

地震作用下的 缓坡液化侧移计算方法

杨彦鑫 吴 迪 王伟军 © 著

西南交通大学出版社

· 成 都 ·

前 言

PREFACE

在地震液化作用下，缓坡场地的地表土体沿着滑动面或朝着临空面产生液化侧向扩展（液化侧移）。液化侧移会造成路基和岸堤的破坏，路基和岸堤出现滑移失稳破坏，会导致地下管道结构物上浮；液化侧移会使建筑桩基产生剪切破坏，基础丧失承载力会导致地表建筑物开裂、拉伸，甚至坍塌；液化侧移会使桥梁桩基础产生剪切滑移破坏，桥梁上部结构可能因此发生倾斜、倾覆破坏；在近岸工程中，液化侧移会导致人工岛不均匀沉降，推动护岸工程（如木桩和钢板桩）和挡土墙等朝着临空面移动，造成护岸工程和挡土墙破坏。因此，液化侧移是工程设计中应当关注的重点。

当液化侧移值较小时，工程设施能够承受一定的液化侧移，无须对场地进行抗震设计；但当液化侧移值较大时，工程结构物可能会产生较大破坏，需对场地采用相应的加固或治理措施。因此，非常有必要对液化侧移的计算理论和其变形特性开展研究，提出相应的计算方法。

鉴于此，本书以砂土液化侧移现象作为研究对象，主要采用数值计算和理论分析方法，研究了在地震引起的液化作用下不同场地的液化侧移值，探讨了在液化过程中的场地动力响应规律，重点分析了场地液化时间对液化侧移的影响，并提出了对应的液化侧移计算方法。研究成果可用于砂土液化场地震害风险评估、基础和支挡物的抗震设计等工程领域。

液化侧移计算理论仍在不断发展中，限于笔者水平，书中难免有不足之处，望各位读者提出宝贵意见。

著 者

2022 年 10 月

目 录

CONTENTS

第 1 章	地震液化缓坡侧移计算方法综述	1
1.1	背景介绍	2
1.2	液化侧移计算方法综述	7
1.3	本书主要内容	26
第 2 章	Newmark 滑块法和液化土残余剪切强度的 液化侧移计算方法	29
2.1	问题的提出及液化土残余剪切强度	30
2.2	基于 Newmark 滑块法和液化土残余剪切强度计算液化侧移	37
2.3	液化侧移实例的 Newmark 滑块位移分析	40
2.4	液化侧移比的平均值和方差	52
2.5	根据 Newmark 滑块法计算液化侧移计算方法的概率分析	57
2.6	本章小结	60
第 3 章	侧移场地的等效线性响应对比	62
3.1	问题的提出	63
3.2	等效线性分析方法及等效线性分析软件	64
3.3	等效线性响应实例分析	66
3.4	计算结果分析	68
3.5	等效线性软件的不同点	72
3.6	本章小结	75
第 4 章	基于 PM4sand 砂土液化模型的液化侧移计算方法	76

4.1	问题的提出	77
4.2	砂土液化模型综述及 PM4sand 本构模型	77
4.3	液化侧移实例分析	82
4.4	基于 PM4sand 本构模型的建模简介	85
4.5	本章小结	91
第 5 章	场地液化特性的液化侧移计算方法	93
5.1	基于场地液化特性的液化侧移算法	94
5.2	混合分析法和完全分析法	94
5.3	液化侧移实例分析	97
5.4	结果分析	111
5.5	本章小结	113
第 6 章	一维非线性场地响应分析的液化侧移计算方法	115
6.1	计算方法的提出	116
6.2	液化侧移实例分析	124
6.3	计算结果对比	137
6.4	液化侧移计算方法在工程计算中的应用	138
6.5	本章小结	138
第 7 章	液化侧移计算方法对侧移计算结果的影响研究	140
7.1	问题的提出	141
7.2	不同计算方法的原理对比	141
7.3	WLA 液化台阵场地	143
7.4	数值算法中不同本构模型对计算结果的影响	144
7.5	本章小结	152
总结与结论		153
附录	一维等效线性分析原理	157

参考文献161

第 1 章

地震液化缓坡侧移 计算方法综述

1.1 背景介绍

1.1.1 地震砂土液化

砂土液化是岩土地震工程研究的重要课题。砂土液化会对建筑物、桥梁、隧道、路基和其他生命线工程造成破坏。为此科研人员开展了对液化的相关研究，对地震砂土液化现象进行了分析并提出了相应的分析方法。

地震引起的砂土液化指饱水的疏松粉、细砂土在振动作用下突然破坏而呈现液态的现象。当其中的有效应力为零时，砂土发生液化现象。砂土液化造成的震害包括：

(1) 喷水冒砂，即砂土和其他受压液体表现出相似的特性，在上覆有效应力的作用下，砂土会从地表薄弱的地方喷出至地面。

(2) 砂土液化使地基承载力变低并造成地表结构物的破坏或者倾倒。

(3) 岸堤或路堤失稳，由于临空面的存在，砂土液化使岸堤或者路基产生位移，并造成邻近桥梁破坏。

(4) 地面沉陷和沉降。

1.1.1.1 喷水冒砂

喷水冒砂现象是典型的砂土液化宏观表现，一般发生在砂层埋深较浅、地下水位较高的平原地区，尤其是河流两岸地势平坦的区域。地震作用时，强烈的振动使土体产生变密的趋势，孔隙水压力急剧增加，地下水从土质松软或存在地裂缝的地方喷出，并夹带着土层中的粉土或砂土一起冒出地面，如图 1-1 所示，形成喷水冒砂现象。

1.1.1.2 地基承载力降低

地震液化是导致地基承载力降低的重要原因之一。在地震作用下，随着震动的持续，在合适的条件下孔隙水压力急剧增加，按照土的有效应力原理，土颗粒间的有效应力迅速减小，地基土的承载力也随之降低。当孔隙水压力足够大时，有效应力降为零，土颗粒处于悬浮状态，此时地基土

的承载力将完全丧失。在这种状态下，该场地地基的上部工程结构将会产生沉陷、开裂、倾斜，甚至发生倾覆破坏，如图 1-2 所示。



图 1-1 砂涌造成地面破坏

来源：美国地质调查局 (U. S. Geological Survey, USGS), 1989 年洛马普列塔 (Loma Prieta) 地震。



图 1-2 液化导致地基失稳

来源：新潟日报 (Niigata Nippo), 1964 年新潟地震。

1.1.1.3 岸堤或路堤失稳

侧移、滑塌也是由砂土液化引发的常见震害形式，通常发生在河岸、路堤、坝堤等地区，如图1-3所示。地震作用时，下伏砂层或粉土层在强烈震动下发生液化和流动，产生滑塌和侧移的震害，甚至引发大规模滑坡。

液化引起的地面流滑可能发生在地势较缓的地区，甚至发生在水平场地。



图 1-3 液化导致湖堤侧向滑动

来源：太平洋地震工程研究中心（Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER），2001 年 1 月 28 日美国尼斯阔利（Nisqually）地震。

1.1.1.4 地面沉陷和沉降

饱和疏松的砂土因强烈震动而固结密实，地面高度随之降低，部分地区地面被积水淹没，在地势低平的滨海湖地区，可能会因为地面下沉而面临洪水倒灌的危险。由于液化使大量地下砂土涌出地表，地面下局部区域被掏空，往往会出现局部液化塌陷的现象，如图 1-4 所示。



