

土动力学工程应用实例与分析

中国振动工程学会 编著
土动力学专业委员会



中国建筑工业出版社

土动力学工程应用实例与分析

中国振动工程学会
土动力学专业委员会 编著

中国建筑工业出版社

(京) 新登字 035 号

图书在版编目 (CIP) 数据

土动力学工程应用实例与分析/中国振动工程学会土动力学专业委员会编著. —北京: 中国建筑工业出版社, 1998

ISBN 7-112-03532-5

I. 土… II. 中… III. 土动力学-应用 IV. TU435

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (98) 第 03237 号

由中国振动工程学会土动力学专业委员会编著的《土动力学工程应用实例与分析》一书是以工程中常遇到的问题为例, 阐明土动力学的基本原理、计算方法和解决问题的途径。全书共分六章包括: 地基的液化、震陷与地震小区划; 土石坝与边坡的抗震稳定; 动力机器基础; 桩与地基的动测; 振波的传播; 地基的加固等。本书反映了我国的土动力学及其在工程应用中的发展水平。

本书可供有关的勘察、设计、施工人员, 科研人员, 以及院校师生参考。

* * *

责任编辑: 石振华

责任设计: 杨凤荣

责任校对: 赵明霞

土动力学工程应用实例与分析

中国振动工程学会
土动力学专业委员会 编著

*

中国建筑工业出版社出版、发行(北京西郊百万庄)

新华书店经销

北京彩桥印刷厂印刷

*

开本: 787×1092 毫米 1/16 印张: 16¼ 插页: 1 字数: 395 千字

1998 年 7 月第一版 1998 年 7 月第一次印刷

印数: 1—1,500 册 定价: 21.00 元

ISBN 7-112-03532-5

TU·2753 (8765)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换

(邮政编码 100037)

编辑委员会名单

主 任 徐攸在

委 员 (按姓氏笔划排列)

王余庆 石振华 刘惠珊 李席珍 吴成元

杨先健 徐攸在 常亚屏 谢定义 潘复兰

序

土动力学是岩土工程和土力学的一个组成部分。它是研究土体在各种形式动力作用下的特性和反应。因此，在自然界和工程领域中，凡是遇到有动力作用影响出现的土工问题，都必须用土动力学的原理和土力学的基本知识来分析和解决。

回顾近半个世纪来我国土动力学的发展过程，它是与我国工程建设的需要密不可分的。50年代动力机器基础设计的需要，60、70年代地震和抗震工程的需要、80年代海洋工程的需要，都极大地推动了我国对土动力学的研究和发展。近十几年中，由于大量工程建设的需要，又促进了我国对桩和地基动测技术的发展。所以，以土动力学在工程中的应用和分析来阐明土动力学的基本原理和解决工程问题的方法，是理论联系实际的一个好方法。可以起到示范的作用。

本书的作者们都是国内土动力学各领域中造诣较深的学者、专家，他们结合工程实例进行理论分析，无疑反映了我国的土动力学及其在工程应用中的发展水平。我深信通过本书的出版，必将进一步提高和普及我国的土动力学科技水平，对我国的工程建设带来应有的效益。

汪闻韶

中国科学院院士

中国振动工程学会

土动力学专业委员会名誉主任

1998年1月

目 录

序

前言

第一章 地基的液化、震陷与地震小区划	1
第一节 概述.....	1
第二节 地基的液化.....	1
第三节 地基的震陷	13
第四节 地震小区划	23
第二章 土石坝与边坡的抗震稳定	43
第一节 概述	43
第二节 高边坡抗震稳定性评价	44
第三节 尾矿坝的抗震稳定分析和处理措施	51
第四节 土坝动力分析及抗震安全评价	72
第五节 地震滑坡的变形判断法	94
第三章 动力机器基础	104
第一节 概述.....	104
第二节 砂土振动沉陷引起的柱基不均匀沉陷.....	110
第三节 机器动力作用不清造成的问题.....	115
第四节 压缩机基础的加固与减振.....	118
第五节 地基振动蠕变引起的基础不均匀沉陷.....	129
第六节 大扰力设备基础的设计.....	134
第七节 联合基础的动力特性.....	137
第四章 桩与地基的动测	142
第一节 概述.....	142
第二节 桩身完整性检验.....	142
第三节 频域法测定桩承载力之一（共振法）	145
第四节 频域法测定桩承载力之二（瞬态机械阻抗法）	147
第五节 时域法测定桩承载力之一（动参数法）	149
第六节 时域法测定桩承载力之二（球击法）	151
第七节 大应变动测桩承载力之一（凯斯（Case）法）	152
第八节 大应变动测桩承载力之二（波形拟合法）	159
第九节 大应变动测桩承载力之三（静动法）	164
第十节 天然地基承载力的动测.....	168
第十一节 复合地基承载力的动测.....	171

第十二节 地基剪切波速的测定..... 173

第十三节 地基瑞利波速的测定..... 177

第十四节 地脉动的测定..... 179

第五章 振波的传播..... 184

第一节 概述..... 184

第二节 重型锻锤引起的地面振动..... 188

第三节 重型锻锤环境振动的评估..... 189

第四节 列车与地铁引起的地面振动..... 193

第五节 打桩引起的地面振动..... 196

第六节 凹槽地形的地面振动..... 200

第七节 软土地面振波的传播..... 202

第八节 岩石地面振波的传播..... 203

第九节 弹性地基板与排桩屏障并联隔振设计..... 206

第六章 地基的加固..... 217

第一节 概述..... 217

第二节 松砂地基爆炸振密..... 218

第三节 软土地基的强夯置换..... 226

第四节 强夯置换消除粉土地基液化..... 235

第五节 振冲碎石桩复合地基的抗液化效果评估..... 244

第一章 地基的液化、震陷与地震小区划

第一节 概 述

地基的土体在受到动荷载的作用时，如果动荷载有一定的强度，土体将会出现新的附加变形，称为震陷（振陷）。这种附加变形的出现是土体结构受到动荷载作用时发生一定程度破坏（颗粒的滑移、变密）的结果。它随着动荷载幅值的增大或历时的增长而增大，其发展水平视其动荷水平及其起始的静应力状态，可能在发展到一定数值后稳定在一个不致影响土体上建筑物正常工作的水平上，也可能发展到使土体上建筑物无法继续使用或土体发生强度破坏直接危及其上建筑物工作与安全。因此，预估震陷的大小是土动力学的一个实用课题。

