

黄文熙讲座

砂土动力学若干基本理论探究

张建民

(清华大学土木水利学院岩土工程研究所 / 清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084)

摘 要: 简要综述了笔者近三十年来在砂土动力学 5 个基本理论方面的主要研究成果, 包括: ①支配砂土动有效抗剪强度变化的六个基本效应与瞬态有效动强度理论及其细观物理基础; ②砂土可逆性与不可逆性剪胀等动本构规律及循环本构理论模型; ③砂土震动液化大变形的本构规律、物理机制、本构模型和零应力点算法等本构理论及预测方法; ④粗粒土与结构接触面的三维静动力学规律及本构理论模型; ⑤考虑刚性挡土结构与地下浅埋结构侧向位移的地震土压力计算理论及实用算法。这些成果是在一系列测试技术研发以及较为深入细致的现象观察、试验模拟、数值仿真、机理探究和理论思考的基础上获得的比较系统的认知与进展。这些研究着眼于理解和描述地震荷载作用等引起的“循环效应”, 着力于探究和揭示不同条件下砂土的动力学行为及其内在规律, 着重于发展和完善“物理概念正确、数学模型简单、参数便于确定、分析简便实用”的计算模型及方法, 以期对丰富土动力学基本理论内涵和解决实际土工抗震边值问题能有所裨益。

关键词: 砂土; 循环加载; 动强度; 本构关系; 液化; 接触面; 大变形; 地震土压力

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2012)01-0001-50

作者简介: 张建民 (1960-), 男, 博士, 教授, 专心于土动力学及岩土与结构震动相互作用的科研和咨询工作。
E-mail: zhangjm@tsinghua.edu.cn



New advances in basic theories of sand dynamics

ZHANG Jian-Min

(Institute of Geotechnical Engineering / State Key Lab of Hydrosiences and Engineering,
School of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: The main achievements on basic theories of sand dynamics, which are developed by the author et al. in the past three decades, are summarized from the following five aspects: 1) 2D and 3D dynamic effective strength criteria considering six frictional and non-frictional effects, 2) a cyclic elasto-plastic model based on several new experimental findings of constitutive laws such as reversible and irreversible dilatancy, 3) a constitutive theory of large post-liquefaction deformation with emphasis placed on the establishment of a cohesive theoretical framework consisting of mechanical laws, physical mechanism, constitutive description, numerical algorithm and pragmatic methods of prediction, 4) a static and cyclic elasto-plastic model for interfaces between soil and structure, which are established based on five basic experimental laws, and 5) seismic earth pressure theory for rigid retaining walls and shallow-buried structures under any lateral displacements. These new advances are obtained based on experimental observations, numerical simulations, mechanism analysis and theoretical descriptions. Special attention in the present study is paid to deep understanding of the realistic dynamic behaviours, rational description of the cyclic effects of dynamic loadings such as induced by earthquakes, and new developments of simplified and pragmatic methods of prediction.

Key words: sandy soil; cyclic loading; dynamic strength; constitutive relations; liquefaction; interface; large deformation; seismic earth pressure

0 引言

近半个世纪以来, 国内外对地震荷载作用下的土动力学问题的研究日趋活跃, 并且不断向更深的层次和更广的范围发展^[1-2]。究其原因, 一方面是因为世界范围内强地震活动频繁以及确保各类工程结构和基

础设施抗震安全的迫切需求在客观上所起的推动作用, 另一方面归因于大容量高速电子计算机和以有限单元法为代表的数值计算技术的迅速发展、以及不

基金项目: 国家自然科学基金重点项目 (No. 51038007), 国家自然科学基金项目 (No. 51079074, No. 50979046)

收稿日期: 2011-12-16

同学科间的相互渗透和土工动力测试技术水平的迅速提高。后者不仅为土动力学问题的研究提供了理论基础或方法论上的新启示,使人们有可能从更高和更普遍的角度去把握土动力学问题的规律性,同时也提供了从材料到模型到原型的不同层次科学问题研究的新手段,使过去为了易于数学处理和方便计算而人为做出的过于简化的假定不再绝对必需。因此,出现了一些过去难以涉猎的新领域,显示了当代土动力学问题研究的新特点和新趋向^[3-9]。

其一,更加注重土动本构关系的研究,逐渐摆脱了长期以来将动强度和动变形问题相互割裂开来的研究和表述方法,逐渐突破了土静力学和经典力学研究思想方法的束缚及不合理应用,从早期的将土视为线弹性或黏弹性介质的研究,发展到将土视为弹塑性或黏弹塑性介质由唯象论出发的研究,发展到将土视为理想粒状介质或多孔多相松散介质由细观组构出发的研究,发展到以描述“循环效应”和“速率效应”为核心,注重揭示细观组构变化与宏观力学响应之间的定量关系,注重探究土的剪胀性、各向异性和结构性之间存在的相互联系,注重寻求多相多过程动力响应规律及其热力学基础,试图建立更加接近于土实际动力响应规律的本构理论模型。

其二,更加注重地震荷载作用下土体与结构动力相互作用的研究,尽管拟静力法和人为地将土体与结构物隔离开来进行分析的方法仍然是当前抗震设计的主流。已有研究更多的集中于描述强震环境下土体与结构材料均可能呈现出的非线性、弹塑性或塑性流动,模拟土体与结构物之间接触面处可能发生的局部脱开、滑动、错位和张闭等非连续变形现象,再现土体与结构系统动力响应的行为、过程和后果,发展合理的地震动输入机制、动力分析模型及求解方法,评价动力灾变过程、致灾机理及抗震减灾措施,同时通过引入土体震动变形参量对拟静力法进行改进。

其三,更加注重土动力试验设备与测试技术的研发和改进。由于土的碎散性、多相性和天然性(以及由此导致的结构性、非均匀性、各向异性和时空变异性),导致了土的动力性态随其粒度、密度、湿度和结构性的不同而千差万别,室内外试验仍是观察、认识、理解和揭示土动力学规律的最为重要的手段和途径。国内外相继发展了空心圆柱试样循环压扭试验机、大型循环加载三轴试验机、三维循环加载接触面试验机等多种新设备及测试新技术,日本研发了承载能力高达1200吨的巨型模型试验振动台E-Defence^[10]。特别是,由于地震发生的随机性和难以预测性,震害调查和动力模型试验受到高度重视,其中土工离心机振动台试验技术在再现动力响应、观察物理机制、揭示客

观规律和检验理论模型等方面已发挥了突出的优势,成为土动力学与土工抗震工程研究进程中的一个重要里程碑。

其四,主要偏重于地震荷载作用下砂土动力学问题的研究。一方面由于黏性土的渗透系数较小,在地震荷载作用的频率范围内,难以在材料试验中均匀地再现和正确地测定土样的孔隙压力、有效应力和应变的真实变化,亦难以采用有效应力法对试验成果进行分析和评价,所以长期以来黏性土动力学课题少有创新性和有价值的研究进展。另一方面,由于无黏性土、特别是饱和砂土震害现象居多,对各类动荷载作用有着特殊的敏感性而在土动力学研究中占据着特别重要的地位。随着地震引起的往返荷载作用强度由小到大的不同,饱和砂土可能在弹性、黏弹性或塑性变形范围内工作,甚至会产生液化大变形或流滑失稳。对小应变条件,将砂土视为弹性或黏弹性体的土动力学理论研究还相对比较成熟,其中动本构关系研究的核心是确定弹性参数(动模量、泊松比等)和阻尼比。对处于弹塑性或塑性变形以及液化大变形范围的砂土动力学基本理论的研究,一直是国际岩土地震工程领域研究的热点和难点课题之一。

本文将简要介绍笔者近三十年来在砂土动力学5个基本理论方面的主要研究成果,包括:①支配砂土动有效抗剪强度变化的六个基本效应、强度准则和特征规律等构成的瞬态有效动强度理论以及支配强度发挥的细观物理机制;②砂土可逆性与不可逆性剪胀等动本构规律及循环本构理论模型;③砂土震动液化大变形的本构规律、物理机制、本构模型、零应力点算法等本构理论及预测方法;④粗粒土与结构接触面的三维静动力学规律与本构理论模型;⑤可考虑刚性挡土结构侧向位移的地震土压力计算理论及实用算法。其中部分成果是与近十多年来笔者所指导的多位博士研究生一起完成的^[11-19]。这些成果更注重研究地震荷载作用的“循环效应”,以揭示砂土的本构规律为核心,是笔者及合作者在一系列试验测试技术研发^[20-28]以及较为深入细致的现象观察、试验模拟、数值仿真、机理探究和理论思考的基础上获得的主要认知和研究进展。文中如无特别提及,则主要针对的是饱和砂土。

1 六个基本效应和瞬态动有效强度理论

依据现代土动力学的观点,砂土的动强度理论以有效应力表述为基础,构成砂土动本构理论的重要组成部分,亦是判定地震等动荷载作用条件下砂性土体破坏与否的重要科学依据。然而,迄今被国内外广泛采用的土动强度的描述方法是,采用振动三轴等室内土动力特性试验,确定出一定破坏标准下动应力幅值

和相应破坏振次之间的关系（称之为动强度曲线），并由此推算出动强度指标。这类曲线总是针对不同的土性与固结应力条件而分别提出的，只能够在一定程度上粗略地估计动强度的大小。相应地，土的动强度被定义为，在给定振动次数下达到某一指定破坏标准所需要的动应力幅值，或者在给定动应力幅值条件下达到某一指定破坏标准所需要的振动次数。这种动强度的概念，简单实用且易于测定，但它只能基于总应力表述，局限于低频等幅简单循环加载作用条件，将其称之为循环动强度。笔者等（1987）提出土的瞬态动有效抗剪强度的概念^[29]，简称为瞬态动强度。土的瞬态动强度被定义为各种动力加载条件下土抵抗剪切作用的极限能力。

本节将简要介绍构成砂土瞬态动有效强度理论科学内涵的六个基本效应、强度准则、特征规律以及控制强度发挥的细观物理机制。

1.1 砂土动有效内摩擦角的唯一性

静力加载条件下砂土的有效内摩擦角 ϕ'_s 可由 Mohr-Coulomb 准则来定义。相应地，对地震等引起的往返动力加载条件下砂土的动有效内摩擦角 ϕ'_d 在常见的荷载作用频率范围内（譬如 0.1~20Hz）是否与静有效内摩擦角 ϕ'_s 相等，曾经有过不少的争议^[1]。

研究发现^[29-31]，饱和砂土的动有效内摩擦角 ϕ'_d 的试验测定，明显地受以下四个关键因素的影响：①施加往返加载作用的作动器与压力容器之间的接触滑动等因素引起的仪器系统阻尼力，②快速加卸载作用引起的饱和砂样的惯性力，③随试样变形增大而出现的应变局部化和④孔隙水压力测量的滞后性。

采用仪器系统阻尼力的“水试样”校正法、试样惯性力的估算法等^[20,29,31]，有效地消除和校正了上述因素的影响，并基于 0.1~20Hz 往返加载频率的大量试验成果，证明了砂土的动有效内摩擦角 ϕ'_d 与静有效内摩擦角 ϕ'_s 相等，不受振动频率、循环次数和固结应力比的影响，亦即

$$\phi'_d = \phi'_s \quad (1)$$

为简便计，下文中不再区分 ϕ'_d 和 ϕ'_s ，简记为 ϕ' 。

1.2 三种非摩擦现象与非摩擦效应

(1) 不可逆性剪胀效应^[32-34]

图 1 分别示出了由不排水循环三轴和循环扭剪试验测定的两种饱和砂土的有效应力路径。大量类似的试验成果表明，1) 有效应力路径达到通过原点的临界应力状态线（CSL）之前，每次越过相转换状态（Phase-transformation state）^[35]之后，总是趋近然后沿着与 CSL 平行的一条直线（记为 MCSL）上移动，亦即在 MCSL 与 CSL 上移动的有效应力路径是相互

平行的；2) MCSL 随循环次数的增加，逐渐向原点方向平行移动并最终与 CSL 重合；3) 该现象被概括于图 2，其中 σ_r 被定义为参考应力。

非零的参考应力 σ_r 的客观存在，表明不排水往返加载过程中 MCSL 成为该加载时段的不可逾越的界限应力状态线，此时段内 t 时刻所发挥出的动有效摩擦强度 $\tau_{f,t}$ ，不是与 t 时刻的法向有效应力 $\sigma'_{f,t}$ 成正比，而是与该时刻的应力差 $(\sigma'_{f,t} - \sigma_{r,t})$ 成正比，亦即

$$\tau_{f,t} = (\sigma'_{f,t} - \sigma_{r,t}) \tan \phi' \quad (2)$$

式中，下标 f 指此处表述的有效摩擦强度分量。

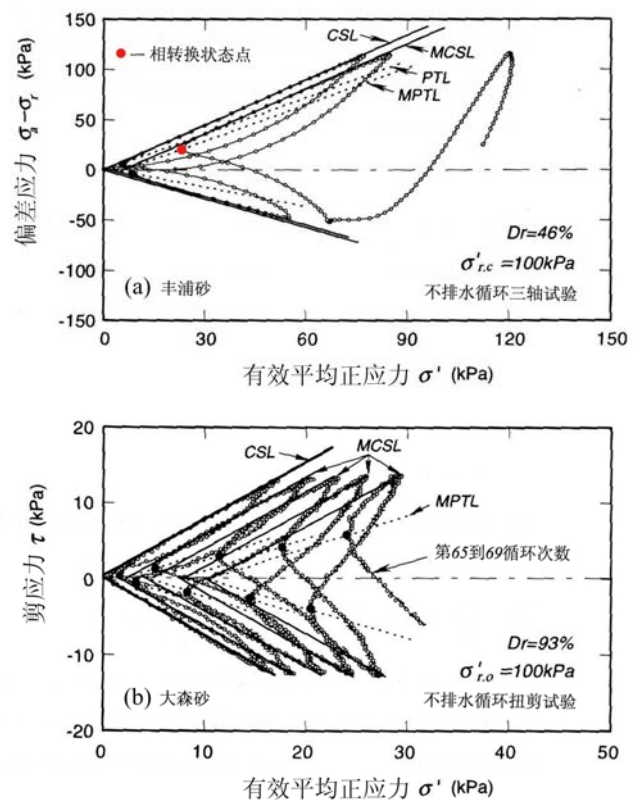


图 1 有效应力路径的平行变化^[32]

Fig. 1 Parallel change of effective stress path^[32]

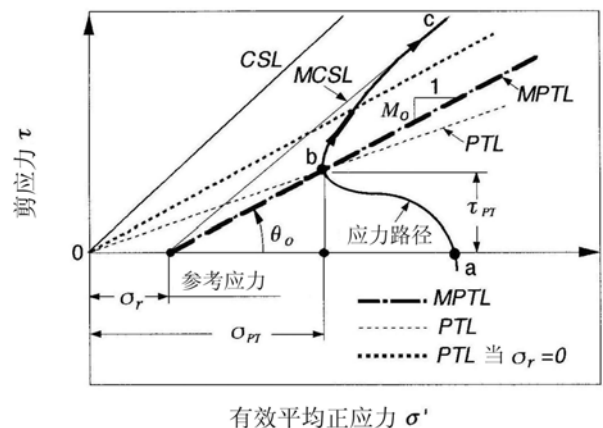


图 2 MCSL 和 MPLT 概念的示意图

Fig. 2 Schematic diagram formulating MCSL and MPLT

非零的参考应力 σ_r 对相转换状态的影响有良好的规律性。如图 2 所示, 定义一条与 $\sigma_r = 0$ 时的相态转换线(PTL)平行的直线 MPTL, 让 MPTL 随 MSCL 一同平行移动。试验证实了 MPTL 与 $\sigma_r = 0$ 时的 PTL 的斜率总是一致的^[33]。但是, 如果采用 Ishihara 等定义的 PTL^[35], 因其始终通过原点, 它的斜率必然随循环次数逐渐增大而不保持为常数, 最后与 $\sigma_r = 0$ 时的 PTL 重合。基于 MPTL, 相转换状态可以被表述为

$$\tau_{f,t} = (\sigma'_{f,t} - \sigma_{r,t}) \tan \theta_o \quad (3)$$

式中 θ_o 称为相态转换角。

非零的参考应力 σ_r 的存在表明, 不排水往返加载条件下饱和砂土呈现出不可忽视的非摩擦现象。该现象的产生, 可归因于不排水剪切过程中饱和砂土产生的一个不可逆性剪切体应变分量 $\varepsilon_{vd,ir}$ 相对于剪应变 γ 的变化率, 已证明^[32]

$$\sigma_r = -\left(\frac{\alpha \sigma'_{PT}}{M_o} \frac{d\varepsilon_{vd,ir}}{d\gamma}\right) \quad (4)$$

式中, α 为材料参数, 其余符号的意义见图 2。

鉴于上述的非摩擦现象及其产生原因, 将这样一种非摩擦性力学行为定义为不可逆性剪胀效应^[32,34]。

(2) 大应变速率时的动粘阻效应^[29]

地震等引起的往返荷载作用与静荷载作用的一个根本差别表现为前者具有显著的速率效应, 特别是饱和砂土产生液化大变形的情形。所以, 往返荷载作用下饱和砂土的瞬态动强度, 不仅主要取决于土颗粒间的摩擦力, 而且也受构成饱和砂土的土-水两相介质在快速动力加载下所产生的粘滞阻尼力的影响。因此, 饱和砂土的瞬态动有效抗剪强度可表述为

$$\tau_{d,t} = \tau_{f,t} + \tau_{\eta,t} = \sigma'_{t,t} \tan \phi' + \eta \dot{\gamma}_t \quad (5)$$

式中, $\tau_{d,t}$ 、 $\tau_{f,t}$ 和 $\tau_{\eta,t}$ 分别为 t 时刻饱和砂土的动有效抗剪强度、动有效摩擦强度分量和动粘阻强度分量; $\sigma'_{t,t}$ 为 t 时刻剪破面上的法向有效应力; $\dot{\gamma}_t$ 为 t 时刻剪破面上的剪应变速率; η 为动力粘阻系数。

公式 (5) 是一个可表征速率效应的瞬态有效抗剪强度公式, 其核心是描述了大应变速率时的动粘阻效应, 假定动粘滞阻尼力与应变速率成正比。此假定得到饱和砂土循环加载液化试验的初步验证^[29,34]。

(3) 动粘摩擦耦合效应^[32]

公式 (5) 中右端的第一项可进一步展开为:

$$\begin{aligned} \sigma'_{t,t} \tan \phi' &= (\sigma'_{f,t} + \sigma_{\eta,t}) \tan \phi' \\ &= \sigma'_{f,t} \tan \phi' + \sigma_{\eta,t} \tan \phi' \end{aligned} \quad (6)$$

式中, $\sigma_{\eta,t}$ 为 t 时刻作用在 Mohr-Coulomb 剪破面上的法向粘阻应力; $\sigma_{\eta,t} \tan \phi'$ 表征了粘滞阻尼与摩擦作用之间的耦合效应。尽管 $\sigma_{\eta,t} \tan \phi'$ 一项因其相对很小而可以忽略不计, 但是它的存在表明, 即使在 $\sigma'_{f,t} = 0$ 的液化状态下剪切, 饱和砂土都不应视为单纯的液体材

料。另一方面, 如果考虑动粘摩擦耦合效应, 则如 (5) 式所示, 瞬态动有效抗剪强度 $\tau_{d,t}$ 与法向有效应力 $\sigma'_{t,t}$ 成正比, 而不是与法向摩擦有效应力 $\sigma'_{f,t}$ 成正比。因 $\sigma'_{t,t}$ 比 $\sigma'_{f,t}$ 更易于确定, 所以考虑动粘摩擦耦合效应的瞬态动强度表达式更易于应用。

1.3 三种摩擦现象与摩擦效应

(1) 剪切吸水效应^[34,36]

将饱和土在自然排水条件下随着剪切作用而发生的含水量增大的行为和过程称为剪切吸水现象^[34]。剪切过程中饱和砂土的含水量随着剪应变变化的速率称为剪切吸水率, 其大小可用剪切吸水过程中体应变增量和剪应变增量之比来度量。为便于描述, 引入一个由 (7) 式定义的新参数 α , 称之为相对剪切吸水率。

$$\frac{d\varepsilon_{vd}}{d\gamma} = \alpha \left(\frac{d\varepsilon_{vd}}{d\gamma} \right)_{\text{drain}} \quad (7)$$

式中, $(d\varepsilon_{vd}/d\gamma)_{\text{drain}}$ 和 $d\varepsilon_{vd}/d\gamma$ 分别是完全排水剪切试验和剪切吸水试验的体应变增量与剪应变增量之比。很显然, 参数 α 表明了剪切吸水率的相对大小。 $\alpha = 0$ 和 1 分别对应着完全不排水和完全排水条件; $0 < \alpha < 1$ 为部分排水条件; $\alpha > 1$ 对应着强制吸水条件。

不同相对剪切吸水率的试验表明^[34]: 1) 具有相同初始密度的饱和砂土的临界应力状态线(SCL)的斜率 M_{cs} 随着相对剪切吸水率 α 的增大而增大; 2) 完全排水 ($\alpha = 1$) 条件下 CSL 的斜率 $M_{cs,d}$ 和有效内摩擦角 ϕ'_d 比完全不排水 ($\alpha = 0$) 条件下 CSL 的斜率 $M_{cs,u}$ 和有效内摩擦角 ϕ'_u 要大, 亦即 $M_{cs,d} > M_{cs,u}$, $\phi'_d > \phi'_u$ 。由 Mohr-Coulomb 准则和图 2, 在 $\sigma' \sim \tau$ 坐标系上定义 SCL 的斜率为

$$M_{cs} = (\tau / \sigma)_{\text{CSL}} = \sin \phi' \quad (8)$$

基于上述的规律性认识及理论分析可推证^[34]

$$M_{cs} = \alpha M_{cs,d} + (1 - \alpha) M_{cs,u} \quad (9)$$

亦可在 $p' \sim q$ 坐标系上定义 SCL 的斜率 M_{cs} :

$$q = M_{cs} p' = [\alpha M_{cs,d} + (1 - \alpha) M_{cs,u}] p' \quad (10)$$

$$\text{式中 } M_{cs,d} = 3 \sin \phi'_d / (\sqrt{3} \cos \theta_\sigma + \sin \phi'_d \sin \theta_\sigma), \quad (11a)$$

$$M_{cs,u} = 3 \sin \phi'_u / (\sqrt{3} \cos \theta_\sigma + \sin \phi'_u \sin \theta_\sigma) \quad (11b)$$

$$\text{其中 } p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3, \quad (12)$$

$$q = \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2} / \sqrt{2} \quad (13)$$

显然, (8) 或 (9) 式表明任意相对剪切吸水率 α 时的临界状态应力比 M_{cs} 可由 $M_{cs,u}$ 和 $M_{cs,d}$ 线性插值得到, 且插值权重为相对剪切吸水率 α 。这意味着相对剪切吸水率控制着瞬态动抗剪强度包线的斜率。本质上说, 剪切吸水效应的不同, 决定了表观摩擦系数 $\tan \phi'$ 的大小, 直接影响到法向有效应力一定时的瞬态动有效抗剪强度的大小。

