

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.2021.04.001

土壤地震液化评价方法研究进展*

陈国兴^{1,2}, 吴琪^{1,2}, 孙苏豫^{1,2}, 赵凯^{1,2}, Charng Hsein Juang³

(1. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京, 210009; 2. 江苏省土木工程防震技术研究中心, 江苏 南京, 210009;
3. Glenn Department of Civil Engineering, Clemson University, Clemson, SC 29634)

摘要: 地震引起的土壤液化是造成全世界范围内重大地震灾害的主要原因之一。这是岩土地震工程界长期关注的一个复杂现象。土壤液化评估是工程实践中不可或缺的一项工作。本文概述了过去50年土壤液化评价方法研究的发展和演变, 重点在于从确定性方法和概率法分析的角度回顾土壤液化评估的简化方法所取得的最新进展。最近20年里, 这些简化方法在两个方面取得了新的进展: (1) 现场液化调查数据库的案例数量和质量提升, 现场案例由一种或多种原位测试(如标准贯入试验, 静力触探试验, 剪切波速测试, 和动力触探试验)进行描述; (2) 各种不确定性的认识和概率评价方法的发展。通过对这些进展的回顾, 提供了一些见解; 并对循环应力比和液化强度计算的几个不确定性校正因素进行了讨论; 对几种有代表性的液化评价方法进行了比较, 并讨论了液化评价中遇到的共性问题。通过对数十年来土壤液化评估的研究、发展和实践经验的总结, 为下一代土壤液化评估方法提供了前景。

关键词: 土壤液化; 地震; 液化评价方法; 确定性方法; 概率方法; 研究进展

中图分类号: TU443 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2021)04-0677-33

Advances in Soil Liquefaction Triggering Procedures during Earthquakes: Retrospect and Prospect

CHEN Guoxing^{1,2}, WU Qi^{1,2}, SUN Suyu^{1,2}, ZHAO Kai^{1,2}, Charng Hsein JUANG³

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China;
2. Civil Engineering and Earthquake Disaster Prevention Center of Jiangsu Province, Nanjing 210009, China;
3. Glenn Department of Civil Engineering, Clemson University, Clemson, SC 29634)

Abstract: Earthquake-induced soil liquefaction is one of the leading causes of significant earthquake damage worldwide. It is also a complicated phenomenon of long-standing interest in the geotechnical earthquake engineering community. Assessment of soil liquefaction potential is an essential task in engineering practice. This paper provides an overview of the development and evolution of the procedures for evaluating soil liquefaction triggering during the last five decades. The focus here is on the more recent advances in the simplified procedures for soil liquefaction potential evaluation from both deterministic and probabilistic analysis perspectives. Over the past two decades, these simplified pro-

* 收稿日期:2020-04-17;修回日期:2020-04-22

基金项目:国家重点研发计划项目(2018YFC1504301)、国家自然科学基金项目(51978334)资助

作者简介:陈国兴(1963—),男,教授,博士。主要从事土动力学与岩土地震工程研究。E-mail: gxc6307@163.com

通讯作者:Charng Hsein Juang(1952—), male, Glenn Professor Emeritus. Work mainly on seismic soil liquefaction, landslides, reliability-based and robust geotechnical engineering design. E-mail: hsein@clemson.edu

cedures have been advanced, especially in two aspects: (1) advance in both quantity and quality of the databases of case histories, in which sites were characterized by one or more in situ tests (such as the standard penetration test, the cone penetration test, the shear-wave velocity measurement, and the dynamic cone penetration test), and (2) recognition of various uncertainties and development of probabilistic evaluation procedures. Insights are provided herein through a critical review of these advances. Discussions are also extended to a few correction factors that relate to the cyclic stress ratio and the cyclic resistance ratio in situ tests under a set of reference conditions. Cross-comparisons are made among selected representative methods of liquefaction potential evaluation, and issues encountered in these evaluations are discussed. Lessons learned from decades of research, development, and practice of soil liquefaction potential evaluations, as summarized in this retrospective review, offer a prospect for next-generation liquefaction triggering evaluation procedures.

Keywords: soil liquefaction; earthquake; liquefaction triggering procedure; deterministic correlation; probabilistic correlation; research advances

引言

地震引起的土壤液化是全世界地震破坏的一个重要原因。土壤液化现象的发生在几个世纪以来的大地震中均有记载,如:1755年葡萄牙里斯本 M_w 8.5~9.0 大地震^[1],1811~1812年美国新马德里 M_w 7.5~7.7 地震序列^[2],1886年美国查尔斯顿 M_w 6.9~7.3 地震^[3]。近百年来,世界上许多地区见证了地震引起的土壤液化及其严重后果,如:1923年日本关东 M_w 7.9 地震^[4-5],1948年日本福井 M_w 7.1 地震^[5],1964年日本新潟 M_w 7.5 地震^[5-6]、美国阿拉斯加 M_w 9.2 地震^[7],1966年中国邢台 M_s 6.8 地震^[8],1976年中国唐山 M_s 7.8 地震^[9],1995年日本阪神 M_w 6.9 地震^[10],2008年中国汶川 M_s 8.0 地震^[11],2010年智利 Maule M_w 8.8 地震^[12],2010~2011年新西兰坎特伯雷 M_w 5.8-7.2 地震序列^[13],2011年东日本 M_w 9.0 地震^[14],2018年印度尼西亚 Palu M_w 7.5 地震。这些例子说明了对土壤液化可能发生的场地及其可能造成的严重后果进行准确评估的重要性。为了保护人类生命和安全以及减轻土壤液化引起的经济、环境和社会影响,以成本-效益方式对土壤液化的发生及其可能造成的后果进行评估是必要的。

液化机理研究始于1960年代初、中期^[15-17]。地震作用下土粒间孔隙水具有抵抗土壤形成更密实、更稳定组构的自然趋势。只有孔隙水排出才会导致土的体积改变、超静孔隙水压力上升,进而可能使土粒间失去接触,并使土体强度大幅降低。因

此,文献中一般将土壤液化描述为地震引起的孔隙水压力增长及随之发生的粒状土软化现象。虽已经历50多年的现场调查、室内试验和数值模拟研究,但对如何简明定义“液化”及如何评价哪类土壤易于“液化”仍存在争议。术语“液化”(liquefaction)不仅指液化触发(liquefaction triggering)时的条件,也指土壤处于触发状态时所发生的现象如流动液化(flow liquefaction)和侧移(lateral displacement)。当液化发生时,土壤刚度和强度可能会大幅降低,更易变形和侧向流动,使土壤可能失去支撑上部结构或地下设施的能力^[18]。

土壤液化评价包括土壤液化敏感性、触发和效应的评价,土木工程师和研究人员在过去50多年中给予了极大的关注。从20世纪60年代开始^[17,19],人们致力于研究系统性的工程方法对这一现象进行评价,但现行的土壤液化触发评价方法比预测液化后果的方法更为成熟一些。我国1966年邢台地震后开始重视土壤地震液化研究,1970年通海地震、1975年海城地震和1976年唐山地震对土壤液化研究与应用起了重要的推动作用^[19]。R. Kayen等^[20]在第11届国际土动力学与地震工程会议论文中指出:美国的H.B. Seed和我国的谢君斐在砂土液化评价方面进行了开拓性的工作。目前,普遍认为液化触发取决于土壤组成与沉积环境因素及地震动特性。影响土壤液化触发敏感性的土壤组成和环境因素主要为:矿物成分,颗粒形状、级配与组构,密度,有效上覆压力,饱和度。目前,中国、美国、日本和新西兰正在使用各种液化敏感性初判标准(screening criteria)划分出液化敏感性土(liquefac-

tion susceptibility of soils),如:地质年龄、剪切波速、颗粒级配特征、含水量、Atterberg界限和CPT(静力触探试验)土壤类型指数。陈国兴等^[21]曾对该问题做过比较系统的探讨和总结;B. Bwambale等^[22]总结了地质年龄对土壤液化抗力的影响。不同的初判标准不可避免地会对某些土壤的液化敏感性得出相互矛盾的结论。因此,尚需更深入研究,以协调不同初判标准的差异。

目前最广泛使用的土壤液化触发评价是由H. B. Seed等^[23]、R.V. Whitman^[24]提出的循环应力法,通常称为“简化方法”(Simplified procedure)。至今,已经提出许多基于“简化方法”的土壤液化触发评价图,例如:基于标贯试验(SPT)的方法^[25-28];基于CPT的方法^[29-32];基于剪切波速(V_s)测试的方法^[33-35],并在实践中得到广泛应用。贝克贯入试验(BPT)^[25]和动力触探试验(DPT)^[11]往往用于特殊情况,如砾类土的液化评价,在土壤液化评价中的使用频率远低于SPT和CPT。大多数情况下,不同原位试验的土壤参数具有互补作用,联合使用这些原位试验方法是更有效的。1985年,美国NRC举办了关于地震引起土壤液化的研讨会,发表了一份总结1964年美国阿拉斯加和日本新潟地震以来液化触发评价方面的研究进展报告^[36]。1996年和1998年美国NCEER和NSF举办了两次关于地震引起土壤液化的研讨会,T.L. Youd等^[25]根据会议结果发表了一份液化触发评价方法方面的总结报告。这两次研讨会及总结报告只讨论了液化触发评价方法,未涉及液化后果的相关问题;总结报告的现场液化调查案例数据截止1981年的地震。目前对有关深层土层、坡地、砾类土、高细粒含量砂类土液化触发评价的认知仍很有限,很少有数据可以用来验证液化触发评价方法。R.W. Boulanger等^[37]对基于SPT和CPT的液化触发评价方法进行了比较全面的总结。2016年美国NASEM^[18]发表了一份“地震引起的土壤液化及其后果评估的现状和实践”的水平报告,重点介绍了1996年和1998年美国NCEER研讨会以来就评估液化触发评价问题的最新发展。陈国兴等^[38-39]回顾了我国建筑抗震设计规范液化判别方法的发展历史,扼要对比了我国不同行业抗震规范中有关液化判别的规定,指出了有关规范中在液化判别规定方面存在的一些问题。

液化效应评价包括液化引起的自由场地或地基沉降、侧移、液化后土壤残余强度及液化的后果

与防御措施。液化效应取决于很多因素,包括土壤类型和地层结构、地表地形及位于或邻近液化场地的建(构)筑物或基础设施。陈国兴等^[40]曾回顾了1989~2011年国内外8次强地震中采取地基处理措施成功抵御地基液化引起建筑物破坏的典型实例,分析了各种抗液化工程措施的优劣,给出了保证可液化场地上工程结构安全及正常使用功能的总体思路。土壤液化触发和效应的评价方法因多种原因而异,如项目规模、类型、可接受的土壤液化后果与风险水平各不相同。NASEM对现行的液化效应分析方法有比较系统的总结^[18]。

土壤液化敏感性、触发评价和效应分析一直是岩土地震工程研究的热点课题之一。近20年来,一些学者对“简化方法”进行了一系列的修改,在实践中关于土壤液化触发评价已有多种可供选择的方法,但土壤液化触发评价方法的应用存在很大的不确定性,C.H. Juang等^[41]回顾了土壤液化评价的概率方法,讨论了这些方法的假设、优缺点及其工程实践之应用。本文仅对土壤液化触发评价的确定性和概率方法进行系统性的总结,重点是近20年来的有关最新发展情况。

1 土壤液化触发评价简化方法

1.1 简化方法的基本框架

基于半经验的土壤地震液化触发评估的方法有两个基本组成部分:(1)建立一个分析框架,系统地分析现场液化调查案例资料;(2)确定一个合适的原位试验土壤参数以表征土壤液化抗力。半经验方法的优点是基于坚实的基础理论和试验发现来建立液化触发评价方法及其组成部分的框架。至今,虽然已提出了许多不同的土壤液化评价方法,但当前关于土壤液化触发评价方法的研究,都是以H.B. Seed等^[23]提出的“简化方法”为基础的,较新的方法几乎都仅仅采用了更新的现场液化调查案例数据库并基于原始的“简化方法”框架进行一些修正。Eurocode 8推荐使用这种“简化方法”^[36]。目前,已经提出了许多基于“简化方法”的土壤液化触发评价图。这些图都是通过不断积累的现场液化调查案例来校准,如图1所示。这些液化评价图有两个共同点:一是关于各种原位试验土壤参数的物理意义。SPT和CPT测量土壤的贯入阻力,是大应变试验;而 V_s 测试是在小应变下测量的土壤刚度。H.

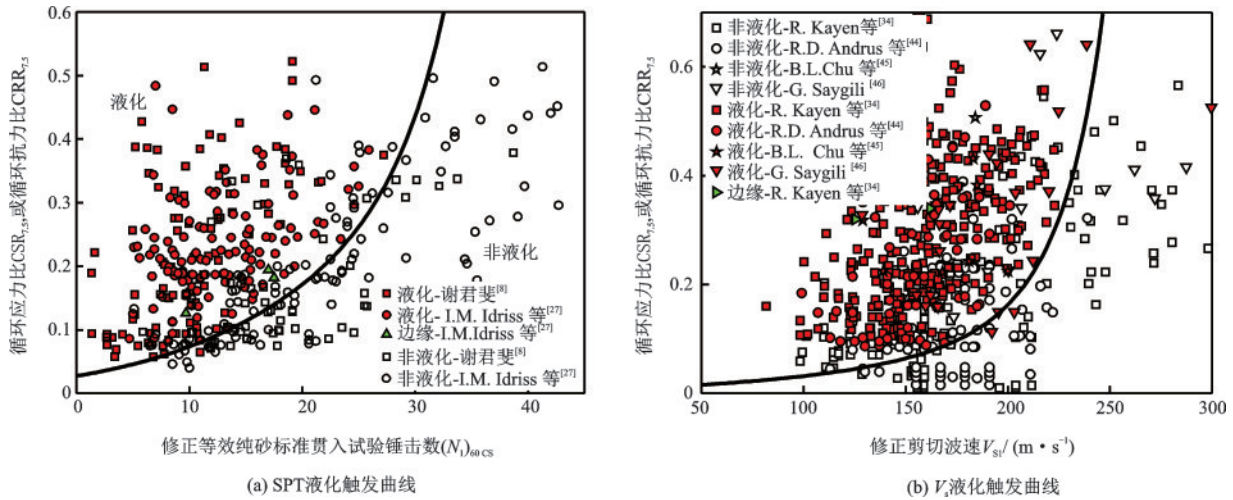


图1 G.X. Chen等^[28,35]给出的(a)基于SPT和(b)基于 V_s 的土壤液化触发临界线及现场液化调查案例^[8,44-46]
 Fig.1 Examples of (a) SPT-based (G.X. Chen et al^[28]) and (b) V_s -based (G.X. Chen et al^[35]) liquefaction triggering charts along with a database of liquefaction and non-liquefaction field case histories^[8,44-46]

B. Seed等^[23]于1971年最初提出的与图1(a)类似的SPT液化触发曲线,仅适用于细粒含量 FC 低于 $5\% \sim 6\%$ 的纯砂(clean sand);后来扩展到粉砂,I.M. Idriss等^[27,42-43]针对SPT- N 值给出了相应的校正方法(见下文)。图1(b)中的 V_s 液化触发曲线比较简单,本质上与土壤的 FC 无关。R. Kayen等^[34]的研究表明,对 FC 小于 35% 的粉砂土不需要修正。二是液化触发图的纵坐标参数,它定义土层的地震需求(Seismic demand)或诱发液化的作用力为循环剪应力比(CSR)。该方法的基本框架是比较某一深度处地震引起的循环剪应力比CSR与土层的循环抗力比CRR(触发液化所需的循环剪应力比)。如 $CSR \geq CRR$,则土层发生液化;否则,土层不发生液化。

1.2 循环应力比CSR的估算及不确定性因素

1.2.1 CSR的估算方法

CSR表示在给定土层深度处由于地震运动而产生的循环剪应力。对于地面坡度小于 6% 的水平或微倾斜场地,假设地震在土层中引起的剪应力是由竖向传播的剪切波产生的。H.B. Seed等^[23]定义CSR如下:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{v0}} \quad (1)$$

式中, τ_c 为计算深度处地震引起的循环剪应力; σ'_{v0} 为计算深度处初始有效上覆压力。

在工程感兴趣的浅层深度内,地震引起的土层最大水平剪应力 τ_{max} 与地表峰值加速度 a_{max} 成正比(以重力加速度 g 为单位),则 $\tau_{max} = (a_{max}/g) \sigma_{v0} r_d$, σ_{v0} 为计算深度处的总初始上覆应力。由于竖向传播

的剪切波引起的土层反应不是刚性的, r_d 为考虑土体柔性影响的剪应力沿深度的折减系数^[23], r_d 值在地表处取为1.0,地表以下随深度增加而减小。应力控制循环三轴试验中 τ_c 是常数;但由于地震动的随机特性,自由场地的 τ_c 是时间序列变量。为此,H. B. Seed等^[23]采用幅值 $\tau_c = 0.65\tau_{max}$ 、均匀循环 N 次的谐波来近似表征地震动时间序列。通过引入因子0.65,使地震引起的仅有一次的峰值地震剪应力CSR折减到整个强震动时间序列多次发生的更具有代表性的值,即:将最大峰值为 τ_{max} 的一个不规则剪应力时程转换为幅值为 $0.65\tau_{max}$ 的一个等幅剪应力时程。这样,实践中常用的CSR表达式如下:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{v0}} = \frac{0.65\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \quad (2)$$

图2给出了场地的CSR、 a_{max} 和 τ_c 的相互关系示意图,包括某些情况下使用ProSHAKE、DEEPSOIL等专业软件进行场地反应分析中获得CSR的替代方法。已液化场地的地表地震记录极为稀少,很难给出液化场地的 a_{max} 值。因此,对液化场地,式(2)中的 a_{max} 不是实际场地的。其次,图1中的液化触发临界线是使用非液化场地或从场地反应总应力分析中给出的 a_{max} 值绘制的,这与土壤液化是一种有效应力现象的事实不符。这相当于假设作用于可液化层上的地震剪应力和剪应变不受超静孔隙压力增长和液化时必然发生的应变软化的影响。只是为了简单起见,“简化方法”忽略了超静孔隙压力增长引起的可液化土层的软化。假如土体发生了液化,计算给出的加速度、剪应力和剪应变

都是没有物理意义的指数性质参数。或者说,如果图1中的某一数据点对应于感兴趣的某特定工程场地,如图3中的点A或B,计算的CSR、 τ_c 和加速度值都是地震动在土体中产生的实际值的合理代表值。反之,点C明显位于液化触发临界线的上侧(代表感兴趣的某特定工程场地或现场液化案例的数据点),计算的CSR、 τ_c 和加速度值与实际值没有任何的关系。对这种情况而言,CSR只是一个没有物理意义的指数参数。为了在实践中简单易用,这种简化似乎也是不可避免的。

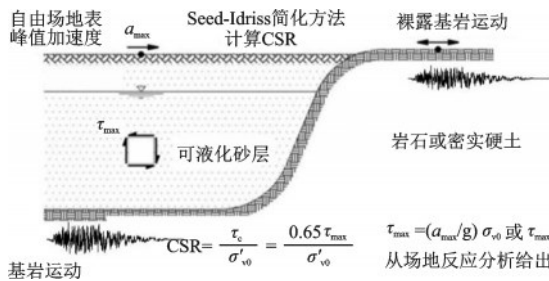


图2 循环应力比CSR的计算方法示意^[23]

Fig.2 Calculation of cyclic stress ratio CSR in the simplified procedure^[23]

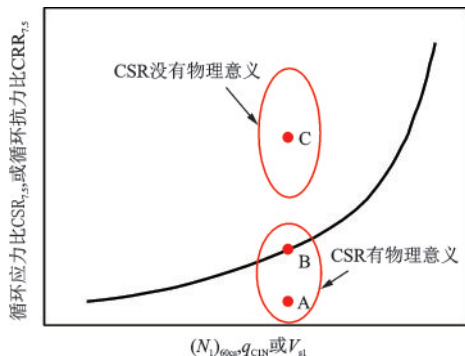


图3 液化触发临界线上、下侧数据点的物理意义

Fig.3 Physical meaning of data points above and below the triggering boundary in liquefaction chart

土壤的CRR受地震动持续时间(通过震级标定系数MSF表示)、有效上覆应力(通过修正系数 K_c 和 C_N 表示)和初始静剪应力(通过修正系数 K_a 表示)的影响。习惯上,通过调整CSR的表达式(2)来考虑MSF、 K_c 和 K_a 对CRR的影响,从而将低的有效上覆应力、水平地面条件下建立的“简化方法”的应用范围扩展到高的有效上覆应力、震前存在初始静剪应力条件的土壤液化势评价。经这样调整后的CSR值对应于一组标准参考条件:矩震级 $M_w=7.5$ 的地震、初始竖向有效应力 $\sigma'_{v0}=1 \text{ atm} (\approx 100 \text{ kPa})$ 、

纯砂($FC \leq 5\% \sim 6\%$)和平坦地面(坡度 $< 6\%$),本文记为 $CSR_{7.5}$ 。表达式(2)的CSR值对应于矩震级 M_w 的地震引起的土层剪应力,对应于标准参考条件的 $CSR_{7.5}$ 的表达式如下:

$$CSR_{7.5} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \frac{1}{MSF} \frac{1}{K_c} \frac{1}{K_a} \quad (3)$$