对于有些土体，如粉细砂土，轻亚粘土等，尤其是在其处于水饱和状态时，动荷载引起土结构的破坏，会使原来由土骨架所承受荷载的一部或全部转换为由孔隙水承受的孔隙水压力，从而使土体内的有效应力降低，导致土强度的减小或丧失，出现土体由稳定状态向不稳定或类似液体状态的转化，即由固态经软化到液化，造成地基的完全失效。所以，地基土体液化的可能性是土动力学中又一个更加令人忧心的问题，必须针对具体的土性、静动荷载和排水等条件作出明确的判定，必要时采取切实可行的增稳措施。

从土动力学的角度，动荷载可能来自地震，爆破，动力机器，行驶车辆、海浪，风动以及管道水流。它们具有不同的频幅变化和作用历时，会引起土体不同的反应，给工程建设造成不同的问题。但是，在多种动力源中，地震是其中最为恼人，也最难对付的一种。因此，它就成了土动力学，抗震防灾工作中的主要研究对象。如果能够将一定范围内的建筑场地，按其实际所处震源条件的活动性与危险性程度，对此区域内不同场地给出地震的有关参数或震害的预计水平，则它对该范围内工业发展，市政建设及抗震防灾的合理规划布置将提供有力的依据和巨大的方便。这种工作，就是通常所说的地震小区划，它涉及到工程地质学，土工抗震学，工程地震学以及土动力学的理论和方法。在这里，土动力学仍然发挥着重要的作用。

综上所述，地基的震陷、液化和地震小区划将作为本章分析的主要内容。下面拟通过对一些实例的分析，在更具体和更深刻的层次上展示土动力学理论和方法的运用和作用。

第二节 地基的液化

一、北干抽水站^[1-1]地基

1. 问题

陕西省东雷二期抽黄灌溉工程北干抽水站是一个沿总干渠由黄河漫滩抽水上渭河三级阶地进行农田灌溉的工程。抽水站的地基土层由上向下依次为第四系全新统坡积砂壤土

层，第四系全新统冲积粉细砂层（夹薄层壤土透镜体）和第四系下更新统冲积湖积壤土层。建筑物的持力层为粉细砂层，其标准贯入击数值仅 6~7 击，不能满足地基承载力及该地区 8 度地震条件下地基粉细砂层不发生液化的要求。因此，设计采用了振冲碎石桩加固处理的方案，桩径 0.8m，桩距 2.0m，排距 1.7m，桩顶标高 330.5m，基底的设计标高 329.0m，基底压力 250kPa，设计的厂房外地面填土标高 339.3m。现在的问题是经过处理的地基是否能在 8 度地震作用下保证足够的抗液化能力。

2. 检验

当前，地基液化判别的方法虽然很多，但适用于复合地基液化检验的方法却很少研究。本工程采用了《建筑抗震设计规范 GBJ—89》^[1-2] 的临界标定击数法和 Seed 基于室内动三轴试验与现场标贯试验的经验方法与简化法，即动三轴试验的抗液化剪应力法，着重判定处理后桩间土液化的可能性。

为了了解加固后桩间土的密度（标贯击数）情况，在厂房南北两段分两段各布置了标贯孔 3 个。因本次液化检验时，基坑已分别开挖到地面高程 329.9m（北段）和 333.7m（南段）上，而将来工作时，地面高程为 339.3m。由基底高程 329.0m 到地面高程之间由壤土回填夯实（容重为 1.90t/m³）。因此，作为液化判定时的标贯击数均应以 339.3m 高程为准，按现有开挖后地面所作的标贯击数均应考虑上覆压力的变化作出相应的校正，这种校正采用下列经验公式进行，即

$$N_1 = C_N N \tag{1-1}$$

$$C_1 = 1 - 1.25 \log \frac{\sigma'_0}{\sigma_1} \tag{1-2}$$

式中 C_N ——为校正系数；

N, N_1 分别为实测的标贯击数和修正到上覆有效压力为 10t/m² 时的标贯击数。

σ'_0, σ_1 分别为实测击数对应的上覆有效压力和 10t/m² 的上覆有效应力。

此时，在得到 N_1 以后，还需要将其再修正到设计地面高程的上覆有效压力 σ' 所对应的标贯击数 N' ，即

$$N' = N_1 / C'_N = N \frac{C_N}{C'_N} \tag{1-3}$$

式中

$$C'_N = 1 - 1.25 \log \frac{\sigma'}{\sigma_1} \tag{1-4}$$

上述计算对 6 个孔分别进行，然后求得粉细砂层不同高程上 N_1 和 N' 的最小值和平均值，如表 1-1 中上行和下行所示。

不同标高 m 处的修正标贯击数 表 1-1

标高	333	332	331	330	329	328	327	326
N_1	22.5	35.6	26.5	225	31.5	30	19.1	(15.2)
	34.5	40	32	35.4	42.5	37.6	31.3	(31.9)
N'	23.9	36.7	30.3	26.7	38.8	38.2	25.2	(21.4)
	36.6	44.1	36.6	42.1	52.6	47.9	41.2	(43.5)

注：表中括号指粘性土层。

据此，当按《建筑抗震设计规范》GBJ—89 判别时，因临界标贯击数为

$$N_{cr} = N_0[0.9 + 0.1(d_s - d_w)]\sqrt{\frac{3}{P_c}} \tag{1-5}$$

式中 N_0 ——基准值，对 8 度地震取 10（近震）；
 d_w, d_s ——地下水埋深（6m）和砂层埋深；
 P_c ——粘粒含量%，小于 3% 时仍取 3% 计算。