图 1-4 液化引起路面沉降

来源：美国加州大学戴维斯分校（UC-Davis），1989 年洛马普列塔（Loma Prieta）地震。

1.1.2 砂土液化侧移

砂土液化侧移 (Lateral spreading) 是指在地震液化作用下, 缓坡场地的地表土体沿着滑动面或朝着临空面产生位移, 且通常伴随有地裂缝的现象。文献[1]对砂土液化侧移的定义为: 砂土液化侧移产生于地面坡度小于5%的场地, 场地中存在松散的砂土或粉质沉积土且地下水丰富。在强震作用下场地液化, 液化土中的孔隙水压力迅速上升, 当缓坡场地不存在临空面时, 液化土层上的土层整体沿着滑动面移动; 当缓坡场地存在临空面时, 上覆土同时朝着临空面移动。典型的砂土液化侧移震害如图 1-5 和图 1-6 所示。砂土液化侧移与流滑 (Flow failure) 存在一定的区别, 在不同的剪切强度条件下会分别产生液化侧移或流滑。地震停止后位移仍继续累积, 且最多可达到数十米的情况称为流滑。

在地震液化后, 液化土的抗剪强度下降至一定的值时, 从液化发生到地震停止这段时间内, 液化土具有残余剪切强度, 场地对应的安全系数小于 1.0, 上覆土持续产生位移。另外, 由于液化土的残余剪切强度大于土体自身重力引起的剪切应力, 在地震停止后, 上覆土层再产生位移, 这样的情况称为液化侧移。侧移值的大小会随土体的密实度而变化:

(1) 土体相对密实时, 土体在开始时会由于其剪胀性导致孔隙水压力降低且抗剪强度增加, 此时液化侧移一般为几厘米。

(2) 土体相对松散时, 场地在液化后安全系数可能会略大于 1.0, 这种情况下液化侧移可能高达几米。

另外, 在地震动停止后, 孔隙的重分布也会导致液化后场地的侧移。

以往震害记录表明, 液化侧移会对基础设施造成破坏。在 1971 年的圣费尔南多大地震^[2] (San Fernando Earthquake) 以及 1987 年的迷信山 (Superstition Hills) 大地震^[3]中, 液化侧移现象造成了极大的震害。

1995 年 1 月 17 日发生的阪神地震^[4] (根据日本气象局规范确定的震级为 $M = 7.2$) 使日本的大阪地区产生了严重震害, 造成 6 000 多人死亡, 3 000 多人受伤, 超过 15 万栋建筑物被毁, 30 万人流离失所。神户港是世界第三大港口, 其中的 Port Island、Rokko Island 和 Maya Terminal 是位于神户港

的三座人工岛屿，人工岛地表下的砂土在地震作用下推动挡墙产生位移。



图 1-5 不存在临空面的液化侧移

来源：美国地震工程研究所 (Earthquake Engineering Research Institute, EERI), 1991 年 4 月 22 日哥斯达黎加地震。



图 1-6 存在临空面的液化侧移

来源：美国太平洋地震工程研究中心，2001 年 1 月 28 日美国尼斯阔利地震。

2010 年 9 月和 2011 年 2 月在新西兰基督城，包含 2010 年 9 月 4 日矩震级为 $M_w = 7.1$ 的地震，2011 年 2 月 22 日矩震级为 $M_w = 6.2$ 的地震，2011

年6月13日矩震级为 $M_w = 5.3$ 、 $M_w = 6.0$ 的地震,以及2011年12月3日矩震级为 $M_w = 5.8$ 、 $M_w = 5.9$ 的地震等系列地震使该地区产生严重震害^[5]。液化侧移对住宅、商务区建筑、生命线工程以及输水系统造成严重破坏。通过对 Avon River 和 Kaiapoi River 河流沿线的 120 处地勘点的地质调查,调查人员确定最大的侧移出现在 Kaiapoi River 南岸,侧移值范围是 0.5~3.5 m。在 2011 年 2 月 22 日地震后,相关部门对位于市中心的商务区进行调查,地表侧移值范围是 0.1~0.7 m。住宅区的板式基础由于未能承受较大的地震荷载而产生变形。液化侧移使地面出现裂缝,建筑基础和建筑自身出现较大破坏,推动桥梁桥台桩基顶部和桥墩产生位移。

2010 年 1 月 12 日海地地震的矩震级为 $M_w = 7.0$,根据文献[6],地震造成砂土液化、滑坡、泥石流及路基失稳破坏。北岸(North Wharf)和南岸码头(South Pier)大量基础设施被破坏。由于该地区存在大量的非工程填土,在北岸(North Wharf)出现了大量的地裂缝和砂涌现象。

2010年4月4日的EI Mayor Cucapah地震^[7]位于墨西哥,该地震是1892年以来该地区的最大震感地震,震后存在大量的液化侧移。Mexicali 市中部分住宅建筑被破坏,Puente San Felipito 桥梁桥墩被破坏。根据现场测量,在桥梁附近的东岸最大的液化侧移大于 5 m,在桥梁附近的西岸最大的液化侧移大于 1 m。

在抗震设计中,需根据液化侧移值的大小采用相应的措施。以往地震表明,当液化侧移较小时,工程设施能够承受一定的液化侧移且不被破坏,针对这样的情况,无须对场地进行抗震设计;但液化侧移也可能对工程措施造成较大的破坏。因此,有必要对液化侧移的预测计算方法开展研究,提出针对液化侧移的有效计算方法。

1.2 液化侧移计算方法综述

有关砂土液化现象的研究较多且液化产生机理被广泛接受,但对液化

侧移的计算仍需开展进一步研究。不同的学者针对液化侧移提出了不同的计算方法，但是这些计算方法仅能从单方面反映液化侧移产生的机理，而液化侧移受到场地多种因素影响，如地震震级、震中与场地的距离、场地的土层分布、场地地形等。因此有必要对液化侧移计算方法在工程中的适用性进行总结，对各方法的优缺点进行区分。

1.2.1 经验公式和半经验公式法

Hamada 等^[8]于 1986 年提出计算液化侧移的经验公式。该公式主要依据已有地震数据库建立，在分析 1964 年的新潟地震、1971 年的圣费尔南多地震和 1983 年的 Nihonkai-Chubu 地震后，Hamada 建立了液化侧移经验计算公式。公式 (1-1) 即 Hamada 经验公式，液化侧移受场地液化层厚度和地表坡度影响。

$$D_H = 0.75H^{0.5}\theta^{0.33} \quad (1-1)$$

式中： H 为场地液化土的厚度 (m)； θ 为地表或液化层下表面的坡度 (%)。

Youd 和 Perkins^[9]在 1987 年用液化严重指标 (liquefaction severity index, 简称 LSI)，计算缓坡场地或者河流河道中大于 10 cm 的侧移。场地的侧移值由场地的地震震级 M_w 、场地距离地震震源中心的距离 R 表示。公式 (1-2) 给出了其水平侧移的计算式。为统一表述，本书中均采用 \log 表示 \lg ，公式 (1-2) 适用于侧移小于 2.5 m 的场地侧移计算。

$$\log LSI = -3.94 - 1.86 \log R + 0.98M_w \quad (1-2)$$

式中： LSI 指场地的最大期望侧移值 (cm)； R 是场地距震源中心的距离 (km)，具体是指震源中心或断层破裂处在地表的水平投影与场地的最短水平距离； M_w 是矩震级。

Bartlett 和 Youd^[10]在 1995 年提出针对液化侧移的经验公式。该侧移公式基于美国和日本的侧移实例提出，分为两种不同情况：存在临空面；不存在临空面。当存在临空面时，侧移的计算公式如式 (1-3) 所示；当不存