该公式提供了图1中的纵坐标值。使用“简化方法”的液化触发评价框架时,R.W. Boulanger等^[37]建议的各参数计算表达式见表1。

对不同细粒含量 FC 的砂类土,通过校正正值 $\Delta(N_1)_{60}$ 、 Δq_{c1N} 与 FC 的关系,将不同 FC 值的砂类土等效为纯砂。R.W. Boulanger等^[37]采用I.M. Idriss等^[42]提出的 $\Delta(N_1)_{60}$ 表达式,但基于更新的CPT现场液化调查案例数据库及MSF表达式,更新了I.M. Idriss等^[43]提出的 Δq_{c1N} 表达式。从 $CSR_{7.5}$ 表达式可知,其不确定来自以下几方面:一是地震动特性: a_{max} 和MSF值的确定;二是场地特性:反映地表倾斜影响的修正系数 K_a 的估算;三是土层深度和土体特性的影响:剪应力沿深度的折减系数 r_d 、修正系数 K_c 和 C_N 的估算,以及 FC 对SPT、CPT贯入阻力影响的相应校正正值 $\Delta(N_1)_{60}$ 和 Δq_{c1N} 的估算。

1.2.2 估算CSR的不确定性因素

(1) 地表峰值加速度 a_{max}

“简化方法”中采用水平向地表峰值加速度 a_{max} 表征地表地震动的强度。1996年美国NCEER研讨会上,Idriss口头陈述^[25]:建立原始的“简化方法”时,对有地震动记录可用的现场液化调查案例, a_{max} 采用两个水平向地表峰值加速度 PGA_1 和 PGA_2 值中的较大值;大多数现场液化调查案例都没有有效的地震记录, a_{max} 采用地震动衰减关系在两个正交方向估算值 PGA_1 和 PGA_2 的几何平均值($\sqrt{PGA_1 \cdot PGA_2}$);几乎所有采用地震动记录的现场液化调查案例, PGA_1 和 PGA_2 是近似相等的,因此,采用单向水平峰值加速度值和双向峰值的几何平均值大致是相同的;一般情况下,短持时、高频的加速度峰值,由于持续时间太短,不会产生颗粒结构的明显失稳或变形,土壤液化触发评价时应予以忽略。基于这一信息,参会者一致认为:采用双向峰值加速度的几何平均值与建立原始简化方法采用的方法是一致的,在工程实践中宜优先采用双向峰值的几何平均值;采用 PGA_1 和 PGA_2 的较大值估算 a_{max} 是偏于保守的,应是允许的;双向水平加速度的矢量组合加速度很少被计算,也不应该被使用;

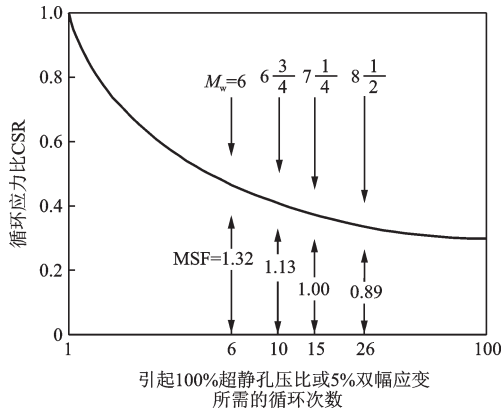


图4 引起液化所需的CSR、 N 及 M_w 三者的关系^[48]

Fig.4 Representative relationship among the moment magnitude M_w , cyclic stress ratio CSR required to cause initial liquefaction, and the number of uniform cycles of loading N ^[48]

液化触发的影响。因此,MSF关系式是结合不排水循环三轴试验施加的CSR与引起初始液化所需的均匀循环应力次数 N 的关系曲线(通常称为液化强度曲线)及统计分析现场液化调查案例数据给出的 N 值与矩震级 M_w 的关系而推导出来的。

图5为不排水循环三轴试验的典型液化强度曲线。在感兴趣的代表地震循环加载次数的 N 值范围内,液化强度曲线CSR与 N 关系可表示为^[43]:

$$CSR = aN^{-b} \quad (5)$$

式中, a 和 b 为拟合系数,取决于土的物理与力学性能及初始有效固结应力 σ'_{c0} 的大小。

液化强度曲线在双对数坐标(log-log尺度)上是斜率为 $-b$ 的直线,用MSF除以 N 得出的CSR在log-log尺度图上是一条水平线(图6)。如 b 和 N 已

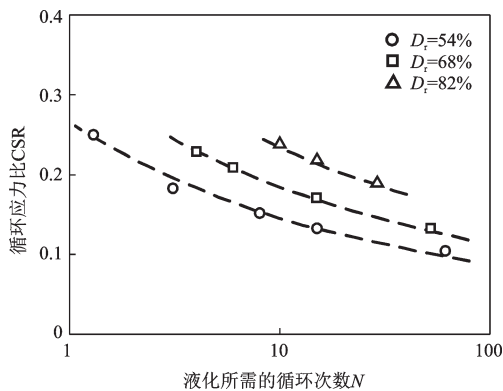


图5 不排水循环三轴试验给出的土体液化强度曲线^[18]

Fig.5 Cyclic strength curves described the resistance of a soil to liquefaction obtained from undrained cyclic triaxial tests^[18]

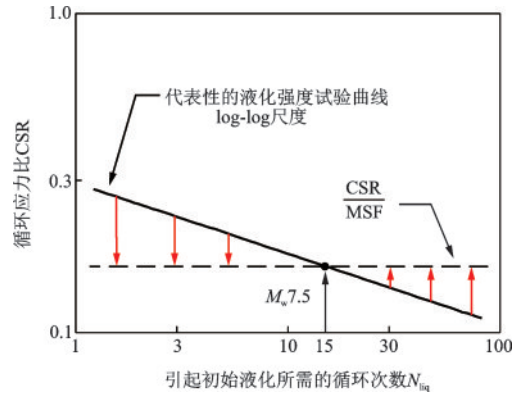


图6 试验给出的液化强度曲线、等幅循环次数 N 和MSF三者之间的关系^[18]

Fig.6 Relationship among the laboratory cyclic strength CSR curve, the number of equivalent uniform cycles N (assumed to equal N_{liq}), and MSF^[18]

知,则可确定相应的MSF值;反之, N 可以由MSF值推导给出。

H.B. Seed等^[49]最早给出 N 与 M_w 两者的关系(图7);I.M. Idriss^[47]在纪念H.B. Seed的演讲报告中,重新整理了H.B. Seed等^[49]的原始数据(图7),推导出MSF的表达式(图8)。NCEER研讨会^[50]上讨论和评估了1997年以前的MSF研究进展;作为NCEER研讨会报告的一部分,T.L.Youd等^[51]提出了一组基于概率的MSF曲线。对于 $M_w < 7.5$,NCEER推荐了 M_w 的范围值(图8)^[25];下限是H.B. Seed等^[49]提出的MSF值;上限是R.D.Andrus等^[52]提出的MSF值,且上界值与N.N.Ambraseys^[53]、I. Arango^[54]、T.L.Youd等^[51]的液化触发概率 $P_L < 20\%$ 的MSF值一致。对于 $M_w > 7.5$,NCEER建议实践中采用H.B.Seed等^[49]的MSF值;鉴于 $M_w > 8$ 的现场液化调查案例很少,为保守起见,也建议采

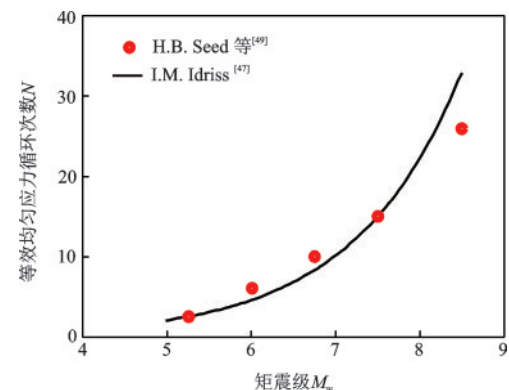


图7 震级 M_w 与等效均匀循环应力次数 N 的关系^[47,49]

Fig.7 Number of equivalent uniform stress cycles N versus moment magnitude M_w ^[47,49]

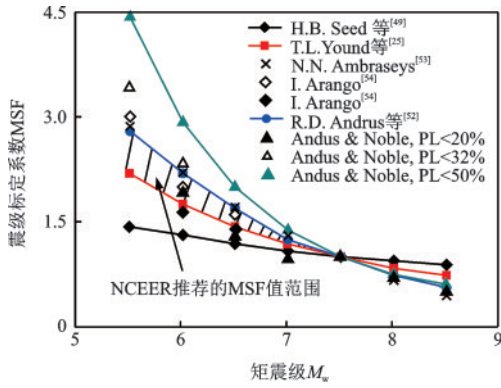
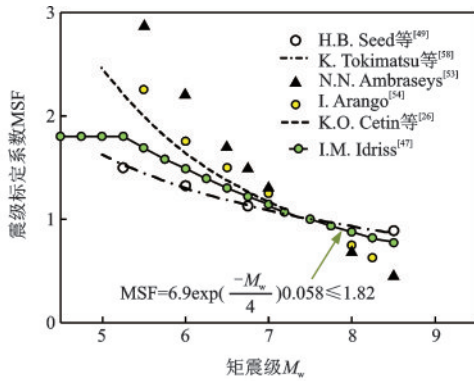


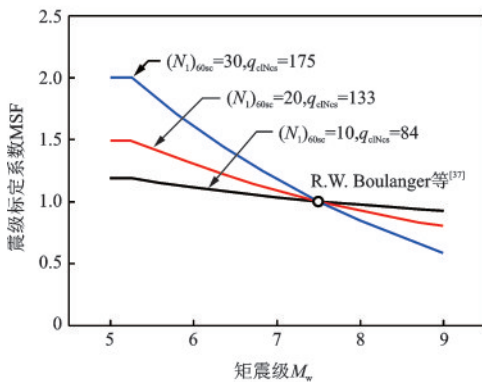
图8 NCEER推荐的MSF与震级 M_w 关系^[25]

Fig.8 Magnitude scaling factors recommend by NCEER^[25]

用H.B.Seed等^[49]的MSF值。R.W.Boulanger等^[55]推荐了MSF的两种表达式:一是MSF仅取决于 M_w 的大小,二是MSF不仅与 M_w 有关,且与 $(N_1)_{60cs}$ 或 q_{c1Ncs} 有关,如图9所示。R.W.Boulanger等^[55]总结了MSF研究的发展,包括MSF与震级 M_w 及土壤性质指数的相关关系。K.O.Cetin等^[56]发现,MSF不仅



(a) 不同研究者推荐的MSF关系式



(b) R.W. Boulanger等^[37]推荐的 q_{c1Ncs} 或 $(N_1)_{60cs}$ 的变化关系

图9 (a) 不同研究者推荐的MSF关系式,(b) R.W. Boulanger等^[37]推荐的 q_{c1Ncs} 或 $(N_1)_{60cs}$ 的变化关系

Fig.9 (a) Magnitude scaling factor relationships recommended by different researchers, and (b) variation in the MSF relationship with q_{c1Ncs} and with $(N_1)_{60cs}$ recommended by R.W. Boulanger et al^[37]

是 N 的函数,且随液化标准的孔压比 r_u 或双幅剪应变幅 γ_{max} 门槛值的增大而增大;对应不同 r_u 或 γ_{max} 门槛值的MSF值与NCEER推荐的MSF值存在显著的差异(图10)。K.O.Cetin等^[57]比较了不同研究者建议的MSF与 M_w 的关系。可以看出,不同研究者对小震(如 $M_w=5.5$)和大震(如 $M_w \geq 8.0$)的MSF建议值存在显著差异,或者说,对于液化触发评价的MSF值尚未取得共识。

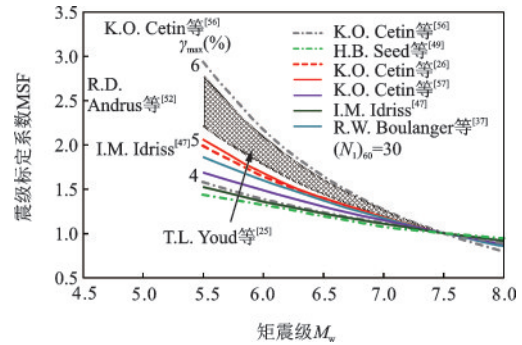


图10 K.O.Cetin等^[57]推荐的MSF与 M_w 的关系

Fig.10 Magnitude scaling factor relationships recommend by K.O.Cetin et al^[57]

(3)剪应力折减系数 r_d

H.B.Seed等^[23]引入 r_d 作为描述地震动在柔性土柱引起的循环剪应力(τ_{max})_{变形体}与在刚性土柱引起的循环剪应力(τ_{max})_{刚体}之比:

$$r_d = (\tau_{max})_{\text{变形体}} / (\tau_{max})_{\text{刚体}} \quad (6)$$

H.B.Seed等^[23]提出且广泛使用的 r_d 值范围如图11所示。S.C.Liao等^[59]建议 r_d 值按下式估算:

$$\text{深度 } z \leq 9.15 \text{ m: } r_d = 1 - 0.00765z \quad (7)$$

$$\text{深度 } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m: } r_d = 1.174 - 0.0267z \quad (8)$$

由于场地柔性的变化范围相当大,式(7)估算的 r_d 值只是 r_d 的可能取值的平均值, r_d 值范围随深度增大而增大^[60]。I.M.Idriss^[47]拓展了R.Golesorkhi^[60]的工作,提出了 r_d 的解析表达式,见表1, r_d 与震级、深度 z 的关系如图11所示。R.W.Boulanger等^[55,61]、I.M.Idriss等^[27,43]均采用I.M.Idriss^[47]的 r_d 表达式,且认为可适用于深度 $z \leq 34 \text{ m}$;对 $z > 34 \text{ m}$,建议按下式估算 r_d 值:

$$r_d = 0.12 \exp(0.22M_w) \quad (9)$$

K.O.Cetin等^[26]和T.Kishida等^[62]通过大量的场地地震反应分析,提出了 r_d 表达式。I.M.Idriss等^[27]比较了这两个 r_d 表达式与I.M.Idriss^[47]提出的 r_d 表达式的关系,发现在解释基于SPT的现场液化调查案例数据库时,采用不同的 r_d 表达式推导出的液化

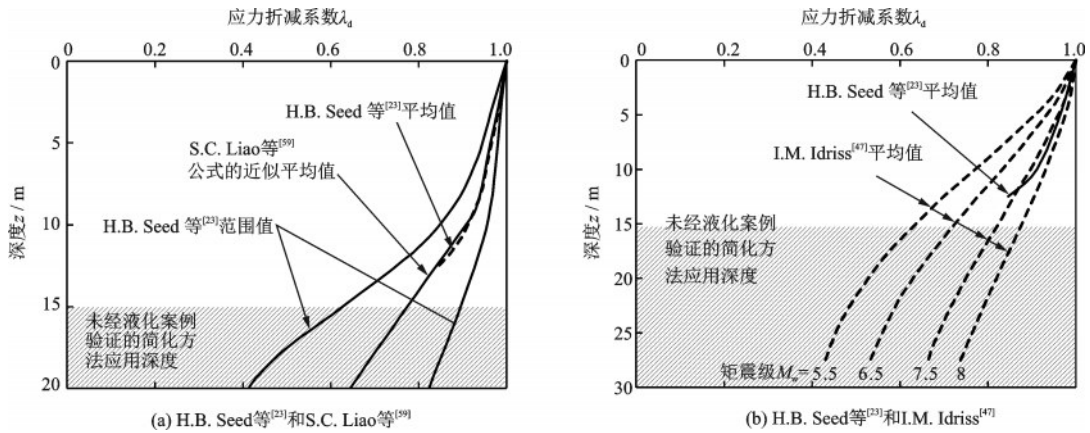


图 11 不同学者建议的剪应力折减系数 r_d 随深度变化
 Fig.11 r_d versus depth curves developed by different researchers

触发临界线的差异相对较小,但当外推到比现场液化调查案例数据库所覆盖的液化深度(约 10~12 m)更深的土层时,这些差异对液化评价的影响可能是重要的。K.O.Cetin 等^[57]比较了 R.Golesorkhi^[60]、T.Imai 等^[63]、K.O.Cetin 等^[26]和 I.M.Idriss^[47]提出的 r_d 曲线,如图 12 所示。K.O.Cetin 等^[26]的粗黑曲线为 r_d 的均值±1 倍标准差值曲线。I.M.Idriss^[47]的 r_d 曲线与其他三个研究小组的 r_d 曲线总体上并不一致,在所有深度上都产生偏高的 r_d 值。K.O.Cetin 等^[26]的场地地震反应分析包含过去地震中发生过液化的场地特征信息良好的 50 个场地,而其他研究者的场地地震反应分析都是针对假设场地的。因此,与其他研究者给出的 r_d 表达式相比,K.O.Cetin 等^[26]表达式预测的 r_d 中位值更能代表液化场地的地震循环剪应力。

由于 10 m 以深土层 r_d 估算值的不确定性很大,对 10 m 以深土层的液化评价,采用场地反应分析估算地震引起的循环应力比可能是更合适的。也应认识到,高质量的场地反应分析需要能充分描述场

地特征的土壤参数及输入与工程场地地震风险水平、震源特性相匹配的多个地震动时程。现有的 r_d 表达式外推到俯冲带大震级地震事件尚缺乏大量的研究, r_d 表达式的这种外推应用,目前仅利用 2011 年东日本 9 级大地震记录进行过液化评价^[18]。

(4) 初始静剪应力修正系数 K_α

震前土体中存在的水平静剪应力 τ_{s10} 会对液化所需的 CSR 有影响。为此,H.B.Seed^[64]引入初始静剪应力修正系数 K_α 对地震引起的水平场地(坡度小于 6%)的循环剪应力比 CSR 进行修正:

$$K_\alpha = \frac{\tau_{s10} \neq 0 \text{ 时引起土壤液化所需的 CSR}}{\tau_{s10} = 0 \text{ 时引起土壤液化所需的 CSR}} \quad (10)$$

为量化初始静剪应力水平,定义初始静剪应力比 α :

$$\alpha = \frac{\tau_{s10}}{\sigma'_{v0}} \quad (11)$$

试验表明: K_α 不仅受 α 的影响,也受表征土体状态的相对密度 D_r 和初始有效固结应力 σ'_{c0} 及液化标

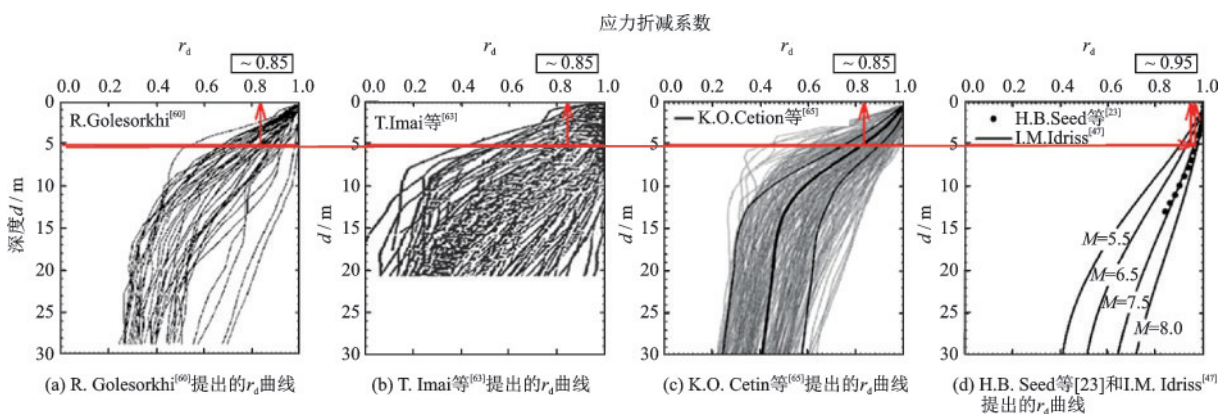


图 12 不同学者提出的 r_d 曲线比较

Fig.12 Plots of r_d curves by different researchers

准定义的影响。初始静应力的存在似乎增大较密实的土引起液化所需的CSR值、减小较松散的土引起液化所需的CSR值。R.B.Seed等^[66]分析了大量1970和1980年代的试验数据,以应变定义液化标准,提出了 K_a 随 α 和 D_r 的变化关系。虽然建议的 K_a 值存在较大的不确定性,但这一工作被认为是后期提出 K_a 、 α 和 D_r 三者关系的奠基性工作。L.F.Jr.Harder等^[67]根据R.W.Boulanger等^[68-69]的试验数据,包括多向振动影响的和取较小应变幅值液化标准的试验数据,对R.B.Seed等^[66]提出的 K_a 值关系曲线进行了修正(图13)。

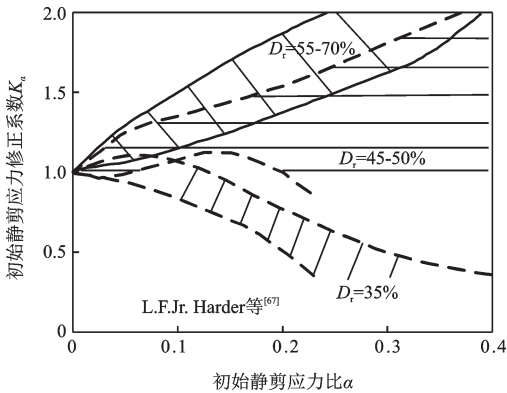


图13 L.F.Jr.Harder等^[67]的 K_a 、 α 和 D_r 三者关系
Fig.13 Relationship among K_a , α , and D_r after L.F.Jr.Harder et al^[67]