故 $N_{cr} = 3 + d_s$ ，它的值均小于 N' 值(图 1-1),故地基为不液化地基。

当按西特（Seed）和皮考克（Peacock）的经验曲线判别时，利用 N_1 和实际的可能震级（本地区按 $M = 7\frac{1}{2}$ 采取），由经验曲线（图 1-2）得到引起初始液化的动剪应力比 τ_l/σ'_0 ，再将这个动剪应力比同设计地震引起的动剪应力比 τ_E/σ'_0 比较，如前者大于后者，则判定为不液化，否则液化。

地震剪应力比计算采用下式：

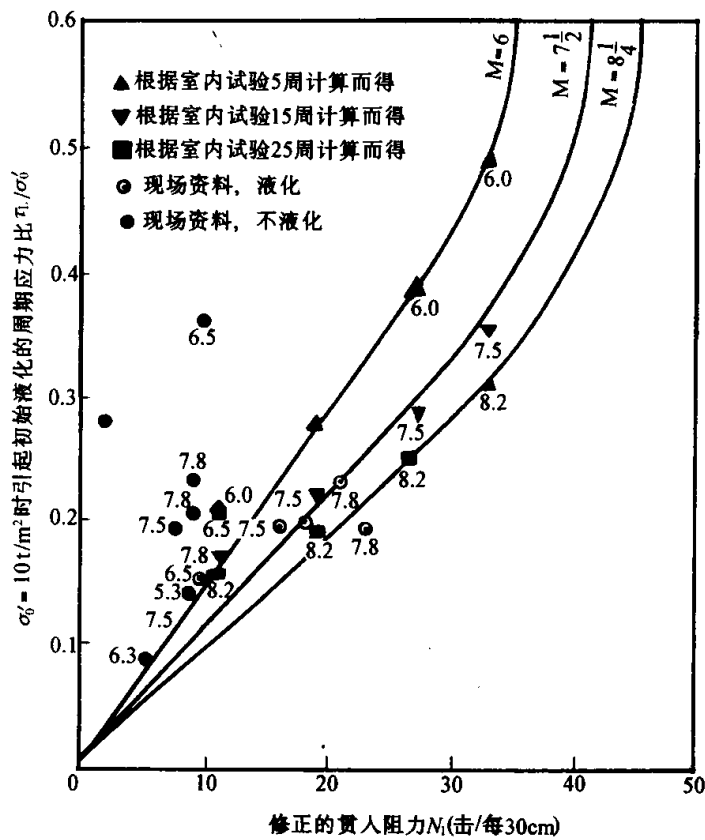


图 1-2 Seed-Peacock 经验曲线

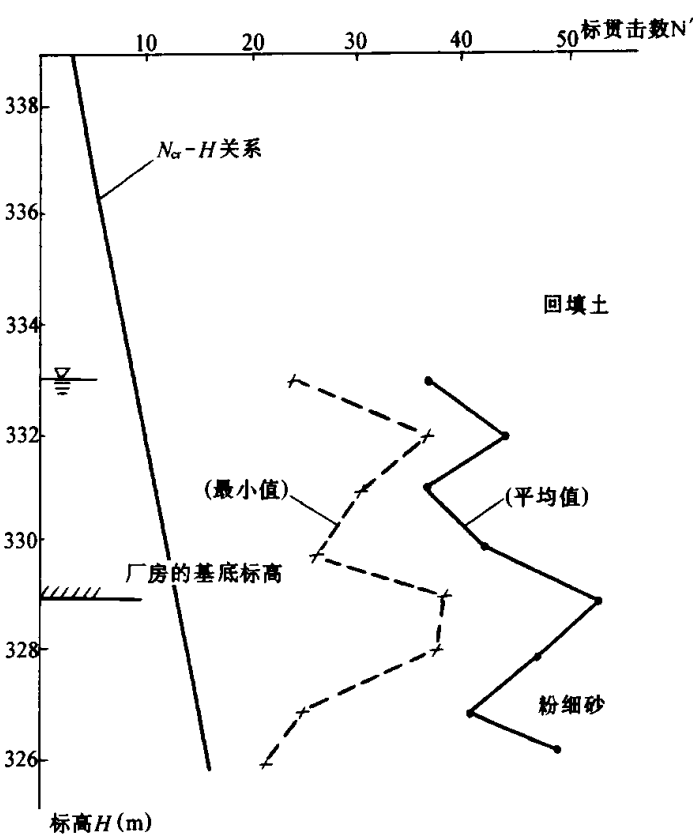


图 1-1 按《建筑抗震设计规范》的液化检验

$$\tau_E/\sigma'_0 = 0.65 \frac{\alpha_{max} \sigma_0}{g \sigma'_0} \gamma_d \tag{1-6}$$

式中 α_{max} 为地震时地面的最大加速度；
 σ_0 和 σ'_0 为所考虑砂层点位以上土所引起的总覆盖压力和有效覆盖压力；
 γ_d 为应力折减系数，从地面的 1 变到 10m 处的 0.9，亦可由 $(1 \sim 0.015 d_s)$ 估计。

上述两种剪应力比的对比如表 1-2 和图 1-3 所示。可以看出，如按平均值判定，全部砂层均为非液化区，如按最小值判定，则可能有部分液化区出现。

当按 Seed 简化法判定时，可以利用动三轴试验成果。试验在桩间土的干容重平均值 1.637tf/m^3 下制样，

得到了如图 1-4 所示的动强度曲线。如果取 8 度地震的等效振次为 15 次，则它们的抗液化剪应力比分别为 0.17，0.16 和 0.12，这些数据均显著低于地震剪应力比，厂房段的粉细砂土应判定为可液化土。