在临空面时，计算公式为式（1-4）。

$$\begin{aligned} \log D_H = & -16.366 + 1.178M - 0.927 \log R - 0.013R + \\ & 0.657 \log W + 0.348 \log T_{15} + \\ & 4.527 \log(100 - F_{15}) - 0.922 D_{50_{15}} \end{aligned} \quad (1-3)$$

$$\begin{aligned} \log D_H = & -15.787 + 1.178M - 0.927 \log R - 0.013R + \\ & 0.429 \log W + 0.348 \log T_{15} + \\ & 4.527 \log(100 - F_{15}) - 0.922 D_{50_{15}} \end{aligned} \quad (1-4)$$

式中： D_H 是计算侧移值（m）； M 是矩震级； R 是场地距离地震震源中心或者断层断裂面水平投影的水平距离（km）； W 是临空面高度与场地和临空面水平距离的比（%）； T_{15} 是指饱和土层中标贯值 $(N_1)_{60}$ 小于15的土层厚度（m）； F_{15} 是指饱和土层中归一化标贯值 $(N_1)_{60}$ 小于15的细粒含量的平均值（%）； $D_{50_{15}}$ 是指饱和土层归一化标贯值 $(N_1)_{60}$ 小于15的土层的平均 D_{50} (mm)。

Rauch 和 Martin^[11]在2000年提出液化侧移的预测模型，根据71个液化侧移工程实例提出了多元线性拟合公式，简称为EPOLLS（Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spreading）。该模型主要由以下三部分组成：

公式（1-5）定义了预测地区液化侧移的计算公式：

$$\begin{aligned} Ave_Horz = & (D_R - 2.21)^2 + 0.149 \\ D_R = & (613M_w - 13.9R_f - 2420A_{max} - 11.4T_d) / 1000 \end{aligned} \quad (1-5)$$

式中： M_w 是矩震级； A_{max} 是最大峰值加速度（g）； R_f 是场地与断层破裂面的水平距离（km）； T_d 是强震记录的持时（s）。

当进行区域的液化侧移计算时，其计算公式如式（1-6）所示：

$$\begin{aligned} Ave_Horz = & (D_R + D_s - 2.24)^2 + 0.111 \\ D_s = & (0.523L_{slide} + 42.3S_{top} + 31.3H_{face}) / 1000 \end{aligned} \quad (1-6)$$

式中： L_{slide} 是滑动区域的长度（m）； S_{top} 是地表坡度（%）； H_{face} 是临空面高度（m）。

当进行场地的液化侧移计算时，其计算公式如式（1-7）所示：

$$\begin{aligned} \text{Avg_Horz} &= (D_R + D_S + D_G - 2.49)^2 + 0.124 \\ D_G &= (50.6Z_{\text{FSmin}} + 42.3S_{\text{dep}} + 31.3H_{\text{face}}) / 1000 \end{aligned} \quad (1-7)$$

式中： Z_{FSmin} 是场地液化土层对应安全系数最小值时的深度（m）； S_{dep} 是距离液化土层顶部埋深（m）。

Bardet 等^[12]在 2002 年提出多元线性拟合公式，由公式（1-8）表示：

$$\begin{aligned} \log(D + 0.01) &= -6.815 + 1.017M_w - 0.278\log R - 0.026R + \\ &0.454\log S + 0.558\log T_L \end{aligned} \quad (1-8)$$

式中： D 为砂土液化侧移值（m）； M_w 是矩震级； R 是场地距离震源中心的水平距离（km）； S 是坡度（%）； T_L 是可液化土的厚度（m）。

Youd 等^[13]在 2002 年对多元线性回归公式进行了修正，更正了 1983 年 Nihonkai-Chubu 地震中偏大的液化侧移记录值，剔除存在限制液化侧移边界条件的实例，增加了 3 个液化侧移实例。Youd 修正了平均粒径尺寸函数，在多元线性回归公式中增加了有关地震震级的函数，公式（1-9）和公式（1-10）给出了 Youd 经验公式。

当存在临空面时，侧移的表达式为：

$$\begin{aligned} \log D_H &= -16.713 + 1.532M - 1.406\log R^* - 0.012R + \\ &0.592\log W + 0.540\log T_{15} + \\ &3.413\log(100 - F_{15}) - 0.795\log(D50_{15} + 0.1) \end{aligned} \quad (1-9)$$

当地面为缓坡时，侧移的表达式为：

$$\begin{aligned} \log D_H &= -16.213 + 1.532M - 1.406\log R^* - 0.012R + \\ &0.338\log W + 0.540\log T_{15} + \\ &3.413\log(100 - F_{15}) - 0.795\log(D50_{15} + 0.1) \end{aligned} \quad (1-10)$$

式中： D_H 是根据多元线性回归公式计算得到的液化侧移（m）； M 是矩震级； R^* 是修正后的震源距离（km）； W 是临空面高度与场地和临空面水平

距离的比 (%)； T_{15} 是指土体归一化标贯值 $(N_1)_{60}$ 小于 15 的饱和土层厚度 (m)； F_{15} 是指 T_{15} 土层的平均细粒含量 (%)； $D50_{15}$ 是指饱和土层中归一化标贯值 $(N_1)_{60}$ 小于 15 的土层的平均 D_{50} (mm)。

Zhang 等^[14]提出半经验公式法计算液化侧移，根据土的标贯值或静力触探值计算液化侧移值。首先对场地进行液化评价，并引入公式计算 LDI，如公式 (1-11) 所示：

$$LDI = \int_0^{z_{\max}} \gamma_{\max} dz \quad (1-11)$$

式中： z_{\max} 是指液化土层下土层液化安全系数小于 2.0 的最大深度； γ_{\max} 指最大循环剪切应变，随着土层的密实度与深度变化。在计算 LDI 时，首先求土层的液化安全系数，根据其提供的不同最大循环剪切应变与安全系数的关系图能够得到不同密实度土层的安全系数和最大循环剪应变。

针对临空面和地面缓坡的不同情况，利用公式 (1-12) 和公式 (1-13) 进行计算，公式 (1-12) 给出了临空面的侧移计算公式，公式 (1-13) 给出了在地面缓坡情况下的液化侧移计算公式。

$$LD = (S + 0.2) LDI \quad (\text{当 } 0.2\% < S < 3.5\%) \quad (1-12)$$

$$LD = 6(L/H)^{-0.8} LDI \quad (\text{当 } 4 < L/H < 40) \quad (1-13)$$

式中： LD 是液化侧移的计算值 (m)； S 是地面坡度 (%)； H 是临空面高度 (m)； L 是距离临空面的距离 (m)。

Zhang 等^[15]于 2005 年提出液化侧移计算公式。该公式将震级和震源距离替换为考虑地层构造和断层机理的谱加速度衰减模型的伪位移，侧移的计算公式表达分别为公式 (1-14) 和公式 (1-15)。

在地面为缓坡时，侧移的表达式为：

$$\begin{aligned} \log D_h = & 1.904 \log SD + 0.489 \log S_{gs} + 0.024 8T_{15} + \\ & 3.992 \log(100 - F_{15}) - \\ & 1.006 6 \log(D50_{15} + 0.1) - 5.785 \end{aligned} \quad (1-14)$$

当存在临空面时，侧移的表达式为：

$$\begin{aligned} \log D_h = & 1.904 \log SD + 0.559 \log_{10} W_{ff} + 0.0478 T_{15} + \\ & 3.992 \log(100 - F_{15}) - \\ & 1.0066 \log(D50_{15} + 0.1) - 6.5966 \end{aligned} \quad (1-15)$$

