질토에 의한 물다짐공법으로 築造되므로 방조제 海面下의 사면, 수심이 얇은 사면선단부, 소규모의 부대구조물 등에는 국부적인 液狀化 被害의 우려가 있는 것으로 판단된다.

本 研究은 '91.~'93.년도 한국과학재단의 연구비 지원(과제번호 911-1501-025-2)에 의하여 수행된 것임.

參 考 文 獻

1. Alba, P. D., C. K. Chan, and H. B. Seed, 1975, Determination of soil liquefaction characteristics by large-scale laboratory Tests, Earthquake Engineering. Res. Center, EERC 75-14.
2. Arakawa, T., T. Iwasaki, and T. Kenichi, 1982, Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes, Soil Dynamics and Earthquakes Engineering Conference, pp. 925-939.
3. Bhatia, S. K., 1971, The verification of relation for effective stress method to evaluate liquefaction of saturated sands, Ph. D., Thesis, Univ. of Rookee, India, pp. 1-138.
4. Booker, J. R., M. S. B. Rahman, I. M. Idriss, and H. B. Seed, 1976, A computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation during Cyclic or earthquake loading, Earthquake Engineering. Res. Center. EERC 76-24.
5. Dyvik, R., R. Dorbry, G. E. Thomas, and W. G. Pierce, 1984, Influence of consolidation shear stresses and relative density on threshold strain and pore pressure during cyclic straining of saturated sand, US Army Corps of Engineering, pp. 1-36.
6. Ishibashi, I., M. Kawamura, S. K. Bhatia, 1985, Effect of initial shear on cyclic behavior of sand, Journal of Geotechnique, Vol. 38, No. 2, pp. 253-262.
7. Johnson, Huey D., E. G. Brown, and R. B. Robie, 1979, The August 1, 1975 Oroville earthquake investigations, Department of Water Resources Bulletin, 203-78, pp. 192-203.
8. Lee, K. L. and J. A. Focht, 1975, Liquefac-

- tion potential at Ekofisk tank in North Sea, ASCE, VOL. 101, No. GT1, pp. 1-18.
9. Martin, G. R., W. D. L. Finn, and H. B. Seed, 1974, Fundamentals of liquefaction under cyclic loading, The Univ. of British Columbia, Dept. of Civil Eng. Series No. 23, pp. 1-40.
 10. Mohamad, R. and R. Dobry, 1986, Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 10, pp. 1-7.
 11. Mourad Z., and M. Ahmed, 1992, Analysis behavior of earth dam using strong-motion earthquake records, ASCE, Vol. 118, No. 986, pp. 268-277.
 12. Mulilis, J. P., H. B. Seed, and C. K. Chan, 1977, Effect of sample preparation on sand liquefaction, ASCE, Vol. 103, No. GT2, pp. 91-108.
 13. National Academy Press, Washington DC., 1985, Committee on Earthquake Eng. Commission on Engineering and Technical Systems National Research Council, Liquefaction of soils during earthquakes, pp. 1-48.
 14. Peacock, W. H. and H. B. Seed, 1968, Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions, ASCE, VOL. 94, No. SM3, pp. 689-708.
 15. Seed, H. B., K. L. Lee, I. M. Idriss, and F. I. Makdisi, 1971, Analysis of the slides in the San Fernando dams during the earthquake of Feb. 9, Earthquake Engineering Research Center, No. EERC, 73-2, College of Engineering Univ. of California, pp. 1-62.
 16. Seed, H. B., K. Tokimatsu, L. F. Harder, and R. M. Chung, 1984, The Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations, Earthquake Engineering Res. Center, Report No. UCB/EERL-48/15, pp. 1-48.
 17. Silver, M. L. and F. Tatsuoka, 1980, Cyclic undrained strength of sand by triaxial test and simple shear test, 7th World Conf. Earthquake Engineering, Vol. 3, pp. 281-288.
 18. Stamatopoulos, C. A., G. Bouckovalas, and R. V. Whitman, 1991, Analytical prediction of earthquake-induced permanent deformations, ASCE, Vol. 117, No. 10, pp. 1471-1489.
 19. Stokoe, K. H. and R. J. Hoar, 1978, Variables affecting in situ seismic measurements, Proc. of the ASCE, Geot. Eng. Div. Special Conf. Earthquake Engineering and Soil Dynamics Vol. 2, Pasaenda, CA, pp. 921-937.
 20. Tokimatsu, K. and Y. Yoshimi, 1982, Liquefaction of sand due to multi-directional cyclic shear, Soils and Foundation, Vol. 22, No. 3, pp. 126-130.
 21. Vaid, Y. P. and J. C. Chern, 1983, Effect of static shear on resistance to liquefaction, Soils and Foundation, Vol. 23, Vol. 1, pp. 47-53.
 22. William, F. S., 1979, Threshold strain and cyclic behavior of cohesionless soils, ASCE/EMDE, pp. 1-5.
 23. 農業土木學會 八郎潟干拓地被害 調査 委員會, 1983, 日本海中部地震による八郎潟災害 調査報告, 農業土木學會誌, 51(7), pp. 675-678.
 24. 陶野 郁雄, 1992, 地盤の液狀化・液狀化 災害 調査研究の成果, 農業土木學會誌 60(9), pp. 819-824.
 25. 松本 秀應, 外2人, 1988, 細粒分含有量の液狀化強度への影響(その2), 第23回 土質工學 研究 發表會, pp. 679-680.
 26. 前野 賀彦, 1992, 沿岸域に液狀化おける對

- 策工法, 農業土木學會誌, 60(9), pp. 825-830.
27. 前野 賀彦, 1991, 海岸構造物の耐震設計, 農業土木學會誌, 59(8), pp. 937-942.
28. 北村 良介 外3人, 1988, 海底沖積しらす埋め立て地盤の液狀化豫測に關する一考察, 第23回 土質工學研究發表會, pp. 717-718.
29. 安田 進, 1988, 埋立地における地震時被害の特徴, 第23回 土質工學 研究 發表會, pp. 951-952.
30. 梅原 靖文, 善 功企, 兵田浩二, 1976, 振動三軸試験による飽和砂の液狀化特性, 港灣技術研究所報告, 第15卷 第4號, pp. 53-74.
31. 吉武 美孝, 1992, 干拓堤防の液狀化に關する諸問題, 農業土木學會誌, 60(9), pp. 813-818.
32. 風間 彰, 1979, 海岸保全施設の被害の解析例と復舊工法, 農業土木學會誌, 47(6), pp. 438-448.
33. 建設部, 1987, 耐震設計指針書 作成에 關한 研究, pp. 11-193.
34. 都德鉉, 高在晚, 1992, 耐震工學, 圖書出版曉星, pp. 329-347.
35. 都德鉉, 張秉郁, 1990, 우리나라 飽和砂質地盤의 液狀化 포텐셜 評價, 大韓土質工學會, Vol. 6, No. 3, pp. 41-51.
36. 張秉郁, 宋昌燮, 1992, 反復荷重을 받는 흙의 構成關係式 開發, 韓國農工學會誌, 第34卷 第1號, pp. 45-48.
37. 土地改良事業計劃 設計基準(耐震設計 編), 1984, 農林 水産省 構造改善局 建設部, pp. 1-73.
38. 기상청, 1992, 1978-92 地震觀測報告, pp. 1-20.
39. 農林水産部, 1990, 새萬金地區 防潮堤 斷面 및 基礎處理에 關한 設計檢討, 農漁村振興公社, pp. 169-231.