(2) 压剪耦合效应^[34,37]

将土在加载过程中压缩与剪切同时发生的现象称为压剪耦合。如果将小主应变增量 $\Delta\epsilon_3$ 与大主应变增量 $\Delta\epsilon_1$ 的比值记为 R_ϵ ，亦即 $R_\epsilon = \Delta\epsilon_3 / \Delta\epsilon_1$ ，则沿着常应变增量比路径加载时，Gudehus 等发现砂土最终将达到一个稳定的应力状态，称之为渐近状态^[38]。Chu 等揭示了渐近状态是比临界状态更为一般的概念^[39]，后者是前者在没有土体压缩的常体积剪切破坏时的一个特例。笔者（1997）给出了定量描述渐近状态对应的应力比 $(\sigma'_3 / \sigma'_1)_{asy}$ 与应变增量比 R_ϵ 之间关系的数学表达式，亦即二维渐近状态准则^[34]

$$\left(\frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} \right)_{asy} = \frac{1 - \sin \phi'}{1 - \sin \phi' \cdot R_\epsilon} \quad (14)$$

依据 Mohr-Coulomb 准则，由 (14) 式可推得砂土起动的有效内摩擦角 ϕ'_{mob} 与应变增量比 R_ϵ 的关系：

$$\sin \phi'_{mob} = \frac{\sin \phi' (1 - R_\epsilon)}{2 - \sin \phi' (1 + R_\epsilon)} \quad (15)$$

应变增量比 R_ϵ 实质上是一个表征压缩与剪切耦合作用程度的指标。由 (14) 和 (15) 式可知，在平面应变条件下， R_ϵ 越接近于 1，小主应变增量 $\Delta\epsilon_3$ 与大主应变增量 $\Delta\epsilon_1$ 越接近，压缩效应越突出，剪切效应越小；当 $R_\epsilon = 1$ 时达到等向压缩，剪切效应为零， $\phi'_{mob} = 0$ ；反之， R_ϵ 越小，则小主应变增量 $\Delta\epsilon_3$ 与大主应变增量 $\Delta\epsilon_1$ 的差异越大，剪切效应越大，压缩效应越小，所发挥的摩擦角 ϕ'_{mob} 增大；当 $R_\epsilon = -1$ ，则 $\phi'_{mob} = \phi'$ ，砂土达到剪切效应卓越的临界应力状态。

显然，压缩与剪切作用耦合效应（简称为压剪耦合效应）的不同，直接影响到可起动的表观摩擦系数 $\tan \phi'_{mob}$ ，从而影响到砂土可发挥的抗剪强度的大小。

(3) 中主应力效应^[34,40]

三维复杂动力加载条件下砂土的瞬态动有效强度研究的核心，是阐明中主应力 σ'_2 的影响规律。关于中主应力对静强度影响的研究已有不少，笔者侧重研究三维动力加载作用的情形。基于大量的饱和砂土振动三轴和振动扭剪试验的组合对比和分析表明：1) 三维往返加载条件下饱和砂土的瞬态动有效强度也可分解为一个动摩擦强度分量和一个动粘阻强度分量，其中动摩擦强度分量服从 Matsuoka 准则，动粘阻强度分量在实际应变速率不大的情况下可忽略不计。2) 有效应力空间中客观地存在着一个从剪缩到剪胀的相转换状态面，其形状与临界应力状态面相似。3) 三维动力加载条件下砂土的瞬态动有效强度参数不因往返加载频率的不同而变化。

1.4 二维和三维瞬态动强度准则

(1) 二维强度准则^[32,34]

对六个基本效应的综合分析可知，三个摩擦效应

决定了砂土有效内摩擦角的取值，从而支配着瞬态动强度包线的斜率；三个非摩擦效应使临界应力线发生平移，从而决定了瞬态动强度包线的位置。基于 (2) 式和 (6) 式，可得到考虑三种非摩擦效应的二维瞬态动有效强度公式

$$\tau_{d,t} = \tau_{f,t} + \tau_{\eta,t} = (\sigma'_t - \sigma'_{r,t}) \tan \phi' + \eta \dot{\gamma}_t \quad (16)$$

剪切吸水效应和压剪耦合效应主要反映在有效内摩擦角 ϕ' 或表观摩擦系数 $\tan \phi'$ 的取值上。不考虑三个非摩擦效应时，(16) 式退化为 Coulomb 抗剪强度公式。

在往返荷载作用下，如果某一时刻 t 饱和砂体内任一点作用于某一面上的剪应力 τ_t 恰好等于砂土的瞬态动有效强度，亦即满足条件

$$\tau_t = \tau_{d,t} = (\sigma'_t - \sigma'_{r,t}) \tan \phi' + \eta \dot{\gamma}_t \quad (17)$$

则该点达到瞬态极限平衡状态。(17) 式给出了达到瞬态极限平衡状态时应力应该满足的基本条件，也称之为二维瞬态动强度准则。

为了便于表述，取 $\bar{\sigma}'_t = \sigma'_t - \sigma'_{r,t}$ ，上式可改写为

$$\tau_t = \tau_{d,t} = \bar{\sigma}'_t \tan \phi' + \eta \dot{\gamma}_t \quad (18)$$

图 3 给出了的瞬态动有效强度包线与应力摩尔圆之间的关系。值得注意的是，在 $\sigma'_{r,t} \neq 0$ 条件下，真正对发挥出的瞬态动有效强度有贡献的是 $\bar{\sigma}'_t$ 而不是 σ'_t ，所以称 $\bar{\sigma}'_t$ 为“真有效应力”。

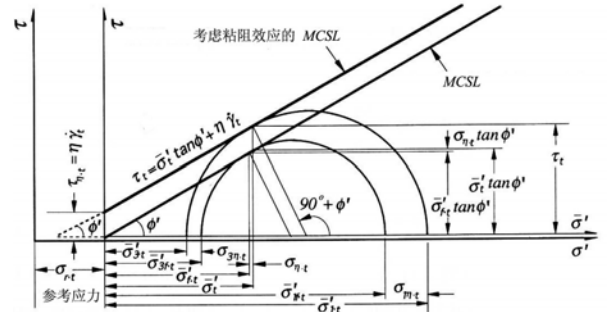


图 3 瞬态有效强度包线与摩尔应力圆

Fig. 3 Transient effective strength envelope and Mohr circle

一般地，真有效应力状态可定义为

$$\bar{\sigma}'_{ij,t} = \bar{\sigma}'_{fij,t} + \sigma_{\eta ij,t} = (\sigma'_{fij,t} - \sigma'_{r,t} \delta_{ij}) + \sigma_{\eta ij,t} \quad (19)$$

式中， δ_{ij} 为 Kronecker δ ，当 $i = j$ 时 $\delta_{ij} = 1$ ，当 $i \neq j$ 时 $\delta_{ij} = 0$ ； $\bar{\sigma}'_{ij,t}$ 、 $\bar{\sigma}'_{fij,t}$ 和 $\sigma_{\eta ij,t}$ 分别为真有效应力、真有效摩擦应力和参考应力张量。

根据 (18) 式和应力摩尔圆原理，瞬态极限平衡条件也可以表述为

$$\bar{\sigma}'_{1,t} - \bar{\sigma}'_{3,t} = (\bar{\sigma}'_{1,t} - \bar{\sigma}'_{3,t}) \sin \phi' + 2\eta(\dot{\epsilon}_{1,t} - \dot{\epsilon}_{3,t}) \cos^2 \phi' \quad (20)$$

为应用方便，也给出了 (18) 式的另一种表达：

$$q_t = \bar{p}_t \tan \bar{\phi}' + 3\eta \dot{\gamma}_t \quad (21)$$

式中， $\tan \bar{\phi}' = 3 \sin \phi' / (\sqrt{3} \cos \theta_\sigma + \sin \phi' \sin \theta_\sigma)$ ，(22) 其余请参见有关文献^[32,34]。

(2) 三维强度准则^[32, 34]

为描述中主应力效应, 采用了 Matsuoka 提出的空间滑动面(SMP)的概念^[41], 但没有直接扩展 Matsuoka 准则, 而是采用空间滑动面上作用的剪应力 $(\tau_t)_{SMP}$ 和法向有效应力 $(\sigma'_t)_{SMP}$, 直接写出与砂土的库仑强度公式在数学上同构的三维强度表达式

$$\tau_{SMP} = \sigma_{SMP} \tan \Phi' \quad (23)$$

式中, Φ' 是新定义的考虑了中主应力效应的表观有效内摩擦角。(23) 式意味着采用空间滑动面上发挥出的最大剪正应力比 $(\tau_{SMP} / \sigma_{SMP})_{\max}$ 来规定砂土的极限应力状态, 式中的 $\tan \Phi'$ 可理解为处于极限应力状态时砂土的表观摩擦系数。(23) 式与 Matsuoka 准则定义的空间极限应力状态面是完全重合的, 但比 Matsuoka 准则的表述在物理概念上更明晰。

可通过建立 Φ' 与 Mohr-Coulomb 强度准则中 ϕ' 的关系式 (24) 和 (25), 先试验测定 ϕ' , 再算定 Φ' 。

$$\tan \Phi' = 2\sqrt{2} \tan \phi'_{\text{triaxial}} / 3 \quad (24)$$

$$\tan \Phi' = \sqrt{2/3} \tan \phi'_{\text{torsional}} \quad (25)$$

式中, ϕ'_{triaxial} 和 $\phi'_{\text{torsional}}$ 分别为三轴试验和均压固结的扭转试验测定的有效内摩擦角。研究证实了两种不同试验确定的表观有效内摩擦角 Φ' 是等值的^[32, 34]。

进一步考虑三个非摩擦效应, 可写出与 (18) 式数学上同构的三维瞬态动有效强度准则:

$$\begin{aligned} (\tau_t)_{SMP} &= (\bar{\sigma}'_t)_{SMP} \tan \Phi' + \eta \cdot (\dot{\gamma}_t)_{SMP} \\ &= [(\sigma'_{f,t})_{SMP} + (\sigma'_{\eta,t})_{SMP} - \sigma'_{r,t}] \cdot \tan \Phi' + \eta \cdot (\dot{\gamma}_t)_{SMP} \end{aligned} \quad (26)$$

该式规定了考虑三种非摩擦效应的三维瞬态极限平衡条件, 式中有关量的定义与展开式详见文献^[32, 34]。

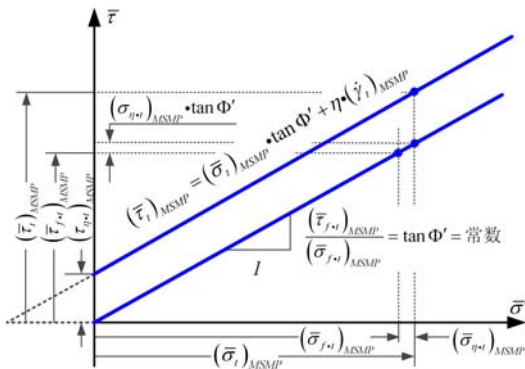


图 4 三维瞬态动强度包线

Fig. 4 Three-dimensional transient effective strength envelope

(3) 实用强度准则^[34]

强度准则 (26) 式在实际应用时存在两个缺陷: 其一, 加载过程中 SMP 的空间位置是变化的, 给 SMP 上应力状态和应变速率的计算带来相当大的困难; 其二, 在有效应力状态达到零点时出现 0/0 型, 在震动液化等涉及零有效应力状态的边值问题计算分析中难

以采用。为了克服上述的缺陷, 建议了一个采用应力参量 (p', q, θ) 表述的实用强度准则 (27) 式, 作为对 (26) 式的近似表述。

$$q_t = \bar{p}'_t \tan \psi' + 3\eta \cdot \dot{\gamma}_t \quad (27)$$

式中, ψ' 为表观有效内摩擦角, 可由下式确定

$$\tan \psi' = M_c / g(\theta_o) \quad (28)$$

$$g(\theta_o) = 1 + \frac{M_c}{6} (1 + \sin 3\theta_o - \cos^2 3\theta_o) + \frac{1}{M_c} (M_c - M_o) \cos^2 3\theta_o \quad (29)$$

$$M_c = 6 \sin \phi'_{\text{triaxial}} / (3 - \sin \phi'_{\text{triaxial}}) \quad (30a)$$

$$M_o = 2\sqrt{3} \sin \phi'_{\text{triaxial}} / \sqrt{3 + 4 \tan^2 \phi'_{\text{triaxial}}} \quad (30b)$$

该实用准则与 (26) 式的理论曲线对比表明, 两者相当一致, 已应用于有关边值问题的计算分析。

1.5 瞬态动强度的主要特征规律

与静有效抗剪强度理论相比, 瞬态动有效强度理论有下述的特征规律:

(1) 瞬态动强度公式与速率效应^[29]

瞬态动强度公式 (16) 揭示了往返加载条件下饱和和砂土的瞬态动有效抗剪强度是由相应时刻的动有效摩擦力和动粘滞阻尼力形成的, 它的大小与相应时刻的法向有效应力和动剪应变速率成正比。往返加载作用条件下, 当超孔隙压力发展水平较低时, 剪应变速率较小, 动粘滞阻尼力相对于动摩擦力较小, 实用条件下可忽略不计; 当超孔隙压力发展水平较高、特别是达到液化状态附近, 有效应力很小或为零, 剪应变速率显著增大, 动粘滞阻尼力的存在将明显地影响着土的受力和变形状态。对它考虑与否及考虑的是否合理, 将从根本上影响到计算和试验分析成果的合理性。

瞬态动强度公式同样适用于冲击荷载作用的情形。显著的速率效应是爆炸等单一脉冲荷载作用的最主要特征, 它会导致饱和和砂土瞬态动强度的明显增长。基于 (16) 式, 可以阐释强度增长的原因: 其一, 改变了有效应力路径, 使达到瞬态极限平衡状态时的法向有效应力明显增大, 从而使发挥出的瞬态动强度增大。随着加载速率的增大, 不排水条件下超孔隙压力会显著降低、甚至出现负值。在排水条件下孔隙水会因来不及排出而接近不排水条件, 甚至引起负孔压。无论是排水还是不排水条件, 超孔压的降低甚至负值的出现, 皆因土颗粒来不及发生错动和重新排列同时还会出现松胀趋势。这是瞬态动强度增大的主因。其二, 构成饱和砂土的土-水两相介质产生了随应变速率而增大的粘滞阻尼力。

(2) 瞬态极限平衡与动力破坏^[29, 42]

瞬态动强度准则 (18) 和 (26) 式给出了二维和三维瞬态极限平衡条件。往返荷载作用下达至极限平衡状态和产生动力破坏是截然不同的两个概念, 主要体现在如下两个方面:

首先, 往返加载作用下瞬态极限平衡状态的出现, 在时间域上具有间歇性。如果以往返加载过程中第一次达到相转换状态点(初始剪胀)和第一次达到瞬态极限平衡状态作为特征点, 可将整个往返加载动力失稳过程划分成三个阶段。第一个阶段内砂土只会发生剪缩; 出现初始剪胀后进入第二阶段, 因剪胀及随后反向剪缩的交替发生, 瞬态动强度的发挥出现一个质的变化; 从第一次达到瞬态极限平衡状态开始进入第三阶段, 随后极限平衡状态在时间域上间歇性的出现, 同时达到极限平衡状态的时间段亦持续增长, 从而加速了饱和砂土的动力破坏进程。显然, 整个动力失稳过程中, 土的动有效强度是瞬态变化的, 动力破坏、初始液化和液化后大变形都发生在动力失稳的第三阶段上。

其次, 往返加载作用下的动力破坏是变形充分发展和积累的结果。达到瞬态极限平衡状态, 在时间域上只是一个瞬间或一个时段, 并不意味着产生动力破坏, 只反映了该时刻动强度已得到充分发挥, 而产生动力破坏的变形是需要逐周累积的。所以, 动力破坏标准通常取用某一指定的破坏应变, 譬如, 指定双幅剪应变达到 5%、10% 或 15% 作为判定破坏与否的标准。值得提及的是, 静力加载条件下, 达到极限平衡状态, 就意味着破坏, 所以静力极限平衡条件亦称之为破坏条件。这是在往返加载作用条件下的“瞬态动强度”和“瞬态极限平衡状态”的定义中冠以“瞬态”的缘由之一。

(3) 循环动强度与瞬态动强度

循环动强度被定义为在一定振动次数(或一定动应力幅值)下达到某一指定破坏标准所需要的动应力幅值(或循环次数)。这种基于总应力表述的动强度的概念, 简单明了, 实用直观, 与当前广泛采用的土动强度的实用测定与表述方法相配套, 亦与当前解决土工抗震边值问题的等效线性动力分析中所需指标相适应。特别是在多种简化动力分析中将实际地震荷载等不规则的往返加载作用在损伤累积破坏意义上“等效”地转换成规则的等幅循环加载作用, 在此“等效”的基础上再采用循环动强度的概念, 具有便于试验测定和评价的优点。这种基于损伤累积破坏意义上的土动强度的大小, 依赖于所取的破坏标准。当选用的破坏标准与确定动力破坏的标准一致(譬如, 均取双幅剪应变 10% 作为破坏标准)时, 循环动强度与动力破坏两者则表征着完全相同的动力破坏状态, 具有完全相同的物理内涵。所以, 循环动强度与其说是对动强度的度量, 不如说是简化条件下判定动力破坏的指标。

与瞬态动强度相比, 循环动强度存在着明显的缺陷: 不能反映往返荷载幅值变化的不规则性和三维复

杂动力加载条件, 不能适用于速率效应显著的冲击荷载情形, 仅能用于低频等幅简单循环加载作用条件。特别是循环动强度的概念将动强度问题和动变形问题相分离, 忽视了动强度与动变形之间的本质关系及其共同的物理基础。所以, 如果将循环动强度视为度量往返加载条件下土的“动强度”大小的指标, 则的确存在着上述的缺陷, 但将它用作判定“动力破坏”的指标时, 则是既简便又合理的。

瞬态动强度的物理内涵和数学表述, 构成了现代土动本构理论的一个不可分割的组成部分, 可明晰地定义饱和砂土在复杂往返加载或单调快速加载条件下每一时刻所具有的有效抗剪能力, 定量地揭示了动强度的瞬态变化性和速率相关性及其与动力破坏之间的本质联系和区别。

1.6 控制强度发挥的细观物理机制^[43, 44]

支配瞬态动强度发挥的六个基本效应, 本质上是瞬态极限平衡状态下饱和砂土对不同加载路径、循环效应和速率效应的宏观力学响应。三个摩擦效应决定着表观摩擦系数或有效内摩擦角的取值, 成为支配动强度发挥水平的内在原因。三个非摩擦效应仅在特定加载路径和应变速率条件下使瞬态动强度包线发生平移而对动强度发挥产生一定影响。摩擦效应对动强度发挥的支配作用, 有其客观的细观物理基础, 主要取决于土颗粒集合体内发生的滑移、偏转和破碎三个细观颗粒形变机制及其组合变化的内在规律。

(1) 理想粒状材料试验: 材料、测试与效果

精心制备了三个系列的二维理想粒状材料, 包括圆棒、椭圆棒和“簇颗粒棒”, 分别示于图 5 的 (a)、(b) 和 (c)。为模拟、对比和探究固有各向异性的影响, 考虑到颗粒形状及其长轴定向性是粒状材料形成固有各向异性的内在原因, 选择了不具备固有各向异性的圆棒集合体和具有固有各向异性的长轴定向排列的椭圆棒集合体, 后者可视为对称轴垂直于沉积面的横观各向同性材料。为模拟天然砂土的颗粒破碎现象, 簇颗粒棒由若干截面尺寸更细小的子棒粘结而成。三个系列粒状材料的粗、中、细颗粒按照一定混合比例组成试样, 如图 5 中 (d) 到 (f) 所示。自主研发了一台可在竖直和水平两个方向独立施加正应力和控制试样宏观应力应变的双轴压缩仪^[24], 并自主研发了基于数字图像的细观组构量测技术与特征分析算法^[27]。

从设备研制开始历时六年多, 对上述 3 个系列二维理想粒状材料的试样进行了共 230 多个等向压缩、等 p 剪切和等侧向应力剪切的 3 种应力路径的系列化试验。图 5 中 (d) 到 (f) 示出了一组典型的达到剪切破坏状态的试样, 其中 (g) 到 (i) 给出了剪切带附近的放大图。对椭圆棒试样, 定义初始沉积面与大

主应力作用面的夹角为大主应力方向角 δ 。图 6 和图 7 分别给出了 $\delta=0^\circ$ 和 $\delta=60^\circ$ 的椭圆棒试样在等 p ($=200\text{ kPa}$) 试验过程中的竖向位移发展, 其中 (a)、(b) 和 (c) 分别为达到最大体积收缩、峰值强度附近和残余强度的三个状态。对比图 6 和图 7 可知, 随竖向沉降量增大, 两个具有不同 δ 值的椭圆棒试样最终形成的剪切带方向是一致的。

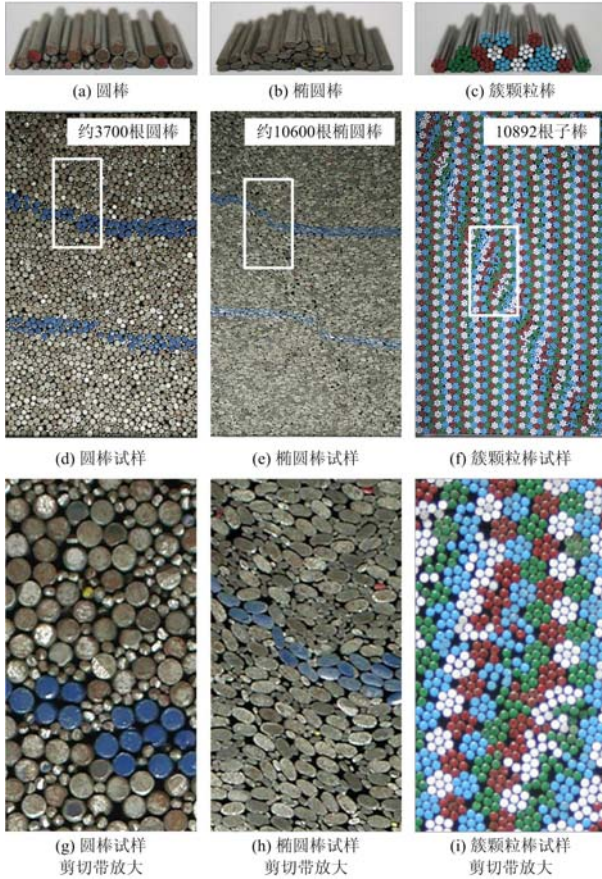


图 5 三个系列二维理想粒状材料的照片^[44]