式中： $D_h = D_{LL} + 0.01$ ，其中 D_{LL} 是侧移值 (m)； SD 是谱加速度的伪位移 (m)； S_{gs} 是地面坡度 (%)； W_{ff} 是临空面高度和距离临空面水平距离的比 (%)； T_{15} 是指土体归一化标贯值 $(N_1)_{60}$ 小于 15 的饱和土层厚度 (m)； F_{15} 是指 T_{15} 土层的平均细粒含量 (%)； $D50_{15}$ 是指饱和和土层中归一化标贯值 $(N_1)_{60}$ 小于 15 的土层的平均 D_{50} (mm)。

王斌^[16]提出根据标准贯入试验和静力触探试验值预测液化侧移，并对宿淮高速公路液化区间进行了液化侧移预测，根据数值计算方法对影响液化侧移的因素进行了研究，认为在工程实践中应避免地表或临空面坡度较大的场地。

Faris 等^[17]于 2006 年提出半经验计算公式，结合室内试验数据和现场数据，定义潜在位移指数 DPI_{max} (displacement potential index)，并根据潜在应变指数 SPI (strain potential index) 计算。其中 SPI 根据循环剪切试验和标准贯入值确定。公式 (1-16) 给出了该半经验公式的表达式。

$$H_{max} = \exp(1.0443 \ln DPI_{max}) + 0.0046 \ln \alpha + 0.0029 M_w \quad (1-16)$$

式中： H_{max} 是最大侧移值 (m)； DPI_{max} 为最大位移潜在指标 (m)； α 是静载作用，主要是指由重力引起的剪切应力 (static driving shear stress) 与上覆有效应力的比值； M_w 是矩震级。

Franker 等^[18]将多元线性回归模型纳入太平洋地震研究工程中心的概率统计的计算框架中，公式 (1-17) 为该模型的表达式。

$$\begin{aligned} \lambda_{D_{H,mean}|S}(d|S) = & \sum_{i=1}^{N_s} v_i \sum_{j=1}^{N_M} \sum_{k=1}^{N_R} P(D_{H,mean} > d | S, M = m_j, R = r_k) \times \\ & P(M = m_j, R = r_k) \end{aligned} \quad (1-17)$$

式中： $D_{H,mean}$ 是计算侧移的中值 (m)； M 是地震的矩震级； R 是距离震源中心的水平距离 (km)； N_s 、 N_M 、 N_R 分别是地震震源数量、震级数量、震

源与场地的距离的数量； v_i 是对应地震震级大于最小震级的平均年超越概率。

Gillins 等^[19]根据 Youd 等^[13]提出的多元线性回归模型提出修正公式，如（1-18）所示。该公式不考虑场地的细粒含量和平均粒径大小。

$$\begin{aligned} \log D_H = & b_0 + b_{\text{off}} \alpha + b_1 M + b_2 \log R^* + b_3 R + b_4 \log W + \\ & b_5 \log S + b_6 \log T_{15} + \alpha_1 x_1 + \\ & \alpha_2 x_2 + \alpha_3 x_3 + \alpha_4 x_4 + \alpha_5 x_5 \end{aligned} \quad (1-18)$$

式中：不同下角标的 b 和 a 是拟合参数； D_H 是多元线性回归求得的侧移值（m）； M 是矩震级； R^* 是修正后场地与震源距离（km）； R 是场地与震源距离（km）； W 是临空面高度与场地和临空面水平距离的比（%）； S 是地面坡度（%）； T_{15} 是指饱和和土层中归一化标贯值 $(N_1)_{60}$ 小于 15 的土层厚度（m）； x_i 是对应每层归一化标贯值 $(N_1)_{60}$ 小于 15 的土层厚度与 T_{15} 的比值。

Goh 等^[20]通过引入地层剖面、几何尺寸及地震动参数，结合多元线性回归公式提出非参数回归拟合来计算液化侧移。该模型提高了多元线性回归曲线的精度，可考虑各变量的非线性和相互作用，可以在没有假定动力响应函数和输入变量的情况下预测液化侧移，但不适用于较小的侧移值计算。

Finn 等^[21]根据 Youd 等^[13]的经验公式提出一种考虑震级衰减的计算模型。该计算公式适用于由概率确定的地震危险性分析，被用于计算液化安全系数。

李程程^[22, 23]基于 Youd 等^[13]的液化侧移实例库，略去平均粒径含量对液化侧移的影响，对临空和不存在临空面两种情况下液化侧移的主要影响因素进行权重赋值，提出液化侧移等级分类标准，考虑了液化侧移影响因素的耦合性，减少了对钻孔的依赖。李程程^[24]同时根据 Youd 等^[13]提出的液化侧移实例库，采用多元自适应样条回归法建立了缓坡液化侧移的灾害评估模型，并将该模型应用于新西兰 2010—2011 地震中的液化侧移计算，通过算例验证了该模型的适用性。

经验公式法主要是根据已有的液化侧移案例，考虑地震震级、地震与液化侧移场地的距离、临空面和场地坡度对液化侧移的影响、场地内液化

土的细粒含量、液化土厚度等因素提出相应的拟合公式，在实际应用中，仅需要对相关参数进行取值并代入公式即可得到侧移值。但经验公式法多从回归统计角度对液化侧移进行预测，而忽略了地下水位、场地的加速度输入、液化特征等相关因素对液化侧移的影响。

1.2.2 Newmark 滑块计算法

在地震永久位移计算中，Newmark 滑块法^[25]作为经典的计算理论而被广泛应用。Newmark 滑块法由 Newmark 在 1965 年提出，用于计算地震作用下大坝的永久位移，后被应用于计算边坡、路基的地震永久位移。Newmark 滑块法的基本假设是：假设土体为刚体滑块，在地震的作用下，当地震加速度大于滑块的屈服加速度时，滑块开始沿滑动面滑动，对地震波超过屈服加速度的部分进行两次积分，得到动力永久位移。

随着 Newmark 滑块法的提出，众多研究人员如 Frankin 等^[26]、Griffin 等^[27]利用 Newmark 滑块法和加速度时程曲线建立了广义屈服加速度与永久地震位移关系式。Makdisi 和 Seed^[28]考虑地震路堤的动力响应，建立永久位移与动力系数的关系式。Ambraseys 等^[29]提出根据临界加速度比计算地震永久位移，考虑震源距离、震级以及其他地震相关参数。Yegian 等^[30]假设滑动体为刚体，利用计算机程序求得地震永久动力位移，但该方法仅限于卓越周期小于 0.5 s 的刚体计算。Jibson^[31]提出地震永久位移的算法，将地震永久位移作为地震强度和屈服加速度的函数。Cai 等^[32]研究了两种类型的滑块模型：一种使用地表峰值加速度和速度，另一种使用最大水平地面加速度和加速度谱的卓越周期。在一定范围内，两种方法均可得到合理的计算结果。Kramer 和 Smith^[33]将滑块分成由弹簧连接的两部分，考虑滑块的动态响应及其对边坡的永久位移计算的影响。Jibson 等^[34]提出回归分析函数，根据屈服加速度与地面峰值加速度之比（临界加速度比）和地面运动的 Arias 强度，估算地震动力位移。Rathje 等^[35]建立了考虑滑动体非线性响应的滑块模型；Travasarou 等^[36]对 Rathje 提出的滑动模型进行改进，考虑了地震输入强度。Bray 和 Travasarou^[37]提出用非线性完全耦合的黏滑

块模型计算地震永久位移的偏位移 (deviatoric permanent displacement), 该模型是屈服加速度、初始基本周期、退化期地表谱加速度的函数。Rathje 等^[38]根据 Newmark 滑块法提出了伪概率计算方法, 依据屈服加速度比 (屈服加速度与峰值加速度的比值) 确定地震永久位移。