鉴于L.F.Jr.Harder等^[67]推荐的 K_a 值试验数据离散较大,NCEER^[25]未予推荐使用,但列入NCEER研讨会的最终报告。L.F.Jr.Harder等^[67]的建议是基于对发表的试验数据的分析给出的,对工程实践是一个有价值的尝试。

R.W.Boulanger^[70]将临界状态土力学理论用于试验数据分析,定义相对状态参数指数 ξ_r 为:

$$\xi_r = \frac{1}{Q - \ln(100p'/P_a)} - D_r \quad (12)$$

以解释 D_r 和 σ'_{v0} 对 K_a 值的耦合影响,给出了 K_a 、 ξ_r 和 α 三者关系的闭合表达式。式中, p' 为初始平均有效围压。M.D.Bolton^[71]指出: Q 取决于颗粒的矿物类型,石英和长石的 $Q=10$,石灰石的 $Q=8$,无烟煤的 $Q=7$,白垩的 $Q=5.5$ 。

R.W.Boulanger^[70]基于Y.P.Vaid等^[72]的循环三轴试验、Y.P.Vaid等^[73]与R.W.Boulanger等^[68]的循环单剪试验结果,提出了 K_a 、 ξ_r 和 α 三者的关系(图14)。这些经验关系式是依据土力学原理导出的,与三种砂土的试验数据进行了比较,虽然只有有限

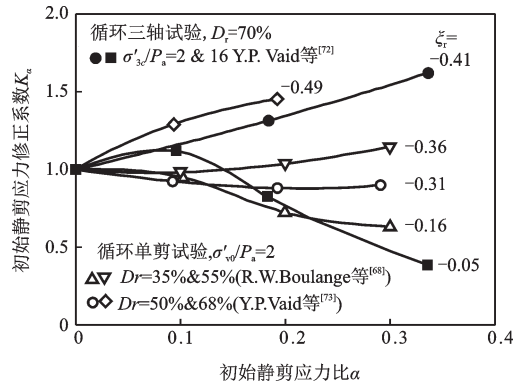


图14 相对状态参数对初始静剪应力修正系数 K_a 的影响
Fig.14 Effect of relative state parameter ξ_r on initial static shear stress ratio correction factor K_a

的试验数据,但可以观察到预测与试验数据基本吻合。

J.Yang等^[74]、X.Wei等^[75]通过系统的试验研究,提出了门槛值 α_{th} 的概念,当 $\alpha < \alpha_{th}$ 时 K_a 随 α 增大而增大,否则,随 α 增大而减小; σ'_{v0} 对 K_a 与 α 关系曲线具有显著影响; α_{th} 与初始状态参数 ψ 呈线性负相关关系。总体而言,目前建议的 K_a 与 α 关系曲线,很大程度上低估松砂、中密砂 K_a 值,尤其是对 $\sigma'_{v0}=100$ kPa的试验情况;对密砂,则似乎提供了一个可接受的预测。由于对 α 对土壤液化抗力的影响尚缺乏共识,目前大多数的土壤液化触发评价方法均未考虑 α 影响的修正。

现有的 K_a 值曲线未能考虑 σ'_{v0} 大小的影响,且 K_a 值随 D_r 的变化不是单调增大或减小,两者的相关性相当复杂。目前对 α 值如何影响饱和砂类土循环反应的趋势尚未取得共识。因此, K_a 、 ξ_r 和 α 三者的关系尚需进一步研究。

(5)有效上覆应力修正系数 K_σ 和 C_N

初始有效上覆应力 σ'_{v0} 增大会导致土的膨胀趋势降低,从而导致初始液化所需的CSR减小。为此,H.B.Seed^[64]引入有效上覆应力修正系数 K_σ 对地震引起的CSR进行校正,从而将基于SPT的“简化方法”拓展到较深土层的液化评价。 K_σ 定义为:

$$K_\sigma = \frac{\sigma'_{v0} \neq 1 \text{atm时引起液化所需的CSR}}{\sigma'_{v0} = 1 \text{atm时引起液化所需的CSR}} \quad (13)$$

M.E.Hynes等^[76]建立了 K_σ 值与 σ'_{v0} 的关系式,并被NCEER^[25]推荐采用,如图15所示。I.M.Idriss等^[42]提出了图16的 K_σ 值与 D_r 的关系曲线,I.M.Idriss等^[27,43]沿用该 K_σ 值关系曲线,R.W.Boulanger等^[61]也推荐采用该 K_σ 关系曲线。

R.W.Boulanger等^[61]提出了 K_σ 与 D_r 的经验关

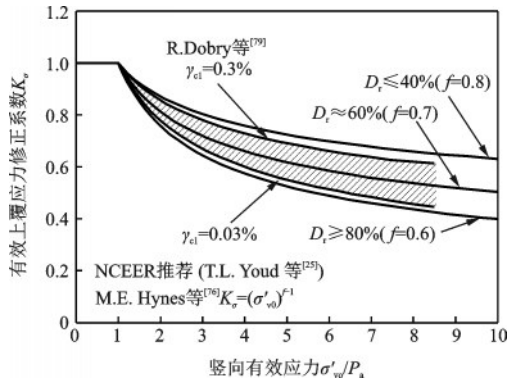


图 15 R.Dobry 等^[79]、NCEER^[25]建议的 K_σ 曲线比较
Fig.15 Comparison of K_σ relations derived by R. Dobry et al^[79] with those recommended by NCEER^[25]

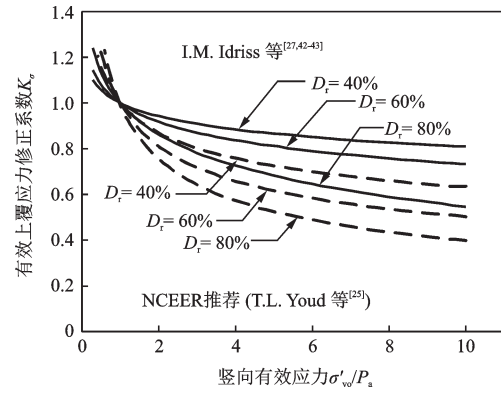


图 16 I.M.Idriss 等^[27]、NCEER^[25]建议的 K_σ 曲线的比较
Fig.16 Comparison of K_σ relations recommended by I.M. Idriss et al^[27] and by NCEER^[25]

系式:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln(\sigma'_{v0}/P_a) \leq 1.0 \quad (14)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 17.3D_r} \leq 0.3 \quad (15)$$

I.M.Idriss 等^[77]研究了净砂的 $(N_1)_{60}$ 、 q_{c1N} 和 D_r 之间的相关性,并推荐了以下表达式:

$$D_r = \sqrt{(N_1)_{60}/46} \quad (16)$$

$$D_r = 0.478(q_{c1N})^{0.264} - 1.063 \quad (17)$$

随后, I.M.Idriss 等^[42]将式(16)、(17)代入式(15),得到:

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60}}} \quad (18)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c1N})^{0.264}} \quad (19)$$

并给出如图 17 的 K_σ 与 $(N_1)_{60cs}$ 和 q_{c1Ncs} 的关系曲线。J.Montgomery 等^[78]扩展和重新核查了现有的高有效应力试验数据库,并对 T.L.Youd 等^[25]、I.M.Idriss 等^[43]的 K_σ 关系式进行了评估,其结论是:T.L.Youd 等^[25]关系式的 K_σ 预测值比该数据库值小 10% 到 15%, I.M.Idriss 等^[43]关系式的 K_σ 预测值比该数据库值大 0% 到 10%。R.Dobry 等^[79]推导出 K_σ 值与液化触发剪应变值 γ_{ci} 值的关系,并与 NCEER^[25]、I.M.Idriss 等^[27, 42-43]、R.W.Boulanger 等^[37]的 K_σ 值曲线(图 15~17)进行了比较。

图 18 显示了 K.O.Cetin 等^[80]从现场液化调查案例数据库反算的 K_σ 值曲线及不同 σ'_{v0} 值的数据点直方图, σ'_{v0} 介于 0.25 atm 和 1.8 atm 范围内。可以看到,该 K_σ 值曲线与 K.O.Cetin 等^[26]同样基于现场液化调查案例数据库反算的 K_σ 值曲线基本一致,近似地拟合了 K.O.Cetin 等^[81]的循环简单剪切试验数据,也类似于 J.Montgomery 等^[78]编辑的循环三轴试

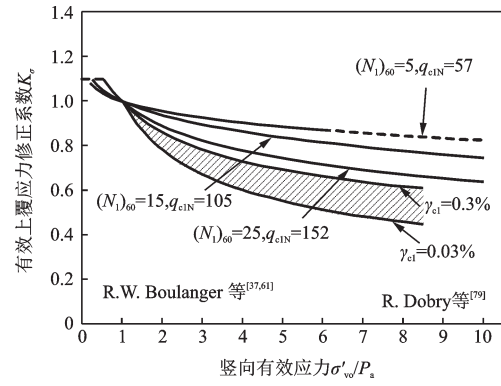


图 17 R.W.Boulanger 等^[37]、R.Dobry 等^[79]建议的 K_σ 曲线比较
Fig.17 Comparison of K_σ relations derived by R. W. Boulanger et al^[37] and by R.Dobry et al^[79]

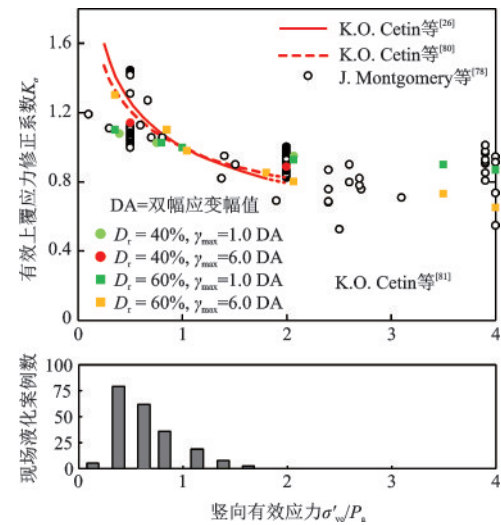


图 18 K.O.Cetin 等^[80]建议的 K_σ 曲线与有效的室内循环试验数据的比较

Fig.18 K_σ corrections proposed by K.O. Cetin et al^[80] compared with available cyclic laboratory test data

验和循环简单剪切试验数据。

显然,不同研究者给出的 K_σ 值曲线的差异是比

较显著的;或者说,目前对高的有效竖向应力或深层土的液化触发条件尚未取得共识,有待于进一步的深入研究。也应指出,所有现场液化调查案例中没有1例是竖向有效应力 $\sigma'_{v0} > 2$ atm的液化土层的,这相当于地面以下约20 m的深度。大多数现场液化调查案例的 $\sigma'_{v0} < 1$ atm。不同研究者提出的 K_s 值通常对应于 $\sigma'_{v0} = 0.5 \sim 1.2$ atm,这也代表了现场液化调查案例数据库的 σ'_{v0} 值范围。推荐的 K_s 值的应用范围超出了 σ'_{v0} 值的范围。

地下水位深度是土壤液化评价的一个重要因素,尤其是浅层土,地下水位深度会季节性地波动。地下水位会影响饱和土的区域范围及地表下任一点的有效应力,从而改变土壤液化的敏感性。2011年新西兰坎特伯雷地震后考察发现,由于地下水位的短期波动,地下水位以下存在非饱和砂类土是可能的。这些区域的土壤液化就会减轻。这是由于地下水位波动引起的有效应力变化会影响土壤的CRR,特别是在浅层,地下水位的稍许改变会导致计算CSR的 σ'_{v0} 值发生较大的变化。例如:地下水位从地下4 m提升到2 m,地下5 m深度处的 σ'_{v0} 值可从约88 kPa减小到64 kPa,减小幅度超过25%。目前,对地下水位有波动的情况下应该使用什么水位值,尚未有共识。岩土工程师可能会采用历史或平均高水位(水位越高,土壤液化的可能性越大)。在概率方法的土壤液化评价中,地下水位深度可作为随机变量,并赋予一个平均值和标准偏差来捕捉地下水位的波动。这些分析结果可用来指导如何在确定性分析中适当地考虑地下水位值。现有现场液化调查案例数据库中缺少的高有效应力的现场液化案例数据的一个可能原因是深层土液化可能不会产生地表液化迹象,而地表液化迹象是

判断场地已发生液化的主要方式。然而,在工程实践中,通常需对高有效应力下(相当深度)的土壤进行液化敏感性分析。虽然这些深层土在现场测试参数可能远超现场液化调查案例中任何一例的未修正值,但液化敏感性分析可能表明,采用应力修正系数调整后,这些土壤具有高的液化敏感性。

H.B.Seed^[82]引入有效上覆应力修正系数 C_N ,其含义是将 σ'_{v0} 为任意值处土层的SPT或CPT贯入阻力值归准化为 $\sigma'_{v0} = 1$ atm处土层的SPT或CPT贯入阻力值,其物理意义的表达式如下:

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \quad (20)$$

$$q_{c1N} = C_N q_{cN} \quad (21)$$

K.Tokimatsu等^[58]提出的 C_N 经验公式:

$$C_N = \frac{1.7}{\sigma'_{v0} + 0.7} \quad (22)$$

式中, σ'_{v0} 的单位为 kgf/cm^2 。

K.Tokimatsu等^[58]与H.B.Seed^[82]提出的 C_N 经验曲线的对比如图19(a)所示。

NCEER推荐^[25]、S.C.Liao等^[59]提出的 C_N 经验公式是最常用的表达式之一:

$$C_N = (P_a / \sigma'_{v0})^{0.5} \leq 1.7 \quad (23)$$

I.M.Idriss等^[42]采用的 C_N 表达式如下:

$$C_N = (P_a / \sigma'_{v0})^m \leq 1.7 \quad (24)$$

其中, m 与 $(N_1)_{60}$ 、 q_{c1N} 之间的关系见表1; C_N 曲线如图19(b)所示。

I.M.Idriss等^[27,42-43]、R.W.Boulanger等^[37]均采用该 C_N 表达式, C_N 需结合图19进行迭代计算确定。

(6) 贯入阻力校正 $\Delta(N_1)_{60}$ 和 Δq_{c1N}

细粒含量 FC 显著影响SPT和CPT贯入阻力的大小。采用类似于图1的这类液化触发临界曲线进行场地液化评价时,需考虑不同 FC 值对SPT贯

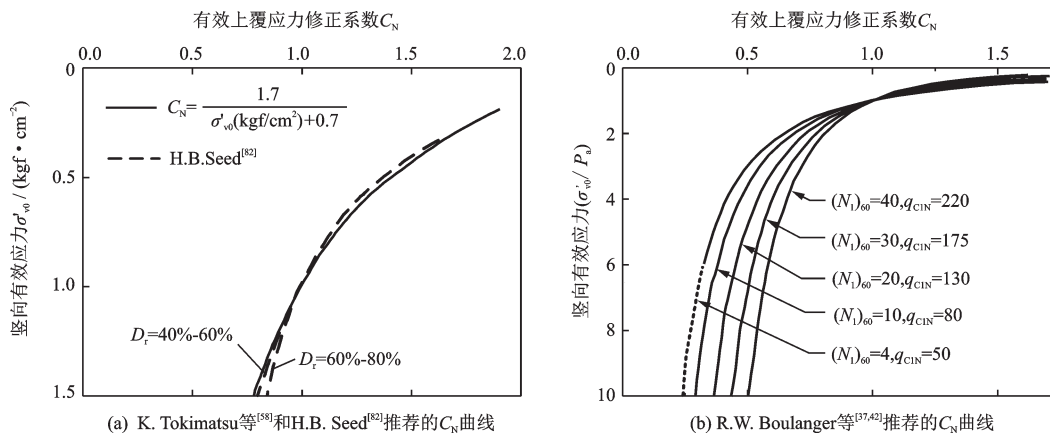


图19 不同学者推荐的有效上覆应力修正系数 C_N 曲线

Fig.19 Effective overburden correction factor C_N relationships derived by different researchers

入阻力的增量 $\Delta(N_1)_{60}$ 和 CPT 贯入阻力的增量 Δq_{cIN} 的影响。图 20 中给出了 NCEER^[25] 和 K.O. Cetin 等^[26] 推荐的校正正值 $\Delta(N_1)_{60}$ 与 FC 的关系曲线；K.O. Cetin 等^[57,80] 更新了校正正值 $\Delta(N_1)_{60}$ 与 FC 的关系曲线(图 21), 降低了 $(N_1)_{60}$ 对 $\Delta(N_1)_{60}$ 与 FC 关系曲线的影响。可以看出, I.M. Idriss 等^[27,42-43]、R.W. Boulanger 等^[37] 建议的 $\Delta(N_1)_{60}$ 仅与 FC 的大小有关, 而与 $(N_1)_{60}$ 的大小无关; 但 NCEER^[25]、K.O. Cetin

等^[26] 建议的 $\Delta(N_1)_{60}$ 不仅与 FC 的大小有关, 也与 $(N_1)_{60}$ 值的大小密切相关。此外, I.M. Idriss 等^[43]、R.W. Boulanger 等^[37] 建议的校正正值 Δq_{cIN} 不仅与 FC 大小有关, 也与 q_{cIN} 值大小密切相关, 如图 22 所示。可以看出, 当 $FC \geq 35\%$ 时 I.M. Idriss 等^[43] 的校正正值 Δq_{cIN} 不再增大, 而 R.W. Boulanger 等^[37] 建议的校正正值 Δq_{cIN} 随 FC 的增大而单调增大。

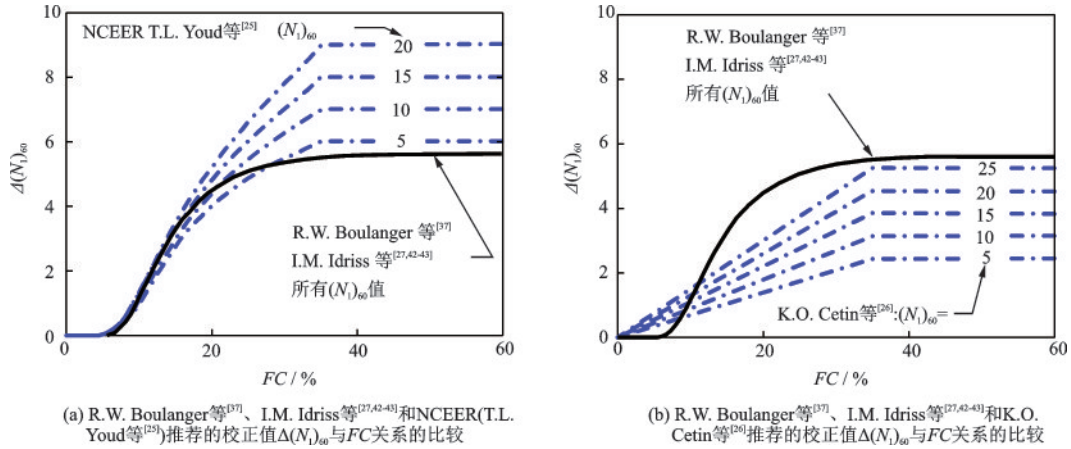


图 20 不同研究者推荐的校正正值 $\Delta(N_1)_{60}$ 与 FC 关系的比较

Fig.20 Equivalent clean sand adjustments for SPT-based liquefaction triggering procedures recommended by different researchers

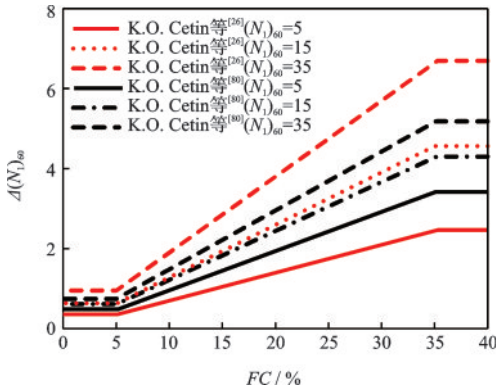


图 21 K.O. Cetin 等^[26,80] 推荐的校正正值 $\Delta(N_1)_{60}$ 与 FC 关系
Fig.21 Equivalent clean sand adjustments for SPT-based liquefaction triggering procedures (K. O. Cetin et al.^[26,80])

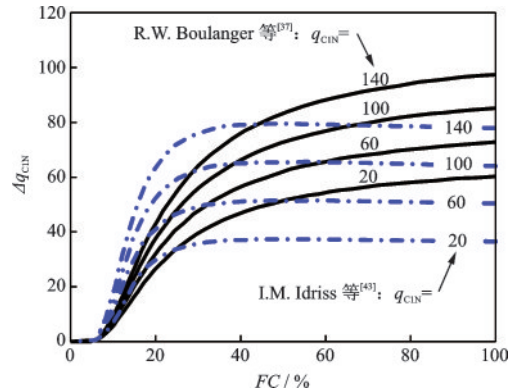


图 22 R.W. Boulanger 等^[37]和 I.M. Idriss 等^[43] 推荐的校正正值 Δq_{cIN} 的比较
Fig.22 Equivalent clean sand adjustments for CPT-based liquefaction triggering procedures (R. W. Boulanger et al.^[37] and I.M. Idriss et al.^[43])

1.3 循环抗力比 CRR 的公式及曲线

土壤液化评价的“简化方法”通过原位试验来建立现场实测参数与 CRR 之间的关系。这些关系都是通过很多地震和场地的现场液化调查案例建立的。常用的原位土壤参数是 SPT 锤击数 (N)、CPT 锥尖阻力 (q_c)、量测的剪切波速 (V_s)。目前有许多有效的基于 SPT- N 、CPT- q_c 或 V_s 值的 CRR 关系式, 可用来预测对应于一组标准参考条件的可液