Fig. 5 Specimens of three types of two-dimensional particles

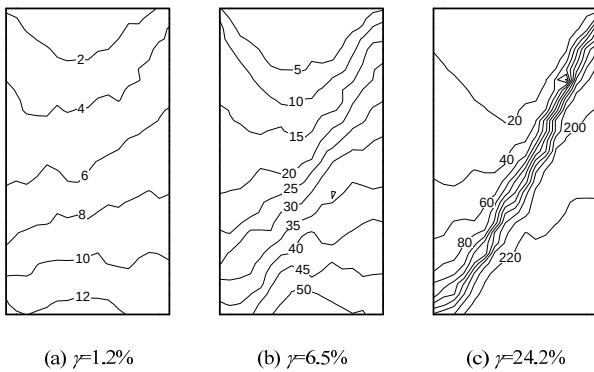


图 6 $\delta=0^\circ$ 的椭圆棒试样竖向位移场发展过程, 单位 mm
($p=200\text{ kPa}$ 且为常数)

Fig. 6 Development of vertical displacement field of elliptical particles with $\delta=0^\circ$ and p kept equal to 200 kPa

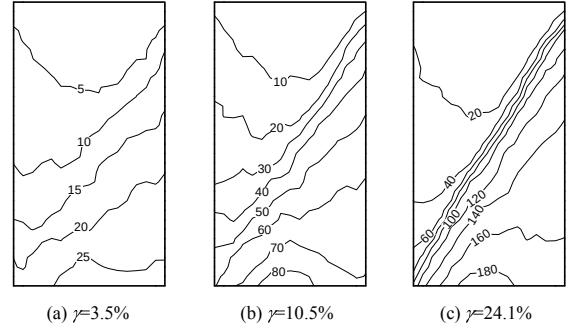


图 7 $\delta=60^\circ$ 的椭圆棒试样竖向位移场发展过程, 单位 mm
($p=200\text{ kPa}$ 且为常数)

Fig. 7 Development of vertical displacement field of elliptical particles with $\delta=60^\circ$ and p kept equal to 200 kPa

通过对颗粒棒、集合体与宏观响应三个尺度上的精细对比和系统分析, 获得下述的规律性认知和结论。

(2) 卓越剪切方向: 剪切带生成方向的唯一性

基于试验成果的数字图像分析发现, 对具有固有各向异性的椭圆形颗粒集合体, 唯一地存在着一个卓越剪切方向。该方向与大主应力 σ_1 作用面的夹角成 $45^\circ + \phi_{cr}/2$, 其中 ϕ_{cr} 为表观滑动摩擦角。所有颗粒长轴完全按照同一方向排列并沿着长轴方向剪切到剪切带完全形成, 便可测定出 ϕ_{cr} 。对试验采用的椭圆形棒集合体, 测得 $\phi_{cr}=27^\circ$ 。显然, 表观滑动摩擦角的大小, 取决于材料颗粒表面摩擦特性以及完全定向排列颗粒集合体顺其长轴方向产生相对滑移所呈现的表观摩擦特性。试验观察发现, 当发挥出的抗剪强度达到峰值时, 颗粒集合体内开始出现应变局部化的区域。在该局部区域内的颗粒长轴出现向卓越剪切方向偏转的趋势, 特别是随着剪应变的发展, 颗粒长轴逐渐向卓越剪切方向偏转并趋于平行。在颗粒长轴逐渐逼近卓越剪切方向过程中, 剪切带逐渐形成, 最终发挥出的抗剪强度达到一个稳定的残余值。此时对比剪切带内外的颗粒集合的构形变化, 发现剪切带内的颗粒长轴明显地发生了向卓越剪切方向的较大偏转, 剪切带沿着卓越剪切方向完全形成, 但剪切带内的颗粒长轴由于受周围颗粒阻力及排列构形的制约而难以完全偏转到与卓越剪切方向平行。所以, 卓越剪切方向是剪切带最终形成的方向, 亦是颗粒长轴最大可能偏转的方向或渐进方向。大量试验的细观分析表明, 卓越剪切方向与颗粒长轴定向排列方向、颗粒形状和颗粒破碎的关系不大, 具有唯一性。

(3) 细观变形机制: 滑移、偏转与破碎及组合

将细观变形定义为颗粒集合体的构形变化, 包括颗粒运动和破碎行为。在颗粒集合体内, 存在 3 种细观层面上的颗粒变形机制, 包括颗粒间平动滑移和相对偏转两种颗粒集合体构形变化, 以及颗粒破碎导致

的颗粒本身形状变化。不同材料性质和颗粒形状级配的颗粒集合体在不同加载路径的外力作用条件下, 3 种细观形变机制的组合方式和影响程度不同, 从而导致宏观上颗粒集合体所发挥出的抗剪强度和抗剪强度指标的大小亦不同。

1) 在颗粒强度较高、外力相对较小、颗粒破碎不显著, 特别是颗粒形状接近圆形的条件下, 可以抽象为圆棒试样。粒间偏转与滑移的比例主要取决于颗粒形状与颗粒表面滑动摩擦系数。若颗粒形状越接近圆形, 颗粒表面滑动摩擦系数相对越大, 则偏转程度越大; 反之则滑移程度越大。圆棒和玻璃珠集合体试验中观测到的偏转现象很显著, 主要是因为圆形颗粒偏转几乎不导致体积变形, 引起的周围颗粒的阻力很小。所以, 圆棒集合体在宏观上呈现的表现摩擦系数比椭圆棒集合体要小。对圆棒集合体, 测得的表现滑动摩擦角 $\phi_{cr} = 21^\circ$, 明显小于椭圆棒集合体的 27° 。

2) 在颗粒强度较高、外力相对较小、颗粒破碎不显著, 颗粒具有长短轴比大于 1 的形状时, 可以抽象为椭圆棒试样。如前所述, 在剪切带形成和逼近卓越剪切方向的过程中, 剪切带内及附近的颗粒长轴发生向卓越剪切方向的偏转。由于椭圆形颗粒长轴的初始优势方向平行于沉积面, 所以滑移和偏转形变机制随沉积面方向与卓越剪切方向夹角的不同而发挥作用的程度不同。当卓越剪切方向与沉积面平行时, 颗粒长轴不发生偏转, 滑移机制控制颗粒集合体形变; 随卓越剪切方向与沉积面夹角的逐渐增大, 颗粒长轴朝卓越剪切方向的偏转势也逐渐增大, 这时控制剪切带及其附近颗粒形变过程的除滑移形变机制外, 偏转形变机制发挥的作用亦愈来愈大。

3) 在颗粒强度较低、外力相对较大、颗粒破碎不可忽略时, 可以抽象为簇颗粒棒试样。颗粒破碎主要发生在剪切带内。随着围压水平的增加和剪切变形的增大, 原状簇颗粒要发生滑移和偏转, 必然会受到来自周围颗粒较大的阻力。当这些阻力导致颗粒内部应力超过其强度时颗粒破碎发生, 破碎后颗粒则更易于发生滑移和偏转, 其所受阻力要比原状簇颗粒小。所以, 颗粒破碎形变机制的影响随着围压水平和剪切变形的增加而增大, 其作用是将原状颗粒的滑移和偏转转化为破碎后颗粒更容易发生的滑移和偏转。

(4) 宏观强度规律: 各向异性与颗粒破碎效应

基于细观机理与宏观响应的对比分析, 发现各向异性与颗粒破碎影响强度发挥的若干规律:

1) 峰值摩擦角 ϕ_f 取决于表现滑动摩擦角 ϕ_{cr} 和峰值剪胀比 $(d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_f$ 。如果以 ϕ_{cr} 为参数, 发现峰值强度时的主应力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_f$ 与 $(d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_f$ 成线性关系 (图 8), 由此可以推得

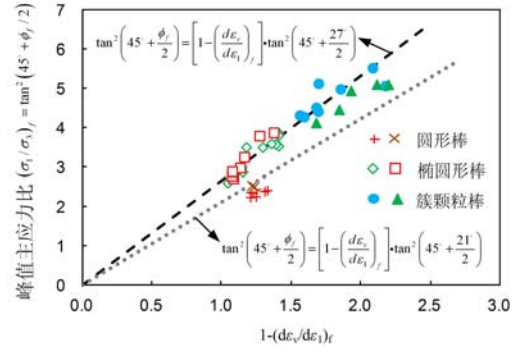


图 8 峰值主应力比和峰值剪胀率^[44]

Fig. 8 Relationship between ratio of principal stress $(\sigma_1/\sigma_3)_f$ and dilatancy ratio $1 - (d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_f$ at peak strength

$$\tan^2(45^\circ + \frac{\phi_f}{2}) = [1 - (\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1})_f] \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{\phi_{cr}}{2}) \quad (31)$$

因峰值剪胀比 $(d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_f < 0$, 相应地, 峰值剪胀率 $D = 1 - (d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_f > 1$, 必有 $\phi_f > \phi_{cr}$ 。(31) 式可显式的表述:

$$\sin \phi_f = \frac{[2 - (d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_f] \cdot \sin \phi_{cr} - (d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_f}{[2 - (d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_f] - (d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_f \cdot \sin \phi_{cr}} \quad (32)$$

2) 宏观强度是由剪切带内的应力应变特性来决定的。剪切带的发展开始于峰值强度、形成于残余强度, 剪切带的厚度约为 6-10 倍的平均粒径。剪切带形成和发展过程中, 带内颗粒长轴朝卓越剪切方向的偏转过程, 实质上是颗粒集合体朝着最易于剪切发生的状态逼近的过程。由 (31) 式知, 最易于剪切发生的状态是剪切过程中没有剪胀发生的状态, 亦即 $d\varepsilon_v/d\varepsilon_1 = 0$ 的状态。所以, 卓越剪切方向实质上对应着剪切过程中颗粒间细观形变不导致颗粒集合体宏观上发生体积变化的一个“理想状态”, 亦即宏观上的临界状态。

3) 宏观上的强度各向异性, 主要取决于随着椭圆颗粒长轴偏转程度不同而变化的峰值剪胀率 D 。椭圆棒试样的 $\phi_{cr} = 27^\circ$, 可算得卓越剪切方向与大主应力方向夹角约为 60° 。试验结果表明 (图 9), 当 $\delta = 60^\circ$ 时, 发挥出的峰值摩擦角 ϕ_f 亦最小; 当 $\delta = 0^\circ$ 时, 颗粒长轴与卓越剪切方向夹角最大, 偏转影响最大, 发挥出的峰值摩擦角亦最大, 表明卓越剪切方向的客观性。

4) 残余强度具有与峰值强度类似的各向异性, 只是程度偏弱。对具有固有各向异性的椭圆棒集合体, 其卓越剪切方向是颗粒长轴最大可能偏转的方向或渐进方向, 即使剪切应变很大时, 椭圆颗粒长轴通常不会完全偏转到与卓越剪切方向平行, 宏观上测定的残余摩擦角 ϕ_r 一般比表现滑动摩擦角 ϕ_{cr} 大, 它随大主应力方向角 δ 从 0° 向 60° 的变化而更接近于但不等于 ϕ_{cr} 值。即便是具有固有各向同性的圆棒集合体, 也会由于其颗粒级配细观分布的不均匀性, 使得剪切过程中

能量耗散增大而导致宏观上测得的 ϕ_f 略大于 ϕ_{cr} 。表观滑动摩擦角 ϕ_{cr} 是测定的摩擦角的下限值。

5) 簇颗粒棒集合体的峰值摩擦角 ϕ_f 随小主应力 σ_3 增加而先减小后增大, 圆棒和椭圆棒集合体的峰值摩擦角 ϕ_f 则随小主应力 σ_3 增加而始终保持为常数, 如图 10 所示。究其原因, 圆棒和椭圆棒集合体仅受滑移和偏转变形机制支配, 随 σ_3 增加不会改变其表观摩擦系数, 所以二者都不随 σ_3 增加而变化, 但是二者的颗粒集合体的表观摩擦特性不同, 导致了圆棒集合体的峰值摩擦角 ϕ_f 比椭圆棒集合体的要小。对簇颗粒棒集合体, 随着小主应力 σ_3 的增加, 颗粒破碎变形机制的影响增大并在两方面发挥着明显作用: 其一, 使原状簇颗粒破碎为更小颗粒而更易于滑移和偏转; 其二, 颗粒破碎导致剪切带内密实度增加。宏观上前者使峰值剪胀率 D 降低, 后者使峰值剪胀率 D 增加。作为两者共同作用的结果, 图 10 中所示的峰值剪胀比先增加后减少 (亦即峰值剪胀率 D 先减小后增大), 导致了簇颗粒棒集合体宏观上测定的峰值摩擦角 ϕ_f 亦随之先减小后增大。已有研究表明, 粗粒土的峰值摩擦角 $\phi_f = \phi_0 - \Delta\phi \cdot \lg(\sigma_3/p_a)$, 式中 ϕ_0 为 $\sigma_3/p_a=1$ 时的 ϕ_f 值, $\Delta\phi$ 为 σ_3 每增大 10 倍时摩擦角的减小值。该式表明峰值摩擦角 ϕ_f 随 σ_3 增加而减小。这归因于颗粒破碎导致的峰值剪胀率 D 随 σ_3 增加而单调减小。

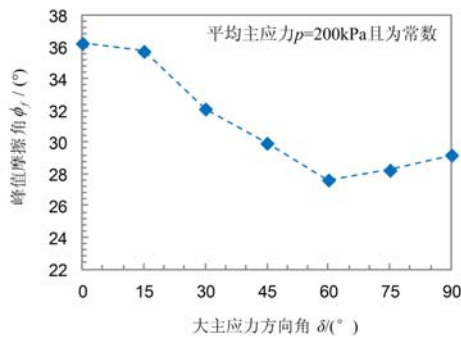


图 9 椭圆棒峰值摩擦角和大主应力方向角 δ 的关系^[44]

Fig. 9 Peak friction angle against tilting angle δ for elliptical particles

基于上述认识和结论, 可获得三点重要启示:

其一, 在颗粒破碎变形机制影响不大的条件下, 对给定的砂土, 其表观滑动摩擦角 ϕ_{cr} 客观上几乎是唯一存在的, 实际条件下的砂土松密程度的不同以及在外荷载作用下颗粒滑动、偏转和破碎等引起的体应变约束条件的差异, 直接导致峰值剪胀率不同。这是不同排水和加载条件下砂土峰值摩擦角不同的原因。

其二, 表观滑动摩擦角 ϕ_{cr} 主要取决于材料颗粒表面摩擦特性以及完全定向排列颗粒集合体顺其长轴方向产生相对滑移所呈现的表观摩擦特性。该结论对砂土表观滑动摩擦角 ϕ_{cr} 与颗粒大小形状级配以及矿物

成分有关的现有解释提供了合理的细观物理基础。

其三, 砂土是否存在类似于粘土的具有唯一性的临界状态, 学术界一直是有争议的。上述分析给出了一个合理的答案: 砂土存在着一个由表观滑动摩擦角 ϕ_{cr} 确定的并具有唯一性的临界状态, 但实际条件下它只是一个可以逼近或者说可以非常接近但不会完全达到的理想状态。

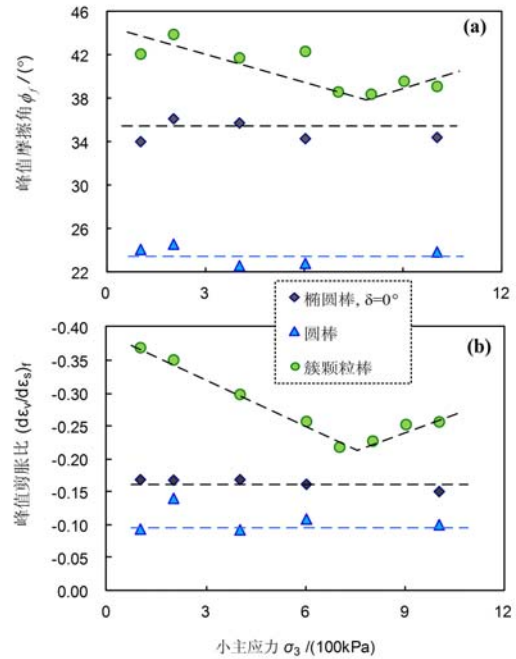


图 10 峰值摩擦角和峰值剪胀比与小主应力的关系^[44]

Fig. 10 Peak friction angle and dilatancy ratio at peak strength against minor principal stress

2 往返加载变形规律与动本构理论模型

动本构关系是砂土动力学中最基本的力学关系。高精度地再现砂土真实的动应力应变响应并揭示其规律性, 是砂土动本构理论研究最为重要的基础。随着各种测试技术的发展, 对复杂往返加载条件下砂土真实的应力应变规律、特别是对循环剪切作用引起的体应变规律及其变化机理的认知正在逐渐加深, 推动了砂土动本构理论研究的深入和发展。已有的各类砂土循环动本构模型, 包括粘弹性模型和弹塑性模型, 主要用于描述往返加载作用和速率无关的情形^[4,5,12-15]。其中许多模型在模拟往返加载下剪应力-剪应变关系方面的性能出色, 但鲜有模型在定量描述排水循环剪切体应变瞬态变化规律或不排水循环剪切引起的超孔隙水压力瞬态变化规律方面表现优异。能否高精度地模拟循环剪切体应变规律, 已经成为评价一个循环动本构模型性能优劣的重要指标。

本节将简述以描述剪切体应变规律为核心的砂土循环动本构模型研究方面的成果^[45-64]。

2.1 孔压瞬态变化规律与修正非线性动本构模型

(1) 应力孔压与结构孔压^[45,46]

不排水往返加载作用下饱和砂土中超孔隙水压力的瞬态变化,既是零体变约束条件下土骨架与孔隙水相互作用的瞬态反应,又是不排水条件下剪应力-剪应变瞬态变化的控制因素。在机理分析的基础上,将不排水条件下某一时刻 t 饱和砂土中产生的超孔隙水压力 $u(t)$ 分解为应力孔压 $u_\sigma(t)$ 和结构孔压 $u_c(t)$, 亦即

$$u(t) = u_\sigma(t) + u_c(t) \quad (33)$$

其中, 应力孔压被定义为不排水往返剪切作用条件下因饱和砂土骨架产生弹性体应变势所引起的孔隙压力, 结构孔压被定义为不排水往返剪切作用条件下因饱和砂土骨架产生非弹性体应变势所引起的孔隙压力, 同时明确地界定了它们各自的基本特征。

基于应力孔压和结构孔压的概念, 十分合理地阐释了完全不排水条件不同往返加载作用下饱和砂土瞬态孔压呈现的平均单调增长性、瞬态波动变化性和发展过程多样性的内在原因和变化机理, 揭示了瞬态孔压变化对剪应力应变响应的影响规律。

(2) 瞬态孔压计算模型^[45]

建立了一个瞬态孔压计算模型。根据有效应力空间中极限应力状态面、相转换状态面以及加卸载准则, 将不排水往返加载过程分解成加载剪缩、加载剪胀、卸载回弹和反向剪缩四种不同的物态变化时段。由这四种不同物态变化在时域中的组合排列规律可算出不断累积的结构孔压, 再算出随往返剪切作用而同相位起伏变化的应力孔压, 进而算定瞬态孔压的发展过程。

(3) 修正非线性动本构模型

曼辛型非线性动本构模型是应用最为广泛的一类粘弹性动本构模型, 它本身仅提供了非线性弹性剪应力-剪应变关系, 不能够描述往返剪切和压缩作用所引起的体应变, 需补充永久体应变和剪应变的经验公式, 在不排水或部分排水条件下需提供孔压增长模型或孔压长消模型及算法。瞬态孔压增长模型可被用于计算不排水往返加载条件下有效应力的瞬态变化过程, 从而可用于模拟不排水条件下瞬时剪切模量随孔压变化 (亦即随有效应力变化) 而变化的过程, 使计算结果更趋合理。

为了简化计算分析, 取每一个加卸载循环周次内孔压增量为常数 (亦即在每一个加卸载循环周次进行一次有效应力修正), 建议了一个更为实用的孔压增长计算模型^[47]。另外, 提出了一类基于孔压增长模型与太沙基渗透固结理论结合的、针对饱和水平地基和有浅埋基础饱和和水平地基的超孔压长消解析解, 发展了相应的实用迭代算法^[48,49], 既可用于模拟非线性动本构模型中初始剪切模量及参考剪应变随孔压的平均累

积增长而减小过程, 亦被用于预测饱和砂土地基震动液化可能性。

2.2 砂土的应变分解及可逆与不可逆性应变规律

(1) 砂土的应变分解^[50-52]

基于对循环荷载作用下砂土循环变形规律的认识及试验成果分析, 发现剪切和压缩作用都分别引起一个体应变和一个偏应变, 且每个体应变和偏应变都由一个可逆性分量和一个不可逆性分量组成, 它们分别服从不同的变形规律。

剪切和压缩作用分别引起的体应变可表述为:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{vd} + \varepsilon_{vc} = (\varepsilon_{vd.re} + \varepsilon_{vd.ir}) + (\varepsilon_{vc.re} + \varepsilon_{vc.ir}), \quad (34)$$

式中, ε_{vd} 为剪切体应变, 分解为一个可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 和一个不可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.ir}$; ε_{vc} 为压缩体应变, 分解为一个可逆性压缩体应变 $\varepsilon_{vc.re}$ 和一个不可逆性压缩体应变 $\varepsilon_{vc.ir}$ 。

剪切和压缩作用分别引起的偏应变可表述为

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sd} + \varepsilon_{sc} = (\varepsilon_{sd.re} + \varepsilon_{sd.ir}) + (\varepsilon_{sc.re} + \varepsilon_{sc.ir}), \quad (35)$$

式中, ε_{sd} 和 ε_{sc} 分别为剪切和压缩引起的偏应变, $\varepsilon_{sd.re}$ 和 $\varepsilon_{sd.ir}$ 分别为可逆性和不可逆性剪切偏应变, $\varepsilon_{sc.re}$ 和 $\varepsilon_{sc.ir}$ 为可逆性和不可逆性压缩偏应变。

上述的应变分解公式可用增量形式写成矩阵:

$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_v \\ \dot{\varepsilon}_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{vd.re} + \dot{\varepsilon}_{vd.ir} \\ \dot{\varepsilon}_{sd.re} + \dot{\varepsilon}_{sd.ir} \end{bmatrix}_{\text{剪切}} + \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{vc.re} + \dot{\varepsilon}_{vc.ir} \\ \dot{\varepsilon}_{sc.re} + \dot{\varepsilon}_{sc.ir} \end{bmatrix}_{\text{压缩}}, \quad (36)$$

或

$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_v \\ \dot{\varepsilon}_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{vc.re} + \dot{\varepsilon}_{vd.re} \\ \dot{\varepsilon}_{sc.re} + \dot{\varepsilon}_{sd.re} \end{bmatrix}_{\text{可逆}} + \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{vc.ir} + \dot{\varepsilon}_{vd.ir} \\ \dot{\varepsilon}_{sc.ir} + \dot{\varepsilon}_{sd.ir} \end{bmatrix}_{\text{不可逆}}. \quad (37)$$

(37) 式的应变分解具有如下特点:

1) 与砂土的真实应力应变响应相一致, 特别是对具有固有和次生各向异性的砂土更具客观性。在循环加载的每一个周期内, 可逆性应变分量与不可逆性应变分量的变化可以处于同一数量级, 甚至出现前者大于后者。譬如, 可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 可能大于不可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.ir}$ ^[50]。