不同标高处的地震剪应力比和抗液化剪应力比 表 1-2

高 程 (m)	τ_E/σ'_0	τ_L/σ'_0	
		按平均值 N_1	按最小值 N_1
333	0.250	0.390	0.250
332	0.267	0.520	0.40
331	0.281	0.35	0.28
330	0.292	0.40	0.25*
329	0.298	0.60	0.34
328	0.368	0.42	0.33*
327	0.301	0.35	0.20*
326	0.298	0.36	0.18*

* 为液化点。

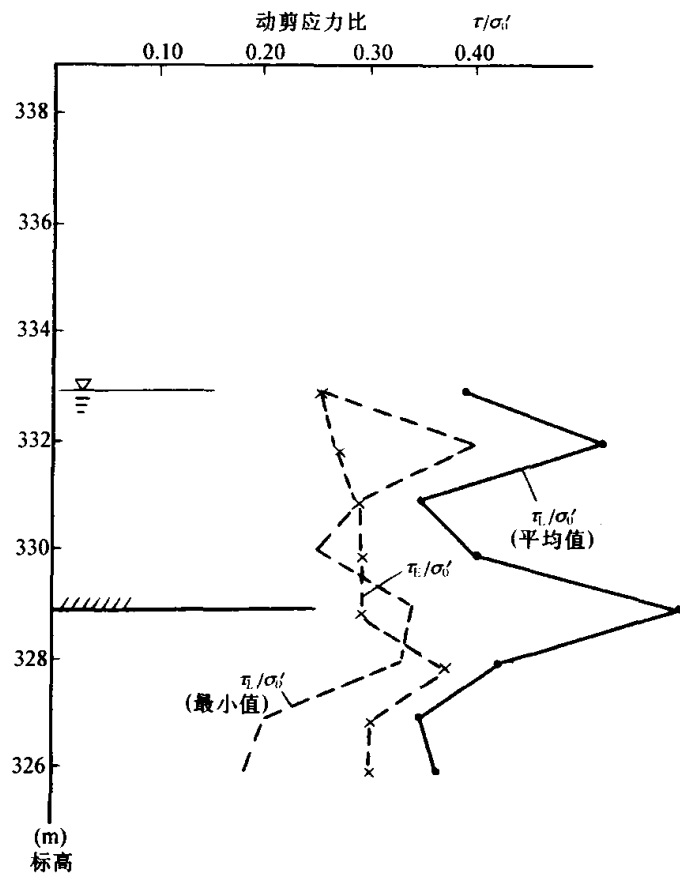


图 1-3 按 Seed-Peacock 经验曲线的液化检验

根据上述三种方法判定的结果可见，在 8 度地震作用下，按《建筑物抗震设计规范》地基无液化发生，按 Seed 经验方法，地基无液化（对平均标贯击数）或有一定液化（对最小标贯击数），按动三轴试验的简化方法，地基为可液化。这种不同方法判定结果的不一致性常会出现，对于像液化判定这样复杂的问题，各种方法均有一定的局限性。这时，

对于地基液化与否的结论就需要作出综合的判断与分析。由于考虑到上述方法均只针对桩间土进行，而复合地基中桩体的分担效应，排水效应以及建筑物作用下偏压固结条件等有利因素，再加上地基中的可液化土层厚度较小，所处的深度较大，处理后地基的液化危害性很小，可以认为处理后的地基已能满足 8 度地震作用不引起液化危害的要求。