化土的 $CRR_{7.5}$ 。目前有效的 $CRR_{7.5}$ 关系式之间的差异主要来自于建立关系式采用的现场液化调查案例数据库不一样、采用的修正系数 MSF 、 r_d 、 K_σ 、 K_c 、 C_N 的表达式及校正正值 $\Delta(N_1)_{60}$ 或 Δq_{cIN} 不一样, 以及建立关系式的回归方法不一样所致。

1.3.1 基于 SPT 的方法

基于 SPT 的土壤液化评价研究工作始于 1964

年日本新潟地震后 H.Kishida^[83]和 H.B.Seed 等^[17]的现场液化调查,我国主要始于 1966 年邢台 6.7 级地震、1970 年通海 7.8 级地震的现场液化调查^[8,19]。H.B.Seed 等^[23]的工作奠定了该方法的基本框架, H.B.Seed 等^[84-85]里程碑式的工作进展,为随后国外 20 多年的工程实践奠定了标准^[25]。吴再光等^[86]、陈国兴等^[87-88]是我国土壤液化概率评价的早期研究者之一;且陈国兴等^[87-88]提出了液化评价可靠度的概念及多方法综合评判的思想。最近 20 年更新的基于 SPT 方法主要包括 I.M.Idriss 等^[27,42-43,89-90], R.W.Boulanger 等^[32,37,61], K.O.Cetin 等^[26,57,80,91], C.H.Juang 等^[92-96], 陈国兴等^[28,97]。

基于 SPT-N 值计算 $CRR_{7.5}$ 值时,对纯砂,需将原位实测 SPT-N 值修正为归准化贯入锤击数 $(N_1)_{60cs}$ 值,见表 1;对不同 FC 的砂类土,需考虑 FC 对 SPT-N 值影响的增量 $\Delta(N_1)_{60cs}$,将 SPT-N 值修正为等效纯砂贯入锤击数 $(N_1)_{60cs}$ 值。因此, $CRR_{7.5}$ 通常表示为 $(N_1)_{60cs}$ 的函数。

I.M.Idriss 等^[27,42-43,89-90]、R.W.Boulanger 等^[32,37,61]的液化触发临界线 $CRR_{7.5}$ 的确定性表达式:

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right] \quad (25)$$

I.M.Idriss 等^[27]和 R.W.Boulanger 等^[32]取极限状态函数 g 为 $CSR_{7.5}$ 与 $CRR_{7.5}$ 的自然对数之差,假如 $g \leq 0$,则发生液化;假如 $g > 0$,则不发生液化。 $CRR_{7.5}$ 可采用式(26)的形式估计:

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{11.4} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - C_0 \right] \quad (26)$$

式中, C_0 是一个未知的拟合参数,其含义是在保持式(25)的曲线形状不变的情况下按比例缩放; C_4 控制式(25)的曲线形状在 $(N_1)_{60cs}$ 值较大段曲线的向上弯曲程度,对中值液化触发曲线, $C_4 = 25.4$ 。

极限状态函数的表达式如下:

$g [(N_1)_{60cs}, C_0, CSR_{7.5}] = \ln(CRR_{7.5}) - \ln(CSR_{7.5})$ (27)
其中, $CSR_{7.5}$ 按 I.M.Idriss 等^[27,42-43,90]的表达式及相应的修正系数确定。假设 $CSR_{7.5}$ 为对数正态分布,与预测地表 a_{max} 的对数正态分布和不确定性一致; $CRR_{7.5}$ 表达式的不确定性通过随机模型误差项表示,假设为具有零均值的对数正态分布; $(N_1)_{60cs}$ 的不确定性随机模型误差项,假设具有常数变异系

数、正态分布。研究发现中位值的液化触发曲线对 $CSR_{7.5}$ 和 $(N_1)_{60cs}$ 估算表达式中的不确定性假设值相对不敏感。采用 I.M.Idriss 等^[27]的场地液化调查案例数据库(液化 115 例、非液化 112 例),由最大似然法导出的具有不确定性的液化触发关系表示为:

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.67 + \epsilon_{in} \right] \quad (28)$$

式中, ϵ_{in} 是均值为 0 和标准差 $\sigma_{in} = 0.13$ 的正态分布随机误差项。当 $\epsilon_{in} = -0.13$ 时即为式(25)的确定性关系式。

这样,式(28)可以改写为:

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.67 + \sigma_{in} \cdot \Phi^{-1}(P_L) \right] \quad (29)$$

或液化概率函数表示为:

$$P_L = 1 - \Phi \left(\frac{\ln(CRR_{7.5}/CSR_{7.5}) + 0.13}{0.13} \right) \quad (30)$$

式中, Φ 和 Φ^{-1} 分别是累积标准正态分布函数及其逆函数; P_L 为液化概率; $CRR_{7.5}$ 由式(25)计算。

因此,确定性的液化触发临界线要比仅考虑模型不确定性的期望值的液化触发临界线低 1 倍标准差的位置,其相应的液化概率约为 16%。图 23 中给出了仅考虑模型不确定性的液化概率 $P_L = 15\%$, 50% 和 85% 的液化触发临界线。I.M.Idriss 等^[42-43]确定性的液化触发临界线相应于 I.M.Idriss 等^[27]、R.W.Boulanger^[32]仅考虑模型不确定性的 $P_L \approx 16\%$ 的液化触发临界线。NCEER^[25]建议的液化评价方法

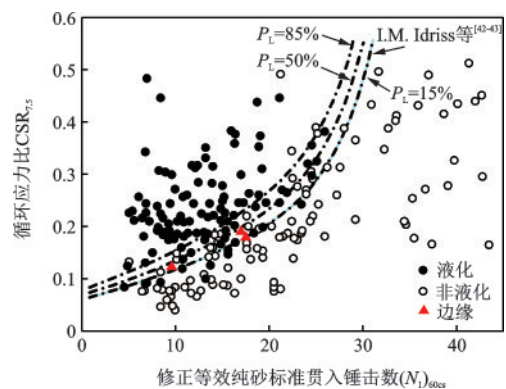


图 23 I.M.Idriss 等^[27]和 R.W.Boulanger 等^[32]推导的不同液化概率的 $CRR_{7.5}$ 与 $(N_1)_{60cs}$ 关系曲线

Fig.23 Curves of $CRR_{7.5}$ versus $(N_1)_{60cs}$ for probabilities of liquefaction of 15%, 50%, and 85% derived by I.M. Idriss et al^[27] and R.W.Boulanger et al^[32]

是21世纪初欧美地区最具代表性的液化触发评价方法,是对H.B.Seed等^[85]临界线的局部修正,在低 $(N_1)_{60}$ 值的一段曲线为截距0.05的向上弯的碗形曲线。对纯砂,CRR_{7.5}可表示为:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{3.4 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (31)$$

该方程对 $(N_1)_{60} < 30$ 有效;对 $(N_1)_{60} \geq 30$ 的纯砂土,因太密实而不可能液化,可归类为不可液化土。

H.B.Seed等^[85]最早注意到CRR_{7.5}随FC增大而增大的现象。NCEER^[25]建议按式(32)考虑FC大小的影响校正 $(N_1)_{60}$ 值:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (32)$$

其中,当 $FC \leq 5\%$ 时,取 $\alpha=0, \beta=1$;当 $FC \geq 35\%$ 时,取 $\alpha=5, \beta=1.2$;当 $5\% \leq FC \leq 35\%$ 时,按下式计算 α, β 值:

$$\begin{aligned} \alpha &= \exp(1.76 - 190/FC^2) \\ \beta &= 0.99 + FC^{1.5}/1000 \end{aligned} \quad (33)$$

校正后 $\Delta(N_1)_{60}$ 与FC的关系曲线如图20(a)所示。NCEER^[25]建议的相应于 $M_w=7.5$ 级地震不同FC的砂类土液化触发临界线如图24所示,这是以纯砂的CRR临界线为基础绘制的,高FC值的CRR临界线移向左上侧。

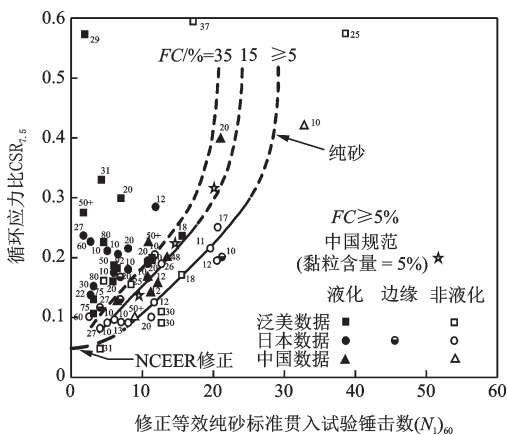


图24 NCEER^[25]建议的CRR_{7.5}与 $(N_1)_{60}$ 关系曲线($M_w=7.5$)
Fig.24 SPT clean-sand base liquefaction triggering curves modified for $M_w=7.5$ earthquakes with data from liquefaction case histories (NCEER^[25])

K.O.Cetin等^[26,80]假设计算CSR_{7.5}的各变量和CSR_{7.5}均为零均值的正态分布随机变量,极限状态函数表示:

$$g(x, \theta) = (N_1)_{60}(1 + \theta_1 FC) - \theta_2 \ln(M_w) - \theta_3 \ln(\sigma'_{v0}/p_a) + \theta_4 FC + \theta_5 - \theta_6 \ln(CSR_{7.5}) + \epsilon \quad (34)$$

式中, $\Theta = (\theta_1, \theta_2, \theta_3, \theta_4, \theta_5, \theta_6)$ 为一组未知模型的系数; ϵ 为均值0和标准差为 σ_ϵ 的正态分布随机误差项。

根据贝叶斯回归理论,推导出具有不确定性的液化触发关系式为:

$$CRR_{7.5} = \exp([(N_1)_{60}(1 + \theta_1 FC) - \theta_2 \ln(M_w) - \theta_3 \ln(\sigma'_{v0}/P_a) + \theta_4 FC + \theta_5 + \sigma_\epsilon \Phi^{-1}(P_L)]/\theta_6) \quad (35)$$

或液化概率函数可表示为:

$$P_L = \Phi(-[(N_1)_{60}(1 + \theta_1 FC) - \theta_2 \ln(M_w) - \theta_3 \ln(\sigma'_{v0}/P_a) + \theta_4 FC - \theta_5 - \theta_6 \ln(CSR)]/\sigma_\epsilon) \quad (36)$$

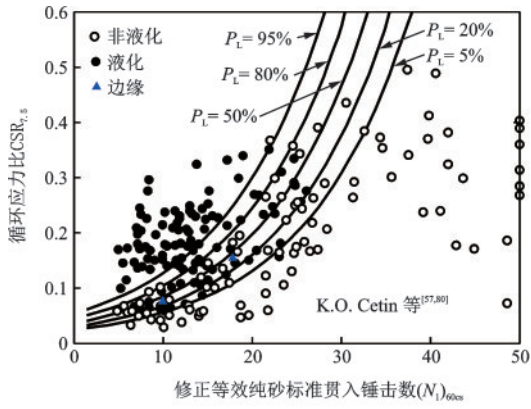
式中, Φ 和 Φ^{-1} 分别是累积标准正态分布函数及其逆函数; P_L 是液化概率。

K.O.Cetin等^[26]的参数 $\theta_1, \theta_2, \theta_3, \theta_4, \theta_5, \theta_6$ 和 σ_ϵ 分别为0.004、29.53、3.700、0.050、16.850、13.320和2.70;K.O.Cetin等^[80]的参数 $\theta_1, \theta_2, \theta_3, \theta_4, \theta_5, \theta_6$ 和 σ_ϵ 分别为0.001 67、27.352、3.958、0.089、16.084、11.771和2.95。

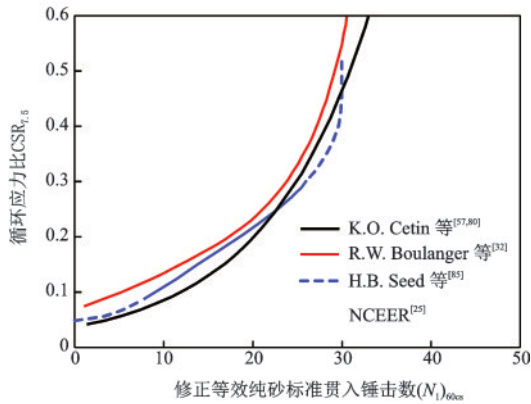
K.O.Cetin等^[80]假设 $P_L=50\%$ 是抗液化安全系数 $F_s=1$ 的最佳估计,定义 F_s 与 P_L 的关系为:

$$F_s = CRR_{7.5}(P_L = 50\%) / CRR_{7.5}(P_L) = \exp[-0.251 \cdot \Phi^{-1}(P_L)] \quad (37)$$

K.O.Cetin等^[26]采用的现场液化调查案例数据库与I.M.Idriss等^[27]的现场液化调查案例数据库的差异仅在8个液化案例。I.M.Idriss等^[27]经过重新评估,删除或纠正了这8个案例的信息。相较于K.O.Cetin等^[26]的工作,K.O.Cetin等^[80]的工作增加了近年地震中的现场液化调查案例数据,较之K.O.Cetin等^[26]的CRR_{7.5}临界线, $(N_1)_{60cs} \geq 15$ 时K.O.Cetin等^[80]的CRR_{7.5}临界线稍微向更高CSR水平的左上侧移,但在 $(N_1)_{60cs} < 15$ 时K.O.Cetin等^[26]与K.O.Cetin等^[80]两者的CRR_{7.5}临界线几乎是一致的。图25(a)给出K.O.Cetin等^[80]的不同液化概率 P_L 的CSR_{7.5}与 $(N_1)_{60cs}$ 关系曲线;图25(b)显示了K.O.Cetin等^[80]纯砂的确定性液化触发临界线($P_L=50\%$)与R.W.Boulanger等^[32]、H.B.Seed等^[85]/NCEER^[25]的液化触发临界线的差异。三种方法的差异在 $(N_1)_{60cs} > 20$ 部分不明显,但在 $(N_1)_{60cs} < 20$ 部分三者的差异显著。然而,工程实践中通常更关心 $(N_1)_{60cs} < 20$ 的砂类土,三种方法对液化敏感性评价结果的差异比较大。



(a) K.O. Cetin等^[17,80]的不同概率的液化触发临界线



(b) H.B. Seed等^[85]/NCEER^[25]、R.W. Boulanger等^[32]和K.O. Cetin等^[17,80]的纯砂的确定性液化触发临界线的比较

图25 不同研究者的液化触发临界线的比较

Fig.25 Comparison of liquefaction triggering correlations developed by different researchers

考虑 $CSR_{7.5}$ 和 $CRR_{7.5}$ 计算中各变量的不确定性, C.H.Juang 等^[92-96] 先后采用一阶二次矩法、逻辑回归法、加权经验概率法、加权最大似然法、贝叶斯映射函数法研究了概率液化评价方法。鉴于 I.M. Idriss 等^[27] 和 R.W. Boulanger 等^[32] 的液化概率模型比较复杂, $CSR_{7.5}$ 、 $CRR_{7.5}$ 和 $(N_1)_{60cs}$ 均为随机变量; C.H.Juang 等^[95-96] 基于 I.M. Idriss 等^[42-43] 的确定性液化触发关系式, 定义抗液化公称安全系数 \bar{F}_s 为:

$$\bar{F}_s = CRR_{7.5}((N_1)_{60cs}) / CSR_{7.5} \quad (38)$$

式中, $CRR_{7.5}((N_1)_{60cs})$ 表示 $CRR_{7.5}$ 为 $(N_1)_{60cs}$ 的函数。

采用更新的贝叶斯映射函数法, 推导出描述液化概率 P_L 与 \bar{F}_s 关系的简化概率模型函数:

$$P_L = \frac{1}{1 + \exp(7.612(\bar{F}_s - 0.898))} \quad (39)$$

I.M. Idriss 等^[27]、R.W. Boulanger 等^[32] 和 K.O. Cetin 等^[26,80] 的液化概率分析方法, 均将 $CSR_{7.5}$ 、 $CRR_{7.5}$ 和 $(N_1)_{60cs}$ 作为随机变量处理; 而在 C.H.Juang 等^[95-96] 的液化概率分析法中, 则将 $CSR_{7.5}$ 、 $CRR_{7.5}$ 和

$(N_1)_{60cs}$ 作为确定性变量处理, 未来案例分析中计算 $CSR_{7.5}$ 、 $CRR_{7.5}$ 和 $(N_1)_{60cs}$ 时, 其相应表达式中的各变量均取其平均值。因此, 在工程实践中应用 C.H. Juang 等^[95-96] 的方法更为简单。针对 I.M. Idriss 等^[27] 的现场液化调查案例数据库, C.H. Juang 等^[96]、R. W. Boulanger 等^[32] 的液化概率方法的计算结果对比如图 26 所示。可以看出, C.H. Juang 等^[96] 方法计算的概率曲线与加权经验概率法具有更好的一致性。图 27 给出了 C.H. Juang 等^[96] 模型的等概率液化触发临界线及现场液化调查案例数据点的关系。

G.X. Chen 等^[28] 采用 I.M. Idriss 等^[27] 的 230 个现场液化调查案例数据(液化 115 例、非液化 112 例、液化与非液化边缘 3 例)、谢君斐^[8] 的 155 个现场液化调查案例数据(液化 94 例、非液化 61 例)研究了

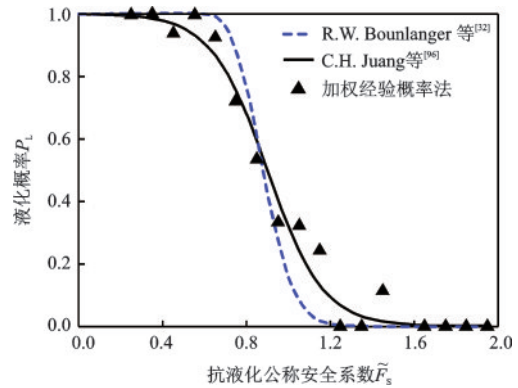


图26 C.H.Juang等^[96]和R.W.Boulanger等^[32]的 P_L 与 \bar{F}_s 关系比较

Fig.26 Comparison of C.H. Juang et al^[96] model and R.W. Boulange et al^[32] model

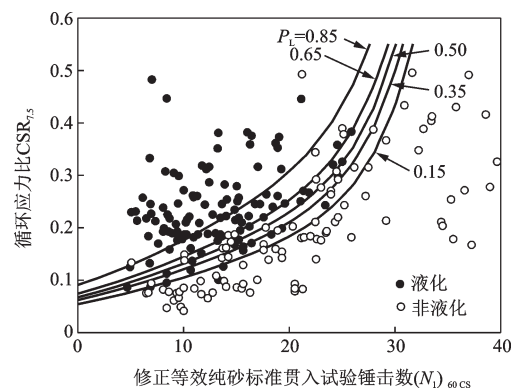


图27 C.H.Juang等^[96]液化概率等值线与R.W.Boulanger等^[32]现场液化调查案例数据点的关系

Fig.27 Liquefaction probability curves of the C.H. Juang et al^[96] model as well as the R.W. Boulange et al^[32] case database

砂土液化的确定性和概率评价方法。《工业与民用建筑抗震设计规范》^[98]的液化判别式采用了J.F. Xie^[99]提出的液化判别式,谢君斐^[8]对抗震规范《工业与民用建筑抗震设计规范》^[98]的液化判别式进行修正,并纳入我国抗震规范的更新版本GBJ11—89^[100],GB50011—2001^[101];GB50011—2011版^[102]的液化判别方法仅对GBJ11—89版^[100]的方法进行了微调。

I.M. Idriss等^[27]现场液化调查案例数据库中,液化案例的 $CSR_{7.5}$ 最小、最大值分别为0.086、0.484;而谢君斐^[8]的现场液化调查案例数据库中,液化案例的 $CSR_{7.5}$ 最小、最大值分别为0.060、0.539,也即最小的 $(N_1)_{60cs}$ 值更小、最大的 $(N_1)_{60cs}$ 值更大,尤其是低 $(N_1)_{60cs}$ 值区域有较多的液化案例(图1)。这些低、高 $(N_1)_{60cs}$ 值的液化案例点弥为珍贵,从而使控制低、高 $(N_1)_{60cs}$ 值段液化触发临界线的位置更为可信;且 $(N_1)_{60cs} < 15$ 时谢君斐^[8]现场液化调查案例数据库的不少液化案例数据点明显位于I.M. Idriss等^[42-43]液化触发临界线的下侧,即I.M. Idriss等^[42-43]方法对 $(N_1)_{60cs} < 15$ 的液化评价结果偏于危险。G. X. Chen等^[28]采用I.M. Idriss等^[27]简化方法的基本思路,给出的确定性液化触发临界线表达式为:

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{9.7} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{135.1} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{24.7} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{27.5} \right)^4 - 3.6 \right] \quad (40)$$