2) (37) 式右端的第一项为可逆性应变, 其主对角线上的可逆性压缩体应变 $\varepsilon_{vc.re}$ 和可逆性剪切偏应变 $\varepsilon_{sd.re}$ 两个分量, 与传统的弹塑性模型的弹性体应变 ε_v^e 和弹性偏应变 ε_s^e 是类似的。但是, 非对角线上的可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 和可逆性压缩偏应变 $\varepsilon_{sc.re}$, 加之 (37) 式中右端第二项不可逆应变中的不可逆性压缩偏应变 $\varepsilon_{sc.ir}$, 这三个反映压剪耦合交叉影响的分量是传统的弹塑性模型所缺少的。

能否合理地描述剪切引起的可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$, 对建立循环动本构模型是不容忽视的^[50]。同时, 对具有各向异性的砂土, 压缩作用引起可恢复的弹性

偏应变是必然的。但传统的弹塑性模型中的弹性部分，通常采用胡克定律，意味着剪切作用只引起弹性偏应变，不产生可恢复的弹性体应变；同时压缩作用只引起弹性体应变，不产生可恢复的弹性偏应变。所以，对客观存在的可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 和可逆性压缩偏应变 $\varepsilon_{sc.re}$ ，尽管因其“可逆性”当属“弹性部分”，但传统理论无法描述。如果将可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 和可逆性压缩偏应变 $\varepsilon_{sc.re}$ 放入“塑性部分”，又会导致“可逆性”与“塑性”在基本物理概念上的相悖。说明传统的弹塑性模型的基本理论框架难以为砂土循环本构响应的描述提供严谨的物理基础和科学的概念体系。

3) 将应变分解为八个分量，这与传统的弹塑性模型分解为五个分量是不同的。所以将应变分为“可逆性”和“不可逆性”，而不是传统的“弹性”与“塑性”，主要是为了避免与传统的弹塑性模型的基本概念产生混淆，有利于对砂土变形规律进行更符合客观实际的认知和描述。

特别需要指出的是，对静力单调加载的情形，传统弹塑性模型的应变分解中所没有包含的三个交叉分量，可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 、可逆性压缩偏应变 $\varepsilon_{sc.re}$ 和不可逆性压缩偏应变 $\varepsilon_{sc.ir}$ ，其中对砂土的本构响应影响最大的是可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 。当砂土可视为各向同性材料时，后两个分量可以忽略不计。但是，在静力单调加载条件下，因可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 无法从试验测定的剪切体应变 ε_{vd} 的数据中分离出来，所以通常不将剪切体应变 ε_{vd} 分解为可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 和不可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.ir}$ ，而是将剪切体应变 ε_{vd} 作为一个单一变量，假定剪胀引起的整个体应变都是塑性的，这样便不会出现上述的物理概念上的矛盾。但是，将两个具有不同变形规律的体应变分量一同视为一个单一变量的结果是，由试验数据整理出的砂土的剪胀方程通常在单调剪切的初始阶段比较散乱^[50]。因为在此阶段 $\varepsilon_{vd.re}$ 与 $\varepsilon_{vd.ir}$ 的大小变化处在同一数量级但服从不同的变形规律。但在随后的单调剪切阶段，可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 逐渐占优势，整理出的试验点便趋于一致或离散性很小。

对往返加载作用的情形，可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 和不可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.ir}$ 由试验结果是可以分解的，同时必须加以分解才能够真实地描述循环加载条件下砂土的应力应变响应规律。

(2) 可逆性与不可逆性剪切体应变^[50]

(34) 式右端第一项给出了剪切体应变 ε_{vd}

$$\varepsilon_{vd} = \varepsilon_{vd.re} + \varepsilon_{vd.ir} \quad (38)$$

图 11 和 12 给出了典型的饱和砂土排水等幅循环扭剪试验结果。试验过程中平均有效应力始终保持为

30kPa，但是所施加的剪应力幅值有明显差异。由图可知，排水循环剪切荷载作用下饱和砂土的剪切体应变 ε_{vd} 客观上存在着可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 和不可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.ir}$ 两个分量。对于每一个应力加载循环来说，两个分量的大小处在同于数量级，可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 还相对大一些。值得提及的是，(33) 式给出的应力孔压和结构孔压的瞬态变化规律，实质上是由零体应变约束条件循环剪切作用下 $\varepsilon_{vd.re}$ 和 $\varepsilon_{vd.ir}$ 的组合变化规律决定的。显然，排水条件下的可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 和不可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.ir}$ ，与不排水条件下的应力孔压 $u_\sigma(t)$ 和结构孔压 $u_c(t)$ ，有着共同的物理基础。

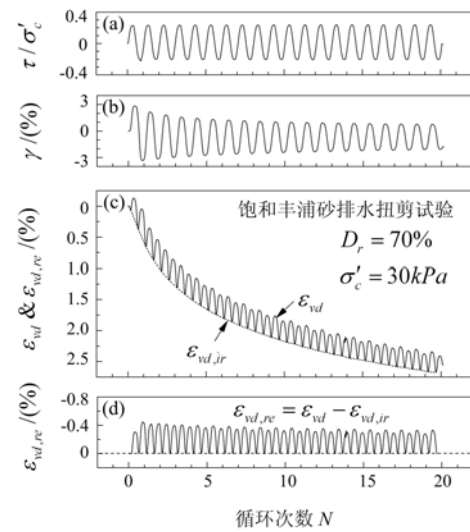


图 11 较大幅值扭剪试验测得的可逆性与不可逆性剪切体应变
Fig. 11 Reversible and irreversible dilatancy components obtained from a cyclic torsional test with larger shear stress amplitude

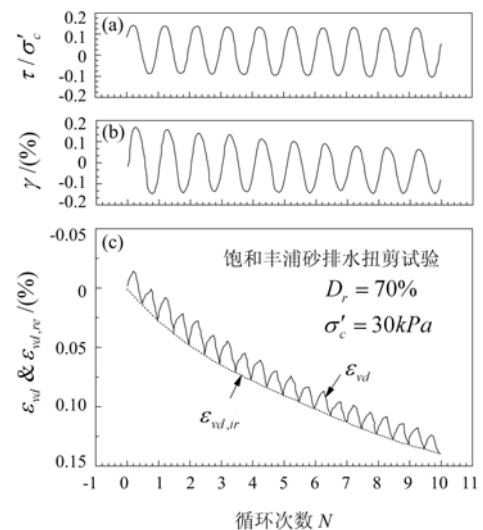


图 12 较小幅值扭剪试验测得的可逆性与不可逆性剪切体应变
Fig. 12 Reversible and irreversible dilatancy components obtained from a cyclic torsional test with smaller shear stress amplitude

1) 可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 的变化规律

从图 11 中第 18 到第 20 次循环周次的试验数据中分离出可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 并绘制于图 13。可以看出, a) $\varepsilon_{vd.re}$ 是恒负的; b) $\varepsilon_{vd.re}$ 总是呈现出可恢复性变化, 几乎不受循环次数的影响; c) $\varepsilon_{vd.re}$ 的大小变化取决于当前剪应力或剪应变的变化, 几乎不受应力历史的影响; d) $\varepsilon_{vd.re}$ 因剪应力加卸时段的不同而有规律的变化, 变化速率的绝对值在剪应变反向之后相对较大。关于可逆性剪切体应变产生的物理机制请参见有关文献^[50]。

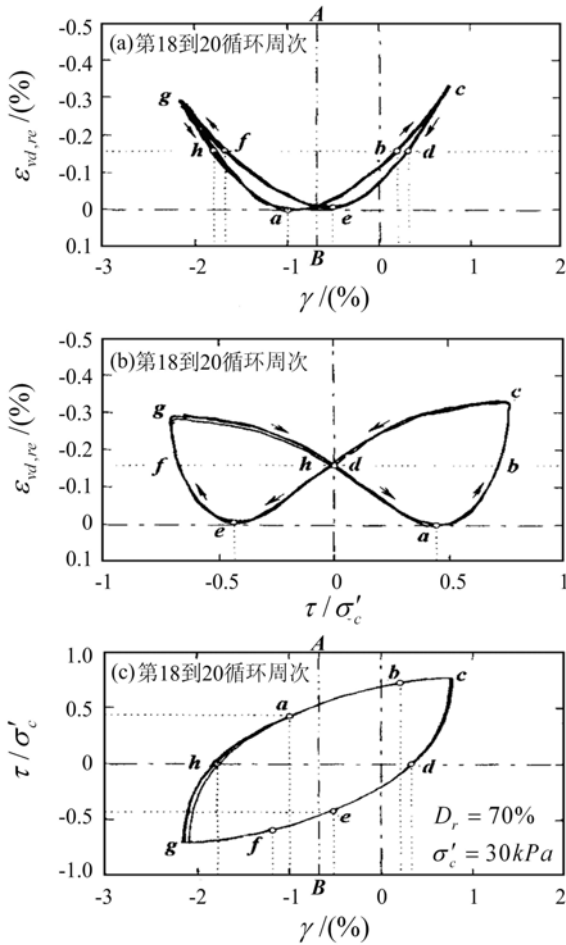


图 13 可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.re}$ 的变化规律

Fig. 13 Reversible dilatancy behavior obtained from a cyclic torsional test with constant shear stress amplitude

2) 不可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.ir}$ 的变化规律

由图 11 和 12 可知, a) 不可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd.ir}$ 总是单调增加的、非负的; b) 具有不可恢复性, 几乎不受循环次数的影响; c) 其大小主要取决于剪切作用的历史, 还与当前剪应力有关; d) 具有两个递减率。其一是循环加载作用开始的变化速率最大, 随循环次数增加而逐渐减小; 其二是在每一个循环剪切周期内总是在剪应力反向点处最大, 然后随剪应变增加而迅速减小。 $\varepsilon_{vd.ir}$ 产生的物理机制参见文献^[50]。

3) 与 $\varepsilon_{vd.ir}$ 相关的应力应变响应异向性

对比图 13 中的各图发现, 在对称的循环剪应力作用下, 往返剪应变响应不对称。在对称的等应变幅循环加载试验中也发现, 往返应力幅通常是不对称的。这主要与开始几个剪切循环内不可逆性剪切体应变和期间颗粒排列定向有关。将这种现象定义为“应力应变响应的异向性”。

2.3 考虑可逆与不可逆性剪切体变的循环动本构模型

(1) 建模思想

采用了边界面本构理论的主要建模思想, 以二维问题为例简要说明。在 p - q 空间建立的边界面如图 14 所示, $\hat{f} = 0$ 代表破坏面, 其位置在应力空间是固定的。 $\bar{f} = 0$ 代表历史最大应力比记忆面, 记载应力加载的历史。通过当前应力点的面为加载面 (图 14 中虚线所示)。 $\bar{n}$ 为加载面的外法线方向, 当应力增量的方向与加载面的外法线方向的夹角大于 90° 时, 应力反转发生。对于初次加载, 历史最大应力比记忆面 $\bar{f} = 0$ 与加载面重合, 投影中心为原点, 此时映像应力点 $\bar{r}$ 与当前应力点 r 重合, $\rho = \bar{\rho}$ 。当发生应力反转时, 应力反转点成为投影中心。如图 14 所示, 在 R 点发生最近一次的应力反转, 产生了一个通过当前应力点 r 的新加载面。映像应力点 $\bar{r}$ 通过径向映射规则获得, 即通过投影中心 R 和当前应力点 r 的连线与历史最大应力比记忆面 $\bar{f} = 0$ 的交点。硬化模量表示成为距离 ρ 和 $\bar{\rho}$ 的函数。

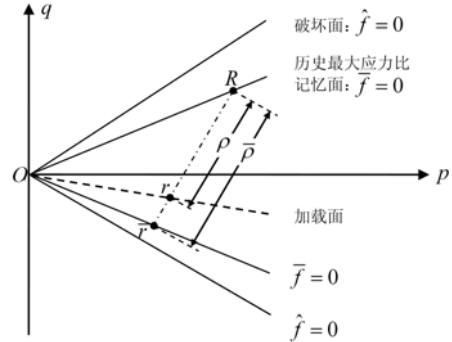


图 14 p - q 空间中的模型机制

Fig. 14 Mechanism of model in p - q space

(2) 边界面的定义

在 p - q 应力空间中, 破坏面定义为

$$\hat{f}(p, q) = \hat{\eta} - \eta_f = 0, \quad (39)$$

其中 η_f 为破坏应力比。

类似地, 历史最大应力比记忆面定义为

$$\bar{f}(p, q) = \bar{\eta} - \eta_m = 0, \quad (40)$$

其中 η_m 为记载应力加载历史的参数, 称为历史最大应力比。与平均有效应力 p 的变化相关的边界面定义为

$$f_c(p) = p - p_m = 0, \quad (41)$$

其中 p_m 代表平均有效应力 p 的最大值。该边界面在 p - q 空间中为一直线，垂直于 p 轴。

(3) 循环动本构模型

基于上述的应变分解和建模思想，对八个应变分量进行描述，建立相应的数学模型。

1) 可逆性剪切偏应变 $\varepsilon_{sd, re}$ 与可逆性压缩体应变 $\varepsilon_{vc, re}$ ：可用广义虎克定律计算，即

$$\begin{pmatrix} \dot{\varepsilon}_{sd, re} \\ \dot{\varepsilon}_{vc, re} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 1/(3G) & 0 \\ 0 & 1/K \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{q} \\ \dot{p} \end{pmatrix}, \quad (42)$$

其中， G 为剪切模量， K 为体积模量，均可以表示为平均有效应力 p 的函数。

2) 不可逆性剪切偏应变 $\dot{\varepsilon}_{sd, ir}$ 和不可逆性压缩偏应变 $\dot{\varepsilon}_{sc, ir}$ ：用下式表示

$$\dot{\varepsilon}_{s, ir} = \dot{\varepsilon}_{sd, ir} + \dot{\varepsilon}_{sc, ir} = \frac{p}{H_\eta} \dot{\eta} + \frac{\eta}{H_p} H(p - p_m) \langle \dot{p} \rangle, \quad (43)$$

式中， H_η 和 H_p 分别为与有效应力比 η 及平均有效应力 p 的变化相关联的剪切模量； p_m 与 (41) 式中的含义相同。 $H(x)$ 为 heavyside 函数， $\langle \cdot \rangle$ 为 Macauley 符号。式中右端的最后一项表明，只有当 $p = p_m$ 并且 $\dot{p} > 0$ 时，平均有效应力的变化才产生不可逆变形。

为了考虑循环应力应变响应的异向性，在王志良等提出的与有效应力比 η 有关的剪切模量公式中^[65] 引入了表示各向异性的参数 I 和模型参数 n ，即

$$H_\eta = G h C_1 \left[\frac{\eta_f}{\eta_m} \left(I \frac{\bar{p}}{\rho} \right)^n - 1 \right], \quad (44)$$

$$C_1 = \exp(\alpha_1 \varepsilon_v), \quad (45)$$

其中， h 和 α_1 为模型参数； C_1 为体应变的函数，根据参数 α_1 取正负号，可以分别反映硬化和软化现象；异向性参数 I 可用下式表示

$$I = 1 + I_0 \sin \frac{\beta}{2}, \quad (46)$$

式中， β 为当前剪应力增量方向与最近一次应力反转前的剪应力方向的夹角， I_0 为模型参数。

对于与平均有效应力 p 的变化相关的剪切模量 H_p ，采用沈珠江公式^[66]

$$H_p = \frac{(1 + e_i) p \eta_0}{c_c - c_s}, \quad (47)$$

其中， $\eta_0 = G/K$ ； c_c 和 c_s 分别为 e - $\log p$ 平面内压缩曲线和回弹曲线的斜率。

3) 可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd, re}$ 和不可逆性剪切体应变 $\varepsilon_{vd, ir}$ ：根据试验规律， $\dot{\varepsilon}_{vd, re}$ 可表述为

$$\dot{\varepsilon}_{vd, re} = \frac{1}{\mu} \left(\frac{M_d}{C_2} - \eta \cos \delta \right) |\dot{\varepsilon}_{sd}|, \quad (48)$$

$$C_2 = \exp(\alpha_2 \varepsilon_{vd, re}), \quad (49)$$

其中， δ 为当前剪应力方向与其增量方向之间的夹角； M_d ， μ 和 α_2 为材料常数。 $\dot{\varepsilon}_{vd, ir}$ 可用下式表述

$$\dot{\varepsilon}_{vd, ir} = \frac{d_0 \eta_f}{C_3 \eta_m} \left(\frac{\bar{p}}{\rho} \right)^{0.5} |\dot{\varepsilon}_{sd}|, \quad (50)$$

$$C_3 = \exp(\alpha_3 \varepsilon_{vd, ir}), \quad (51)$$

其中 d_0 为材料常数； α_3 是一个与循环加载历史有关的材料常数。

4) 可逆性压缩偏应变 $\varepsilon_{sc, re}$ 与不可逆性压缩体应变 $\varepsilon_{vc, ir}$ ： $\dot{\varepsilon}_{vc, ir}$ 用下式计算

$$\dot{\varepsilon}_{vc, ir} = \frac{1}{K_p} H(p - p_m) \langle \dot{p} \rangle, \quad (52)$$

其中 K_p 为与平均有效应力变化率 $\dot{p}$ 相关的体积模量，建议采用下式

$$K_p = \frac{1 + e_i}{c_c - c_s} \left(\frac{\eta_f}{\eta_f - \eta} \right) p. \quad (53)$$

试验表明^[53]，各向异性不明显的砂土的可逆性压缩偏应变 $\varepsilon_{sc, re}$ 与总偏应变 ε_s 相比很小，近似取为 0。

(4) 模型的初步验证及其他说明

1) 如将传统的弹塑性模型中没有考虑的三个交叉分量都认为是塑性的，则可按照边界模型的理论框架对已建立的循环动本构模型重新梳理并改写^[51, 52]。

2) 该模型具有 14 个模型参数，可简化到 11 个，其中的 3 个参数属土力学中的经典参数。关于参数的确定方法可见文献^[52]。

3) 图 15 到图 18 给出了两个不同密度的饱和砂土排水循环扭剪试验结果及其与模型计算结果的对比。可以看出，剪应力与剪应变关系的模拟效果优良，特别是较好地模拟了循环剪切体应变规律及应力应变响应的异向性。

4) 基于对砂土剪切体应变规律的新认识，对 Duncan-Chang 本构模型、双屈服面本构模型以及已有的本构模型进行了修正或改进^[54-58]。

2.4 应力主轴旋转与应变非共轴规律及其本构模拟

(1) 本构规律：图 19 到图 22 给出了采用日本丰浦砂和南京云母砂的排水循环扭剪试验结果，实现了 1) 主轴固定单调剪切、2) 纯应力主轴循环旋转以及 3) 主应力幅值与应力主轴耦合循环变化的三种应力路径。图中变量的物理含义参见有关文献^[59, 60]。对比分析表明了具有原生各向异性的砂土应力主轴循环旋转排水条件下砂土的基本变形规律^[59-64]：

1) 应力主轴循环旋转可产生与应力主轴固定单调剪切处于同一数量级的塑性变形（图 19）；

2) 纯应力主轴循环旋转引起的剪切体变也可分解为可逆性剪切体应变和不可逆性剪切体应变两部分，其中可逆性剪切体应变在一周内可完全恢复。基

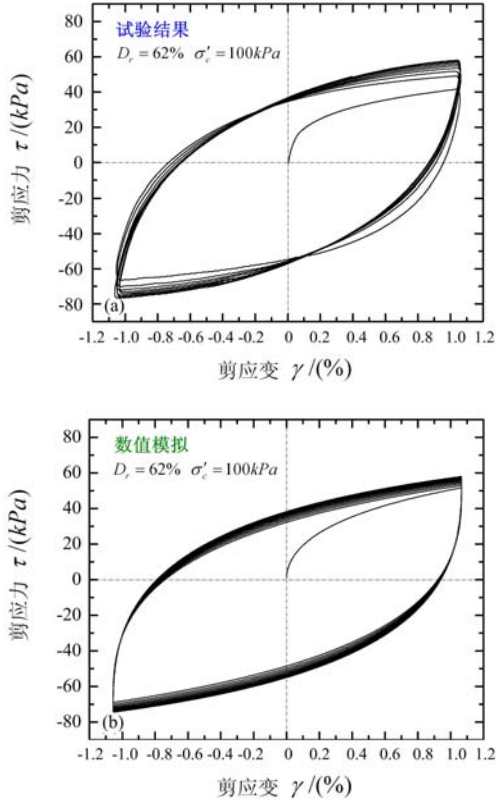


图 15 试验和计算的剪应力-剪应变关系的对比
Fig. 15 Comparison between shear stress and shear strain relationship ($D_r = 62\%$)

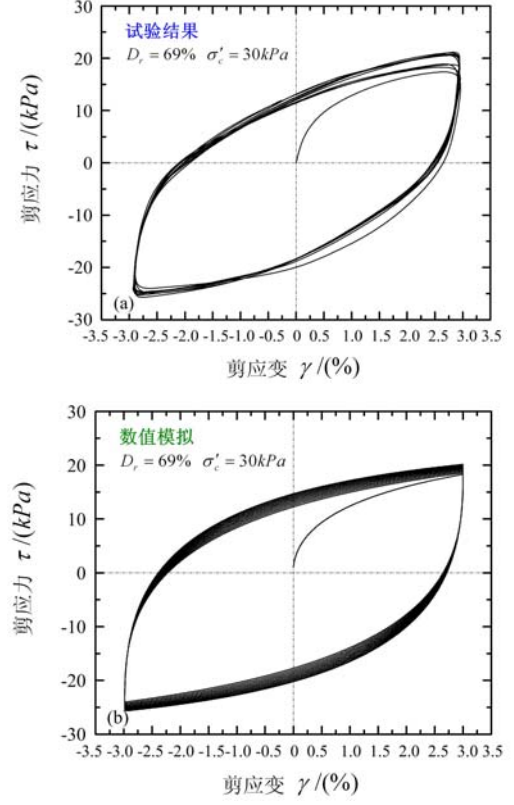


图 17 试验和计算的剪应力-剪应变关系的对比
Fig. 17 Comparison between shear stress and shear strain relationship ($D_r = 69\%$)

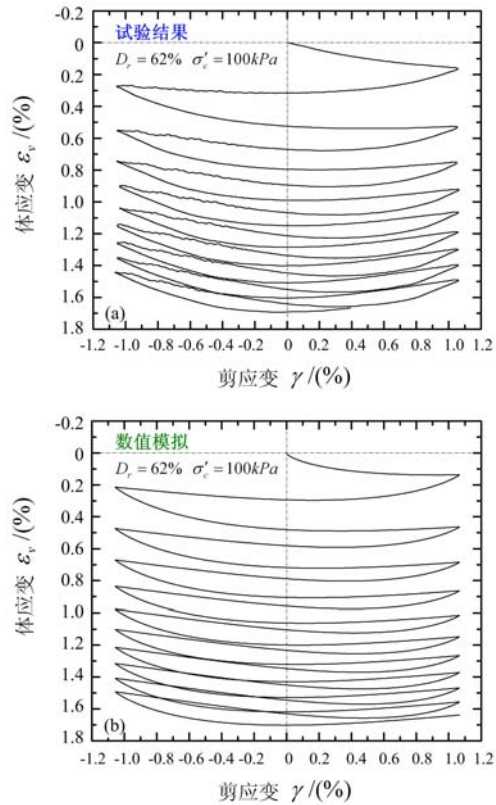


Fig. 16 试验和计算的体应变-剪应变关系的对比
Fig. 16 Comparison between volumetric strain and shear strain relationship ($D_r = 62\%$)