Newmark 滑块法较多应用于土石坝、尾矿坝、边坡、挡土墙和垃圾填埋场的安全评价中, 在地震液化引起的侧移计算中应用较少。Chung 等^[39]确定临界水位是地震或者边坡降雨破坏的控制因素, 给出了在地震震级 7.5 对应 PGA (地面峰值加速度) 为 $0.2g\sim 0.4g$ 的条件下, 地震引起的滑坡高地以及冲洪积平原的液化侧移的地下水位临界值。他们根据 Newmark 滑块法确定滑坡中的临界水位为地面坡度的函数, 提出了一种预测与地下水位相关的液化侧移计算方法: 在 1.0 m 的历史地下水位条件下, 滑坡发生的可能性更大; 在正常地下水位条件下, 侧移发生的可能性更大。

Baziar 等^[40]使用 Newmark 滑块法, 根据与有效应力比 (总应力与竖向有效应力的比值) 相关的屈服加速度、液化土的不排水抗剪强度及地面坡度计算液化侧移值, 其中液化土的不排水抗剪强度是竖向有效应力的 14.5%。Taboada 等^[41]提出基于 Newmark 滑块法的液化侧移计算方法, 用于计算由屈服剪切应变引起的相对位移及由砂土的强度增加引起的剪胀位移。景立平等^[42, 43]提出根据饱和砂土孔压和不同应力循环对应的抗剪强度的变化规律计算液化侧移的方法, 该方法根据 Newmark 滑块法计算液化侧移。Taboada 等^[44]在 Laminar 剪切箱中进行了振动台试验, 选用相对密实度为 40%~50% 的饱和砂土置于刚性基础上, 厚度为 10 m, 在地震输入为 $0.17g\sim 0.46g$ 的荷载作用下模拟不同的坡度和场地条件。经研究, 液化侧移取决于不同坡度和液化土的厚度。Taboada 等^[44]其后利用 Taboada 等^[41]提出的计算方法计算液化侧移, 通过改变场地的倾角、输入加速度及频率得到不同的液化侧移。Taboada 等^[45]根据相同的液化侧移计算方法重新分析了 1995 年墨西哥 Colima-Jalisco 地震中的液化侧移, 得到与实测值较接近的计算值。

林建华等^[46]提出根据 Newmark 滑块法进行液化侧移计算, 通过等效液

化次数，分段考虑屈服加速度和地面加速度时程曲线得到场地在一定时间内的侧移值。邵广彪^[47]对近断层海底土层地震液化及侧移开展了相应的研究，结合 Newmark 刚性滑块模型，提出考虑海洋波浪荷载的海底缓坡液化滑移计算方法。冯启民等^[48]提出海底缓坡液化侧移的计算方法，忽略流体黏性对场地响应的影响，简化波浪荷载，在有限元中利用改进的 Seed 孔压模型进行液化判别和动力分析，根据 Newmark 滑块法计算液化侧移。

Olson 和 Johnson^[49]等对液化侧移实例重新计算，根据 Newmark 滑块法提出屈服加速度与位移的关系曲线，根据极限平衡法提出液化土残余剪切强度和竖向有效应力比与屈服加速度的关系曲线，通过三者的相互关联，研究与液化侧移有关的砂土剪切强度。其研究表明，在液化侧移中，通过土体的归一化标贯值 $(N_1)_{60}$ 或者土体的归一化静力触探值 q_{c1} 得到的液化土残余剪切强度和竖向有效应力比 S_r/σ'_{v0} 计算式与 Olson 和 Stark^[50]提出的流滑中的液化土残余剪切强度计算式一致。

Makdisi^[51]采用 Newmark 滑块法和场地响应分析分别计算液化侧移并进行对比：在非线性地场地响应中，将可液化土设置为较低强度和刚度的软弱土，在不同的地震输入下，通过改变地表下软弱层的厚度、深度及地面坡度（0.5%~3%），并加载根据新一代反应谱拟合的地震波。通过能量消散和功率-位移关系的对比，Makdisi 认为 Newmark 滑块法在计算液化侧移时并不保守，且随着液化土层的深度和厚度的增加，计算结果更加不确定。Makdisi 认为计算结果的随机性是由 Newmark 滑块法中的离散滑动面引起的，但由于是根据无限边坡计算场地的屈服加速度，其计算得到的滑动面具有一定的不确定性。

Newmark 滑块法被用于动力位移计算中，也可作为安全系数指标来评价边坡和大坝的稳定性。在计算中仅需确定地震输入和屈服加速度，所需参数较少，计算流程简单，在工程计算中可快速得到场地的动力位移值。但是 Newmark 滑块法有如下缺陷：

- （1）滑体实际上并不是该方法假定的刚性块体。
- （2）输入的屈服加速度和峰值加速度会影响 Newmark 滑块法的计算结

果，其计算结果取决于输入加速度的输入特性。

(3) Newmark 滑块变形假定为平面上的刚性块体滑动产生位移，没有考虑土体的变形模式。

(4) 计算时忽略了孔隙水压力的生成和消散。

(5) 在计算屈服加速度时，其假定滑动面是简单的滑动面，与现实情况不符。

因此在动力位移计算中，需要通过考虑孔隙水压力、屈服加速度、土体强度等因素随时间的变化并对 Newmark 滑块法进行修正。在液化侧移计算中，尽管相关学者利用 Newmark 滑块法进行液化侧移计算并考虑相关影响因素，但未对 Newmark 滑块法在液化侧移计算中的应用开展系统研究。

1.2.3 数值计算方法

Gu 等^[52]采用增量有限元法对下圣费尔南多大坝 (Lower San Fernando Dam) 震后变形进行分析。他们采用基于临界状态边界理论 and 稳态强度理论的不排水弹塑性本构模型模拟液化土体并设置土体具有不排水特性、土体的应力应变曲线为双曲线软化模型。分析结果表明，由液化土的应变软化造成的应力重分布是导致大坝溃坝的主要原因，初始液化区在强剪应力的作用下发生渐进破坏。

Gu 等^[53]对 1987 年 Superstition Hills 震后的 Wildlife Site Array 的侧移进行了有限元变形分析。他们考虑土的应变软化特性，根据比奥理论对超孔隙压力消散引起的再固结进行了分析。结果表明，场地的液化侧移由液化土体的应力重分布造成，再固结过程中场地的液化侧移值较小，在孔隙水压力的增长过程中，液化土的抗剪强度随超孔隙压力的增大由峰值抗剪强度下降到稳态强度 (Steady-State)，排水条件对超孔隙水压力生成有重要影响。

Uzuoka 等^[54]提出了一种基于流体动力学的液化侧移计算方法，该方法利用等效黏度的宾厄姆 (Bingham) 流体模拟液化土，对最小不排水抗剪强度进行赋值。Uzuoka 利用该方法对某实例进行了验证。

Hadush 等^[55]提出了基于三次数值插值的数值方法,根据宾厄姆模型模拟具有不排水抗剪强度的液化土并引入了宾厄姆材料的黏度和隐式计算,采用泊松方程计算压力。他们采用该数值模拟方法,重新计算液化流滑动力响应。模拟结果表明:地面速度和位移时程曲线及随深度变化的位移曲线与试验结果吻合。

刘汉龙等^[56]利用稳态强度理论和有效应力分析法,采用数值方法计算液化侧移,开展液化分布对液化侧移的影响研究,结果表明液化土的残余剪切强度对液化侧移有较大影响。当残余剪切强度较小时,随着液化厚度的增加,液化侧移在过渡阶段增加最快,而在小位移和大位移阶段液化侧移增加速度较缓。