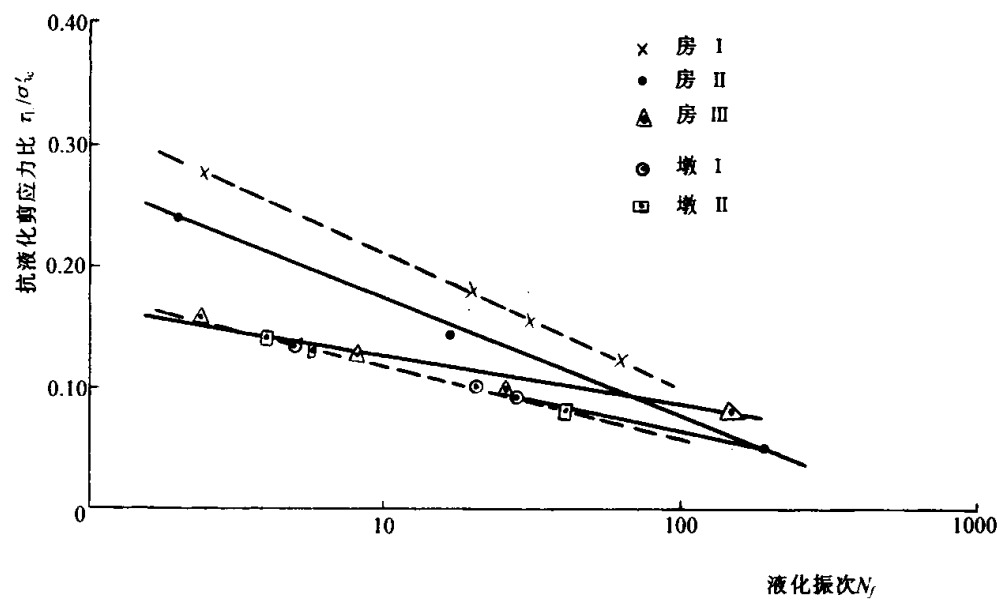


图 1-4 动强度曲线抗液化剪应力比-液化振次的关系

3. 讨论

本抽水站厂房地基的粉细砂土经过振冲碎石桩处理后，一是在粉细砂层中增加了刚度和排水能力均较大的碎石桩体，二是使粉细砂层得到了挤密和振密。这两个因素均将使砂基的抗液化能力有所提高，但这种提高到底能不能使地基满足 8 度地震下不致发生液化的要求，需要作出定量的判断。显然，解决这个问题时必须考虑到碎石桩刚度的影响，碎石桩排水能力的影响以及桩间砂土密度提高的影响，是一个综合排水作用、固结和不同刚度的桩与桩间土对动荷载分担作用的复杂课题。目前，还缺乏对复合地基液化检验理论和方法的系统研究。看来，对复合地基系统，采用数值方法计算其在地震荷载输入下实际反应的应力场，应变场和孔压场，据以作出液化可能性的判定，应该是一种有效的研究途径，国外已开始有这方面的报导^[1-3]。国内徐志英^[1-4]曾经考虑过振冲碎石桩的排水效应，分析过复合地基内的地震孔隙水压力，但没有全面分析排水效应以外的挤密效应和桩体效应。郑建国等^[1-5]通过地面激振，实测在振源一侧加固过的地基内和另一侧未加固过的地基内对应位置处土中的振动加速度并提出对比分析的方法，证明振冲桩加固处理措施可以大大降低桩间土中的振动加速度（距震源 2m 时，约为未处理时的 34%）和孔隙水压力（距震源 2m 时约为未处理时的 47%），提出了按加速度和孔隙水压力折减程度的经验系数值减小规范确定的临界标贯击数，来判定复合地基液化可能性的方法。最后用下列公式求取临界标贯击数来检验复合地基液化的可能性。

$$N'_{cr} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot N_0 [0.9 + 0.1 (d_s - d_w)] \sqrt{\frac{3}{P_c}} \tag{1-7}$$

式中 η_1 ——桩体效应的折减系数， $\eta_1 = 1 / [1 + F_v (n - 1)]$ ；

η_2 ——排水效应的折减系数，通过试验或已有经验确定；

F_v ——碎石桩的置换率，即桩的面积与一根桩所承担处理面积之比；

n ——桩土应力比，一般为 3~5。

这种方法除了尚缺乏足够的实际验证外，显然，上述试验时的振源及振波传播特性也和地震动有所差别，并不能代表地震输入的复杂情况。王士凤^[16]曾在振动砂箱（150cm×28.8cm×50cm）内研究了砾石排水桩加固可液化地基的问题。他在砂箱内设置了 20cm 宽的条形基础，地基为 40cm 厚的粉砂土， $d_{50}=0.13\text{mm}$ ， $\gamma_d=1.48\text{g/cm}^3$ ， $k=3.1\times 10^{-3}\text{cm/s}$ 。基底压力 12.6g/cm^2 。地基分为不设置桩（称情况 A）、设置表层桩（桩长 10cm，桩径 2cm，桩距 8cm，桩料为 $\phi 2\sim 3.5\text{mm}$ 的小碎石， $\gamma_d=1.53\sim 1.66\text{g/cm}^3$ ， $k=2.5\sim 1.6\text{cm/s}$ 。称情况 B）、设置浅层桩（桩长 20cm，桩径桩距同上，称情况 C）、以及设置深层桩（桩长 40cm，桩径桩距同上，称情况 D）等四种情况。动荷水平由 5t 振动台施加，频率为 4Hz。在无桩的情况 A 下，全部砂层在 $\alpha_{\max}=0.113\text{g}$ ， $t=20\text{s}$ 时达到液化，地基土由过基础边缘的竖线分为基础内的非液化区和基础外的液化区（孔压比 ≥ 1.0 ）。在有桩加固的情况，当无桩的自由场区在全深度上液化时，有桩区并未液化，基础的沉降比无桩的情况大大降低，由 44mm 降到 2.0mm（浅桩，满堂布置）和 2.4mm（深桩，外缘布置），且非液化区包括一定范围的刚性区和它外部的软化区。刚性区与模型连成整体，将附加压力均匀传给软化区，不液化区沿深度上为上窄下宽的梯形，即不液化范围随深度以一定角度（ $15^\circ\sim 20^\circ$ ）扩展，反映了深层因有较大的孔压梯度而加速排水消散的结果。这个不液化区对不同方案和不同的动强度有所差别，但在形成之后，振动时间继续增长时，影响范围基本上维持不变。不液化区对它外侧土体的变形起了限制作用，从而使梯形范围有一定的增大。如果对比不同的加固方案情况，深桩下只有刚性区（无软化区），它是基础的主要持力层，可使沉降减小到未加固时沉降的 5.7%，甚至无沉降发生；浅桩下的刚性区外有软化区，但软化区受到刚性区扩散后的较小压力，故基础沉降大幅度减小，加固宽度愈大，减小愈显著。这个软化区，在持续振动过程中，因受到两侧液化区的影响，有从侧向内缩小的趋势。在动强度高或振动历时长的情况下，它有可能因其不断的缩小，而在深层出现液化（浅桩加固时桩下的余留可液化土层不宜过厚）。这种桩下土中孔压的增长，使土的刚度下降，会引起上传剪应力的减小，而出现对基础的减震现象。对于在基础外缘布置浅桩的情况，桩体的存在可以减小基础外侧的易液化区，基础下的无桩土体虽然软化较早，但最终仍可得到与浅桩满堂布置情况相近的减少沉降的效果（这对已有建筑物基础或可液化土层较深时有应用价值）。这样，当将排水桩作“内疏外密”的布置（桩数不变）时，可兼有满堂布桩和外缘布桩的优点，既可减小沉降，又可增大不液化区的范围。但是，如果将深桩作“外缘”布置，则它虽然可直接消除基础外液化区的影响，但两侧桩因排水作用形成的梯形土楔体之间高孔压的软化区仍然存在，基础仍有较大的沉降。不过，增多排数可以增强限制侧向变形的作用而使基础沉降降低。当只设表桩时，对防止大范围喷砂冒水减小不均匀沉降有利，但因其下仍有较厚的软化土层，故不能使沉降明显减小。因此，它仅对较轻型的建筑物较为合适。模型试验还揭示，基础沉降过程与振动过程中液化区和软化区的动态变化密切相关。首先，基础外侧的自由场从表层开始液化，然后向深层发展，与此同时，基础下不液化区内的孔压也随自由场液化的发展，从上层向下层逐渐增大，每层土从其孔压比达到 0.5 开始即对基础沉降有所贡献，且沉降的发