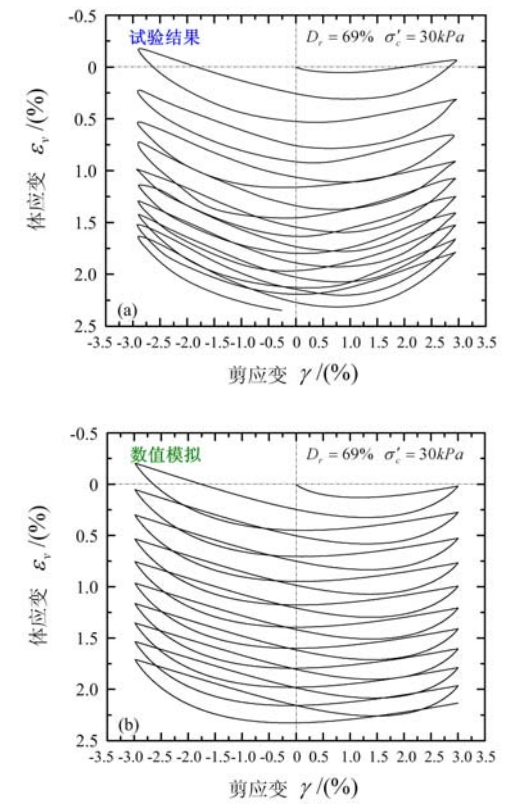
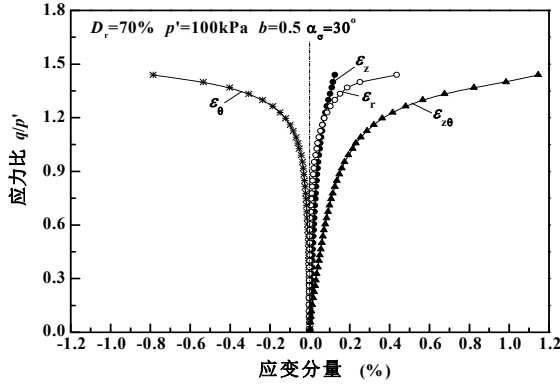


Fig. 18 试验和计算的体应变-剪应变关系的对比
Fig. 18 Comparison between volumetric strain and shear strain relationship ($D_r = 69\%$)

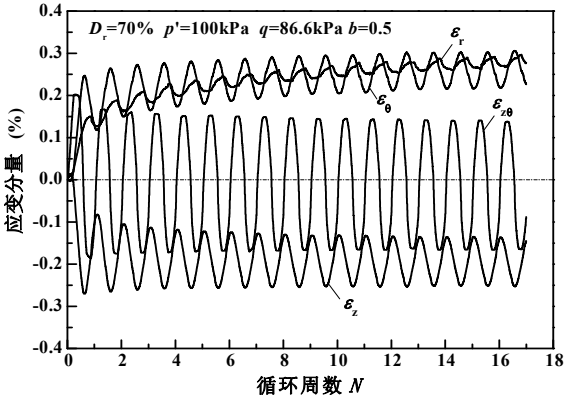
本与应力历史无关, 不可逆性剪切体变随循环周数的增加呈单调增加, 且增加速率随其自身累积值的增大呈减小趋势 (图 20);

3) 应变增量主轴与应力主轴之间的非共轴现象显著, 且在一周内具有分段性 (图 21);

4) 中主应力对应力主轴循环旋转条件下砂土的变形特性有显著的影响, 不可逆性剪切体应变的累积速率随中主应力系数的增加而增加 (图 22)。



(a) 主轴固定单调剪切排水试验



(b) 纯应力主轴循环旋转排水试验

图 19 不同应力路径应变分量的对比

Fig. 19 Strain components induced due to different stress paths

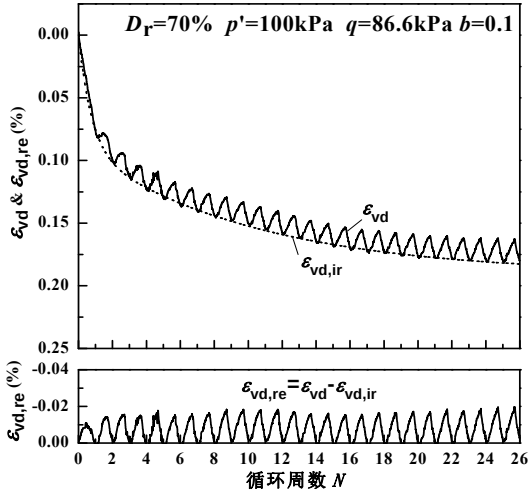


图 20 纯应力主轴循环旋转条件下剪切体应变的分解

Fig. 20 Two dilatancy components due to rotation of stress axes

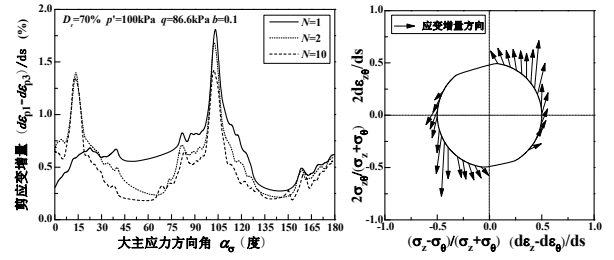


图 21 纯应力主轴循环旋转条件下的流动特性

Fig. 19 Strain increments induced due to rotation of stress axes

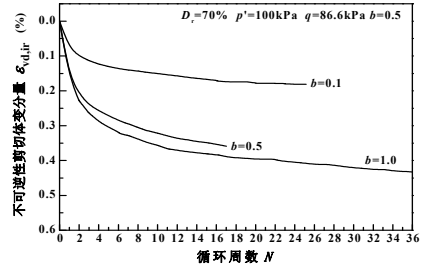


图 22 中主应力系数对不可逆性剪切体变发展的影响

Fig. 22 Effect of intermediate stress on irreversible dilatancy

(2) 本构模型: 基于对应力主轴循环旋转条件下砂土基本变形规律的认识, 建立了一个可合理描述应力主轴循环旋转效应的砂土弹塑性本构模型, 并对该模型在包含应力主轴旋转的复杂循环应力路径下的有效性进行了验证^[61,64]。建模思路为采用解耦的方式分别考虑主应力幅值和应力主轴旋转对砂土塑性变形的影响, 其中主应力幅值循环变化产生的塑性变形的计算主要基于边界面塑性理论的框架, 在考虑应力主轴循环旋转产生的塑性变形时则主要借鉴了广义塑性理论的建模思想。总的弹塑性应变增量的计算公式为:

$$\dot{\epsilon}^{ep} = \frac{1}{2G} p \dot{\mathbf{r}} + \left(\frac{1}{2G} \mathbf{r} + \frac{1}{3K} \mathbf{I} \right) \dot{p} + \left[\mathbf{m} + \sqrt{\frac{2}{27}} (D_{re1} + D_{ir1}) \mathbf{I} \right] \frac{\langle p \dot{\mathbf{r}} : \mathbf{I} \rangle}{H_{p1}} + \left(\mathbf{f} + \sqrt{\frac{2}{27}} D_{ir2} \mathbf{I} \right) \frac{p \dot{\mathbf{r}} : \mathbf{j}}{H_{p2}}, \quad (54)$$

其中, 前两项为弹性应变增量的计算公式, p 为球应力, $\mathbf{r}$ 为偏应力比张量, $\dot{\mathbf{r}}$ 为偏应力比增量, $\mathbf{I}$ 为单位张量, G 和 K 分别对应切线弹性模量和切线体积模量; 中间项为主应力幅值引起的塑性变形, $\mathbf{I}$ 为偏应力比空间的加载方向, H_{p1} 为塑性模量, $\mathbf{m}$ 为塑性偏应变的流动方向, D_{re1} 和 D_{ir1} 分别为主应力幅值变化引起的可逆性剪切体应变速率和不可逆性剪切体应变速率; 最后一项为应力主轴旋转产生的塑性变形, $\mathbf{j}$ 为加载方向, $\dot{\mathbf{r}}$ 为非共轴偏应力比增量, H_{p2} 为塑性模量, $\mathbf{f}$ 为塑性偏应变的流动方向, D_{ir2} 为应力主轴旋转引起的不可逆性剪切体应变速率。

在此基础上, 通过引入各向异性张量等, 对上述本构关系进行了改进。

3 震动液化大变形本构理论及预测方法

砂土震动液化大变形是土动力学与岩土地震工程领域倍受重视的热点和难点研究课题之一。已有研究表明: 1) 只有很疏松的饱和剪缩性砂层会诱发类似粘滞液体的流动性液化大变形, 绝大多数砂层都是由剪胀性砂土构成的^[67,68], 地震时仅会诱发有限的大变形, 即所谓的“往返活动性”^[69]。从确保结构物及工程安全的角度讲, 既是遇到很疏松的剪缩性砂层, 亦必然要进行工程处理。所以, 以往关于震动液化大变形问题的研究, 主要集中于剪胀性砂土。下文中如没有特别说明, 所提及的砂土均指剪胀性砂土。2) Seed 等将不排水往返荷载作用下饱和砂土“第一次达到有效应力为零的液化状态”定义为“初始液化”(initial liquefaction)^[70]。以初始液化作为特征点, 在时域上可将整个往返加载过程划分为“液化前阶段”和“液化后阶段”。震动液化引起的大变形只会发生在液化后阶段^[71], 亦称之为液化后大变形 (post-liquefaction deformation)。为简便计, 下文中将“液化后大变形”简称为“液化大变形”。3) 迄今关于往返加载作用下砂土液化的物理机制和本构模型, 绝大多数只适用于液化前阶段, 极少数用于计算液化后大变形的本构模型, 几乎都不是在对液化后大变形规律及其物理机制认识的基础上建立的, 而是通过经验性地显著降低模量或引入缺少客观性的数学技巧来实现的。为此, 笔者及合作者针对地震液化大变形问题, 通过震害调查、室内试验和长期思考, 从规律机理、本构描述到实用分析入手, 提出了一个饱和砂土震动液化大变形本构理论及预测方法^[72-92]。

本节从对实际现象的基本认识开始, 简述饱和砂土震动液化大变形的基本规律、物理机制、本构模型和零应力点算法等本构理论科学内涵及预测方法。

3.1 基于震害调查的实际现象

砂性土体的地震液化可能造成建筑物地基失效, 地下管线破坏、挡土结构倾覆、坝坡失稳、桥梁破坏等震害。大量震害调查结果表明, 液化引起的土体大变形, 可能是土体的塌陷、流滑、侧向挤出或者侧向流动等。80 年代中期, Hamada 等 (1986)^[71]广泛开展了对 1964 年新泻地震和 1983 年日本海中部地震引起的地面永久变形的现场调查研究。他们通过对比航空照片, 第一次发现地震液化导致了大范围的地面永久大变形发生的事实。但是他们研究的重点主要集中在具有初始静剪应力的倾斜地基, 或者护岸附近的饱和水平地基。后一种情况的水平地基在地震时由于护岸的破坏而发生一定范围的侧向流动。

通过对 1964 年日本新泻地震现场调查^[71,72], 发现震动液化引起的土体大变形也可能发生在没有静剪应

力存在的水平地基中, 并且通过 1995 年阪神大地震的震害调查进一步证实, 震动液化引起水平地基产生侧向变形, 是可液化水平地基中普遍存在的现象。图 23 给出了新泻地震时新泻市区地基液化分区图, 地基液化主要发生在标准贯入击数 $N < 12$ 的区域。图 23 中方框所示区域是一个称作万代町的水平地基, 发生了最大达 3m 多的地面水平位移 (见图 24)。该区域离河道的最近距离约 300m, 并且地面侧向位移的方向是背离河道的, 所以地面产生的大位移与河道护岸的破坏无关, 确属水平地基中产生的侧向位移。

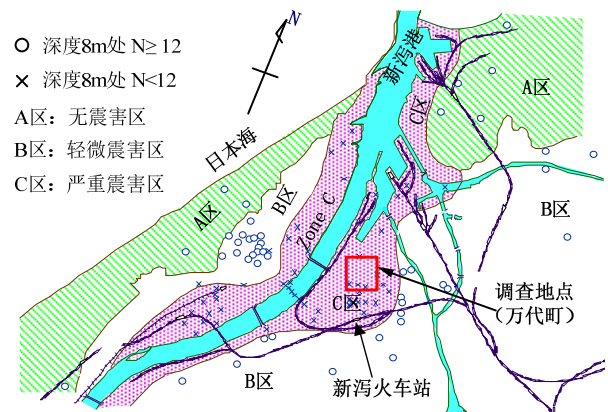


图 23 新泻地震中新泻市区地基液化分区图

Fig. 23 Zoning of liquefaction hazards in Niigata city

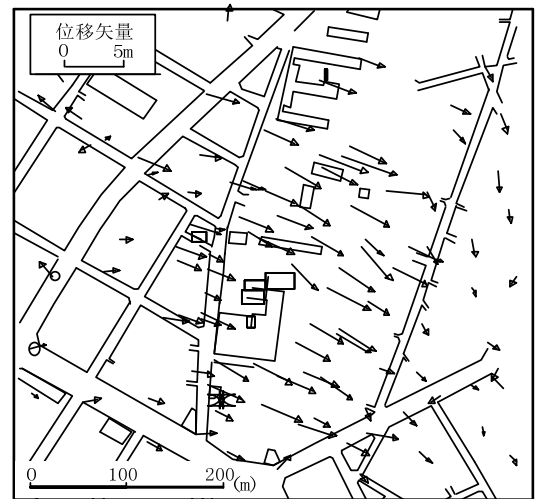


图 24 新泻地震中万代町的水平地基液化后地面水平变形

Fig. 24 Large post-liquefaction lateral displacement of level ground in Niigata earthquake

3.2 基于室内试验观察的基本规律

大量的试验研究发现^[73,74], 在初始液化后的等应力幅值的循环剪切过程中, 试样的有效应力路径几乎完全重合, 循环剪应变随着循环剪切周次的增加而增大; 在一个剪切循环中, 试样的有效应力两次通过零点, 各周的剪应变的差别主要产生在有效应力通过零点的时刻, 如图 25 和图 26 所示。

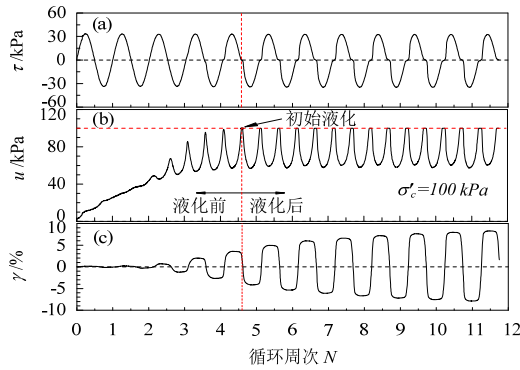


图 25 饱和砂土不排水循环扭剪试验结果

Fig. 25 Undrained torsional shear test results

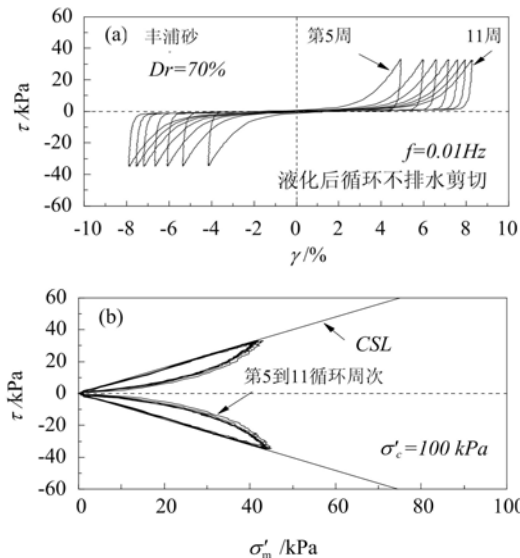


图 26 饱和砂土液化后的应力应变响应

Fig. 26 Typical post-liquefaction strain-stress response

(1) 剪应变的基本规律

为便于探讨液化后剪应变的变化规律, 根据产生时的有效应力状态将剪应变 γ 分解为两个分量 (如图 27) [73-77]: 一个非零有效应力状态时产生的剪应变分量 γ_d , 和一个零有效应力状态时产生的剪应变分量 γ_o , 即

$$\gamma = \gamma_d + \gamma_o \quad (55)$$

γ_o 的变化特点为 (见图 28): 1) γ_o 只在液化后有效应力过零点时产生; 2) γ_o 的大小与当前的剪应力大小无关, 只依赖于应力应变历史; 3) γ_o 的绝对值随着剪切循环次数的增加而增大, 但其增加速率逐渐变小; 4) γ_o 的方向取决于后续剪应力的方向; 5) 随着初始液化后循环剪切次数的增加, γ_o 间歇性的增大决定了剪应变 γ 的发展。

从图 26 中可以看出, 初始液化后非零有效应力状态的应力应变滞回曲线形状相似、互相平行。如果从总的剪应变 γ 中扣除 γ_o , 则各循环的应力应变滞回曲线几乎完全重合, 各循环所对应的有效应力路径也几乎完全重合。该现象表明, 初始液化后 γ_d 的变化只

依赖于当前剪应力的变化, 与应力应变历史几乎无关。

评价饱和砂土液化后应力应变响应的关键在于揭示 γ_o 的产生机理和发展规律。在以前的研究中, 通常忽略了剪应变分量 γ_o 的存在, 在本构模型中通过逐渐降低模量的方法来描述液化后的循环剪切过程中剪应变的持续增长。

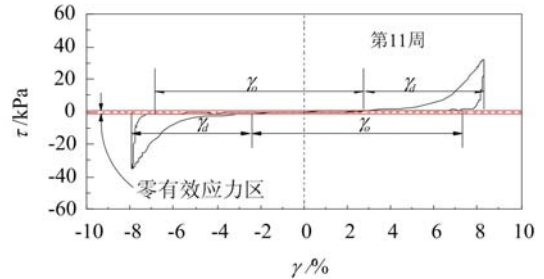
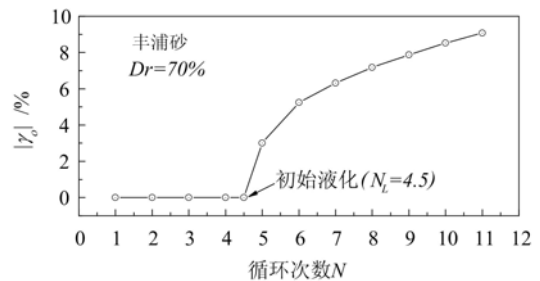


图 27 液化后剪应变的分解

Fig. 27 Decomposition of post-liquefaction shear strain

图 28 剪应变分量 γ_o 的累积变化过程Fig. 28 Development of shear strain component γ_o

(2) 再固结体变的基本规律

“再固结体变”是指在不排水剪切试验的某个时刻停止剪切, 打开排水管让试样中累积的超静孔隙水压力完全消散后测得的体积应变。试验表明 (见图 29) [73]: 1) 在初始液化前, 再固结体变和超静孔压间存在着——对应关系, 但在初始液化以后, 这种——对应的关系就不再成立, 因此不能仅采用超静孔压来预测再固结体变; 2) 无论初始液化前后, 再固结体变和最大剪应变有着很好的对应关系, 可以用最大剪应变来预测再固结体变的大小。

发现采用相对压缩指数 R_c 可以归一化不同密度的砂土的再固结体变和最大剪应变的关系曲线 [73,78]。相对压缩指数定义为

$$R_c = \frac{\Delta e_{vd,ir}}{e_o - e_{min}} = \frac{\varepsilon_{vd,ir}}{(\varepsilon_{vd,ir})_{max}} \quad (56)$$

式中 e_o 为初始孔隙比, e_{min} 为最小孔隙比, $e_o - e_{min}$ 为孔隙比的最大变化值; $\varepsilon_{vd,ir}$ 为已定义的不可逆性剪切体应变, $\Delta e_{vd,ir}$ 为与不可逆性剪切体应变相对应的孔隙比变化; $(\varepsilon_{vd,ir})_{max}$ 为砂土具有的不可逆性剪切体应变势。相对压缩指数 R_c 的值在 0~1 之间变化, 与前期最大剪应变的关系为

$$R_c = R_o \cdot \gamma_{\max}^m, \quad (57)$$

式中 R_o 和 m 是材料常数, 对大部分砂可分别取 2 和 0.76。

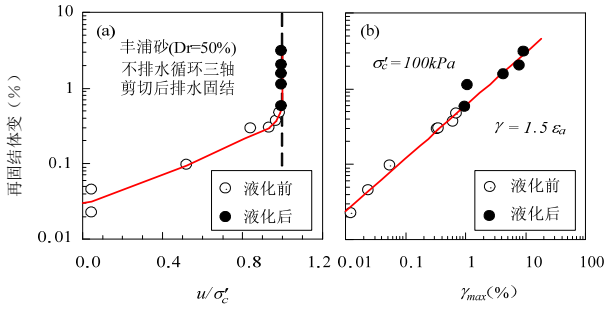


图 29 再固结体变与孔压和前期剪应变的关系

Fig.29 Relationship between reconsolidation volumetric strain and preceding maximum shear strain & excess pore pressure ratio

(3) 剪切吸水效应

本文第 1 节中, 已将饱和土在自然排水条件下随着剪切作用而发生的含水量增大的行为和过程称为剪切吸水现象^[34,36]。在循环扭转试验机^[34]和循环三轴压缩仪^[19]上研制了控制试样剪切吸水速率的试验设备, 成功地再现了从较松到密实状态的饱和砂土中的剪切吸水现象及相应的应力应变响应 (见图 30 和图 31)。饱和砂土的液化后剪切吸水试验和循环剪切吸水试验结果表明:

1) 具有相同密度的饱和砂土, 其液化后单调剪切的应力应变关系随相对剪切吸水速率的不同而呈现出硬化、理想塑性及软化的不同变化 (见图 32)。仅当满足自由剪切吸水或强制剪切吸水条件时, 饱和砂土才会产生具有流动特征的大变形。

2) 循环剪切作用下, 剪切吸水条件下的砂土试样较不排水条件下更容易达到液化状态, 达到同样的变形需要的循环周数也较不排水时少, 且随着剪切吸水速率的增大, 该现象更加明显。