液化触发临界线关系式(40)与谢君斐^[8]、I.M. Idriss等^[27]现场液化调查案例的关系如图1(a)所示。采用C.H. Juang等^[93]、陈国兴等^[97]的逻辑回归方程及C.H. Juang等^[95-96]的加权最大似然法,给出了液化概率 P_L 与抗液化公称安全系数 \bar{F}_s 关系的表达式如下:

$$P_L = \frac{1}{1 + (\bar{F}_s / 0.635)^{3.851}} \quad (41)$$

式中, $\bar{F}_s = CRR_{7.5} / CSR_{7.5}$, $CRR_{7.5}$ 按式(41)计算, $CSR_{7.5}$ 依据I.M. Idriss等^[27]的方法计算。

图28比较了式(41)的Monte Carlo模拟、加权经验概率法(间距0.1和0.2)和加权最大似然法计算的结果。可以看出, P_L 与 \bar{F}_s 关系的趋势是相当一致的,这与C.H. Juang等^[96]的研究结果也是一致的。结合式(40)和式(41),图29给出G. X. Chen等^[28]的等概率液化触发临界线及谢君斐^[8]、I.M. Idriss等^[27]现场液化调查案例的关系。 $\bar{F}_s = 1$ 时 $P_L \approx 14.8\%$,因此,概率15%的等值线相当于确定性的液化触发

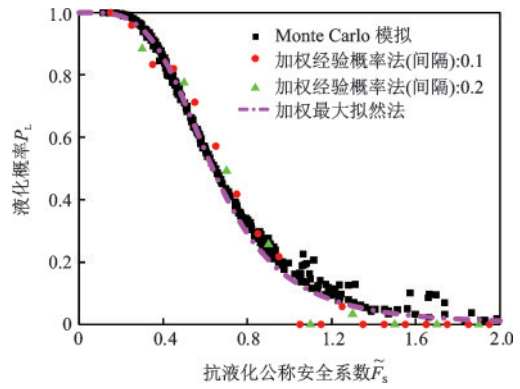


图28 G. X. Chen等^[28]给出的液化概率 P_L 与公称安全系数 \bar{F}_s 关系及其验证

Fig.28 Between liquefaction probability P_L versus \bar{F}_s proposed by G. X. Chen et al. ^[28] and its calibration

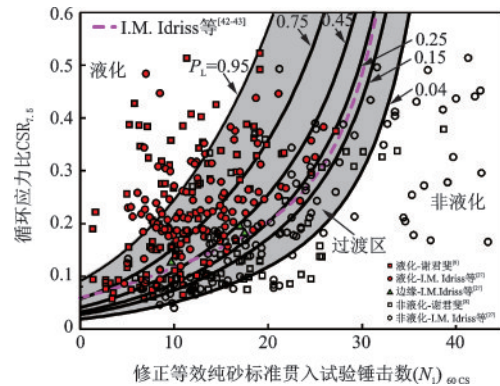
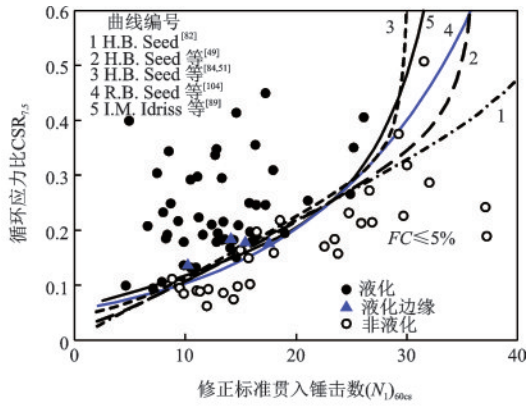


图29 G. X. Chen等^[28]给出的基于SPT的不同概率的液化触发临界线及现场液化调查案例数据点

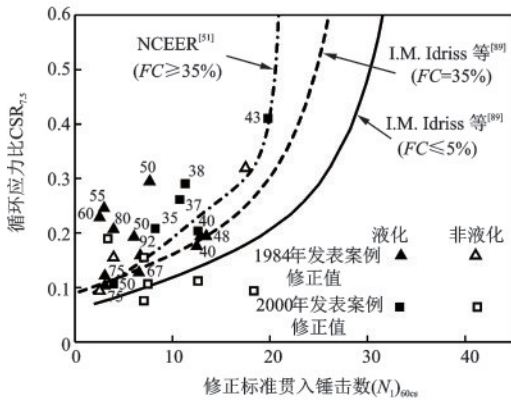
Fig.29 Based-SPT liquefaction probability curves of the G. X. Chen et al^[28] procedure with the field case histories

临界线;图29也给出I.M. Idriss等^[42-43]确定性的液化触发临界线,以供比较。值得一提的是,采用 $P_L = 15\%$ 作为确定性的液化触发临界线是晚近学者共同的想法,它是个确定性分析上保守的做法,几乎可涵括所有液化案例。C. J. Chen等^[103]最早提出这一观念去描述液化概率的意义,他们定义 $P_L < 15\%$ 为“几乎确定完全不会液化”。

I.M. Idriss等^[89]比较了H.B. Seed^[82], H.B. Seed等^[49], H.B. Seed等^[84]/NCEER^[51], R.B. Seed等^[104]给出的纯砂的液化触发临界线,如图30(a)所示。当 $8 \leq (N_1)_{60} \leq 25$ 时,不同研究者临界线的最大差异在 $(N_1)_{60} = 20$ 处,约为15%;当 $(N_1)_{60} < 6$ 或 $(N_1)_{60} > 28$ 时,不同研究者临界线的差异显著。其原因是缺乏 $CSR < 0.08$ 和 $CSR > 0.3$ 的液化案例,所有临界线都是外推的。同时, I. M. Idriss等^[89]比较了NCEER^[51]的 $FC > 35\%$ 的液化触发临界线,如图



(a) I.M. Idriss等^[89]、H.B. Seed等^[49,51,82,84]和R.B. Seed等^[104]液化触发临界线的比较



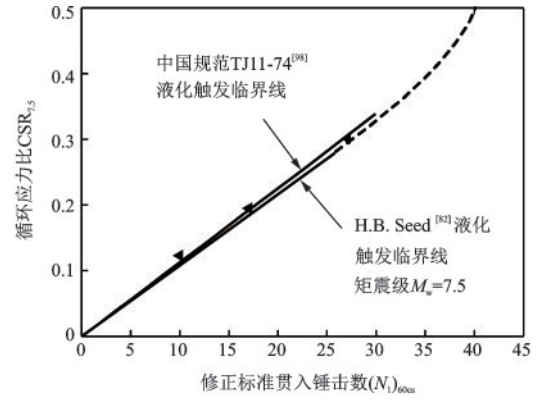
(b) I.M. Idriss等^[89]和H.B. Seed等^[84]/NCEER^[51]液化触发临界线的比较

图 30 不同研究者的液化触发临界线的比较

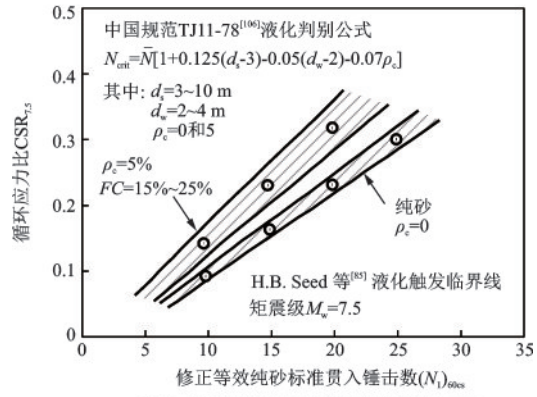
Fig.30 Comparison of liquefaction triggering correlations developed by different researchers

30(b)所示。可以看出,有几个液化案例数据点位于NCEER^[51]临界线的下侧,这几个数据点恰好控制了I.M.Idriss等^[89]液化触发临界线的位置。

H.B.Seed等^[82,85,105]曾将“简化方法”与我国《工业与民用建筑抗震设计规范》^[98,106]液化判别方法进行比较,对纯砂(黏粒含量 $\rho_c=0$)和低黏粒含量($\rho_c=5\%$)的细粒砂类土,发现两者的液化触发临界线是极为一致的,如图31所示。R.E.S Moss等^[107]对我国《建筑抗震设计规范》^[101]方法、陈国兴等^[88]、T.L. Youd等^[25]、K.O.Cetin等^[26]($P_L=15\%$ 代表确定性临界线)和陈国兴等^[97]($P_L=50\%$ 代表确定性临界线)的纯砂液化触发临界线进行了比较,如图32所示。使用陈国兴等^[39]提出的方法将代表规范GB5001—2001^[101]的液化判别临界锤击数(N_{cr})转换为液化所需的循环应力比 $CSR_{7.5}$ 的液化触发临界线,并采用K.O.Cetin等^[26]的剪应力折减系数 r_d 公式。在确定性的液化评价中,可把设计地震一组与二、三组的曲线范围看作是会发生和不发生液化的一个宽而



(a) 中国规范TJ11-74^[98]液化判别方法与H.B. Seed^[82]的液化临界曲线比较



(b) 中国规范TJ11-78^[106]液化判别方法与H.B. Seed等^[85]的液化临界曲线比较

图 31 中国规范 TJ11-74^[98]和 TJ11-78^[106]液化判别方法与 H. B. Seed^[82]和 H. B. Seed等^[85]的液化临界曲线比较

Fig.31 Comparison of field liquefaction correlation developed by H.B. Seed^[82] and H. B. Seed et al. ^[85] with correlation based on liquefaction criteria in Chinese codes TJ11-74 and TJ11-78 ^[98,106]

明确的界限。图32表明,由于数据处理、曲线拟合的细微差别以及液化触发现象固有的可变性,这些

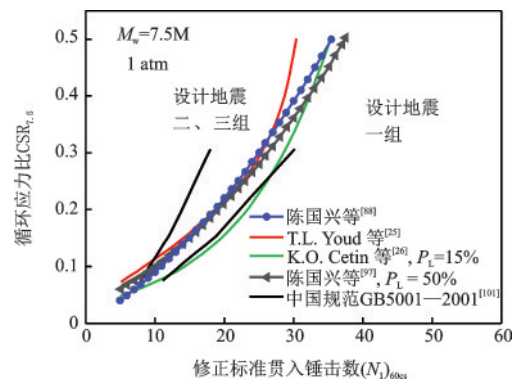


图 32 R.E.S.Moss等^[107]对中美两国的纯砂的液化触发临界曲线比较

Fig.32 Comparison of US and Chinese clean sand liquefaction triggering curves by R.E.S.Moss et al^[107]

液化触发临界线的差异范围是很窄的。

1.3.2 基于CPT的方法

基于CPT的液化评价始于周神根^[108-109]利用1978年唐山地震现场勘察的研究工作, H.B.Seed等^[110]、B.J.Douglas等^[111]采用SPT和CPT贯入阻力的相关性, 将基于SPT的液化触发评价图转换为基于CPT的液化触发评价图。自1980年代以来, 一些学者对基于CPT的土壤液化触发评价方法研究做出了卓越贡献, 如 T.Shibata等^[112], T.D.Stark等^[29], Y.Suzuki等^[113-114], P.K.Robertson等^[30,115], R.S.Olsen^[116], C.H.Juang等^[117-119], R.E.Moss等^[31], I.M.Idriss等^[42-43]。由于CPT具有贯入阻力剖面的连续性和优于其他原位试验的可重复性测量的特点, 基于CPT的液化评估方法是很有潜力的^[120]。R.S.Olsen^[116]、P.K.Robertson等^[30]以及C.H.Juang等^[121]给出了基于CPT数据的估算CRR表达式; C.H.Juang等^[121]对这3个表达式进行了比较, 认为自己提出的表达式优于其余二者。P.K.Robertson等^[30]提出的基于CPT的确定性液化评估方法是应用最广泛的方法, 且被NCEER^[25]推荐使用。P.K.Robertson^[122]利用扩展的现场液化调查案例数据库对该方法进行了更新。

砂土的CPT- q_c 值主要受相对密度、有效应力状态、应力历史、矿物学特性、沉积年龄和胶结状态控制。基于CPT的CRR_{7.5}值计算, 对纯砂, 需将原位实测CPT- q_c 值经上覆有效应力修正为归准化贯入阻力 q_{c1N} 值(P.K.Robertson^[122]用符号 Q_m 表示); 对不同FC的砂类土, 需考虑FC对CPT- q_c 值的影响, 将CPT- q_c 值修正为等效纯砂贯入阻力 q_{c1Nes} 值, 相应的校正方法见表1和1.2.2节。

P.K.Robertson等^[30]和P.K.Robertson^[122]的CRR_{7.5}计算公式:

$$\text{如 } 50 \leq q_{c1Nes} < 160$$

$$CRR_{7.5} = 0.08 + 93(q_{c1Nes}/1000)^3 \quad (42)$$

$$\text{如 } q_{c1Nes} < 50$$

$$CRR_{7.5} = 0.05 + 0.833(q_{c1Nes}/1000)^3 \quad (43)$$

其中,

$$q_{c1Nes} = K_c q_{c1N} \quad (44)$$

P.K.Robertson等^[30]:

$$q_{c1N} = C_N(q_c/P_a) \quad (45)$$

P.K.Robertson^[122]:

$$q_{c1N} = C_N \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{P_a} \right) \quad (46)$$

$$q_t = q_c + (1 - \alpha_c)\mu_2 \quad (47)$$

$$C_N = (P_a/\sigma'_{v0})^n \leq 1.7 \quad (48)$$

$$n = 0.381I_c + 0.05(\sigma'_{v0}/P_a) - 0.15; 0 \leq n \leq 1.0 \quad (49)$$

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log q_{c1N})^2 + (\log F_r + 1.22)^2} \quad (50)$$

$$F_r = [f_s / (q_t - \sigma_{v0})] \times 100\% \quad (51)$$

$$\text{如 } I_c \leq 1.64$$

$$K_c = 1 \quad (52)$$

$$\text{如 } 1.64 < I_c < 2.60$$

$$K_c = -0.403I_c^4 + 5.58I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \quad (53)$$

式中, q_c 、 f_s 和 α_c 分别为CPT锥尖阻力、侧摩阻力和圆锥面积比, $0.65 \leq \alpha_c \leq 0.85$; u_2 为锥尖后量测的贯入孔压; I_c 是P.K.Robertson等^[30]、P.K.Robertson^[122]定义的土壤类型指数; q_c 、 f_s 、 σ_{v0} 、 σ'_{v0} 和 P_a 均采用单位kPa; $P_a = 1 \text{ atm}$ 。对纯砂, 取 $n = 0.5$; 对粉土和砂类土, 取 $0.5 < n < 1.0$ 。

P.K.Robertson^[122]建议了 I_c 值的确定方法, 也可参考文献[25]。假如 $I_c > 2.60$ 且 $F_r > 1\%$, 可能为非液化土。图33给出了应力指数 n 和CPT- q_{c1Nes} 等值线的关系^[30,122]。图34比较了代表性的基于CPT的纯砂的液化触发临界线(P.K.Robertson^[122]; R.W.Boulanger等^[37])。可以看出, 当CSR水平介于0.1~0.3时, 不同研究者给出的液化触发临界线是比较一致的; 但CSR水平高于0.3时, 不同研究者给出的液化触发临界线走向的差异是比较大的。这主要是由于现场液化调查案例数据库中高CSR水平区域缺乏高 q_{c1N} 值的液化案例数据^[123]。C.H.Juang等^[124]以T.Iwasaki等^[125]提出的液化势指数(Liquefaction Potential Index, LPI)作为表示场地液化程度的量化指标, 基于P.K.Robertson^[122]的CRR_{7.5}- q_{c1Nes} 表达式, 采用随机场理论进行区域性场地的液化评价。

实践中通常会采用几种液化评价方法来评价工程场地是否会液化及其程度, 但液化评价方法的选择对估算LPI准确性的影响目前是不清楚的。采用相同地震中高质量的现场液化调查案例资料比较不同的液化评价方法的性能应是最恰当的。2010~2011年新西兰坎特伯雷地震序列后, 取得了一个空前规模和高质量的现场液化调查案例数据库, 为评估液化评价方法的有效性提供了独特的机会。2010年 $M_w 7.1$ 地震和2011年 $M_w 6.2$ 地震中发生严重液化的3616个场地进行了CPT调查, 取得了7000多个液化案例数据。B.W.Maurer等^[127]利用这批CPT现场液化调查案例数据库, 采用受试者

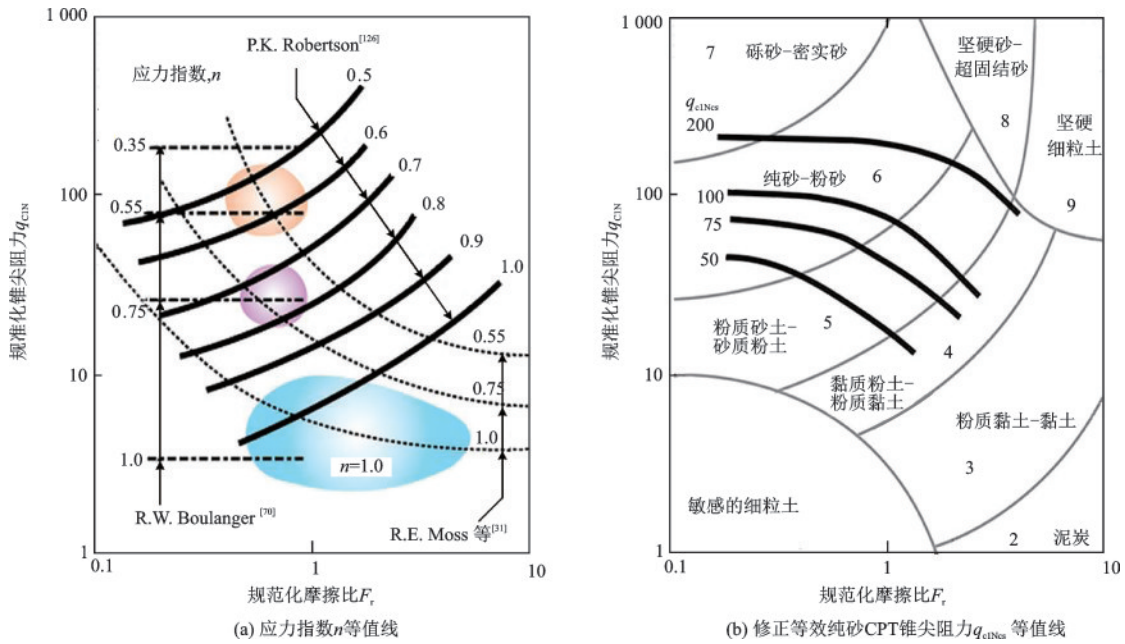


图 33 应力指数 n 和修正等效纯砂 CPT 锥尖阻力 q_{c1Ncs} 等值线

Fig.33 Contours of stress exponent n and normalized clean sand equivalent cone resistance q_{c1Ncs}

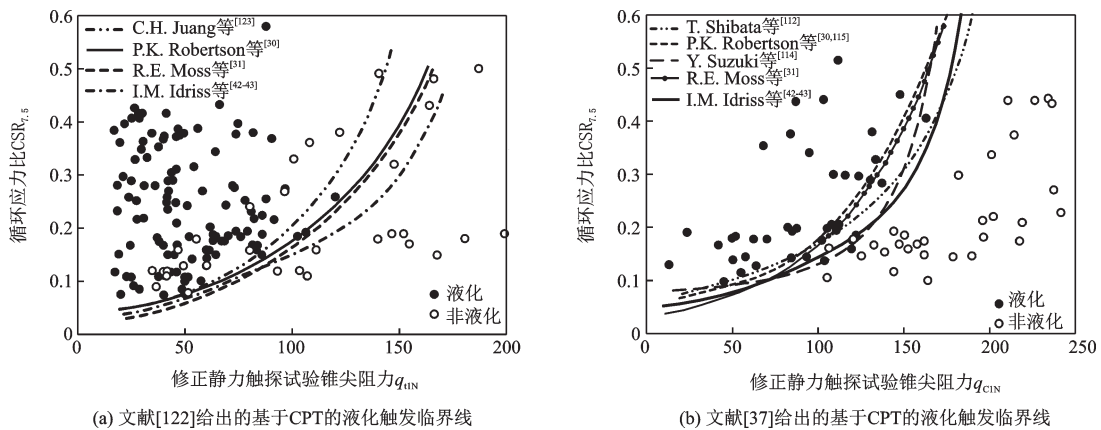


图 34 代表性的基于 CPT 的土壤液化触发临界线及现场液化调查案例数据的比较,引自文献[122]和文献[37]

Fig.34 Comparison of the CPT-based soil liquefaction triggering curves with the field case histories from reference [122] and [37]

工作特性 (Receiver Operating Characteristic, ROC) 曲线分析,以 T.Iwasaki 等^[125]方法计算 LPI 值,对 P.K.Robertson 等^[30]、R.E.Moss 等^[31]以及 I.M.Idriss 等^[43]的基于 CPT 的液化评价方法进行比较,研究发现:地表液化迹象的严重程度与 LPI 计算值的关系是与液化评价方法相关的;采用与液化评价方法相关的校正后的液化危害性等级 LPI 门槛值,3 个液化评价方法的预测结果基本相同;以 LPI 为指标能够反映场地液化严重程度的一般趋势;但 LPI 计算方法有其固有的局限性,不论采用哪一种液化评价方法,均会导致对某些土壤剖面的 LPI 值计算结果与现场观察到的液化迹象严重程度不一致。不少学者研究了基于 CPT 的概率液化评估方法,如: S.