展，有一个由逐渐加快再到基本稳定的过程；愈往深处的土层，对沉降的贡献开始愈晚，数值愈小。浅桩加固之所以仍能取得减小沉降的良好效果，这可能是其主要原因之一。

上述实验又一次证明，碎石桩加固无论对防止砂土层的液化和减小基础的沉降确有良好的效果。浅桩加固仍然可以显著地减小沉降，尤其是“内疏外密”的布桩方式可以收到较外缘布置浅桩和满堂布置深桩更大的效果。沉降减小的程度随加固宽度的增大而增大。这些定性的规律性认识有助于桩体的合理设计。可惜至今仍然缺乏定量设计计算的成熟方法。

当前，最常用、最简单而且偏于保守的振冲碎石桩复合地基液化可能性判定的方法仍基于考察加固处理后桩间土的液化可能性，认为只要经过挤密后的桩间土不发生液化，整个复合地基的抗液化能力就能得到保证，忽略了桩体效应甚至排水效应的有利作用。如果桩间土有发生液化的可能性，但超出液化的临界指标值并不大，仍可从整体上判定复合地基为不液化。这里就需要工程师的综合判断和实际经验来发挥作用。

二、镇江 500kV 长江大跨越的北岸塔基^[7]

1. 问题

镇江 500kV 长江大跨越的北岸跨越塔为一高达 180m 的钢结构，位于第四纪近代长江冲积层之上，地层由软塑的亚粘土，轻亚粘土组成。塔位所在地区的地震基本烈度为 7°。考虑到工程的重要性，地震设防烈度定为 8°。对于跨越塔，地基土层试验的成果（表 1-3）表明，亚粘土层的平均标贯击数虽只有 2.6，但粘粒含量>15%，属不液化土；其下的轻亚粘土层，粘粒含量为 9.5，且平均标贯击数为 6.3，天然干容重为 13.1kN/m³，按《建筑物抗震规范》判定，8 度地震时的临界标贯击数为

$$N_{cr}=N_0\left[0.9+0.1\left(d_s-d_w\right)\right] \sqrt{\frac{3}{P_c}}$$
$$=10\left[0.9+0.1\left(7.6-0.6\right)\right] \sqrt{\frac{3}{P_c}}=9.05$$

而实际的平均标贯击数远小于此值，故属可液化土层，应该采取地基处理措施。

跨越塔基土的物理力学性质指标 表 1-3

土 层 名 称	软可塑亚粘土			轻 亚 粘 土			粉 砂		
土层埋置深度 (m)	1.0~7.6			7.6~25.0			25.0 以下		
取 值 标 准	最大平 均 值	最小平 均 值	算术平 均 值	最大平 均 值	最小平 均 值	算术平 均 值	最大 值	最小 值	一般 中值
天然含水量 w (%)	40.77	38.85	39.13	38.51	31.86	35.72	29.81	27.3	27.8
天然容重 γ (kN/m³)	18.2	17.5	17.9	18.0	17.3	17.8	18.4	17.8	18.0
天然孔隙比 e	1.19	1.02	1.12	1.17	0.99	1.07	0.93	0.87	0.90
液 限 w _L (%)	35.25	32.05	33.61	33.91	30.41	31.93			
塑性指数 I _p	13.27	6.23	11.54	10.01	7.51	8.52			
液性指数 I _L	1.64	1.34	1.51	1.81	1.18	1.52			

续表

土 层 名 称		软可塑亚粘土			轻 亚 粘 土			粉 砂		
压缩系数 a_v (kPa) ⁻¹	100~200 (kPa)	0.58			0.44	0.07	0.26			
	100~300 (kPa)	0.54			0.50	0.37	0.45			
固结系数 C_v (cm ² /s)	$p = 300\text{kPa}$	6.7×10^{-3}			7.03×10^{-3}	2.79×10^{-3}	5.43×10^{-3}			
无侧限抗压强度 q_u (kPa)		37	31	34	33	24	28			
直 接 慢 剪	c (kPa)				23.7					
	ϕ				32°57′					
三 轴 快 剪	c (kPa)	23			22.5					
	ϕ	1°30′			4°52′					
标贯击数 $N_{63.5}$ (击)		3.3	2.3	2.6	7.65	5.65	6.3	20	15	17
静探锥尖阻力 q_c (MPa)		0.80	0.45	0.60	3.50	1.30	2.00	15.50	3.50	7.50
静探侧壁摩阻力 f_s (MPa)		0.015	0.009	0.011	0.044	0.020	0.030	0.150	0.031	0.072
相对密度 D_v (%)								0.56	0.47	0.51
平均粒径 D_{30} (mm)					0.056			0.16	0.152	0.155
<0.005mm 粘粒含量 (%)		>15			9.5			5.8		

2. 检验

如果考虑轻亚粘土层可液化深度 (15m) 范围内平均深度 11.5m 处, 则由同样的公式可得, 处理后的标贯击数应该不低于 11.23 击。处理措施曾设计为大面积砂井超载排水预压。按此方案, 预计达到 90%固结度的预压时间约为 2 个月, 这就使整个工程要拖长 3~4 个月, 严重影响工程进度。因此, 又提出了采用挤密砂桩处理的方案。砂桩的桩径为 0.4m, 正三角形排列, 桩距 $x = 1.5\text{m}$, 即置换率 $F_u = \pi r^2 / x^2 \sin 60^\circ = 0.0645$ 。按此布置, 当采用日本中堀和英《软土地基处理》中根据大量工程实践经验绘制的挤密砂桩设计诺谟图 (图 1-5)^[1-8] 检验时, 对于原地基的标贯击数 $N_0 = 6$ 击, 及置换率 $F_u = 0.0645$, 可以得到处理后的标贯击数为 12 击, 大于抗 8°地震所要求的 11.23 击, 故认为上述的砂桩方案合理, 可以满足要求。