3) 剪切吸水使得液化后变形发展更快, 零有效应力状态的剪应变分量 γ_o 和非零有效应力状态的剪应变分量 γ_d 都较不排水条件下大。

4) 剪切吸水使得临界应力状态和试样的物态均有所调整, 描述剪切吸水条件下饱和砂土的本构特性需要考虑其影响。

3.3 物理机制

通过对饱和砂土液化后零和非零有效应力状态的体积应变界限条件的分析^[73-77], 阐明了饱和砂土液化后存在三个物理状态, 揭示了液化后的剪切应变和各体积应变分量之间的内在联系, 发现饱和砂土在不排水往返剪切过程中的三个体积应变分量 (有效球应力变化引起的体变、可逆性剪切体变和不可逆性剪切体变) 的变化规律决定了液化后剪应变的发展。

(1) 三种物理状态

由 (34) 和 (38) 式可知, 剪切过程中饱和砂土总的体积应变 ε_v 可分解为三个分量, 亦即

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{vc} + \varepsilon_{vd} = \varepsilon_{vc} + \varepsilon_{vd.re} + \varepsilon_{vd.ir} \quad (58)$$

在完全不排水条件下, 饱和土单元不发生体积变化, 体积相容性条件为

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{vc} + \varepsilon_{vd.re} + \varepsilon_{vd.ir} = 0 \quad (59)$$

由于在循环剪切过程中 $\varepsilon_{vd.ir}$ 和 $\varepsilon_{vd.re}$ 均会发生变化, 为了满足体积相容性条件, ε_{vc} 必须相应发生改变, 而 ε_{vc} 的变化只能由有效球应力的变化引起, 于是就产生了超静孔隙水压力 u 。 $\varepsilon_{vd.ir}$ 在剪切过程中呈体积收缩的单调增大, $\varepsilon_{vd.re}$ 呈体积膨胀的可逆性变化, 所以超静孔隙水压力 u 在呈现出平均单调增加的同时又随剪应变的周期性变化呈周期性的波动变化。

对于一定的初始固结应力状态, ε_{vc} 存在一个界限值, 即有效球应力减小到零时 (液化状态) 的膨胀体积应变, 记作 $\varepsilon_{vc.o}$ 。当累积的 $\varepsilon_{vd.ir} \geq -\varepsilon_{vc.o}$ 时, 饱和砂土进入液化后状态。由于 $\varepsilon_{vd.re}$ 的可逆性变化, 饱和砂土在液化后可能在三种不同的物理状态间变换:

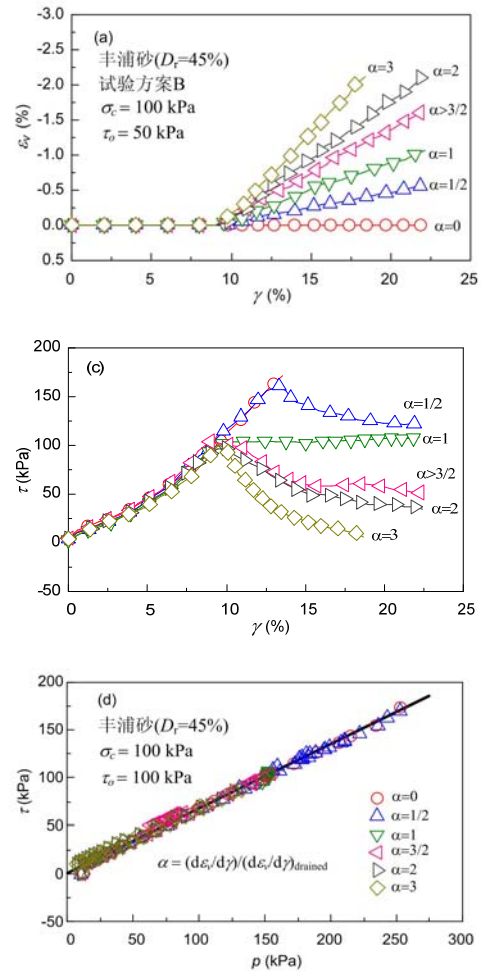


图 30 液化后剪切吸水试验结果

Fig. 30 The stress-strain behavior of saturated sand observed in different constant water absorption rate shear tests

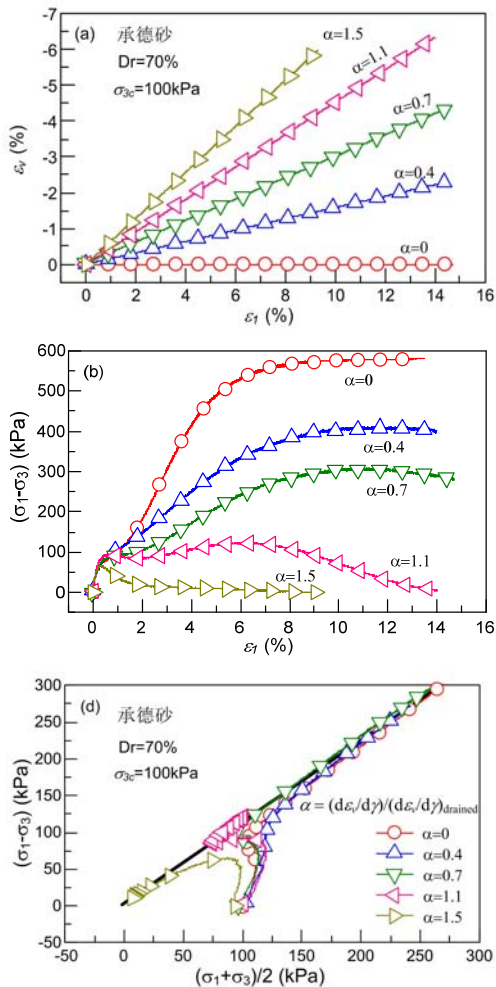


图 31 三轴压缩剪切吸水试验结果

Fig. 31 Results of triaxial compression test under different water absorption rate (strain path test)

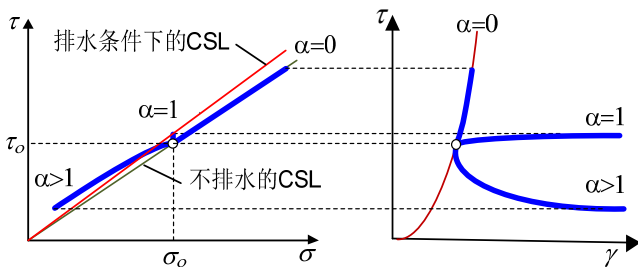


图 32 应力应变类型和剪切吸水率的关系

Fig. 32 Stress-strain responses dependent on water absorption rate

1) 摩擦接触状态 ($-(\varepsilon_{vd,ir} + \varepsilon_{vd,re}) > \varepsilon_{vc,o}$)。土颗粒相互接触形成土骨架且存在接触应力, 土中的有效应力大于零。在此状态饱和砂土表现为摩擦材料的力学行为。此状态中产生的剪应变就是前面定义的 γ_d 。

2) 塑性流动状态 ($-(\varepsilon_{vd,ir} + \varepsilon_{vd,re}) < \varepsilon_{vc,o}$)。土颗粒间接触应力暂时消失, 土颗粒处于悬浮状态 (见图 33(b)), 饱和砂土处于液化状态, 不能抵抗剪切作用, 在此状态产生的剪应变即为前面定义的 γ_o 。需要指出的是, 此状态下按体积相容性条件式 (59) 得到的 $\varepsilon_{vc} < \varepsilon_{vc,o}$ 。因不存在一个土骨架, 有效应力的意义也

不存在, 所以 ε_{vc} 已不再具有原来的物理含义, 即只有在 $\varepsilon_{vc} \geq \varepsilon_{vc,o}$ 的范围内, ε_{vc} 才和有效球应力的变化有着相关关系。

3) 临界接触状态 ($-(\varepsilon_{vd,ir} + \varepsilon_{vd,re}) = \varepsilon_{vc,o}$)。摩擦接触状态和塑性流动状态的界限状态。在此状态下, 土颗粒虽然接触形成土骨架但相互间不存在接触力, 土中的有效应力为零 (见图 33(a)和(c))。由于土颗粒排列组成的骨架具有方向性, 所以当沿着排列方向剪切时, 土骨架总的表现为膨胀, 饱和砂土进入摩擦接触状态, 而在反向剪切时则进入塑性流动状态。

状态 (2) 和 (3) 都属于零有效应力状态。只有当饱和砂土达到剪切方向的临界摩擦状态, 进一步沿该方向剪切时, 土的有效应力和抗剪切能力才能恢复。

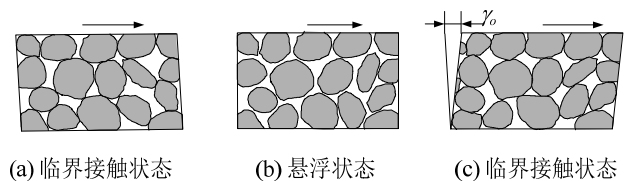


图 33 零有效应力状态颗粒的细观结构示意图

Fig. 33 Illustration of probable arrangement of particle assembly in state of zero effective stress

(2) 大剪应变的物理机制

饱和砂土进入非零有效应力状态的临界条件为:

$$\varepsilon_{vd,re} + \varepsilon_{vd,ir} + \varepsilon_{vc,o} = 0 \quad (60)$$

在液化后, 一般 $\varepsilon_{vd,ir} > -\varepsilon_{vc,o}$, 因此必须要产生一个足够小的 $\varepsilon_{vd,re}$ (因其值为负, 其绝对值 $-\varepsilon_{vd,re}$ 必须足够大) 才能满足式 (60), 即可逆性剪切体变必须产生足够大的体积膨胀来使土颗粒重新进入非零有效应力状态 (摩擦接触状态)。根据前面可对逆性剪切体变的变化规律的分析, 要产生足够大的体积膨胀就必须产生相应的足够大的剪应变, 该剪应变就是前面定义的 γ_o 。可见, γ_o 实质上是产生足够大的可逆性剪胀体变以满足砂土达到临界接触状态需要的最小剪应变。由于 $\varepsilon_{vd,ir}$ 随循环剪切次数不断增大, 离开零有效应力状态所需要的 $-\varepsilon_{vd,re}$ 就越来越大, 所以 γ_o 也随着循环剪切次数的增加不断增大。

根据上述机理, 图 35 示意性地给出了图 34 所示的等应力幅不排水循环剪切试验过程中剪切体变的变化过程。可以看出: $\varepsilon_{vd,ir}$ 在剪切过程中一直单调增加; $\varepsilon_{vd,re}$ 则呈可逆性的变化, 在一个剪切循环中两次恢复到零; 离开零有效应力状态所需要的 $-\varepsilon_{vd,re}$ 在随着循环次数的增加而增加; 液化后各剪切循环中非零应力状态的 $\varepsilon_{vd,re}$ 的变化相同。图 35 给出了根据图 34 分解出的 $\varepsilon_{vd,re}$ 随循环剪切周次的变化曲线以及每一循环中 γ 随 $\varepsilon_{vd,re}$ 变化的示意图。对比图 13 和图 35, 可以

看出排水和不排水循环剪切过程中, ε_{vd} 尤其是 $\varepsilon_{vd.re}$ 的发展过程存在着显著的差别, 这种差别是由两种试验条件的体变约束条件不同引起的。

上述液化后大变形的机理解释了 γ_o 产生的物理机制。从而不难理解, 图 26 所示的循环剪切试验中, 液化后相同的有效应力路径下产生的循环剪应变随着循环剪切周次的增加而增大的内在原因。

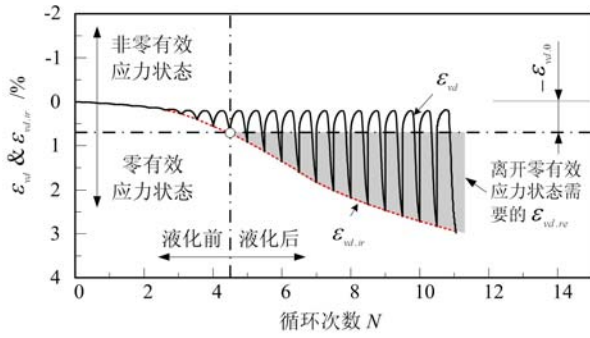


图 34 不排水等应力幅循环剪切下剪切体变的变化示意

Fig. 34 Gedanken experience on developments of dilatancy components

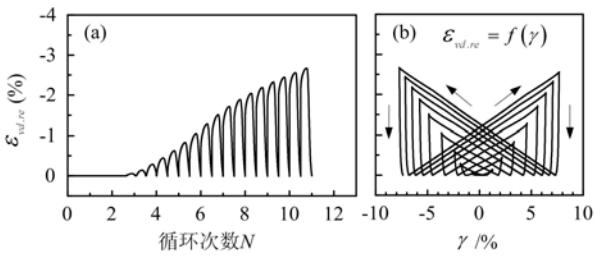


图 35 不排水条件下可逆性剪切体变与剪应变的发展规律

Fig. 35 Gedanken experience on development of reversible dilatancy component and its change with cyclic shear strain

(3) 再固结体变的物理机制

用上述机理同样可以解释试验观察到的再固结体变的变化规律。再固结体变主要是由 $\varepsilon_{vd,ir}$ 和部分残余的 $\varepsilon_{vd,r}$ 组成。由于 $\varepsilon_{vd,ir}$ 在剪切过程中是不断累积的, 所以再固结体变无论在液化前和液化后都在增加。根据前面分析, 不排水循环剪切过程中, 为了满足体积相容性条件, $\varepsilon_{vd,ir}$ 的变化幅值随着 $\varepsilon_{vd,ir}$ 的增加而增大。由于 $\varepsilon_{vd,ir}$ 与剪应变间存在着基本不依赖于剪切历史的对应关系, 所以再固结体变与经历的最大循环剪应变间存在着较好的相关关系。

(4) 流滑的物理机制

基于上述机理分析, 可以得出液化后流滑产生的条件。饱和砂土不能无限剪胀, $\varepsilon_{vd,ir}$ 存在一个极限值, 记作 $\varepsilon_{vd,ir,min}$ 。如果 $\varepsilon_{vd,ir}$ 发挥到其极限值 $\varepsilon_{vd,ir,min}$ 时仍不能满足进入非零有效应力状态的条件 (见图 36), 即

$$-\varepsilon_{vd,ir,min} < (\varepsilon_{vd,ir} + \varepsilon_{vd,r}) \quad (61)$$

则砂土在剪切过程中一直处于塑性流动状态, 就产生流滑现象。显然, 砂土越松, $-\varepsilon_{vd,ir,min}$ 越小, $\varepsilon_{vd,ir}$ 越大, 所以流动性的大变形一般发生在较松的砂土中。所以, 流滑现象实质上是由于体积相容性条件得不到满足而呈现出的一种非稳定大变形。所以, 一旦出现流滑现象, 流滑变形的大小更大程度上取决于边界约束条件。(61) 式给出了判定流滑发生的条件。

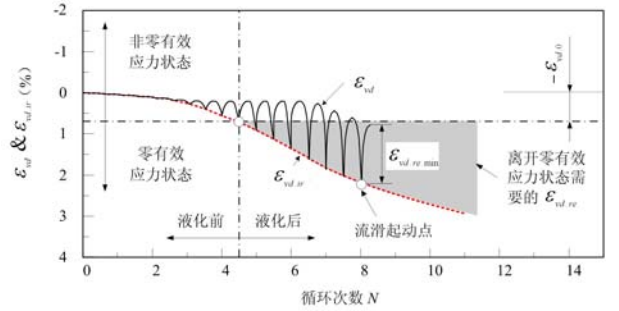


图 36 触发流滑时剪胀分量的发展规律

Fig.36 Gedanken experience on evolution of dilatancy when onset of flow slides

(5) 自然排水条件

上述物理机制同样可用于自然排水条件下砂土液化后大变形的机理解释^[74,79], 在自然排水条件下, 由于 $\varepsilon_v \neq 0$, 只需将判别三个物理状态的体变界限条件中的 $-(\varepsilon_{vd,ir} + \varepsilon_{vd,r})$ 替换为 $\varepsilon_v - (\varepsilon_{vd,ir} + \varepsilon_{vd,r})$ 即可。

图 37 给出了自然排水条件下等应力幅循环剪切下剪切体变的变化示意图, 图中的虚线表示不排水条件下的不可逆体变, 粗实线为不可逆体变与剪切吸水效应导致的体变累积。剪切吸水可以认为是增大了不可逆体变分量, 因此剪切吸水速率越大, 剪应变的发展就越快, 砂土发生流滑的可能性也越大。

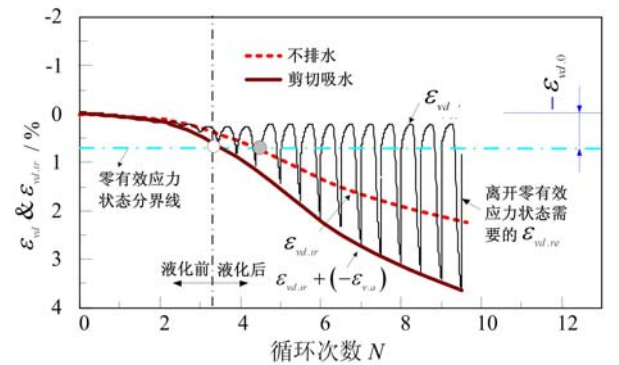


图 37 自然排水条件下等应力幅循环下剪切体变的变化

Fig. 37 Gedanken experience on developments of dilatancy components in water absorption condition

3.4 液化后大变形定量描述的通用理论框架

根据饱和砂土液化后变形的物理机制, 提出了物理含义明确的定量描述饱和砂土液化后大变形的一般途径^[76,77]。在此基础上, 只要根据一般的本构理论确定剪切模量、体积模量和剪胀方程的具体变化规律就

可以描述出饱和砂土液化后的应力应变响应。

根据前述液化后变形的机理, γ_o 可以理解为使产生的可逆剪切体变 $\varepsilon_{vd, re}$ 满足临界接触状态所需要的最小剪应变:

$$\int_0^{\gamma_o} D_{re, o} d\gamma = \varepsilon_v - (\varepsilon_{vd, ir} + \varepsilon_{vc, o}) \quad (62)$$

式中, $D_{re, o} = d\varepsilon_{vd, re}/d\gamma$ 为零有效应力状态时的可逆性剪胀速率。如 $D_{re, o}$ 在零应力状态的平均值为 $\bar{D}_{re, o}$, 则

$$\gamma_o = \varepsilon_v - (\varepsilon_{vd, ir} + \varepsilon_{vc, o}) / \bar{D}_{re, o} \quad (63)$$

γ_d 可由当前剪应力 q 及体积相容性条件确定。按照弹塑性理论的框架, 剪应变增量 $d\gamma_d$ 由弹性部分 $d\gamma_d^e$ 和塑性部分 $d\gamma_d^p$ 组成

$$d\gamma_d = d\gamma_d^e + d\gamma_d^p \quad (64)$$

弹性应变为

$$d\gamma_d^e = dq/3G \quad (65)$$

式中, G 为弹性剪切模量。

塑性剪应变 γ_d^p 可由塑性理论和体积相容性条件确定。设剪胀关系为

$$d\varepsilon_{vd} / d\gamma_d^p = D \quad (66)$$

式中, D 为总的剪胀速率。根据体积相容性条件可得:

$$d\varepsilon_{vd} + d\varepsilon_{vc} = d\varepsilon_v \quad (67)$$

对于液化后单调剪切的情况, ε_{vc} 可确定如下

$$d\varepsilon_{vc} = \frac{dp'}{K} = \frac{dq}{KM_{cs}} \quad (68)$$

式中, p' 为有效球应力, K 为体积模量, M_{cs} 为临界状态线的斜率。在推导中用到了液化后单调剪切下有效应力路径沿临界状态线的条件: $q = M_{cs} p'$ 。将 (66) 式和 (68) 式代入 (67) 式得

$$d\gamma_d^p = \frac{d\varepsilon_v}{D} - \frac{dq}{KM_{cs} D} \quad (69)$$

至此, 可得非零有效应力状态剪应变增量为

$$d\gamma_d = d\gamma_d^e + d\gamma_d^p = \frac{dq}{3G} + \frac{d\varepsilon_v}{D} - \frac{dq}{KM_{cs} D} \quad (70)$$

本构方程 (63) 和 (70) 式是描述饱和砂土液化后大变形的通用理论框架, 对于循环加载情况同样适用。只需利用一般的循环塑性理论给出式中模型元素的具体形式就可以建立描述液化大变形的本构模型, 核心是定量描述可逆性与不可逆性剪切体应变规律, 获得 $D_{re, o}$ 和 D 的具体表达式。

3.5 本构模型

根据上节给出的定量描述液化大变形的通用理论框架, 采用不同类型的本构模型给出 (63) 和 (70) 式中的模型元素的具体型式, 笔者等已提出了多个不同精度、不同适用范围的液化后大变形本构模型。在这些模型中, 既有 γ_o 和 γ_d 可分开计算的, 也有采用统一的剪胀方程实现统一计算的。

(1) 液化后单调加载本构模型

基于新的剪胀物理模型和相对压缩指数^[75,78], 受屈智炯先生《土的塑性力学》中有关正交法则的精到论述的启发^[93], 假定零有效球应力状态下正交法则成立, 提出了确定零应力状态剪应变 γ_o 的关系式

$$\gamma_o = \frac{R_o}{M_{cs}} \frac{e_o - e_{\min}}{1 + e_o} (\gamma_{\max} - \gamma_{\text{entry}})^m \quad (71)$$

$$\gamma_{\text{entry}} = [-R_o \frac{e_o - e_{\min}}{1 + e_o} \varepsilon_{vc, o}]^{1/m} \quad (72)$$

式中, $\gamma_{\max}$ 为往返加载过程中的最大双幅剪应变, γ_{entry} 为引起初始液化所需要最小双幅剪应变, 称为“门槛剪应变”, e_o 和 $e_{\min}$ 分别为砂土的孔隙比和最小孔隙比。 m 和 R_o 是材料常数, 对于疏松到中密的砂土可取 $m=0.76$ 、 $R_o=28.1$; $\varepsilon_{vc, o}$ 是有效应力降低到零产生的体积膨胀量。(71) 和 (72) 式确定的零应力状态剪应变 γ_o 与试验结果吻合良好^[75]。

忽略非零有效应力状态剪应变分量 γ_d 的弹性部分, 有效应力沿着临界应力状态线时, γ_d 可描述为

$$\gamma_d = \frac{\alpha K}{M_{cs} - M_0} \left(\frac{p_i}{p_a} \right)^A \left(\frac{q}{M_{cs} p_i'} \right)^B \quad (73)$$

式中, p_a 和 p_i' 分别为大气压力和初始有效围压; K , A , B 为模型参数。

在该本构方程的基础上, 进一步采用随密度变化的临界状态线斜率 M_{cs} , 和随围压变化的变化门槛剪切应变 γ_{entry} , 建立了一个可同时模拟围压和密度对砂土液化后应力应变响应影响的单调加载本构模型^[79]。

(2) 循环加载非线性本构模型

改进了 Ramberg-Osgood 非线性模型来描述非零有效应力状态的剪应变分量 γ_d , 同样采用 (71) 和 (72) 式来描述零有效应力状态的剪应变分量 γ_o , 提出了一个可用于水平或接近水平的饱和砂土地基动力反应分析的直接非线性本构模型^[81]。该模型中还有两个特点: 1) 采用了移动相态转换线 (MPTL) 和移动临界状态线 (MCSL) 来合理地描述初始液化前的有效应力路径^[33]; 2) 引入了一个瞬态超静孔压模型和一个应力软化模型来反映超静孔压变化引起的骨架曲线和滞回曲线的软化和硬化。