Toprak 等^[128], C.H.Juang 等^[117-118,121,123], R.E.Moss 等^[31], I.M.Idriss 等^[43], C.S.Ku 等^[129], R.W.Boulanger 等^[37]。C.S.Ku 等^[129]利用 P.K.Robertson^[122]现场液化调查案例数据库,基于 P.K.Robertson 等^[30]方法,采用最大似然法给出的液化概率 P_L 表达式:

$$P_L = 1 - \Phi\left(\frac{0.102 + \ln(\text{CRR}_{7.5}/\text{CSR}_{7.5})}{0.276}\right) \quad (54)$$

式中, Φ 是累积标准正态分布函数。

R.W.Boulanger 等^[37,130]在 I.M.Idriss 等^[43]的 CPT 液化数据库基础上,补充包括 2010~2011 新西兰坎特伯雷地震序列和 2011 年东日本 $M_w 9.0$ 大地震的新近地震后取得的基于 CPT 的高质量现场液化调查案例资料,建立了基于 CPT 的确定性液化触

发临界线关系式：

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.80 \right] \quad (55)$$

图 35(a) 给出 I.M. Idriss 等^[43]、R.W. Boulanger 等^[37] 确定性的液化触发临界线及 R.W. Boulanger 等^[37] 的 CPT 现场液化调查案例数据点。两者的临界线对 $q_{c1Ncs} = 80 \sim 130$ kPa 部分基本一致, 但对 q_{c1Ncs} 值较低和较高部分, 现场液化案例点稀疏, R.W. Boulanger 等^[37] 临界线较之 I.M. Idriss 等^[43] 临界线更向上弯曲。

R.W. Boulanger 等^[37, 130] 定义的极限状态函数表达式为：

$$g(q_{c1Ncs}, C_0, CSR_{7.5}, \epsilon_{\ln CRR_{7.5}}) = \ln(CRR_{7.5}) - \ln(CSR_{7.5}) + \epsilon_T \quad (56)$$

式中, ϵ_T 是均值为 0 的正态随机变量, 表示参数不确定性的影响; C_0 是一个未知的拟合参数, 其含义是在保持式(55)的曲线形状不变的情况下按比例缩放; 随机变量 q_{c1Ncs} 的平均变异系数约为 0.38; 随机变量 $CSR_{7.5}$ 、 $CRR_{7.5}$ 取决于其表达式中各变量的不确定性大小。

由最大似然解导出的具有不确定性的液化触发关系式可表示为：

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.60 + \epsilon_{\ln} \right] \quad (57)$$

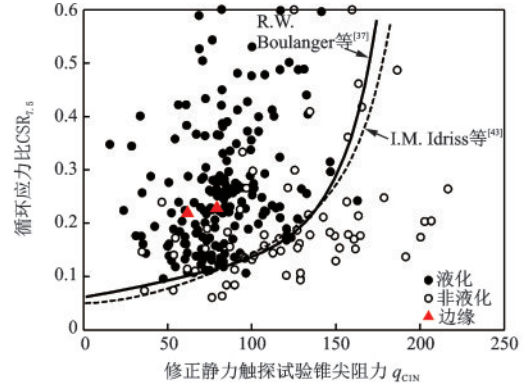
式中, ϵ_{\ln} 是均值为 0 和标准差 $\sigma_{\ln} = 0.20$ 的正态分布的误差项。

当 $\epsilon_{\ln} = -0.20$ 时即为式(55)的确定性关系式。这样, 式(57)可以改写为：

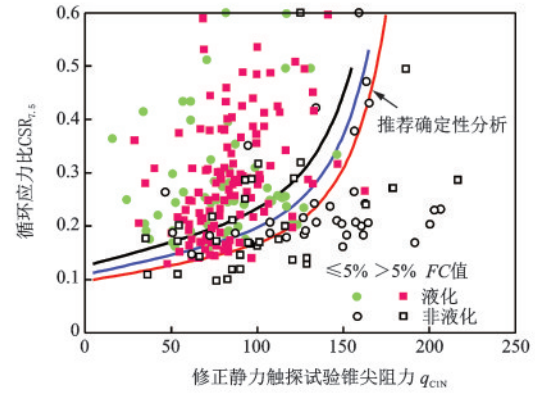
$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.60 + \sigma_{\ln} \cdot \Phi^{-1}(P_L) \right] \quad (58)$$

式中, Φ^{-1} 是累积标准正态分布函数的逆函数, P_L 是液化概率。

图 35(b) 给出了 R.W. Boulanger 等^[130] 的液化概率 $P_L = 15\%$ 、 50% 和 85% 的液化触发临界线及 R.W. Boulanger 等^[37] 的 CPT 现场液化调查案例数据点的关系。R.W. Boulanger 等^[130] 建议 $P_L = 15\%$ 的液化触发临界线作为确定性的液化触发临界线, 比考虑不确定性的期望值的液化触发临界线低 1 个标准差的位置。



(a) I.M. Idriss 等^[43] 与 R.W. Boulanger 等^[37] 的确定性液化触发临界线比较



(b) R.W. Boulanger 等^[130] 的不同概率液化触发临界线

图 35 不同研究者的液化触发临界线的比较

Fig.35 Comparison of liquefaction triggering correlations developed by different researchers

1.3.3 基于 V_s 的方法

R.Dobry 等^[131] 最早研究了基于剪切波速 (V_s) 的土壤液化评价方法。通过室内循环加载试验, 定义即将产生孔隙水压力的剪应变为门槛剪应变, 采用 H.B.Seed 等^[23] 的 CSR 计算公式, 将门槛剪应变转换为 V_s 门槛值, 如现场实测 V_s 小于 V_s 门槛值, 则土壤会发生液化。H.B.Seed 等^[105] 基于 SPT-N 值与 V_s 值的统计相关性, 最早将基于 SPT 的土壤液化评价方法拓展到基于 V_s 的土壤液化评价。可采用 V_s 作为土壤液化抗力的一个指标是基于许多因素 (如孔隙比、应力状态、应力历史、地震年龄) 对土壤的 V_s 和液化抗力的影响是类似的认识。使用 V_s 有如下优点^[25, 105, 131]: (1) 可以在难以取原状土样的场地 (如 SPT 和 CPT 不可靠的砾类土)、难以取样的坚硬场地、受空间限制难以钻孔的场地及需大面积快速测量的场地进行 V_s 测量; (2) 也可在室内试验中测量, 直接比较室内和现场测试的土壤性能; (3) V_s 是土体的一个基本力学性能指标, 与小应变剪切模量 G_0 直接相关。由于没有取样, V_s 测量不能直接测

定土壤类型;如 V_s 测量的间距过大,不能识别薄层、低 V_s 值的土层; V_s 测量是小应变下测量的,而孔隙水压力的增长和液化是中、大应变的,这对地下水位以上的粉土可能是有特殊意义的,因为负孔压可能会增大 V_s 。因此,基于 V_s 测量的土壤液化触发评价方法逐渐成为一种可替代或补充基于 SPT、CPT 的方法。

石兆吉^[132]采用与 R.Dobry 等^[131]相同的方法,给出了基于液化场地实测 V_s 资料的液化评价经验公式。R.E.Kayen 等^[133]、P.K.Robertson 等^[134]和 A.L.Lodge^[135]基于数量很有限的现场液化资料,给出了基于修正剪切波速 V_{s1} 的液化触发临界关系曲线。我国在 1990 年前后开展过较多的基于 V_s 测量的土壤液化评价方法研究,陈国兴等^[136]对国内外若干以剪切波速为指标的液化判别方法进行了综合比较,分析了以 V_s 为指标的液化判别方法的适用性,利用 1976 年唐山地震天津粉土液化资料,提出了粉土液化触发临界线表达式。

R.D.Andrus 等^[137]依据 20 次地震、50 多个场地、 $FC=5\% \sim 35\%$ (土类型覆盖细砂到含卵石的夹粉黏土层砂砾)的实测 V_s 资料,提出了基于修正剪切波速 V_{s1} 的液化触发临界线表达式:

$$CRR_{7.5} = a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \quad (59)$$

$$V_{s1} = V_s C_v = V_s (P_a / \sigma'_{v0})^{0.5} \quad (60)$$

式中, a 和 b 为经验曲线拟合系数, $a=0.03$, $b=0.9$; V_{s1} 为修正剪切波速; V_{s1}^* 为液化发生的 V_{s1} 上限值, $V_{s1}^*=220$ m/s。

R.D.Andrus 等^[33,44]将 R.D.Andrus 等^[52]的现场液化调查案例库扩展为 26 次地震、70 多个场地 (139 个地震台阵)、现场液化调查案例数据 225 个 (液化 99 例,非液化 126 例),包括美国 149 例、日本 34 例、中国大陆与台湾 40 例,给出了不同 FC 的液化触发临界线,如图 36 所示,但曲线的形状与 R.D.Andrus 等^[52]的曲线相同,只修改了式 (35) 的系数: $a=0.022$, $b=2.8$; $FC < 5\%$ 时,取 $V_{s1}^*=215$ m/s; $FC > 35\%$ 时,取 $V_{s1}^*=200$ m/s; $5\% < FC < 35\%$ 时,取 $V_{s1}^*=215 - 0.5(FC - 5)$ m/s。应当注意,在 R.D.Andrus 等^[33]评价土壤液化的有效案例数据库中,缺乏控制 $CSR > 0.3$ 这一段液化临界线的液化案例的有效数据,但在基于 SPT、CPT 的现场液化调查案例数据库中,通常有控制 $CSR > 0.3$ 一段液化临界线的液化案例有效数据。

C.H.Juang 等^[93]采用逻辑回归和贝叶斯映射方

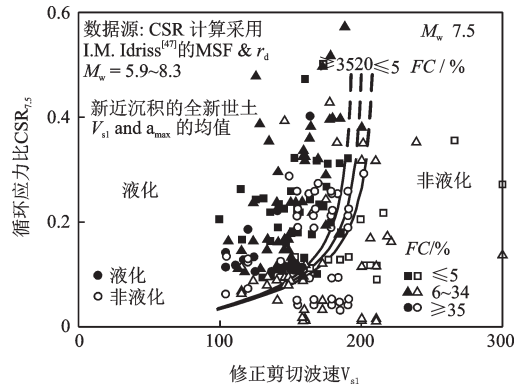


图 36 R.D.Andrus 等^[33]给出的基于 V_{s1} 的液化触发曲线及现场液化调查案例数据点

Fig.36 V_{s1} -based liquefaction triggering curves with various fines contents along with case history data in sandy soils developed by R.D.Andrus et al^[33]

法,比较研究了基于 V_s 的概率液化评价方法,发现基于逻辑回归的液化评价概率模型中液化场地的 V_{s1} 值上限是不存在的;基于 R.D.Andrus 等^[33]的 $CRR_{7.5}$ 和 H.B.Seed 等^[85]的 $CSR_{7.5}$ 表达式,通过贝叶斯映射方法,给出了液化概率 P_L 表达式:

$$P_L = \frac{1}{1 + (F_s / 0.73)^{3.4}} \quad (61)$$

式中,抗液化安全系数 $F_s = CRR_{7.5} / CSR_{7.5}$ 。

R.D.Andrus 等^[137]提出了 R.D.Andrus 等^[33]方法的应用指南,并结合公式 (61),最早给出了基于 V_s 的不同概率的液化触发曲线。

周燕国等^[138]、Y.G.Zhou 等^[139]通过弯曲元波速测试及饱和标准砂循环液化试验,结合 R.D.Andrus 等^[52]现场液化调查案例 V_s 数据库,提出基于 V_s 的液化评价简化方法,提供了一种将室内与现场剪切波速测试联系起来进行液化判别的途径。

R.Kayen 等^[34]历时 11 年收集场地的 V_s 数据,建立了包括中国大陆和台湾、日本、希腊和美国于 1906~2011 年发生的 35 次地震、415 个现场液化调查案例数据库,包括 287 例液化数据、124 例非液化数据、4 例液化与非液化边缘数据。采用贝叶斯回归和结构可靠性方法来改进 V_s 数据库的概率处理,考虑 CSR 和 CRR 计算中各变量的不确定性,提出不同概率的液化触发临界线表达式:

$$P_L = \Phi \left(\frac{-[(0.007 V_{s1})^{2.8011} - 1.946 \ln(CSR_{7.5}) - 2.617 \ln(M_w) - 0.010 \ln(\sigma'_{v0}) + 0.003 FC] / 0.481}{1} \right) \quad (62)$$

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{[(0.007V_{s1})^{2.8011} - 2.617 \ln(M_w) - 0.010 \ln(\sigma'_{v0}) + 0.003FC - 0.481\Phi^{-1}(P_L)]}{1.946} \right] \quad (63)$$

式中, Φ 和 Φ^{-1} 分别是累积标准正态分布函数及其逆函数; P_L 是液化概率; V_{s1} 与 V_s 的关系采用式(60)确定。

R.Kayen 等^[34] 计算 $CSR_{7.5}$ 的 MSF 曲线与 K.O. Cetin 等^[26]、Y.G.Zhou 等^[139] 采用的 MSF 曲线基本一致, 并采用 K.O.Cetin 等^[26] 的 K_s 表达式, 且限定 $K_s < 1.0$ 。定义抗液化安全系数 $F_s = CRR_{7.5}/CSR_{7.5}$, 则 $P_L = 0.15$ 时 $F_s = 1.17$ 。通常, 将 $P_L = 0.15$ 的液化触发临界线表达式作为 R.Kayen 等^[34] 的确定性临界线 $CRR_{7.5}$ 表达式。

图 37 比较了 R.D.Andrus 等^[33]、Y.G.Zhou 等^[139]

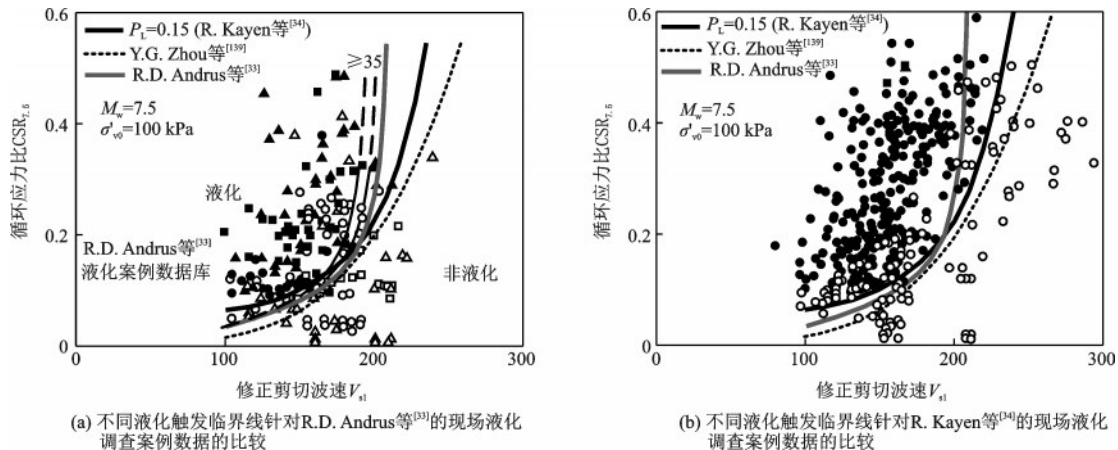


图 37 利用 R. Kayen 等^[34]、R.D. Andrus 等^[33]、Y.G. Zhou 等^[139] 液化触发临界线针对 R.D. Andrus 等^[33] 和 R. Kayen 等^[34] 的现场液化调查案例数据的比较

Fig.37 Comparison of V_{s1} -based liquefaction triggering curves of the R. Kayen et al^[34]、R.D. Andrus et al^[33]、Y.G. Zhou et al^[139] along with the case database: data set of R.D. Andrus et al^[33] and data set of R. Kayen et al^[34]

R.Dobry 等^[140] 针对 R.D.Andrus 等^[33] 给出的 225 例现场液化调查资料, 专门区分出纯砂或含无塑性细粒粉砂的现场液化调查资料 104 例; 松散、未压密(新近人工回填)的纯砂或无塑性细粒含量低于 34% 的粉砂 39 例, 压密的纯砂或粉砂 65 例(位于南加州 Imperial 峡谷的纯砂或含无塑性细粒的粉砂 37 例)。研究表明: 松散、未压密的纯砂或粉砂, R.D. Andrus 等^[33] 给出的纯砂的液化触发临界线可以很好地预测是否发生液化与非液化; R.Kayen 等^[34] 的确定性液化触发临界线则与此相反, 一些实际发生液化的场地被预测为非液化; 松散、未压密的纯砂和粉砂的液化触发临界线可用常值循环应变 $\gamma_{cl} =$

和 R.Kayen 等^[34] 的液化触发临界线, 且图 37(a) 给出了 R.D.Andrus 等^[33] 的现场液化调查案例数据, 图 37(b) 给出了 R.Kayen 等^[34] 的现场液化调查案例数据。图 37(b) 中有 14 个现场液化的案例数据点位于 R.D.Andrus 等^[33] 液化触发临界线的左侧; 同时, 现场液化案例数据表明, 其给出的液化场地 V_{s1} 值上限值 215 m/s 是偏于危险的。R.Kayen 等^[34] 指出: 基于修正剪切波速 V_{s1} 的液化触发关系曲线对土壤特性(如细粒含量 FC) 不敏感。当 FC 从 5% 增大到 35% 时, 液化触发临界线移动的最大值仅 5 m/s。这一调整与 R.D.Andrus 等^[33] 的研究结果是一致的。R.Kayen 等^[34] 认为, 在现场液化调查案例数据库中, 大多数案例的 V_{s1} 介于 100~200 m/s, 与液化评价分析其他因素的不确定性相比, FC 对 V_{s1} 影响的调整是次要的。

0.03% 的曲线表征: $CRR_{7.5} = 0.033(V_{s1}/100)^2$; Imperial 峡谷的粉砂场地, 属于地质年代非常年轻的天然粉砂, 由于地震活动频繁, 在最近一个世纪这样短的地质历史时期内受到多次强震影响, 具有明显较高的液化抗力, 其液化触发临界线可采用常值循环应变 $\gamma_{cl} = 0.1\% \sim 0.2\%$ 的曲线表征: $CRR_{7.5} = 0.065(V_{s1}/100)^2$ 。R.Dobry 等^[140] 比较了现场液化调查数据点、常应变 $\gamma_{cl} = 0.03\%$ 和 $\gamma_{cl} = 0.1\% \sim 0.2\%$ 的液化触发临界线以及 R.D.Andrus 等^[33]、R.Kayen 等^[34] 的液化触发临界线, 如图 38 所示。

G.X.Chen 等^[35] 综合 R.D.Andrus 等^[44]、B.L.Chu 等^[45]、G.Saygili^[46]、R.Kayen 等^[34] 给出的 49 次地震中

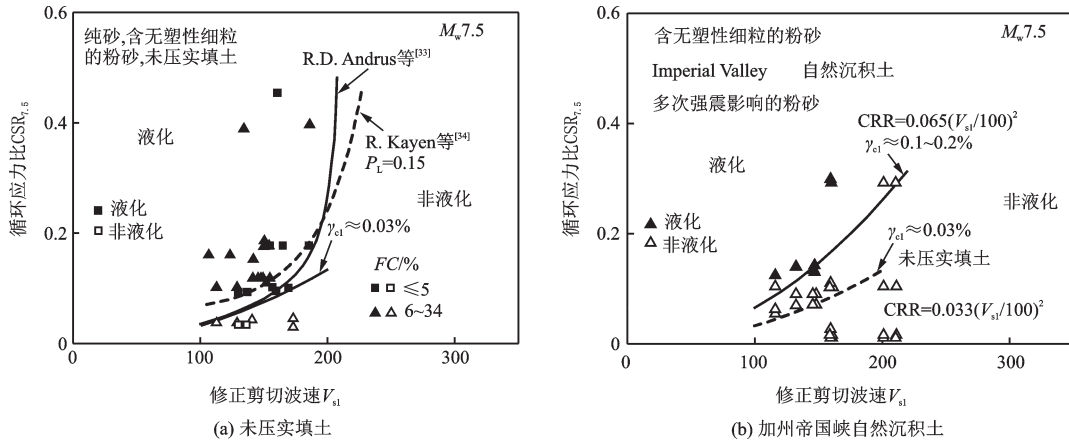


图 38 R. Dorbry 等^[40]提出的常值循环应变液化触发曲线及纯砂和粉土的现场液化调查数据点:未压实填土和加州帝国峡自然沉积土

Fig.38 Dorbry et al^[40] proposed constant cyclic shear strain liquefaction triggering chart calibrated with the field case histories of the uncompacted recent clean and silty sands: recent artificial fills and the natural silty sands in the Imperial Valley of California

618 例现场液化场地调查资料(液化 380 例、非液化 234 例、液化和非液化边缘 4 例),采用最大加权似然法,推导出基于 V_{s1} 的不同概率液化触发临界线,并采用加权经验概率方法进行了验证,其表达式如下:确定性的液化触发临界线关系式:

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{V_{s1}}{86.4} + \left(\frac{V_{s1}}{134.0} \right)^2 - \left(\frac{V_{s1}}{125.2} \right)^3 + \left(\frac{V_{s1}}{158.5} \right)^4 - 4.8 \right] \quad (64)$$