Elgamal 等^[57]提出循环荷载作用下的土体塑性本构模型并利用离心振动台试验对该本构模型进行标定。在循环荷载作用下,他们采用相对密度为 40% 的清洁内华达砂 (Nevada Sand) 开展试验,得到土体的动力响应及其应变集中的变化趋势。然后他们将标定后的本构模型写入有限元计算程序中,分析不同频率成分的波形对地震永久位移的影响。结果表明,在水平地面条件下剪应变较小,在斜坡条件下剪应变计算结果较大;其原因是主频会影响土体的动力响应。

蔡晓光等^[58, 59]提出用软化模量法计算液化侧移,他们根据该方法对 1995 年阪神地震中的液化侧移进行数值模拟,以验证软化模量分析法的适用性。蔡晓光等^[60]对地震液化引起的地面侧向大变形进行了总结,指出变形计算方法需要进一步完善改进,对液化引发的流滑需要进一步开展相关研究。

Suzuki 等^[61]通过振动台试验研究了地面侧移和水平地面条件下等桩基础的地基反力。在两种情况下,桩基拉伸随着拉压应力的变化而改变;在地面侧移条件下,桩基础的地基反力和永久地面变形的变化规律一致。

袁晓铭等^[62]利用软化模量分析法对 1995 年的阪神地震液化侧移进行了数值模拟。

Kanibir 等^[63]计算分析了 1999 年 Kocaeli 地震中土耳其的 Sapanca 湖沿

岸的地震液化位移,通过航拍得到液化侧移,分别采用 Newmark 滑动法、经验公式法和有限元法对液化侧移进行计算,结果表明在地质条件确定的条件下, Newmark 滑动法和有限元法计算结果更为准确。

邵广彪等^[64]基于有限元方法,提出考虑土体模量随时间变化的缓坡液化侧移计算方法,并分析了地震和土层坡度对液化侧移的影响。

蔡晓光等^[65]通过数值计算方法对影响液化侧移的因素进行了分析,计算表明强震作用下的液化对侧移值有明显影响,竖向与水平向地震同时加载会增加液化侧移值。

Seid-Karbasi 等^[66]提出用数值计算方法模拟单一荷载和循环荷载作用下的砂土响应。在斜坡条件下,采用弹塑性应力-应变模型 UBCSAND 模拟低渗透性的粉质砂土层对孔隙水压力的影响,并建立二维模型。在动荷载作用下,止水帷幕的底部出现膨胀,其原因是流滑产生了孔隙压力重分布。计算同时表明,垂直排水层能够有效控制流滑的产生。

邵广彪等^[67]给出了海底土层液化侧移破坏的综述,认为在计算海底液化侧移时,应考虑海洋波浪荷载对液化侧移的影响。

陈龙伟等^[68]给出了液化侧移的简化计算方法并给出了频域理论解答,同时给出循环累计法得到的液化侧移时域解,通过与振动台试验结果对比,验证了模型的正确性。

Mayoral 等^[69]采用有限元模型计算液化侧移值,在时域内求解波的传播,建立基于位移线性变化的有限元模型,更新时间步求解单元位移,用双曲线模型表示应变-应力关系,并修正土体参数和其他动力学参数。他们利用循环应力法模拟孔隙水压力生成与消散,并将该一维模型用于震后液化侧移的计算。

Phillips 等^[70]开发了三维数值模型,根据自由场液化侧移的离心机试验得到的位移、加速度和孔隙水压力时程曲线对模型进行标定,并根据数值计算模型对另外一个自由场离心机振动台试验进行了分析。结果表明小应变阻尼、上覆有效应力相关的剪胀特性能够预测位移、加速度和孔隙水压力的生成。

Kamai 等^[71]通过模拟离心机振动台试验,研究变形机理并观测孔隙水压力的消散模式及液化侧移的应力集中,验证了数值计算方法。他们利用 PM4sand 模型模拟液化砂土,利用莫尔-库仑模型模拟黏土,分析了模型的液化动力响应:液化开始时间、场地的地表变形、孔隙水压力变化、孔隙重分布。

Montassar 等^[72]提出了模拟振动台试验中宾厄姆介质(液化土)的不排水强度和黏度系数的数值方法,认为在振动台试验中超孔隙水压力还未消散且液化侧移会随着振动台停止而不再增加。Montassar 等提出的数值方法能够较好地模拟振动台中的动力响应。

马哲超^[73]通过比奥两相饱和多孔介质动力耦合理论,对人工岛海底缓坡液化侧移进行数值计算,认为液化是造成侧移的主要因素,液化侧移随着坡度的增加而增大。

Howell 等^[74]针对未进行地基处理和进行排水处理后两种不同工况的离心机试验作数值模拟,验证预制竖向排水井的效果。数值计算结果得到的孔隙水压力变化与离心机试验相吻合。

胡记磊等^[75]对含倾斜砂土夹层的人工岛进行液化侧移分析,采用有限元和有限差分耦合方法研究不同的影响因素。研究表明液化侧移是在液化完全触发后发生,且在地震中的某段时间内产生的有限位移。

胡记磊等^[76]根据有限元和有限差分耦合方法,计算了人工岛在余震液化条件下的液化侧移变化规律。结果表明,液化侧移随着余震峰值加速度的增加而变大,且液化侧移主要集中在液化过程中。

Munter 等^[77]对 1999 年的 Kocaeli 地震中的液化侧移进行了一维液化侧移指标分析和二维非线性变形分析。结果表明,根据一维液化侧移指标得到的液化侧移值偏大,使用二维非线性分析得到的液化侧移与现场观测值较一致。

Ghasemi-fare 等^[78]提出了以离心试验为基础,依据比奥理论和 $u-P$ 公式(考虑土层渗透性)的数值模型。该数值计算方法与离心试验和现场观测的液化侧移值较一致。其预测公式如式(1-19)和式(1-20)所示。当地

面坡度小于 1.5% 时, 利用公式 (1-19) 计算侧移值; 当地面坡度大于 1.5% 时, 利用公式 (1-20) 计算。

$$LD_{\max} = 3.0\theta^{0.9}H^{0.7}(0.65a_{\max})^{0.55}f^{-0.15f-0.72}D_r^{-0.3}N^{1.2} \quad (1-19)$$

$$LD_{\max} = 1.5\theta^{0.9}H^{0.7}(0.65a_{\max})^{0.55}f^{-0.15f-0.72}D_r^{-0.3}N^{1.2} \quad (1-20)$$

式中: LD_{\max} 是最大液化侧移值 (m); θ 是地表的倾角 (%); H 是液化土层的厚度 (m); a_{\max} 是地震最大加速度 (g); f 是荷载频率 (Hz); D_r 是砂土的相对密实度 (%); N 是荷载的循环次数。

数值计算方法可以综合考虑场地特性、土体性质、地震波在土体中的传播特性及孔隙水压力的变化等因素。随着计算机技术的发展, 数值计算被应用于工程计算中。从本质上来讲, 数值计算方法的计算结果主要取决于本构模型的选取, 因此, 数值计算方法对建模水平和计算参数的确定要求较高。但在保证输入参数正确的前提下, 数值计算方法可以得到较为合理的计算液化分析结果和侧移计算值。

1.2.4 试验法

Yasuda 等^[79]利用振动台试验研究了 1991 年 Terile-limon 地震中 3 座桥梁的破坏情况, 并针对缓坡液化侧移现象提出了相应的措施, 通过夯实、钢桩加固、带状夯实、地下连续墙等方法进行加固, 证明地下连续墙是最有效的措施。他们对挡墙进行抗震设计, 研究了作用于挡墙上的土压力系数。结果表明: 当液化发生时, 作用在挡墙上的土压力系数为 1.0, 且土压力系数随坡度的增大而增大。