(3) 循环加载弹塑性本构模型

在对砂土液化后大变形机理认识的基础上, 结合边界模型框架, 建立了一个实用的可统一模拟饱和砂土液化前后应力应变响应的弹塑性循环本构模型^[73,74,82]。该模型不仅能模拟不排水条件下饱和砂土液化前后循环应变的发展过程和液化后排水再固结体变的累积过程, 同时还能模拟饱和砂土在排水条件下的应力应变响应 (图 39 和图 40)。

在此基础上, 进一步通过考虑剪切吸水效应导致

的饱和砂土的状态变化, 结合采用临界状态模型的基本框架, 采用状态相关的剪胀方程、强度和模量, 提出了一个可用于描述剪切吸水效应的引起饱和砂土软化、硬化等现象的弹塑性循环本构模型 (图 41) [74]。

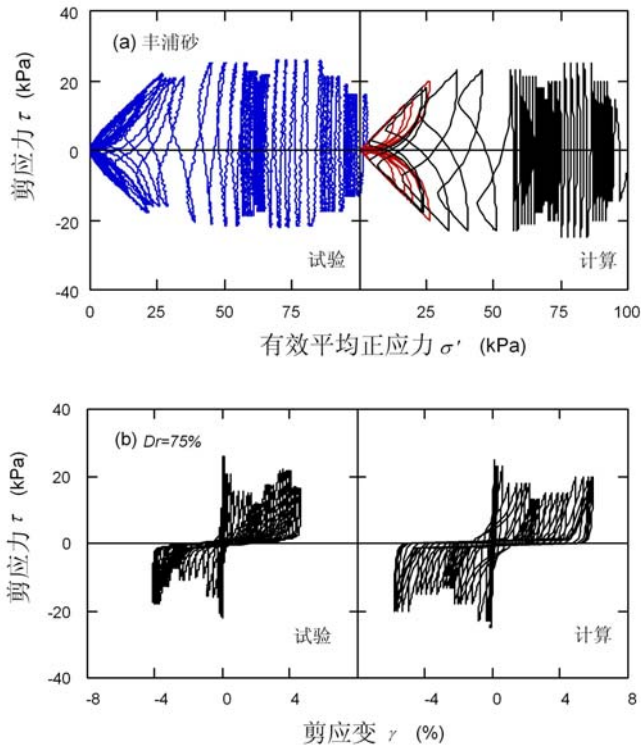


图 38 循环加载非线性本构模型的表现

Fig. 38 Performance of cyclic direct nonlinear constitutive model

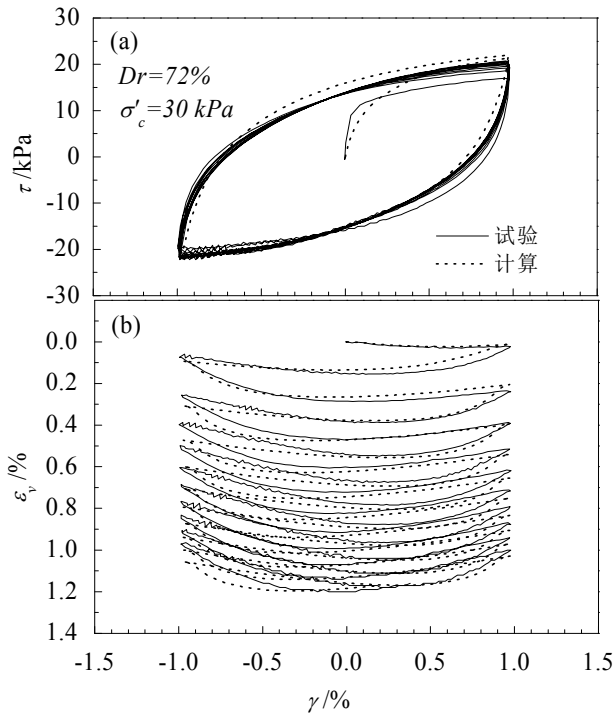


图 39 循环弹塑性本构模型的表现 (排水试验)

Fig. 39 Performance of cyclic elasto-plastic constitutive model (simulation of drained torsional test)

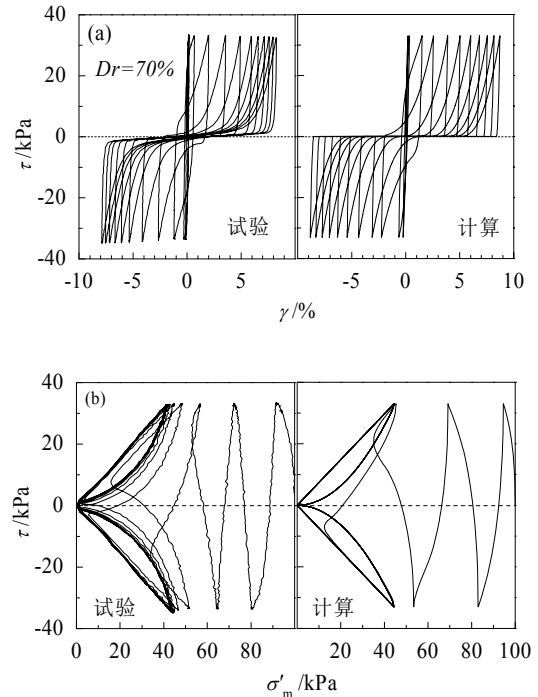


图 40 循环弹塑性本构模型的表现 (不排水试验)

Fig. 40 Performance of cyclic elasto-plastic model (simulation of undrained torsional test)

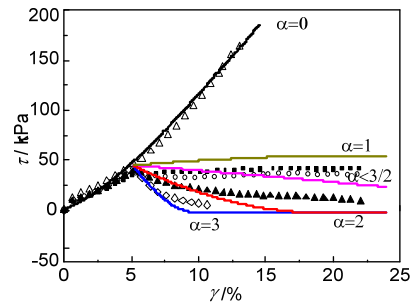


图 41 循环弹塑性本构模型的表现 (剪切吸水试验)

Fig. 41 Performance of cyclic elasto-plastic constitutive model (simulation of water absorption shear test)

3.6 数值算法

零有效应力状态时本构模型的数值算法, 是液化大变形计算的一个关键难题。提出了一种零有效应力状态模型的计算机制, 实现了零有效应力状态和非零有效应力状态的剪应变分量在同一模型框架下统一计算^[73,77,85]。针对液化问题有效应力状态经常处于零的问题, 发展了一个稳定的处理零应力状态的应力积分算法, 方便了模型在通用有限元分析程序中实现。

(1) 零有效应力状态的计算机制

根据饱和砂土初始液化后变形的机理, 零有效应力状态时产生的剪应变分量是由此时的体积应变约束条件及可逆性剪切体变分量和不可逆性剪切体变分量的组合变化规律决定的。因此在计算液化后的循环剪应变时不需要其它假设和模型参数, 只需在计算中正确处理零有效应力状态时的计算过程, 既保证体变约

束条件的实现又保证计算过程的正确进行。

土是一种压硬性材料, 其模量和强度都与有效球应力有关, 为避免计算中出现 $0/0$ 或 $n/0$ 的数值困难, 在计算中取一小值作为零有效应力状态的有效球应力值, 记作 $p_{\min}$, 即

$$\begin{cases} p > p_{\min} & \text{非零有效应力状态} \\ p = p_{\min} & \text{零有效应力状态} \end{cases} \quad (74)$$

$p_{\min}$ 的具体数值需根据精度要求和数值稳定性权衡确定, 一般可取初始有效球应力的百分之一至万分之一。压缩体变 ε_{vc} 为

$$\varepsilon_{vc} = \varepsilon_v - \varepsilon_{vd.re}^p - \varepsilon_{vd.ir}^p \quad (75)$$

根据前面的分析, ε_{vc} 存在一个界限值 $\varepsilon_{vc.o}$, 即有效球应力从初始有效固结应力恰好减小到零时的回弹体积应变。在液化后的循环剪切过程中饱和砂土可能处于两种应力状态: 零有效应力状态和非零有效应力状态。两种应力状态可由压缩体变 ε_{vc} 的值来界定。在非零有效应力状态 ($\varepsilon_{vc} > \varepsilon_{vc.o}$), 压缩体变的变化和有效球应力的变化有关; 在零有效应力状态 ($\varepsilon_{vc} \leq \varepsilon_{vc.o}$), 土颗粒可能处于无颗粒间接触应力的悬浮状态, 压缩体变值不能由有效球应力确定, 只能根据体积相容条件式 (59) 确定, 即

$$\begin{cases} \text{非零有效应力状态: } p = f(\varepsilon_{vc}), \text{ 当 } \varepsilon_{vc} > \varepsilon_{vc.o} \\ \text{零有效应力状态: } p = p_{\min}, \text{ 当 } \varepsilon_{vc} \leq \varepsilon_{vc.o} \end{cases}, \quad (76)$$

在零有效应力状态, 球应力始终保持等于 $p_{\min}$, 在这个强约束条件下, 计算塑性剪应变、可逆性剪切体变分量 $\varepsilon_{vd.re}$ 和不可逆性剪切体变分量 $\varepsilon_{vd.ir}$, 同时根据体积相容条件计算并记忆压缩体变 ε_{vc} 的大小, 然后再根据压缩体变 ε_{vc} 判断应力是否离开零有效应力状态。为了说明零有效应力状态模型的处理细节, 图 42 给出了将 $p_{\min}$ 放大的液化后一个剪切循环中模型计算的应力应变曲线和压缩体变的变化曲线。图中的 $b-c$ 段和 $e-f$ 段都处于零有效应力状态, 可见在零有效应力状态, $\varepsilon_{vc} \leq \varepsilon_{vc.o}$, $p = p_{\min}$, 应力应变曲线为等 p 剪切条件下的曲线。一旦 $\varepsilon_{vc} \geq \varepsilon_{vc.o}$, ε_{vc} 的继续增加导致有效球应力的增加, 于是有效应力离开零状态。

(2) 模型的应力积分算法

由于在零有效应力状态, 球应力强制等于 $p_{\min}$, 压缩体变 ε_{vc} 只能由体积相容性条件计算, 因此应力增量和应变增量间也不存在一一对应关系。该特点使得液化后大变形本构模型的应力积分算法较一般的弹塑性模型有所不同。

提出了基于一般的预测-修正的隐式应力积分算

法^[73,82], 数值稳定好, 效率较高。该应力积分算法最主要的特点是: 1) 首先根据体积相容性条件, 计算压缩体变, 由压缩体变计算球应力 (分别处理零和非零有效应力状态), 然后再在该球应力下计算偏应力和塑性应变; 2) 塑性修正过程中, 不仅要对塑性一致性条件进行迭代, 还要对球应力进行迭代。

该应力积分算法适用于任意排水条件 (包括完全排水、部分排水与完全不排水), 为砂土液化后大变形的本构模型应用于具体边值问题分析奠定了基础。

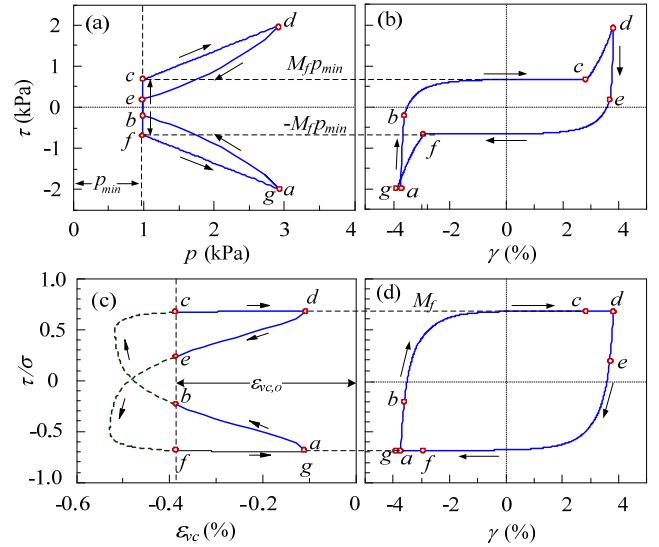


图 42 零应力状态的计算机制示意

Fig. 42 Illustration of post-liquefaction calculation mechanism

3.7 液化大变形预测方法

(1) 数值方法

在提出的能统一描述饱和砂土液化前后尤其是液化后的大剪应变响应的非线性弹性本构模型的基础上, 采用 Penzien 简化法建立了桩-土相互作用的数值计算模型, 通过对阪神地震中一水平地基侧向大变形导致桩基础破坏的实例的分析^[83, 84], 验证了所提计算方法的有效性。

饱和土震动液化过程实质上是一个伴随着土骨架与孔隙水相互作用的动力固结过程。利用所提出的数值算法^[85], 将提出的弹塑性循环本构模型添加到 SWANDYNE II 程序中, 并进一步发展了该程序的局部应力积分算法和总体求解方案, 增强了该程序求解非线性问题的稳定性, 尤其是液化问题的能力。

为了验证模型和数值算法的有效性, 对 VELACS 项目中的三个动力离心模型试验 (饱和松砂水平地基、饱和松砂倾斜地基、松砂和密砂的水平组合地基) 进行了数值模拟^[73,85], 验证了基于液化后大变形弹塑性本构模型的数值方法应用于实际边值问题的能力。数值模拟较好地再现了离心模型试验测得的加速度响

应、超静孔压响应及变形累积过程, 给出了典型土单元的应力应变曲线和有效应力路径, 从土的应力应变响应的角度较好地解释了模型中超静孔压的产生、扩散、消散过程以及液化大变形的发展过程。

为了验证所提出的数值方法应用于实际结构与土动力相互作用分析的有效性, 对日本阪神地震中破坏的大开车站进行了地震反应分析(图 43 和图 44)^[73,86]。计算分析表明: 大开车站周围存在一个可液化土层; 当可液化土层达到液化状态时土层会产生侧向位移, 会急剧增大施加在车站结构上的水平力, 对车站的安全产生极为不利的影响。这从一定程度上揭示了大开车站破坏的可能原因。

采用建立的能描述液化后饱和砂土剪切吸水效应的本构模型^[74], 对美国下圣费尔南多坝进行了流固耦合动力反应分析(图 45 和图 46)。计算结果表明, 地震引起的水力冲填料的液化是引起震害产生的主要原因, 而地震动结束后坝体应力状态调整和超孔压的扩散造成了液化区域有所增大, 使得剪切变形集中区域的土体处于吸水剪切条件, 强度恢复很小, 导致变形不断发展和流滑的发生。

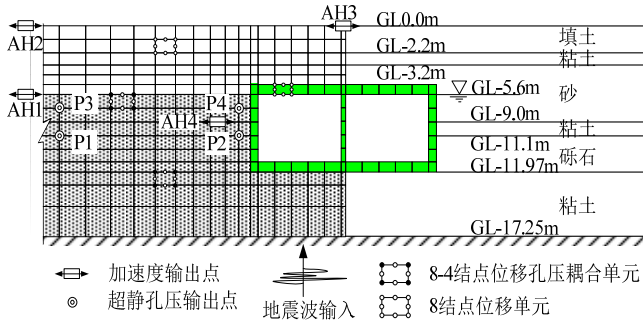


图 43 大开车站概化地层及有限元网格

Fig. 43 Soil stratum and FE mesh of Daikai station

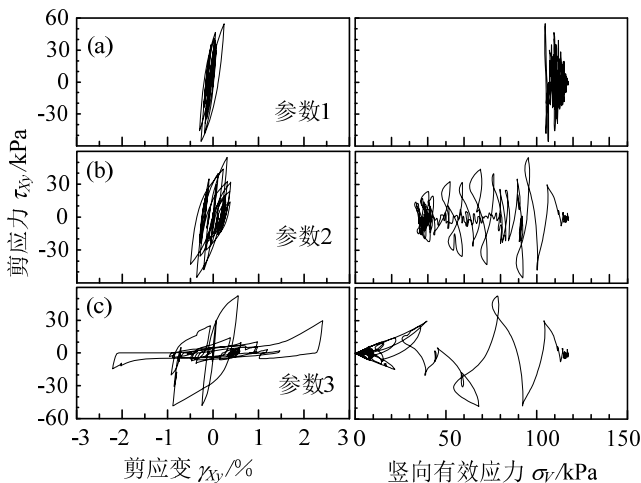


图 44 大开车站饱和砂土层典型单元的应力应变响应

Fig. 44 Stress-strain behavior of typical element of sand strata

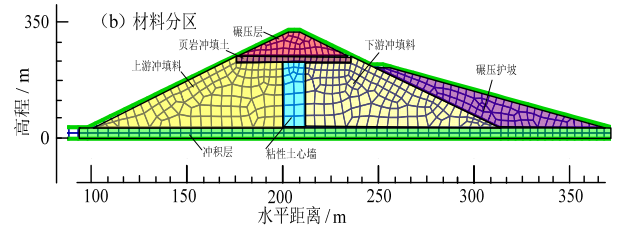


图 45 下圣费尔南多坝的计算模型

Fig.45 FE model of Lower San Fernando Dam

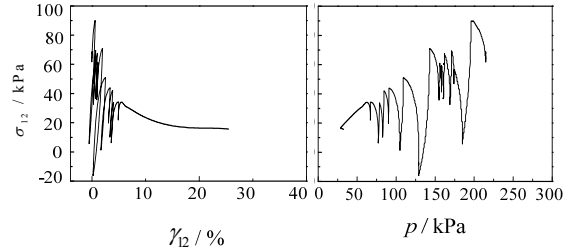


图 46 下圣费尔南多坝水力冲填料典型单元的应力应变响应

Fig. 46 Stress-strain behavior of typical sand element of dam

(2) 实用方法

迄今发展的砂土地基震动液化大变形的预测方法大多是基于现场震害调查或室内外研究资料的经验性统计方法。这些方法分别用于预测饱和水平砂土地基的地面沉降以及倾斜地基的侧向流动。根据饱和砂土震动液化大变形物理机制分析, 发现液化后的残余剪应变 γ_r 和残余体应变 $\varepsilon_{v,r}$ 均取决于不排水往返加载作用引起的最大不可逆剪切体应变或称不可逆性剪切体变势 $\varepsilon_{vd,ir}$, 且存在如下的关系:

$$\varepsilon_{v,r} + \bar{D} \cdot \gamma_r = \varepsilon_{vd,ir} \quad (77)$$

其中, $\varepsilon_{vd,ir}$ 可由剪切过程中经历的最大前期剪应变 $\gamma_{\max}$ 确定如下

$$\varepsilon_{vd,ir} = \frac{e_i - e_{\min}}{1 + e_i} R_o \cdot \gamma_{\max}^m \quad (78)$$

式中, $\bar{D}$ 为剪胀速率的平均值, e_i 为初始孔隙比, $e_{\min}$ 为最小孔隙比, R_o 和 m 为材料常数。

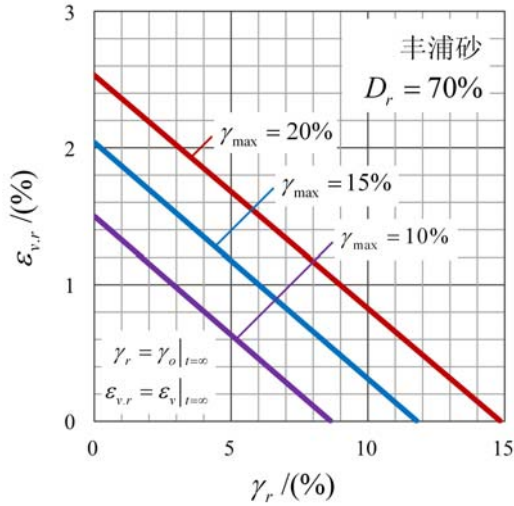
图 47 给出了由 (77) 式确定的不同 $\varepsilon_{vd,ir}$ 取值条件下不可逆残余剪应变 γ_r 和残余体应变 $\varepsilon_{v,r}$ 之间的关系, 表明二者是相互关联的, 应该同时预测。

当 $\gamma_r = 0$ 时, $\varepsilon_{v,r} = (\varepsilon_{v,r})_{\max} = \varepsilon_{vd,ir}$; 当 $\varepsilon_{v,r} = 0$ 时, $\gamma_r = (\gamma_r)_{\max} = \varepsilon_{vd,ir} / \bar{D}$ 。一般来说, $0 < \varepsilon_{v,r} < (\varepsilon_{v,r})_{\max}$, $0 < \gamma_r < (\gamma_r)_{\max}$ 。由这两个不等式和 (77) 及 (78) 式, 并引入系数 β , 可以写出

$$\gamma_r = \beta (\gamma_r)_{\max} \quad (79)$$

$$\varepsilon_{v,r} = (1 - \beta) (\varepsilon_{v,r})_{\max} \quad (80)$$

对水平地基, 系数 β 一般取 1/6 到 1/4 之间的值。根据阪神地震时人工岛地基的震害调查结果, β 值平均取 0.16^[89,90]。

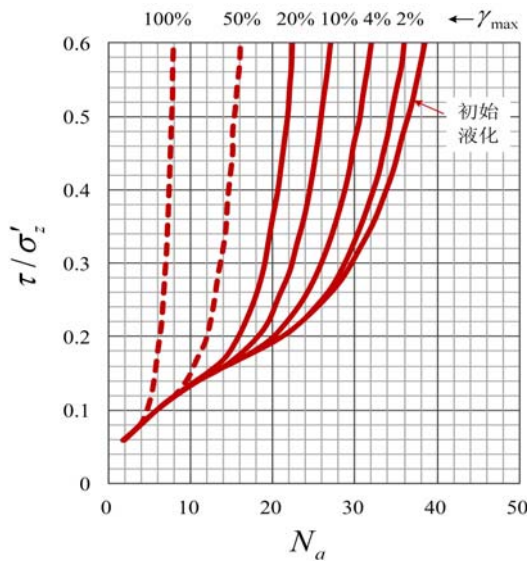
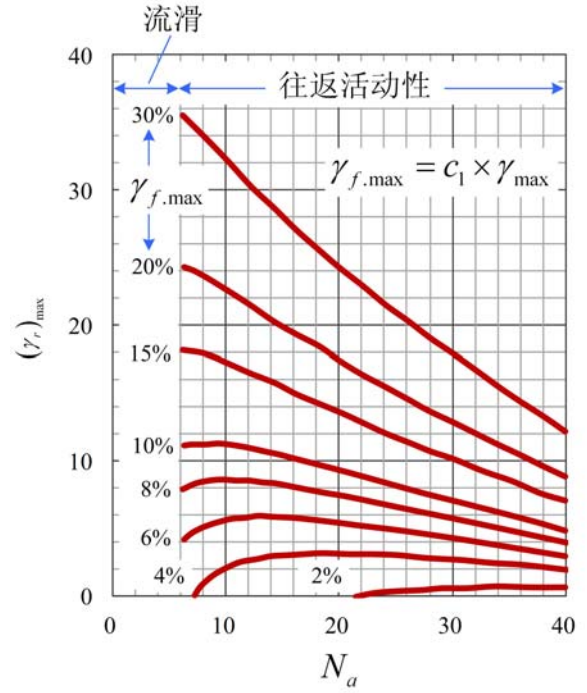
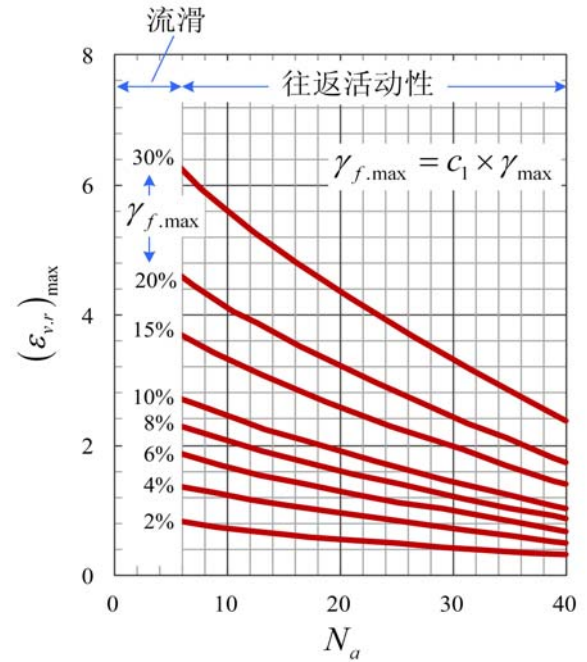
图 47 γ_r 和 $\varepsilon_{v,r}$ 的相关性Fig. 47 Relationship between γ_r and $\varepsilon_{v,r}$