液化概率 P_L 的关系式:

$$P_L(\bar{F}_s) = \frac{1}{1 + (\bar{F}_s / 0.509)^{2.511}} \quad (65)$$

式中,抗液化公称安全系数 $\bar{F}_s = CRR_{7.5} / CSR_{7.5}$

G. X. Chen 等^[35] 的确定性液化触发临界线式(64)与 49 次地震、614 例现场液化调查案例的关系如图 1(a)所示。图 39 给出了 G. X. Chen 等^[35] 的概率液化触发临界线及 49 次地震、614 例现场液化调查案例的关系。 $\bar{F}_s = 1$ 时 $P_L \approx 15.5\%$ 。因此,液化概率 15% 的等值线相当于确定性的液化触发临界线。可以看出, $V_{s1} > 115$ m/s 时, R. Kayen 等^[34] 的确定性液化触发临界线介于概率 15% 和 45% 的液化触发临界线之间,与概率 25% 的液化触发临界线在 $V_{s1} = 218$ m/s 处相交,且 $V_{s1} > 218$ m/s 时介于概率 15% 和 25% 的液化触发临界线之间。图 1 中也给出了 2010~2011 年新西兰坎特伯雷地震序列^[141] 的现场液化调查案例数据。可以看出,一些现场液化的数据点位于概率 45%~65% 的液化触发临界线之间,1 个现场液化的数据点位于 15% 的液化触

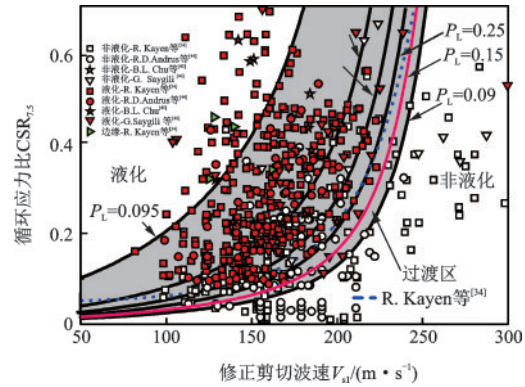


图 39 G. X. Chen 等^[35] 给出的基于 V_s 的不同概率的液化触发临界线及现场液化调查案例数据点

Fig.39 VS-based liquefaction probability curves of the G. X. Chen et al.^[35] procedure with the field case histories

发临界线上, 2 个现场液化与非液化的边缘数据点略低于概率 9% 的液化触发临界线。这表明, G. X. Chen 等^[35] 给出的液化触发临界线是相当合理的。

图 40 显示了 K. M. Rollins 等^[142] 给出的 1976 年意大利 Friuli 地震 4 个场地的液化调查案例: 场地 1、2 和 3 为含粉土的砾质砂, 地表有明显液化迹象, 液化临界层深度依次为 2.5 m、1.5 m 和 3 m; 场地 4 为含砂和粉土的砾, 地表无液化迹象, 但经详细分析, 认为该场地约 4 m 处土层应该发生了液化, 确定为液化和非液化边缘点。场地 1 在 M_w 6.4 主震、 M_w 6.0 级和 M_w 5.3 级余震中均发生了液化, 故有 3 个液化数据点; 场地 2、3 和 4 的数据点均对应主震。可以看出, 5 个液化案例点中的 4 个点及边缘点位于 R. D. Andrus 等^[33] 的液化触发临界线的下方, 表明该

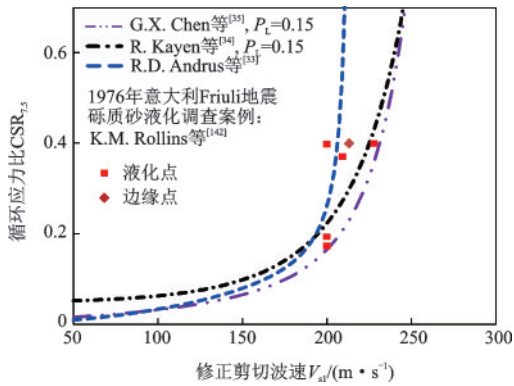


图40 基于 V_{s1} 的三种液化评价方法对1976年Friuli地震中砾质砂场地液化案例数据点的适应性验证

Fig.40 Verification for the V_{s1} -based three empirical procedures for assessing liquefaction potential of gravelly soils using field case histories from the 1976 Friuli Earthquake

方法对含砾砂土的液化预测不准确;R.Kayen等^[34]的概率 $P_L=15\%$ 的液化触发临界线移向 V_{s1} 较大一侧,与主震中的2个液化案例点一致(主震震级 $CSR \approx 0.4$),其余3个点略低于临界线,边缘点位于临界线;5个液化案例及边缘点均位于G.X.Chen等^[35]的概率 $P_L=15\%$ 的液化触发临界线上侧,且3个液化案例略高于临界线。这表明,G.X.Chen等^[35]的概率 $P_L=15\%$ 的液化触发临界线可用于含砾砂土的液化触发评价。

目前在实践中基于 V_{s1} 的砾质砂液化触发评价是以可液化砾质砂的动力学行为类似砂土的假设为基础的。近年来对间断级配砾质砂土的室内循环加载试验表明,砾质砂的液化抗力主要取决于砂粒的接触状态,含砾量影响砾质砂剪切波速的大小。为此,W.J.Chang^[143]收集了41个砾质砂的现场液化调查案例(液化29例,非液化12例),以R.D.Andrus等^[33]的纯砂液化触发临界线 $CRR_{7.5}-V_{s1}$ 表达式为基础,提出了考虑含砾量修正的砾质砂液化触发临界线表达式。

1.3.4 基于DPT的方法

地震现场考察与室内试验均证实砾质砂土会发生液化^[142,144]。鉴于SPT、CPT试验不适用砾质砂土原位试验,通常借用基于SPT的砂土液化评价方法进行砾质砂土液化评价:将BPT锤击数转换成SPT-N值,再以转换的SPT-N值计算CRR值,据此评价砾质砂土场地的液化可能性^[25]。基于SPT-N值的液化评价“简化方法”是以饱和砂类土液化资

料为基础的,而砾质砂土与砂类土的差异显著,这种转换方法的可行性是存在疑问的。

Z.Z.Cao等^[11]、袁晓铭等^[145]获取了基于DPT的2008年汶川地震47个场地的砾质砂土液化现场调查资料(液化19例,非液化28例),遵循H.B.Seed等^[23]简化方法的思路,提出了基于DPT的砾质砂土液化评价方法, $CRR_{7.5}$ 表达式如下^[11]:

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{1}{2.12} \left(\ln \frac{P_L}{1-P_L} - 8.40 + 0.35N'_{120} \right) \right] \quad (65)$$

$$N'_{120} = N_{120} C_N \quad (66)$$

式中, N_{120} 为DPT锤击数; N'_{120} 为修正DPT锤击数;修正系数 C_N 采用NCEER推荐^[25]、S.C.Liao等^[59]提出的经验公式(23); P_L 为液化概率;取 $P_L=0.5$ 时为无偏的确定性方法。

鉴于汶川地震的矩震级 $M_w 7.9$,并非 $M_w 7.5$,采用T.L.Youd等^[25]的公式计算 $MSF = 10^{2.24/M_w^{2.56}}$ 。Z.Z.Cao等^[11]给出了液化概率15%,30%,50%,70%和85%的砾质砂土液化触发临界线,如图41所示。K.M.Rollins等^[142]将1976年意大利Friuli地震中4个砾质砂土地液化调查取得的6个案例数据点的 $CSR_{7.5}$ 和 N'_{120} 值绘制在图41,并与Z.Z.Cao等^[11]的液化触发临界线进行比较。场地1、2和3对应 $M_w 6.4$ 主震的3个数据点位于液化概率70%的临界线上或上侧,场地1对应 $M_w 6.0$ 和5.3余震的2个数据点位于液化概率30%的临界线上或上侧;而场地4的边缘点则远在液化概率85%的临界线的左上侧。

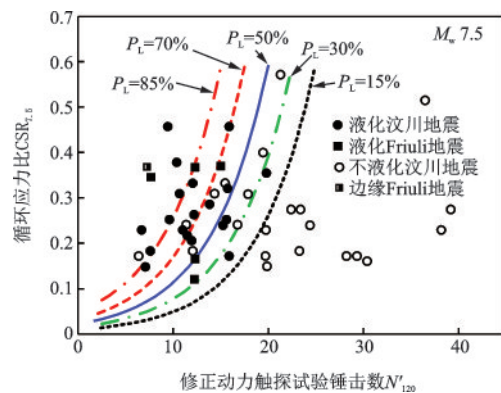


图41 基于DPT的砾质砂土液化评价临界线及现场液化调查的DPT试验数据(K.M.Rollins等^[142])

Fig.41 DPT-based gravelly sand liquefaction triggering chart calibrated with the field case histories (K.M. Rollins et al^[142])

2 总结与讨论

基于应力的土壤液化评价“简化方法”是以液化或非液化场地的现场调查案例为基础的,需确定调查场地的土壤条件和地震动参数。场地是否发生了液化,通常是以地表是否观察到液化现象确定的,如喷砂冒水、地面裂缝等。因此,地表发现液化现象的,通常是场地已发生液化的,但当液化土层上有较厚的非液化粘土层时,地表不一定看到液化现象;非液化场地案例中的少数案例,现场有可能是发生了液化的。不同研究者提出的土壤液化评价关系式或方法,通常都是基于不同的现场液化调查案例数据库给出的:液化和非液化案例的数量与质量、地震事件数量及震级范围、场地类型与数量、单一地震事件和场地的液化和非液化案例的数量、液化和非液化边缘点案例的识别,均可能有所不同,这些差异都可能导致土壤液化触发临界线位置的显著差异,甚至少数几个现场液化案例点控制了液化触发临界线的位置,如 I.M. Idriss 等^[42-43]与 K.O. Cetin 等^[26]的液化触发临界线位置的差异,主要是由于 8 个关键案例点的场地液化与否的判定的差异所致^[27,90]。目前比较公认的现场液化调查案例数据库是 I.M. Idriss 等^[27,90]的 SPT 数据库 230 例、R.E. Moss 等^[31]的 CPT 数据库 268 例、R. Kayen^[34]等 (2013) 的 V_s 数据库 415 例和谢君斐^[8]的 SPT 数据库 155 例。另外,现有的现场已发生液化的案例最大深度仅约 12 m,缺乏深层液化案例数据。R.D. Andrus 等^[33]、R. Kayen 等^[34]基于 V_s 的砂类土液化触发临界线用于砾质砂土液化预测时,通常将液化案例预测为非液化;G.X. Chen 等^[35]基于 V_s 的概率 15% 的砂类土液化触发临界线能准确地预测 1976 年意大利 Friuli 地震的砾质砂土液化案例。NASEM^[18]的报告提出了现场液化调查不同类型数据的收集、编辑与评估的充分性和质量、数据评价的空间变异性和不确定性问题,以及发展更准确的土壤液化评价工具相关的研究和实践的未来方向,对原位试验方法 SPT、CPT 和 V_s 测量及其相应的现场液化调查案例数据库进行了详细的讨论。该报告的建议侧重于如何利用现有工具改进液化触发和后果评价方面的工程实践,以及如何改进实践的未来研究。基于 BPT、DPT 的土壤液化触发评价在未来可能会有更大的发展。一份完整的现场液化调查案例资料应

包括:震后地面破坏情况的现场考察结果、地层沉积历史(包括历史地震中液化与否)、岩土资料(地层结构、地下水位、颗粒级配和基本土性数据、SPT 数据、CPT 数据、 V_s 数据等)、地震动特性参数(通常需地震动强度参数,有地震记录更佳)。但早期的现场液化调查案例数据与此要求存在较大的差异。现场液化调查案例数据的规模和质量对研究者所提出的土壤液化评价关系式或方法的可行性和适用性有重要影响。美国 PEERC 及其合作者发起了新一代液化(Next Generation Liquefaction, NGL)项目^[146]。NGL 项目近期对新近的日本和新西兰地震高价值的现场液化调查案例等进行了文献编录,显著提升与场地失效相关的现场液化调查案例的质量、透明性和可共享性。NGL 项目的长远目标是建立土壤液化和相关的场地失效案例的学术界共享数据库;不同的研究团队可利用这个共享数据库,用更透明和协作的方式研发液化敏感性、触发和影响评价的下一代模型。

近 50 年来,基于应力的土壤液化评价始终遵循 H.B. Seed 等^[23]提出的“简化方法”思路,尽管该方法基本框架的各组成部分在不断地改进。H.B. Seed 等^[84-85]的研究成果奠定了后续 20 年基于 SPT 的工程实践,被 1996/1998 NCEER 研讨会的总结报告^[25]所采纳(仅稍微修改);后续 K.O. Cetin 等^[26]、I.M. Idriss 等^[27,42-43]、陈国兴等^[97]基于 SPT 的研究工作,P.K. Robertson 等^[30]、C.H. Juang 等^[119,121]、R.E. Moss 等^[31]、R.W. Boulanger 等^[37]基于 CPT 的研究工作,以及 R.D. Andrus 等^[33]、R. Kayen 等^[34]基于 V_s 的研究工作,对推进土壤液化触发评价研究的发展产生了重要影响。不同研究者在计算 $CSR_{7.5}$ 时采用的修正系数 r_d 、 K_σ 、 K_α 、MSF 的表达式各不相同,在计算 $CRR_{7.5}$ 时对确定归准化 SPT- N 和 CPT- q_c 值所采用的修正系数 C_N 表达式、考虑 FC 影响的贯入阻力校正 $\Delta(N_1)_{60}$ 和 Δq_{c1N} 的表达式也各不相同,且这些修正系数或校正值的取值有较大的差异。就目前而言,对 K_σ 及约 3 m 以深的 r_d 取值的认知不确定性是相当大的,对 C_N 取值的认知不确定性是中等的,系数 K_σ 、 r_d 和 C_N 都是对可液化土层深度影响的修正;对静剪应力影响的修正系数 K_α 尚未取得共识;细粒含量 FC 的校正 $\Delta(N_1)_{60}$ 或 Δq_{c1N} 是纯经验的,包括了细粒含量和细粒塑性的影响,理想的贯入阻力校正应单独考虑这两者的影响;有的学者考虑了地质年龄对 $CRR_{7.5}$ 的影响,R. Dobry 等^[140]的研

究发现对此具有重要影响。鉴于这些情况,应用不同研究者提出的土壤液化触发评价方法时,计算 $CSR_{7.5}$ 和 $CRR_{7.5}$ 值时,应采用该研究者建立各自方法时采用的 r_d 、 K_a 、 K_v 、 MSF 、 $\Delta(N_1)_{60}$ 或 Δq_{e1N} 表达式,因为这些评价方法的标定是一种根据现场案例的综合标定,而非单一参数的标定^[93,95-96,121]。若未遵守这个原则,其评价结果可能是不可信的。

土壤液化势的概率分析应考虑地震动参数、土壤参数和液化触发评价模型的不确定性。液化触发概率关系的建立依赖于现场液化调查案例数据库、液化评价方法和概率分析方法的选择。绝大多数现场液化调查案例数据缺乏足够的信息可以量化各种因素的不确定性大小及分布,这意味着在概率液化分析中必须对现场液化调查案例数据库中起主导作用的不确定性因素的随机变数做假设。基于SPT、CPT和 V_s 的土壤液化势的概率评价,经众多研究者的贡献取得了很大进展,例如:陈国兴等^[40,88,97,144]、C. H. Juang等^[93,96,117-118,123]、K. O. Cetin等^[26,80]、R. E. Moss等^[31]、I. M. Idriss等^[27,90]、C. S. Ku等^[129]、R. Kayen等^[34]、R. W. Boulanger等^[37,130]。有的土壤液化概率评价方法反映了现场液化调查案例数据评价的总不确定性:液化评价方法的不确定性(模型不确定性)和计算 $CSR_{7.5}$ 及确定 $(N_1)_{60cs}$ 、 q_{e1Ncs} 或 V_{s1} 值的不确定性(参数不确定性)。K. O. Cetin等^[26,80]、I. M. Idriss等^[27,90]、R. W. Boulanger等^[37,130]的液化概率评价方法可以分别处理模型和参数的不确定性。概率液化评价方法应用于未来案例时其个别的参数不确定性未必与现场液化调查案例数据库中的参数不确定性相同,因此,单独量化液化评价方法的参数及模型不确定性是必要的。但将上述方法应用于未来工程实践时,必须对参数及模型进行蒙特卡罗模拟来求解。这在实践中不甚方便,C. H. Juang等^[96]对该缺点有详细的验证。对于工程实践,他提出的方法更适宜。对于城市尺度或区域性的地震土壤液化风险评价与减灾设计,给出土壤液化风险空间分布图是需要的。此时,除了考虑液化触发评价方法的模型不确定性和原位试验测试参数的不确定性,也须考虑原位试验测试参数及地震动参数的空间分布不确定性,采用随机场理论进行城市尺度的土壤液化风险评价^[124,147]。此外,C. H. Juang等^[41]有关土壤液化概率评价方法之回顾与前瞻亦可供参考。

最后,值得一提的是G. X. Chen等^[148]所提出的

一个最新的砂类土液化评价方法。这是一个创新,完全不同于现行的以原位试验为基础的方法。该方法是一种基于室内试验的简单方法,可用来评估可液化砂类土的 CRR 和 V_s 方法。为此,开展了一系列应力控制的饱和砂类土不排水循环三轴试验和弯曲元试验,基于二元介质理论,发现等效骨架孔隙比 e_{sk}^* 可以作为饱和砂类土的一个状态指数,15次循环加载的液化抗力 CRR_{15} 、 V_{s1} 与 e_{sk}^* 之间存在唯一性函数关系,且定义 CRR_{15} 与 e_{sk}^* 、 V_{s1} 与 e_{sk}^* 关系式的系数可简单地由基本的土性指标显式表达式唯一地确定。据此,G. X. Chen等^[148]提出了一种新的砂类土液化触发评估方法。这为土壤液化触发评价方法研究提供了新的途径。与原位试验SPT、CPT和 V_s 测量相比,室内土性指标试验更为简单、快速、经济且不确定性小。就此而言,该新方法在砂类土液化评价的工程实践中具有明显的优点。

参考文献:

- [1] Tappan E M. The world's story: A history of the world in story, song and art, Vol. 5: Italy, France, Spain, and Portugal[M]. Boston: Houghton Mifflin, 1914: 618-628.
- [2] Obermeier S F. The New Madrid earthquakes; An engineering-geologic interpretation of relict liquefaction features[R]. U.S.: Geological Survey, 1989: 124.
- [3] Hayati H, Andrus R D. Liquefaction potential map of Charleston, South Carolina based on the 1986 earthquake[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, 134(6):815-828.
- [4] Wakamatsu K, Hamada M, Yasuda S, et al. Liquefaction induced ground displacement during the 1923 Kanto earthquake[C]//Proceedings of the 2nd US-JAPAN Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifelines. Tokyo: Springer, 1989: 36-49.
- [5] Hamada M, Yasuda S, Wakamatsu K. Large ground deformation and their effects on lifelines: 1948 Fukui earthquake. Case studies of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes[R]. USA: National Center for Earthquake Engineering Research, 1992.
- [6] Ohsaki Y. Niigata Earthquake, 1964-building damage and soil condition[J]. Soils and Foundations, 1966, 6: 112-128.
- [7] Youd T L. Ground failure investigations following the 1964 Alaska earthquake[C]//Proceedings of the 10th

- U. S. National Conference on Earthquake Engineering Frontiers of Earthquake Engineering. Alaska: [s. n.], 2014.
- [8] 谢君斐. 关于修改抗震规范砂土液化判别式的几点意见[J]. 地震工程与工程振动, 1984, 4(2): 95-126.
Xie J F. Some comments on the formula for estimating the liquefaction of sand in revised seismic design code [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1984, 4(2): 95-126. (in Chinese)
- [9] Fu S H, Tatsuoka F. Soil liquefaction during Haicheng and Tangshan earthquake in China; a review [J]. Soils and Foundations, 1984, 24(4): 11-29.
- [10] Hatanaka M, Uchida A, Ohara J. Liquefaction characteristics of a gravelly fill liquefied during the 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake [J]. Soils and Foundations, 1997, 37(3): 107-115.
- [11] Cao Z Z, Youd T L, Yuan X M. Gravelly soils that liquefied during 2008 Wenchuan, China earthquake, $M_s=8.0$ [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011, 31(1): 1132-1143.
- [12] Verdugo R. Comparing liquefaction phenomena observed during the 2010 Maule, Chile earthquake and 2011 Great East Japan earthquake [C]//Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake. Tokyo, Japan: [s. n.], 2012: 707-718.
- [13] Orense R P, Pender M J, Wotherspoon L M. Analysis of soil liquefaction during the recent Canterbury (New Zealand) Earthquakes [J]. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 2012, 43(2): 8-17.
- [14] Towhata I, Maruyama S, Kasuda K I, et al. Liquefaction in the Kanto region during the 2011 off the pacific coast of Tohoku earthquake [J]. Soils and Foundations, 2014, 54(4): 859-873.
- [15] Huang W X. Investigations on stability of saturated sand foundations and slopes against liquefaction [C]//Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. [S. l.: s. n.], 1961: 629-631.
- [16] 汪闻韶. 饱和砂土振动孔隙水试验研究 [J]. 水利学报, 1965, 9(1): 49-55.
- [17] Seed H B, Idriss I M. Analysis of soil liquefaction: Niigata earthquake [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1967, 93(3): 83-108.
- [18] National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine (NASEM). State of the art and practice in the assessment of earthquake-induced soil liquefaction and its consequences [R]. Washington, DC: National Academies Press, 2016.
- [19] 谢君斐. 土壤地震液化综述 [M]//魏链, 谢居斐. 中国工程抗震研究四十年(1949-1989). 北京: 地震出版社, 1989: 32-36.
- [20] Kayen R, Seed R B, Moss R E, et al. Global shear wave velocity database for probabilistic assessment of the initiation of seismic-soil liquefaction [C]//Proceedings of the 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering. Berkeley, CA: [s. n.], 2004.
- [21] 陈国兴, 金丹丹, 常向东, 等. 最近 20 年地震中场地液化现象的回顾与土体液化可能性的评价准则 [J]. 岩土力学, 2013, 34(10): 2737-2755.
Chen G X, Jin D D, Chang X D, et al. Review of soil liquefaction characteristics during major earthquakes in recent twenty years and liquefaction susceptibility criteria for soils [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 34(10): 2737-2755. (in Chinese)
- [22] Bwambale B, Andrus R D. State of the art in the assessment of aging effects on soil liquefaction [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, 125: 105658.
- [23] Seed H B, Idriss I M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential [J]. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, 1971, 97(9): 1249-1273.
- [24] Whitman R V. Resistance of soil to liquefaction and settlement [J]. Soils and Foundations, 1971, 11(4): 59-68.
- [25] Youd T L, Idriss I M, Andrus R D, et al. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, 127(10): 817-833.
- [26] Cetin K O, Seed R B, Der Kiureghian A, et al. Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, 130(12): 1314-1340.
- [27] Idriss I M, Boulanger R W. SPT-based liquefaction triggering procedures [R]. Davis: University of California, 2010.
- [28] Chen G X, Xu L Y, Kong M Y, et al. Calibration of a CRR model based on an expanded SPT-based database for assessing soil liquefaction potential [J]. Engineering Geology, 2015, 196: 305-312.
- [29] Stark T D, Olson S M. Liquefaction resistance using