Sasaki 等^[80]于 1992 年开展液化侧移振动台试验和室内剪切试验研究液化侧移的机理, 并在液化土中观测到剪切变形。研究表明, 液化侧移是由于重力而不是地震惯性力引起的, 最大液化侧移值出现在地下水位附近, 且位于底部的侧移可忽略不计, 液化侧移受地形影响。

Okamura 等^[81]研究了砂土的渗透性和余震对液化侧移的影响, 采用相

对密度为 40%~50%的内华达砂模拟 10 m 厚的土层, 荷载范围为 0.18g~0.46g。试验中测量了地基沉降、液化侧移和孔隙水压力。研究表明地面的累计变形由余震和持续震动造成。

Sharp 等^[82]通过波传播理论分析内华达砂振动台离心机试验结果, 得到液化侧移值。他们在离心机试验中采用水和黏性流体模拟液化砂土, 并获得了不同的侧移值。通过对比分析得到不同模型试验中侧移的位移形式, 当考虑静止滑动面时, 利用 Newmark 滑块法能够计算得到相对可靠的结果。

Thevanayagam 等^[83]系统介绍了加载速度为 1g 的大尺寸层状剪切箱振动台试验, 该试验可对水平地面或缓坡地面的液化及液化侧移进行模拟。该系统由 1 个层状剪切箱、底座振动台和 2 个加载伺服器构成, 通过液压系统控制位移, 通过加速度和位移传感器对相关参数进行测量。

刘汉龙等^[84]通过室内三轴动扭剪试验提出描述砂土液化大变形的本构模型并对该本构模型进行了验证, 但未考虑不同密实度、围压、固结度对土体动力响应的影响。

周云东^[85]通过室内静扭剪试验和再固结试验, 对液化侧移机理开展研究。他认为液化后侧移是由动力荷载作用下的水体受压和土体的剪胀性造成的。

孙锐等^[86]根据振动台试验研究循环荷载条件下液化对水平侧移的影响。研究表明液化会降低土体表面的加速度, 增加土体循环剪切变形, 孔压比为 0.8 时土体的循环剪切变形最大。

Sharp 等^[87]通过改变相对密实度、层状剪切箱中砂土的超固结度并通过预震对两组内华达砂的振动台离心机试验进行对比研究, 将相对密实度分别设置为 45%和 75%。通过对比研究得到, 由振动台测得的液化侧移与根据静力触探试验计算得到的液化侧移一致。

Olson 等^[88]开展了针对液化侧移的振动台离心机试验, 分别设置无基础的自由场试验、10 m 厚松砂层的自由场试验、10 m 厚松砂且有刚性基础的试验以及存在挡墙和 2 m 厚黏土覆盖层的自由场试验, 试验结果与由 Olson 等^[49]提出的计算方法所得计算结果一致。

汪云龙等^[89, 90]提出了在离心机振动台试验中设置光纤光栅测试技术的试验方法,并将该方法应用于土体侧移测量中。

Hashash 等^[91]利用等效线性分析方法、线性黏弹性分析方法和塑性有限元分析软件对振动台离心机试验测试结果进行分析并与试验结果对比,其中,振动台离心机试验中使用了 26 m 厚的内华达砂,相对密度为 60%。他们利用相关经验参数估计土体的剪切波速,利用土体的塑性参数、与强度相关的模量衰减曲线和阻尼比曲线模拟土体的动力特性,记录液化侧移、加速度时程、剪切应变、谱加速度和 Arias 强度,通过对比发现场地的动力响应受到土体动力参数的影响。

Chen 等^[92]将与振动台试验中密度相同的饱和塑性砂浸入盐水。在试验中,该试验材料表现出与振动台试验中一致的液化侧移现象,液化侧移随着土体深度呈现非线性变化规律。

试验法主要根据离心机及振动台试验开展研究,依据相似理论对现场土体进行模拟,通过输入规则的地震波如正弦波或实测地震波进行动力加载,埋设一定的传感器并对液化侧移进行研究,通过测量加速度响应、孔隙水压力和位移值等动力响应来反映液化侧移机理。试验法受限于试验设备及研究经费,且在试验中存在较多的不确定因素,试验结果可能具有一定的离散性,因此在工程中的应用受限。

1.2.5 其他方法

Wang 等^[93]采用三层网络模型开发了反向传播神经网络模型 (back-propagation neural network model),用于预测临空面和地面缓坡条件下的液化侧移。该模型受到数据容量、现场地质条件及模型训练的影响。

Chiru-Danzer 等^[94]基于 443 个实测侧移数据根据人工神经网络法提出了预测侧移的计算方法。该模型考虑了缓坡和临空面两种不同情况。

余跃心等^[95]采用神经网络预测模型对液化侧移进行研究,通过总结地震、地形和土体参数与液化侧移之间的关系,提出了相应的预测模型。研究表明该预测模型与实测数据较为吻合,两者相关系数较高。

Baziar 等^[96]基于 Bartlett 和 Youd 于 1992 年总结的 464 个侧移实例,使用人工神经网络(ANN)计算临空面条件和地面缓坡条件下的液化侧移。该模型用于预测 0.01~0.16 m 的液化侧移。

Javadi 等^[97]提出了基于遗传算法的液化侧移计算方法,利用数据库中的土体标贯值对模型进行训练和验证,针对临空面和缓坡两种情况提出相应的预测模型。该遗传算法模型能够有效描述侧移与其影响因素的关系,较多元线性回归模型更准确。

García 等^[98]提出一种模糊神经(neurofuzzy)的混合预测方法并在 NEFLAS 中进行实现。该方法包含了模糊算法预处理、神经网络与模糊算法的组合系统,采用模糊算法预处理去除原始数据中的误差较大的点,并利用模糊算法将数据点转换为单一变量。该模型由 3 个层次模型构成:区域模型、场地模型和土模型。分析结果表明,NEFLAS 可以预测的液化侧移小于或等于现场观测值的 10%。

Liu 等^[99]采用 Youd 的液化侧移数据库,对比了液化侧移的不同预测模型,针对临空面和缓坡两种情况研究了多元自适应回归样条分析模型(multivariate adaptive regression splines)、广义加性模型(generalized additive model)、神经网络模型(neural networks)、广义线性模型(generalized linear model)、鲁棒回归(robust regression)、回归树模型(regression tree)、支持向量机(support vector machine)、投影跟踪(projection pursuit)和随机森林(random forest)等 9 种模型。针对临空面和缓坡两种情况,随机森林模型得到的预测结果较好。

Liu 等^[100]在 2014 年提出液化灾害的概率模型。该模型适用于大变形情况。他们根据液化侧移实例进行回归分析并提出液化侧移超过 1.5 m 的概率函数。

陆迅^[101]以 MAPGIS 为研究平台,以唐山及南郊地区为研究对象,利用相应的钻孔资料和液化侧移简化计算方法,给出了该地区基于 MAPGIS 液化指数和场地侧移的区划图。

王志华等^[102]对土体液化大变形的研究进展进行总结,给出了当前土体

液化大变形的预测和分析方法,提出了孔压梯度驱动土体液化流动大变形的假设,但指出其理论需要进行理论和试验验证。

郑晴晴等^[103]通过蒙特卡洛法研究了液化侧移公式中场地的随机性,提出了考虑峰值加速度和地震震级联合概率分布的方法,建立了区域性液化侧移的概率模型。

Khoshnevisan 等^[104]根据 2010—2011 年新西兰坎特伯雷地震中的静力触探值 (CPT),提出有一种新的基于静力触探值的最大似然概率模型。该模型引入了加权因子的最大循环剪应变提高模型的预测性,通过增加数据及考虑场地的地质条件提高模型的准确性。