关于抗液化能力的检验以静力触探作为主要手段。对于处理前后的地基均进行了静力触探试验 (图 1-6)。从处理前后的触探曲线对比, 可以看出处理措施的明显效果。为了用规范要求的标贯击数来作定量检验, 需要将静力触探的锥尖阻力 q_c 转换成相应的标贯击数 N 。为此, 采用了 Robertson 等人的经验关系曲线 ($q_c/N-D_{50}$ 曲线) (图 1-7)^[1-9]。

如令 $\lambda = q_c/N$, 则处理后地基内的桩和桩间土均对综合标贯击数有所贡献, 故将其按所占的面积加权平均, 即得

$$N = \frac{N_{\text{桩}} \cdot \pi r^2 + N_{\pm} (x^2 \sin 60^\circ - \pi r^2)}{x^2 \sin 60^\circ}$$

(1-8)

又

$$N_{\text{桩}} = q_{c\text{桩}} / \lambda_{\text{桩}}, N_{\pm} = q_{c\pm} / \lambda_{\pm}$$

(1-9)

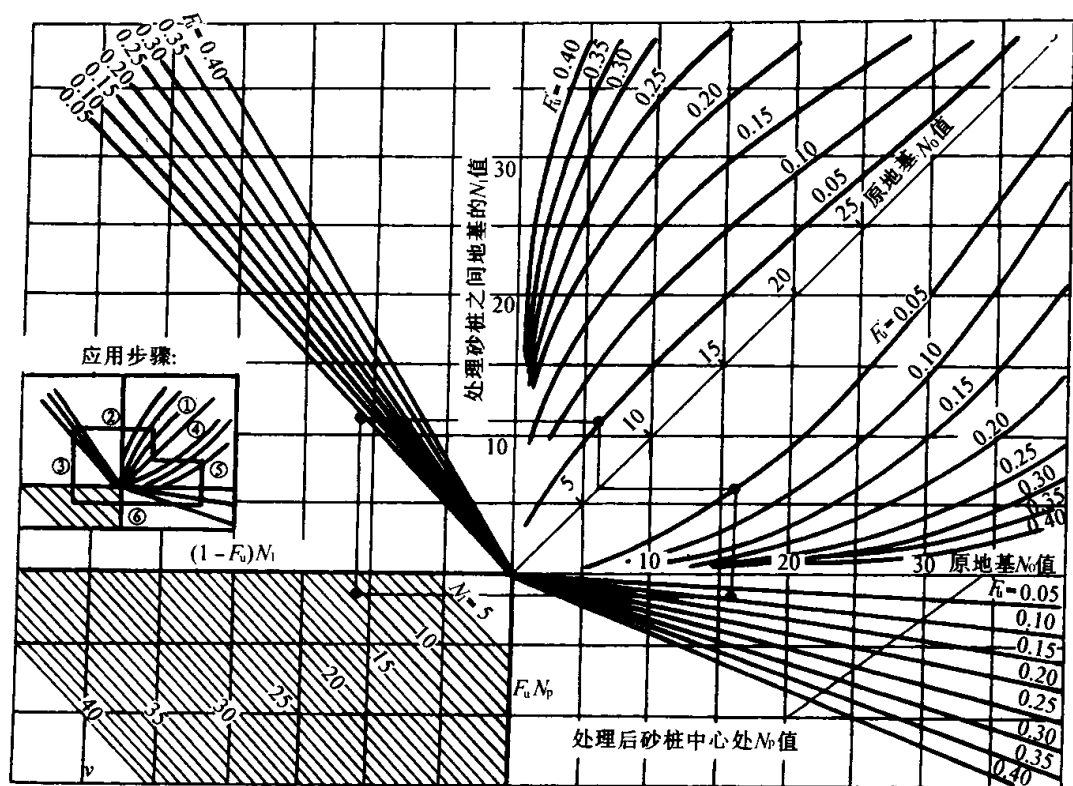


图 1-5 挤密砂桩设计的诺谟图 ([日本] 中堀和英等人)