- CPT and field case histories[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1995, 121 (12): 856-869.
- [30] Robertson P K, Wride C E. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, 35(3): 442-459.
- [31] Moss R E, Seed R B, Kayen R E, et al. CPT-based probabilistic and deterministic assessment of in situ seismic soil liquefaction potential[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2006, 132 (8): 1032-1051.
- [32] Boulanger R W, Idriss I M. Probabilistic standard penetration test-based liquefaction-triggering procedure [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2012, 138 (10): 1185-1195.
- [33] Andrus R D, Stokoe II K H. Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2000, 126 (11): 1015-1025.
- [34] Kayen R, Moss R E S, Thompson E M, et al. Shear-wave velocity-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2013, 139 (3): 407-419.
- [35] Chen G X, Kong M Y, Sara K, et al. Calibration of V_s -based empirical models for assessing soil liquefaction potential using expanded database [J]. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2019, 78(2): 945-957.
- [36] National Research Council (NRC). Liquefaction of soils during earthquakes[R]. Washington, DC: National Academy Press, 1985.
- [37] Boulanger R W, Idriss I M. CPT and SPT based liquefaction triggering procedures [R]. Davis: University of California, 2014.
- [38] 陈国兴. 对我国六种抗震设计规范中液化判别规定的综述和建议[J]. *南京建筑工程学院学报*, 1995, 33 (2): 54-61.
Chen G X. Some opinion and proposition on the formulas of the liquefaction estimation of sandy soils[J]. *Journal of Nanjing Architectural and Civil Engineering Institute*, 1995, 33(2): 54-61. (in Chinese)
- [39] 陈国兴, 胡庆兴, 刘雪珠. 关于砂土液化判别的若干意见[J]. *地震工程与工程振动*, 2002, 22(1): 141-151.
Chen G X, Hu Q X, Liu X Zh. Some comments on methodologies for estimating liquefaction of sandy soils [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2002, 22(1): 141-151. (in Chinese)
- [40] 陈国兴, 顾小峰, 常向东, 等. 1989-2011 期间 8 次强地震中抗液化地基处理成功案例的回顾与启示[J]. *岩土力学*, 2015, 36(4): 1102-1118.
Chen G X, Gu X F, Chang X D, et al. Review and implication of successful ground improvement cases about mitigating soil liquefaction induced by 8 strong earthquakes from 1989 to 2011 [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2015, 36(4): 1102-1118. (in Chinese)
- [41] Juang C H, Zhang J, Khoshnevisan S, et al. Probabilistic methods for assessing soil liquefaction potential and effect [C]// *Proceedings of the Georisk 2017*. Denver, ASCE: [s.n.], 2017.
- [42] Idriss I M, Boulanger R W. Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes [C]// *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and the 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. [S.l.]: Stallion Press, 2004: 32-56.
- [43] Idriss I M, Boulanger R W. Soil liquefaction during earthquakes [R]. Oakland, CA: Earthquake Engineering Research Institute, 2008.
- [44] Andrus R D, Stokoe II K H, Chung R M. Draft guidelines for evaluating liquefaction resistance using shear wave velocity measurements and simplified procedures [R]. US: National Institute of Standards and Technology, 1999.
- [45] Chu B L, Hsu S C, Chang Y M. Ground behavior and liquefaction analyses in central Taiwan-Wufeng [J]. *Engineering Geology*, 2004, 71(1): 119-139.
- [46] Saygili G. Liquefaction potential assessment in soil deposits using artificial neural networks [D]. Canada: Concordia University, 2005.
- [47] Idriss I M. An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential [C]// *Proceedings of the TRB workshop on new approaches to liquefaction*. [S.l.]: Federal Highway Administration, 1999.
- [48] Seed H B, Idriss I M, Makdisi F, et al. Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses [R]// CA: Earthquake Engineering Research Center, 1975.
- [49] Seed H B, Idriss I M. Ground motions and soil liquefaction during earthquakes [R]. Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
- [50] Youd T L, Noble S K. Magnitude scaling factors [C]// *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER). Buffalo: State University of New York, 1997a: 149-165.

- [51] Youd T L, Noble S K. Liquefaction criteria based on statistical and probabilistic analyses[C]//Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER). Buffalo: State University of New York, 1997b: 201-215.
- [52] Andrus R D, Stokoe II K H. Liquefaction resistance based on shear wave velocity[C]//Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER). Buffalo: State University of New York, 1997: 89-128.
- [53] Ambraseys N N. Engineering seismology [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1988, 17: 1-105.
- [54] Arango I. Magnitude scaling factors for soil liquefaction evaluations [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, 122(11): 929-936.
- [55] Boulanger R W, Idriss I M. Magnitude scaling factors in liquefaction triggering procedures[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, 79: 296-303.
- [56] Cetin K O, Bilge T H. Performance-based assessment of magnitude (duration) scaling factors[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2012, 138(3): 324-334.
- [57] Cetin K O, Seed R B, Kayen R E, et al. Examination of differences between three SPT-based seismic soil liquefaction triggering relationships[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018a, 113:75-86.
- [58] Tokimatsu K, Yoshimi Y. Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content [J]. Soils and Foundations, 1983, 23(4):56-74.
- [59] Liao S C, Whitman R V. Overburden correction factors for SPT in sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1986, 112(3): 373-377.
- [60] Goleorkhi R. Factors influencing the computational determination of earthquake-induced shear stresses in sandy soils[D]. Berkeley: University of California, 1989.
- [61] Boulanger R W, Idriss I M. State normalization of penetration resistance and the effect of overburden stress on liquefaction resistance[C]//Proceedings of the 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Berkeley, CA: University of California, 2004.
- [62] Kishida T, Boulanger R W, Abrahamson N A, et al. Seismic response of levees in Sacramento-San Joaquin Delta [J]. Earthquake Spectra, EERI, 2009, 25(3): 557-582.
- [63] Imai T, Tonouchi K, Kanemori T. The simple evaluation method of shear stress generated by earthquakes in soil ground[R]. [S.l.]: Bureau of Practical Geological Investigation, 1981: 39-58.
- [64] Seed H B. Earthquake-resistant design of earth dams [C]//Proceedings of the international conferences on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics. USA: [s.n.], 1981: 1157-1173.
- [65] Cetin K O, Seed R B, Kayen R E, et al. Summary of SPT-Based field case history data of the updated 2016 database [R]. METU: Soil Mechanics and Foundation Engineering Research Center, 2016.
- [66] Seed R B, Harder L F Jr. SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength [C] //Proceedings of the H. Bolton Seed Memorial Symposium. Vancouver: BiTech Publishers Ltd., 1990: 351-376.
- [67] Harder L F Jr, Boulanger R W. Application of K_e and K_a correction factors[C]//Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER). Buffalo: State University of New York, 1997: 195-218.
- [68] Boulanger R W, Seed R B, Chan C K, et al. Liquefaction behavior of saturated sands under unidirectional and bi-directional monotonic and cyclic simple shear loading [R]. Berkeley: University of California, 1991.
- [69] Boulanger R W, Seed R B. Liquefaction of sand under bi-directional monotonic and cyclic loading [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1995, 121(12): 870-878.
- [70] Boulanger R W. Relating K_e to relative state parameter index [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2003, 129(8): 770-773.
- [71] Bolton M D. The strength and dilatancy of sands [J]. Géotechnique, 1986, 36(1): 65-78.
- [72] Vaid Y P, Chern J C. Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands[C]//Proceedings of the Advances in the art of testing soils under cyclic conditions. New York: ASCE, 1985: 120-147.
- [73] Vaid Y P, Finn W D L. Static shear and liquefaction potential [J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1979, 105(GT10): 1233-1246.
- [74] Yang J, Sze H Y. Cyclic behaviour and resistance of saturated sand under nonsymmetrical loading conditions [J]. Géotechnique, 2011, 61(1): 59-73.
- [75] Wei X, Yang J. Cyclic behavior and liquefaction resistance of silty sands with presence of initial static shear

- stress[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2019, 122: 274-289.
- [76] Hynes M E, Olsen R S. The influence of confining stress on liquefaction resistance[C]//Proceedings of the International Workshop on the Physics and Mechanics of Soil Liquefaction. Balkema, Rotterdam. The Netherlands: [s.n.], 1999: 145-152.
- [77] Idriss I M, Boulanger R W. Estimating K_a for use in evaluating cyclic resistance of sloping ground[C]// Proceedings of the 8th US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Liquefaction. MCEER, SUNY Buffalo, N.Y.: [s.n.], 2003: 449-468.
- [78] Montgomery J, Boulanger R W, Harder L F Jr. Examination of the K_a overburden correction factor on liquefaction resistance[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2014, 140(12).
- [79] Dobry R, Abdoun T. Cyclic shear strain needed for liquefaction triggering and assessment of overburden pressure factor K_a [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2015, 141(11): 04015047.
- [80] Cetin K O, Seed R B, Kayen, R E, et al. SPT-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction triggering hazard [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2018b, 115: 698-709
- [81] Cetin K O, Bilge H T. Stress scaling factors for seismic soil liquefaction engineering problems: a performance-based approach [C]//Proceedings of the International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Istanbul, Turkey: [s.n.], 2013.
- [82] Seed H B. Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 1979, 105(GT2): 201-254
- [83] Kishida H. Damage to reinforced concrete buildings in Niigata city with special reference to foundation engineering[J]. *Soils and Foundations*, 1966, 6(1): 71-88.
- [84] Seed H B, Tokimatsu K, Harder L F Jr, et al. The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations [R]. Berkeley: University of California, 1984.
- [85] Seed H B, Tokimatsu K, Harder L F Jr, et al. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations [J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1985, 111(12): 1425-1445.
- [86] 吴再光, 韩国城, 林皋. 砂土地震液化的概率分析[J]. *大连理工大学学报*, 1988, 27(2): 111-118.
Wu Z G, Han G Ch, Lin G. Probabilistic analysis of seismic liquefaction to sands[J]. *Journal of Dalian Institute of Technology*, 1988, 27(2): 111-118. (in Chinese)
- [87] 陈国兴, 张克绪, 谢君斐. 液化判别的可靠性和概率判别方法[C]//第三届全国土动力学学术会议论文集. 上海: 同济大学出版社, 1990.
- [88] 陈国兴, 张克绪, 谢君斐. 液化判别的可靠性研究[J]. *地震工程与工程振动*, 1991, 11(2): 85-96.
Chen G X, Zhang K X, Xie J F. Research on reliability of liquefaction prediction [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 1991, 11(2): 85-96. (in Chinese)
- [89] Idriss I M, Boulanger R W. Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2006, 26(2-4): 115-130.
- [90] Idriss I M, Boulanger R W. Examination of SPT-based liquefaction triggering correlations[J]. *Earthquake Spectra*, 2012, 28(3): 989-1018.
- [91] Cetin K O, Der Kiureghian A, Seed R B. Probabilistic models for the initiation of seismic soil liquefaction [J]. *Structural Safety*, 2002, 24(1): 67-82.
- [92] Juang C H, Rosowsky D V, Tang W H. Reliability-based method for assessing liquefaction potential of soils [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1999, 125(8): 684-689.
- [93] Juang C H, Jiang T, Andrus R D. Assessing probability-based methods for liquefaction potential evaluation [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2002, 128(7): 580-589.
- [94] Juang C H, Fang S Y, Tang W H, et al. Evaluating model uncertainty of an SPT-based simplified method for reliability analysis for probability of liquefaction [J]. *Soils and Foundations*, 2009, 49(1): 135-152.
- [95] Juang C H, Ching J, Luo Z, et al. New models for probability of liquefaction using standard penetration tests based on an updated database of case histories [J]. *Engineering Geology*, 2012, 133: 85-93.
- [96] Juang C H, Ching J, Luo Z, et al. Assessing SPT-based probabilistic models for liquefaction potential evaluation: a 10-year update [J]. *Georisk*, 2013, 7(3): 137-150.
- [97] 陈国兴, 李方明. 基于径向基函数神经网络模型的砂土液化概率判别方法[J]. *岩土工程学报*, 2006, 28(3): 301-305.
Chen G X, Li F M. Probabilistic estimation of sand liquefaction based on neural network model of radial basis function [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineer-*

- ing, 2006, 28(3): 301-305. (in Chinese)
- [98] 工业与民用建筑抗震设计规范: TJ 11—74[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1974.
- [99] Xie J F. Empirical criteria of sand liquefaction. Special session on Earthquake Engineering in China[C]//Proceedings of the Second US National Conference on Earthquake Engineering. Stanford, CA: Stanford University, 1979.
- [100] 建筑抗震设计规范 GBJ11—89[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1989.
- [101] 建筑抗震设计规范 GB50011—2001[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [102] 建筑抗震设计规范 GB50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [103] Chen C J, Juang C H. Calibration of SPT-and CPT-based liquefaction evaluation methods[M]. Innovations and applications in geotechnical site characterization, [S.l.:s.n.], 2000: 49-64.
- [104] Seed R B, Cetin K O, Moss R E S, et al. Recent advances in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation[C]//Proceedings of the 4th International Conference and Symposium on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Rolla: University of Missouri, 2001.
- [105] Seed H B, Idriss I M, Arango I. Evaluation of liquefaction potential using field performance data[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1983, 109 (3): 458-482.
- [106] 工业与民用建筑抗震设计规范: TJ11—78 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1979.
- [107] Moss R E S, Chen G X. Comparing liquefaction procedures in the US and China[C]//Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering. [S.l.: s. n.], 2008.
- [108] 周神根. 静力触探判别砂土液化[J]. 岩土工程学报, 1980, 2(3): 39-45.
Zhou Sh G. Evaluation of the liquefaction of sand by static cone penetration test[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1980, 2 (3) : 39-45. (in Chinese)
- [109] Zhou Sh G. Evaluation of the liquefaction of sand by static cone penetration test[C]//Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering. Istanbul, Turkey: [s.n.], 1980: 156-162.
- [110] Seed H B, Idriss I M. Evaluation of liquefaction potential of sand deposits based on observations of performance in previous Earthquakes[C]//Session on in situ testing to evaluate liquefaction susceptibility. St. Louis, MO: ASCE National Convention, 1981.
- [111] Douglas B J, Olson R S, Martin G R. Evaluation of the cone penetrometer test for SPT liquefaction assessment [C]//Session on in Situ Testing To Evaluate Liquefaction Susceptibility. St. Louis, MO: ASCE National Convention, 1981.
- [112] Shibata T, Teparaksa W. Evaluation of liquefaction potentials of soils using cone penetration tests[J]. Soils and Foundations, 1988, 28(2): 49-60.
- [113] Suzuki Y, Tokimatsu K, Taya Y, et al. Correlation between CPT data and dynamic properties of in situ frozen samples[C]//Proceedings of the 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. St. Louis, MO: [s.n.], 1995.
- [114] Suzuki Y, Koyamada K, Tokimatsu K. Prediction of liquefaction resistance based on CPT tip resistance and sleeve friction[C]//Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg, Germany: [s.n.], 1997: 603-606.
- [115] Robertson P K, Wride C E. Cyclic liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT[C]//Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Buffalo: State University of New York, 1997.
- [116] Olsen R S. Cyclic liquefaction based on the cone penetrometer test [C]//Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Buffalo: State University of New York, 1997: 225-276.
- [117] Juang C H, Chen C J, Tang W H, et al. CPT-based liquefaction analysis, Part 1: Determination of limit state function [J]. Géotechnique, 2000a, 50 (5) : 583-592.
- [118] Juang C H, Chen C J, Rosowsky D V, et al. CPT-based liquefaction analysis, Part 2: Reliability for design [J]. Géotechnique, 2000b, 50 (5): 593-599.
- [119] Juang C H, Chen C H, Mayne P W. CPTU simplified stress-based model for evaluating soil liquefaction potential[J]. Soils and Foundations, 2008, 48(6): 755-770.
- [120] Jefferies M G, Been K. Soil liquefaction-A critical state approach [M]. New York, NY: Taylor & Francis Group, 2006.
- [121] Juang C H, Yuan H, Lee D H, et al. Simplified cone penetration test-based method for evaluating liquefaction resistance of soils[J]. Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2003, 129 (1): 66-80.

- [122]Robertson P K. Performance based earthquake design using the CPT. 2009[C]//Proceedings of the International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering. Tokyo: [s.n.], 2009.
- [123]Juang C H, Fang S Y, Khor E H. First order reliability method for probabilistic liquefaction triggering analysis using CPT[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132 (3): 337-350.
- [124]Juang C H, Shen M F, Wang C F, et al. Random field-based liquefaction hazard mapping-data inference and model verification using a synthetic digital soil field[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2018,77: 1273-1286.
- [125]Iwasaki T, Tatsuoka F, Tokida K, et al. A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan[C]//Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction Research and Application. Arlington, VA, USA: [s.n.], 1978: 885-896.
- [126]Robertson P K. Interpretation of the CPT: a unified approach[J]. Manuscript submitted to the Canadian Geotechnical Journal, 2008.
- [127]Maurer B W, Green R A, Cubrinovski M, et al. Assessment of CPT-based methods for liquefaction evaluation in a liquefaction potential index framework [J]. Géotechnique, 2015, 65(5):328-336.
- [128]Toprak S, Holzer T L, Bennett M J, et al. CPT- and SPT-based probabilistic assessment of liquefaction potential[C]//Proceedings of the 7th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities And Countermeasures Against Liquefaction. Seattle: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Technical. 1999: 69-86.
- [129]Ku C S, Juang C H, Chang C W, et al. Probabilistic version of the Robertson and Wride method for liquefaction evaluation: Development and application[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2012, 49 (1): 27-44.
- [130]Boulanger R W, Idriss I M. CPT-Based Liquefaction Triggering Procedure [J]. Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2016, 142 (2): 04015065.
- [131]Dobry R, Stokoe K H II, Ladd R S, et al. Liquefaction susceptibility from S-wave velocity[C]//Proceedings of the ASCE National Convention, In Situ Tests to Evaluate Liquefaction Susceptibility. New York: ASCE, 1981.
- [132]石兆吉. 判别水平土层液化势的剪切波速法[J]. 水文地质和工程地质, 1986, 6(4): 9-11.
- [133]Kayen R E, Mitchell J K, Seed R B, et al. Evaluation of SPT-, CPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data [C]//Proceedings of the 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction. Buffalo, NY: National Center for Earthquake Engineering Research, 1992: 177-204.
- [134]Robertson P K, Woeller D J, Finn W D L. Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading [J]. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, 1992, 29: 686-695.
- [135]Lodge A L. Shear wave velocity measurements for subsurface characterization [D]. Berkeley: University of California, 1994.
- [136]陈国兴, 张克绪, 谢君斐. 以剪切波速为指标的液化判别方法及其适用性[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1996, 29(1): 97-103.
Chen G X, Zhang K X, Xie J F. Methods of liquefaction potential prediction with shear wave velocity as a field index and the adaptability [J]. Journal of Hardin University of Architecture and Engineering, 1996, 29 (1): 97-103. (in Chinese)
- [137]Andrus R D, Stokoe K H, Juang C H. Guide for shear wave-based liquefaction potential evaluation [J]. Earthquake Spectra, 2004, 20(2): 285-308.
- [138]周燕国, 陈云敏, 柯瀚. 砂土液化势剪切波速简化判别法的改进[J]. 岩石力学与工程学报, 24(13): 2369-2375.
Zhou Y G, Chen Y M, Ke H. Improvement of simplified procedure for liquefaction potential evaluation of sands by shear wave velocity [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 24(13): 2369-2375. (in Chinese)
- [139]Zhou Y G, Chen Y M. Laboratory investigation on assessing liquefaction resistance of sandy soils by shear wave velocity [J]. Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2007, 133 (8): 959-972.
- [140]Dobry R, Abdoun T, Stokoe K H II, et al. Liquefaction potential of recent fills versus natural sands located in high seismicity regions using shear wave velocity[J]. Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2015, 141(3): 04014112.

(本文责编: 池营营)

(下转第 733 页)