Kaya^[105]通过对比多元线性回归拟合、多层感知模型 (multilayer perceptrons)、自适应神经模糊模型 (adaptive neuro-fuzzy inference systems) 和传统方法,得到多层感知模型 (MLP) 在预测临空面情况下预测液化侧移优于其他方法,多层感知模型 (MLP) 和自适应神经模糊模型 (ANFIS) 在缓坡地面预测中优于其他方法的结论。

Ekstrom 等^[106]提出了一种基于性能计算目标回归周期地震液化概率侧移的模型。该模型根据现场参数和液化侧移参考参数地图 (lateral spreading reference parameter maps) 预测液化侧移。他们利用 10 个具有 3 个回归周期的城市对模型进行验证分析。结果表明,该方法是一种误差小于 3% 的预测模型。

胡记磊^[107]基于概率方法,筛选了液化影响因素,提出基于贝叶斯网络的地震液化风险分析模型。在该模型基础上,他引入液化侧移作为液化灾害指标,将液化灾害模型用于液化后灾害评价中,通过数值模拟验证了该模型。

张政等^[108]基于贝叶斯网络方法,综合考虑液化侧移的影响因素,建立了液化侧移预测模型,通过对台湾集集 (Chi-Chi) 地震中的液化侧移进行分析,验证了该模型的可靠性。

李程程等^[109]基于 3D-GIS 技术提出液化侧移区划方法,应用该方法建立在 7.8 级地震下唐山南区的液化侧移等级分布图,通过与震后航拍结果对

比证明该方法具有可行性。

其他计算液化侧移的方法主要是根据概率统计、神经网络等手段对已有的液化侧移进行总结分析,并提出相应的预测模型。其他法计算液化侧移的方法较多依赖于数学模型,而忽略了液化侧移的实质,也未考虑液化过程中土体应力应变或孔隙水压力的变化,在工程实践中,其应用性受到了一定限制。

综上所述,液化侧移的计算方法主要集中于经验公式法和半经验公式法、Newmark 滑块法、数值算法、试验法及其他方法。在这些方法中,经验公式法和半经验公式法在工程中应用最为广泛。在计算中,利用经验公式法和半经验公式法仅需根据现场勘察资料、相关地震参数及现场的几何尺寸得到所需的参数值并代入经验公式中即可确定液化侧移值。同时,侧移经验公式主要取决于液化侧移实例库,而我国在此方面研究较少,且缺乏相关的液化侧移资料,因此较多学者依据 Youd 等^[13]的实例库开展相应的研究。试验法对液化侧移的重现难度大,且在试验中受到试验模型尺寸、经费和测试条件的限制,因此试验法的应用受到了限制。根据概率统计提出的其他方法,更多的是选取液化侧移实例库,依靠数学模型对液化侧移进行预测,且在相关研究中仅对研究思路进行介绍,未给出相应的计算公式或者计算步骤,对工程实践来讲,其应用受到了极大的限制。Newmark 滑块法能够在一定程度上考虑液化侧移中上覆土的运动机制,但未能考虑在液化侧移中液化土残余剪切强度对侧移的影响,尽管有相关学者利用 Newmark 滑块法进行液化侧移计算并考虑相关影响因素,但未对 Newmark 滑块法在液化侧移计算中的应用开展系统研究。数值计算方法可以通过不同的本构模型弥补 Newmark 滑块法在计算液化侧移中的不足,综合反映场地地层构成和液化特征。因此,非常有必要对 Newmark 滑块法在液化侧移计算中的应用开展系统研究,同时结合数值计算方法,提出能够考虑液化特征的液化侧移计算方法。

1.3 本书主要内容

针对现有地震液化侧移计算方法的不确定性,为提出适用于工程实践的液化侧移计算方法,需按照一定的顺序进行研究。现将本书的研究内容介绍如下:

第1章介绍了本书的选题背景和研究意义,对液化侧移的计算方法进行了总结,对不同的液化侧移计算方法进行了评价,对液化侧移算法的研究提出了相应的解决思路和方法。

第2章对主要的液化侧移实例进行搜集整理,建立了具有完整实例信息的液化侧移实例库;采用Newmark 滑块法和液化土残余剪切强度计算公式开展场地液化侧移计算方法系统研究:构建每个侧移实例的地层剖面,确定非液化土的土层参数,确定液化土的标贯值,根据3种液化土残余剪切强度计算公式计算液化土的残余剪切强度并求屈服加速度;输入场地或邻近场地的地震记录,根据Newmark 滑块法对每个液化侧移实例进行计算,得到液化侧移值,将每个液化侧移值与现场记录值进行对比,对根据3种液化土残余剪切强度计算公式对应得到的液化侧移值进行对比,对侧移比(计算侧移值与现场记录值的比)进行概率统计分析,确定不同液化土残余剪切强度计算公式下Newmark 滑块法的适用性,对该计算方法的结果进行概率分析,给出相应的结论。

第3章应用不同的等效线性分析软件对金银岛(Treasure Island)液化侧移实例进行反卷积分析,根据相应的地层剖面和土层参数建立一维场地响应模型,采用其附近的Yerba Island 基岩地震波作为地震输入,利用4个等效线性程序SHAKE 2000、DEEPSOIL、EERA、Strata,分别计算地表的加速度时程、地表加速度时程的加速度反应谱、地表加速度时程的傅立叶幅值谱、土层峰值加速度随深度的变化、最大剪应变随深度的变化规律,分析4个等效线性程序的不同点,确定等效线性分析软件的适用性。

第4章提出根据PM4sand 砂土本构模型和有限差分法计算液化侧移的计算方法;根据金银岛(Treasure Island)的液化侧移记录,应用有限差分软件,建立二维模型,采用PM4sand 液化模型模拟砂土,采用邻近场地的地表地震波进行反卷积运算获得基岩地震输入;分别得到场地的孔隙水压

力变化、地表加速度时程、地表加速度反应谱、PGA 随深度的变化、最大剪应变和场地液化侧移随时间的变化曲线，将分析得到的液化侧移与实测值进行对比，验证根据 PM4sand 砂土本构模型和有限差分法计算液化侧移方法的适用性。

第 5 章提出基于场地液化特征的液化侧移算法，选取 5 个记录完整的液化侧移实例，根据有限差分计算得到场地的液化时间，并得到地表和液化土下的地震波，根据液化土的残余剪切强度计算场地的屈服加速度，应用 Newmark 滑块法，分别输入地表地震波、考虑液化时间的地表地震波和液化土下考虑液化时间的地震波；将基于场地液化特征算法得到的液化侧移值与现场记录值对比，分析该方法的准确性和适用性。

第 6 章根据一维非线性场地响应分析提出的液化侧移计算方法，利用一维非线性场地响应程序对液化侧移实例进行分析，求液化时间和场地液化土层下的地震波；应用 Newmark 滑块法，输入液化土层下考虑场地液化时间的地震波，求场地的侧移值并与实测值进行对比；同时与第 5 章和第 4 章提出的液化侧移计算方法进行对比分析，确定基于一维非线性场地响应分析提出的液化侧移计算方法的准确性。

第 7 章对已有的液化侧移计算方法进行对比分析，总结 Newmark 滑块法和数值计算方法原理的不同，根据典型的液化侧移场（WLA 液化台阵），分析不同本构模型对液化侧移计算结果的影响，总结在不同液化土本构模型条件下，场地的超孔隙水压比、地表响应、液化侧移值及液化前后对应地面谱加速度的变化规律。