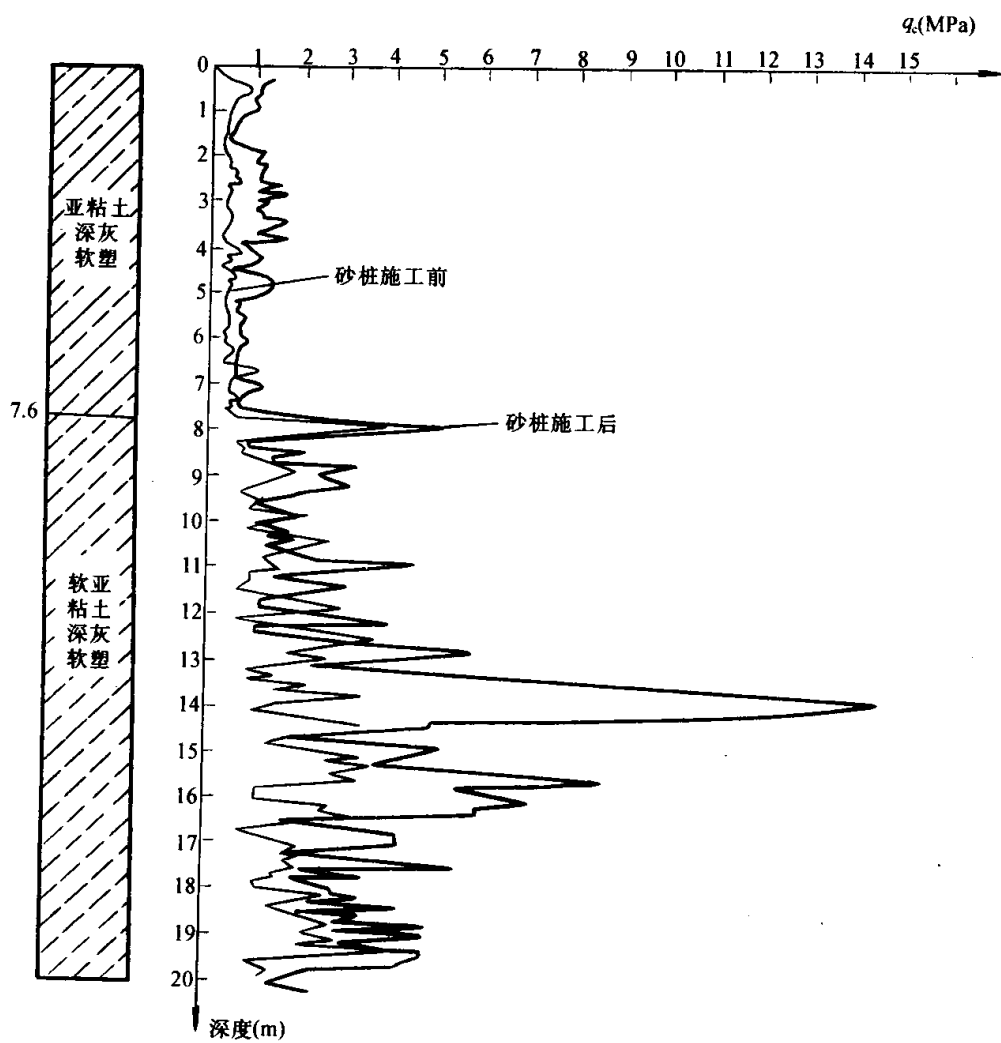


图 1-6 砂桩施工前后跨越塔基土沿深度的静力触探曲线

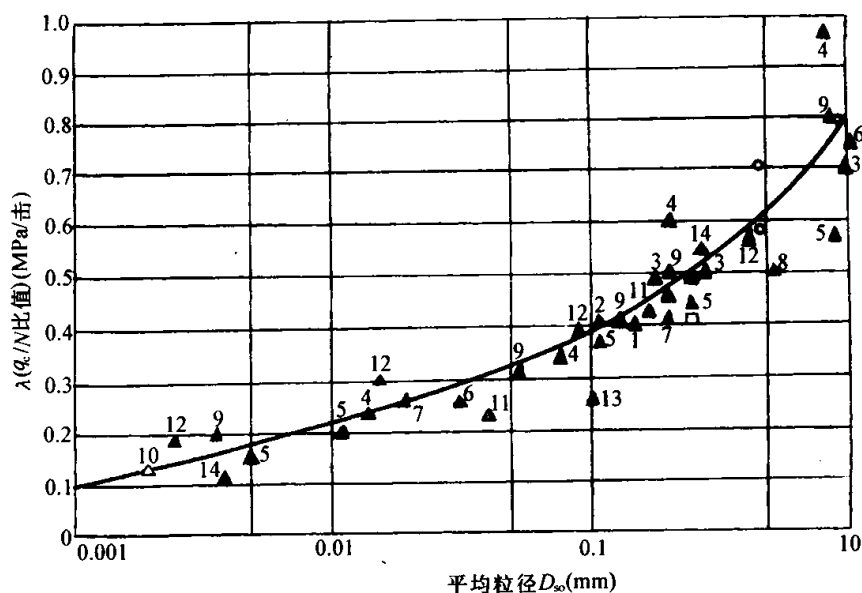


图 1-7 静力触探的锥尖阻力 q_c 对标贯击数 N 之比 λ 与土的平均粒径 D_{50} 的关系 (Roberston 等人)

显然，当用静力触探测得土的 $q_{c\pm}$ 值和桩中心的 $q_{c桩}$ 值，并由图 1-7 按桩料和桩间土料的 D_{50} 得到 $\lambda_{桩}$ 和 $\lambda_{\pm}$ 后，不难算出复合地基的综合标贯击数值 N 。对于本工程的计算，所得的 N 值（8~15m 范围内）为 12.74 击（ $\lambda_{桩}=0.45$ ， $\lambda_{\pm}=0.30$ ）满足了抗 8° 地震所需的临界标贯击数 11.23 击的要求。

应该指出，由于考虑到砂桩施工及地基内孔隙水压力消散的时间因素，静力触探分别在完工后 10 天，15 天和 45 天进行了共三次，对应的锥尖阻力分别为 1.99，2.44 和 3.45MPa，同加固前的 1.65MPa 对比，其强度增长率分别为 20.6，47.6 和 109.0%。上述计算是针对 45 天的锥尖阻力作出的。随着时间的进一步增长，地基的强度仍有继续增长的趋势。

3. 讨论

轻亚粘土可以发生液化已为我国海城地震和唐山地震所证实。由于轻亚粘土是砂土与粘土之间的一种过渡性土，它既有较大含量的砂粒和粉粒，又有有粘塑性质和团粒结构的粘粒。后者一方面使抗液化性能有所提高，另一方面又使标贯击数有所降低。因此，对于这种土，单凭标贯击数来判定液化可能性是不太符合实际的，目前经过考虑粘粒含量的校正是一种简化的处理方法。由于液化判定公式中对粘粒含量的定量考虑方法是通过实际资料总结得到的，因此，应该具有一定的准确性。但是，这种准确性直接与 P_c 测定的方法， N 击数的试验方法有关，尤其是在引入静力触探的锥尖阻力，再转换为标贯击数时，这又引入了探头的标准，转换经验关系的实际条件等的影响，因此，检验结果可能会有一定范围的变化。换句话说，处理后的标贯击数应该较液化临界击数有较大的安全富余。

一系列的研究表明，对于建筑物来讲，地基一定范围内有液化的可能，并不意味着会造成危害。当此可液化的砂层较薄、埋藏深度较大，且上部建筑物较轻时，往往并不会对建筑物的稳定性造成明显的危害性。危害性的大小还受到基础埋深，基础型式和基础传递荷载的均匀程度以及结构的型式，质量分布与使用特点的影响，而且一定厚度可液化层的存在，还会阻止剪切地震波的向上传递而对其上的土层和结构物有减震效果。在满足均匀