结合文献资料和震害调查结果, 给出预测实际饱和砂土地基地震液化引起的竖向沉降量和水平侧向变形的实用图表(图 48 至图 50)^[92]。图 48 是在参考了我国震害调查资料, 修正 Tokimatsu 和 Yoshimi 研究成果的基础上得到的^[94]。图中的 N_a 为考虑了土中细粒 F_c ($< 0.074\text{mm}$) 影响的标准贯入击数, τ/σ'_z 为地震引起的等效剪应力比, 它们分别由下式确定:

$$N_a = \frac{170}{\sigma'_z + 70} N + \Delta N, \quad (81)$$

$$\frac{\tau}{\sigma'_z} = C_N \frac{\alpha_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} (1 - 0.015z), \quad (82)$$

式中 N 为标准贯入击数; z 为从地表起的深度 (m); σ'_z 为起始竖向有效应力 (kPa); σ_z 为起始竖向总应力 (kPa); $\alpha_{\max}$ 为最大水平地面加速度; C_N 为考虑地震等效振次效应的修正系数; ΔN 为标贯击数修正项。

图 48 确定前期最大剪应变 $\gamma_{\max}$ 的图表Fig. 48 A chart for determining $\gamma_{\max}$ 图 49 确定最大残余剪应变 $(\gamma_r)_{\max}$ 的图表Fig. 49 A chart for determining $(\gamma_r)_{\max}$ 图 50 确定最大残余剪应变 $(\varepsilon_{v,r})_{\max}$ 的图表Fig. 50 A chart for determining $(\varepsilon_{v,r})_{\max}$

3.7 几点重要认知和启示

(1) 震动液化大变形多出现在液化后阶段。对量大面广、与工程结构密切相关的水平饱和砂土地基, 地震液化既可引起地面沉降, 又可发生液化土层的侧向位移。这两种变形是密切相关的, 可同时预测。剪胀性砂土地基中液化后变形是有限的。饱和砂性土坡在震中和震后失稳, 通常是先失稳后液化, 甚至与液

化无关。地震引起的流滑现象,大多属于震动弱化或震后剪切吸水效应引起的土体失稳,与震动液化无关。

(2) 表层为相对不透水土层的水平饱和砂性土地基,或者具有相对不透水表层的饱和砂性土坡,在震中或震后,其相对不透水土层的下界面处,因饱和砂层的震动液化或弱化而导致孔隙水转移,易诱发水膜现象或接近液化状态。这可能是导致地基失效的不可忽视的重要隐患。特别是具有相对不透水表层的饱和砂性土坡,有可能沿该薄弱面产生非连续变形而失稳。

(3) 液化后大变形的本构关系,是土的本构关系中最简单、最易于描述的一个。一方面,因为有效应力状态点通过零有效应力状态(液化状态)时消除了既存应力历史的影响,亦即每次出现零有效应力状态时砂土会产生失忆现象(swept out of memory),使砂土退化成为没有历史记忆、只与当前加卸载作用的有效应力路径有关的简单材料;另一方面,每次从零有效应力状态开始的液化后加载,只能沿着临界应力状态线(CSL)经历最简单的直线型比例加载。所以,只要基于本文所述的通用理论框架来建模,无论是采用非线性模型,还是采用弹塑性模型,都可以达到相当好的模拟效果。

(4) 液化后大变形的本构模拟,重点是描述零有效应力状态下产生的剪应变 γ_0 ,其核心是正确评价往返加载条件下砂土的可逆性与不可逆性剪切体应变规律。与液化后大变形有关的边值问题的数值分析,需要提供通过零有效应力状态的计算方法。文中建议的零有效应力状态的计算机制及计算方法,稳定性好、效率高,无需引入其他假定。

(5) 水平饱和砂土地基液化大变形的实用预测,尚需深入研究并解决好如下问题:其一,建立地震引起的地基变形与各种现场可测量之间的相关关系;其二,研究不同土层条件对地面沉降与水平位移之间比例系数 β 的影响;其三,发展基于大量数值分析的液化大变形实用预测方法。

(6) 现行判定液化势的方法尚需改进:其一,需要拓展其适用的土质种类。对天然砂性土地基,目前已经积累了相当丰富的现场数据及震害调查资料,判别的可靠性较高,实用性强。对天然低塑限粘土、粉土、含较多细粒的砂土及砾砂地基,积累的现场数据资料比较少,判别的可靠性较低。其二,现行方法大多是针对陆地可液化地基的,如何评价海洋工程场地土层在地震及波浪作用下液化可能性需要做深入研究。其三,要拓展现行方法适用的土层和边界条件,发展基于多种现场可测指标的简化实用方法,以便能够考虑震动荷载、材料和结构的动力特性,适用于如

土石坝坝基等比较复杂的边值问题。其四,将神经网络、模糊数学等方法用于评价地震液化势是有益的,但不解决本质问题,应更加注重结合实际震害的精心调查、现场测评技术的提高和评判经验的积累,开展对目前尚缺少深入认识的各类可液化土层的研究。

(7) 在理论描述方面从早期片面地将液化后大变形单纯视为粘滞液体的力学行为,发展到探究和揭示饱和粒状介质在不同体变约束条件下的物理过程和力学规律,这是对液化大变形研究在认识论方面的非常重要的进步。结合不同边值问题,譬如可液化地基中高层建筑桩基或桥基以及各类地下结构,深入研究其抗震性能和评价方法,将是今后地震液化研究的重点方向之一。

4 三维接触面力学规律与本构理论模型

土与结构接触面的静动力特性与本构关系,是工程建设中广泛存在的各类结构与土体静动力相互作用分析所不可或缺的基本关系。土与结构的接触面是由各种结构面及与其接触的土共同构成的,它既表现出压硬性、剪胀性等岩土材料共有的力学性质,又表现出具有很小的特征厚度、以承受剪切作用为主、发生沿结构面法向的相互作用以及沿结构面切向的不连续变形等独有的“真三维”、“非线性”和“非连续”的鲜明特征^[7,11,16]。将土的本构模型直接推广应用于模拟接触面力学性状会导致较大的误差。因此,迫切需要全面地再现和揭示三维静动力加载环境下土与结构接触面的力学行为和变形规律,在此基础上发展土与结构接触面静动力本构理论模型及实用算法。

本节将简述包括研制设备、材料试验、机理分析、特性规律、本构模型、数值算法和工程应用诸方面内容的三维接触面力学规律与本构理论模型研究的系统性成果^[11,16,95-120]。

4.1 试验设备与测试技术

(1) 大型二维接触面试验设备^[22,95]

研发的大型二维设备由支架、土容器车、结构面板、边界控制系统、加载系统、测量系统等部分构成(图51)。在土容器车内装土并与固定于结构面板的结构面形成接触面,直接在接触面上施加法向边界条件和测量受力变形,通过气压系统、液压系统和弹簧组分别实现了常应力、常位移和常刚度三种法向边界条件。法向加载采用机械同步四缸液压系统,消除了剪切过程中倾覆力矩的影响,在保证加载控制系统简单的同时满足了高荷载、大位移剪切的试验要求。荷载位移采用传感器直接测量,并可实时显示、存储和处理。通过有机玻璃视窗对土颗粒的运动情况进行数字照相。

(2) 大型三维接触面试验设备^[23]

研发的大型三维接触面试验设备（见图 52）采用了多直线导轨组合、三向液压伺服同步控制等技术，消除了接触面剪切过程中倾覆力矩的影响，实现了大尺寸接触面上的高压、大位移和任意应力或位移路径的三维静动力加载。采用了在试样容器上增加过渡盘结构、容器底座与剪切盒间设置弹簧等措施，明显改善土与结构接触性状，采用精密伺服控制在接触面上直接准确施加常应力、常位移和常刚度等多种边界加载模式，显著提高了接触面法向应力变形的施加和量测精度。基于模块化设计理念，研制了直剪和单剪类型、不同尺寸和形状的系列化试验容器模块，可进行各类大型接触面的直剪和单剪试验以及土料的直剪、单剪、压缩、固结、湿化等多功能试验。

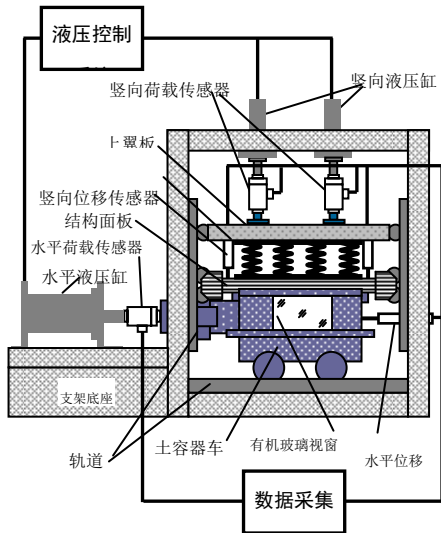


图 51 二维接触面试验机结构组成示意图

Fig. 51 Schematic view of 2D-interface test apparatus

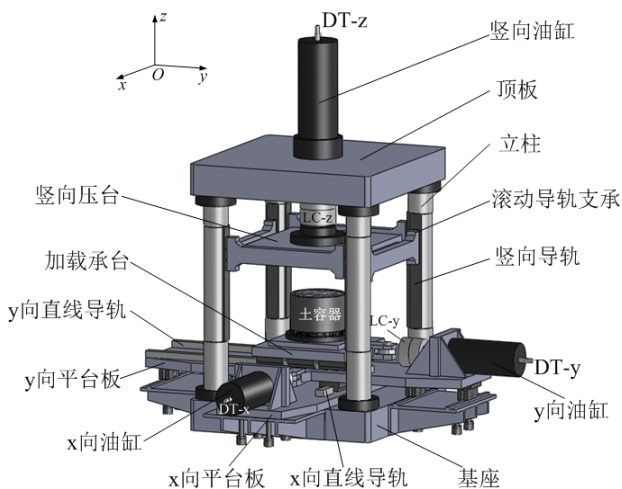


图 52 三维接触面试验机立体示意图

Fig. 52 Schematic view of 3D-interface test apparatus

(3) 土颗粒跟踪与位移测量技术^[25,96]

基于接触面试验设备，建立了接触面试验过程中测量土颗粒运动的细观测量系统。针对土颗粒的图像

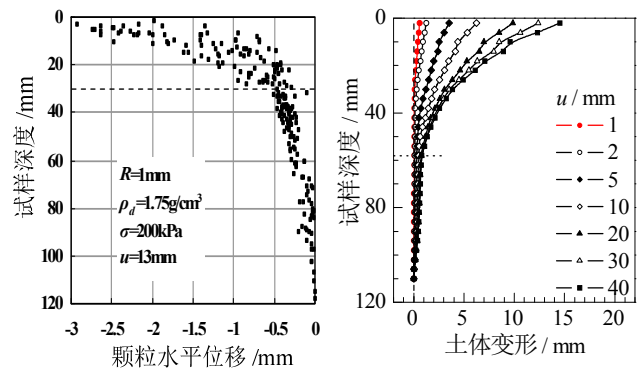
特征，建立了跟踪并测量土颗粒运动的细观测量算法，其核心是基于图像相关分析理论提出的一种补零相关分析算法。编制了相应软件，实现了分析过程的程序化和自动化。对粗粒土与结构接触面剪切试验过程中的土颗粒运动进行了测量，测量精度达亚像素量级。

4.2 影响因素与物理机制

采用研发的接触面大型试验设备及测试技术，先后进行了数百组二维和三维加载条件下各类土与结构接触面的静动力特性试验，并研究了法向边界条件、剪切路径、加载幅值、初始静剪应力等因素对接触面力学特性的影响^[95-110]。

(1) 两种切向变形分解^[96, 98]

接触面直剪和单剪试验均表明，接触面切向位移包含土与结构接触界面处的滑动位移及由土的剪切变形产生的切向位移，两者同时产生和发展（图 53）。土体变形集中在一定的厚度范围内，表明接触面是有厚度的。单剪条件下确定的厚度约为 $6 \sim 7 D_{50}$ ，而直剪条件下确定的厚度约为 $5 \sim 6 D_{50}$ ，这一不同可能是由于容器边壁约束不同所导致的。



(a) 直剪试验土颗粒运动

(b) 单剪试验土体变形

图 53 土颗粒运动及土体变形沿试样深度分布

Fig. 53 Profiles of particle movement and soil deformation along specimen depth

(2) 不同剪切路径对比^[99,100]

试验表明，剪切路径对接触面三维力学响应有显著影响（图 54）。十字剪切路径下接触面切向应力应变关系与二维单向往返路径类似，呈双曲线关系，且未出现明显应变软化现象；圆形剪切路径下接触面切向应力应变关系呈椭圆形，单向圆形路径下可逆性体变不明显。

将沿切向相互垂直的 x 和 y 方向上分别作用的剪应力记为 τ_x 和 τ_y 。相应地，将两个切向位移记为 u_x 和 u_y 。为便于描述，将 $\tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2}$ 和 $u = \sqrt{u_x^2 + u_y^2}$ 分别定义为主剪应变和主切向位移。分析试验成果发现，在十字剪切路径和往返圆路径下，主剪应力-主切向位移关系在加载阶段均呈现双曲线关系，且不断剪切硬

化, 向理想弹塑性应力应变响应模式转变。特别是, 这样的应力应变规律不因剪切路径的不同而变化, 具有良好的一致性。在单向圆形路径下, 剪切方向没有突然转变, 相当于沿圆周路径做单调剪切, 在整个剪切过程中主剪应力始终接近接触面强度, 可逆性体变基本没有表现出来。

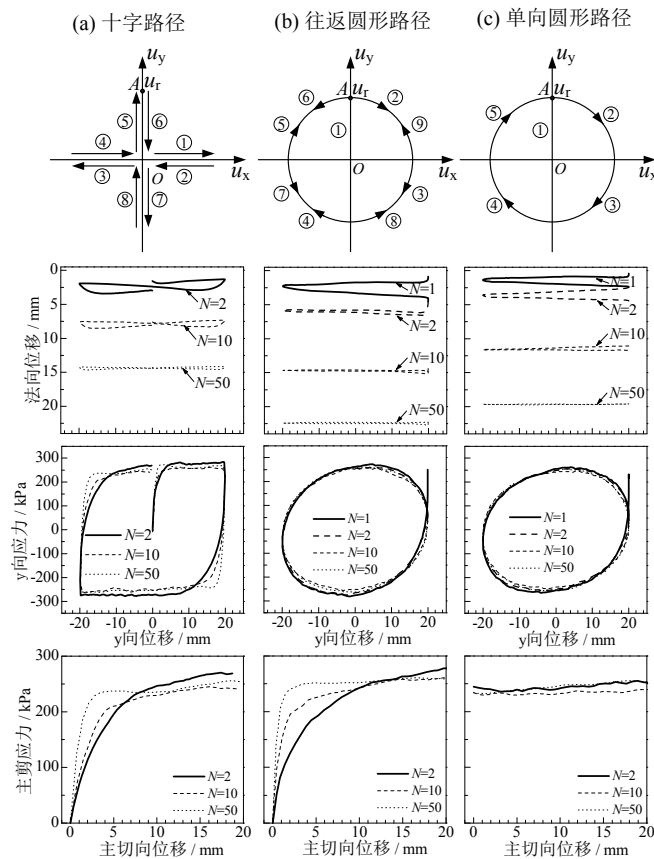


图 54 不同剪切路径下接触面力学响应规律

Fig. 54 Cyclic behavior of interface under different shear paths

(3) 三种法向边界条件比较^[101-103]

接触面试验中常用的法向边界条件有常应力、常刚度和常位移三种, 类似于三轴试验中的围压不变排水试验、等应变增量比试验、围压不变不排水试验。由图 55 可以看出, 不同法向边界条件下各循环周次的接触面的应力路径包线基本为直线。由包线的斜率可确定接触面摩擦角。特别值得提及的是, 接触面摩擦角与法向边界条件关系不大, 均为 35° 左右。

常应力和常位移条件分别对应常刚度条件 $K=0$ 和 $K=\infty$ 两个极端情况。法向边界条件的影响实质上是指法向刚度大小的影响。法向刚度会显著影响接触面力学响应的数值, 法向刚度值越大, 1) 法向应力变化值和减小速率越大, 2) 切向应力峰值减小速率越大, 3) 接触面体变增长速率越小。接触面摩擦角及剪切体变、可逆性剪切体变、切向应力、主剪应力、主应力比等与切向位移的关系形式基本不受法向刚度影响。

(4) 颗粒破碎规律分析^[96,97,104]

细观测量及分析表明, 在接触面的受载过程中, 结构面附近的土体出现颗粒破碎和密度增大两种物态变化, 从而使接触面产生明显的体变。接触面内的颗粒破碎细观上表现为大颗粒破碎导致小颗粒含量增加, 统计上表现为粒径分布曲线的抬升及特征粒径的减小, 宏观上表现为接触面不可逆体变。

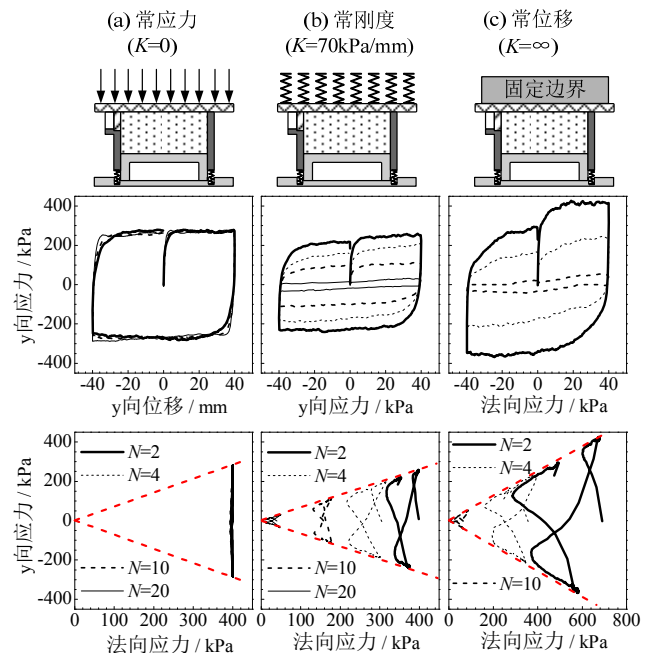


图 55 三种法向边界条件下接触面力学特性

Fig. 55 Cyclic behavior of the interface under different normal boundary conditions

接触面的颗粒破碎程度, 主要取决于剪切路程, 同时受法向应力的耦合影响。相对破碎率随剪切路程的增加逐渐增大, 两者可用双曲线关系描述 (图 56)。相对破碎率与法向应力呈幂函数关系。接触面的相对破碎率与不可逆性体变之间亦可用双曲线来描述 (图 57)。结构面类型和粗糙度对接触面颗粒破碎有一定影响。结构面越粗糙, 接触面颗粒破碎越多。

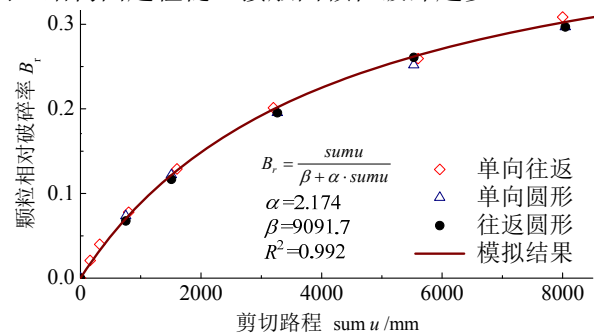


图 56 接触面相对破碎率与剪切路程关系

Fig. 56 Breakage ratio depending on shear distance of interface

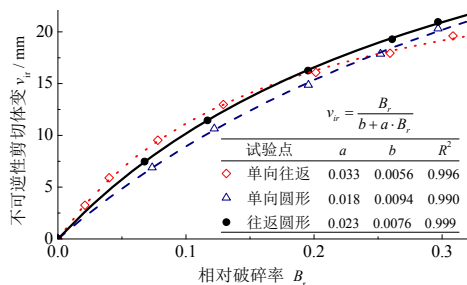


图 57 接触面不可逆体变与相对破碎率关系

Fig. 57 Irreversible volumetric change vs. relative breakage ratio

(5) 接触面异向性^[105]

图 58 表明, 结构面的异向性对接触面三维力学规律有显著影响, 主要表现为接触面强度和变形的异向性。在初始剪切的几个循环内, 一个方向的抗剪强度明显高于其相反方向的抗剪强度, 这在两个切向 (x 向和 y 向) 都很明显。这是因为, 沿一个方向初始剪切时, 由于结构面板的约束作用, 使结构面附近土颗粒受到约束作用而产生明显的定向排列, 导致了强度的异向性。接着再沿相反方向剪切时, 土颗粒滑移、爬升和偏转的难度比初始剪切方向要大, 接触面呈现出的摩擦阻力会明显变大。此时接触面达到的强度和切向模量均较大。

具有各向异性的结构面与土构成的接触面, 其体变亦呈现显著的异向性, 主要表现为一个方向剪切时接触面的剪胀量较其相反方向明显增大。同时在该方向剪切时, 接触面切向应力应变关系亦会出现一定的应变软化现象。这与强度的异向性相对应, 是由于该方向剪切时结构面附近土颗粒爬升和偏转更为剧烈所致。但是, 随着循环剪切周数增加, 结构面附近的土颗粒破碎加剧, 结构面的异向性对接触面力学特性的影响亦在逐渐减弱, 接触面异向性逐渐减小。

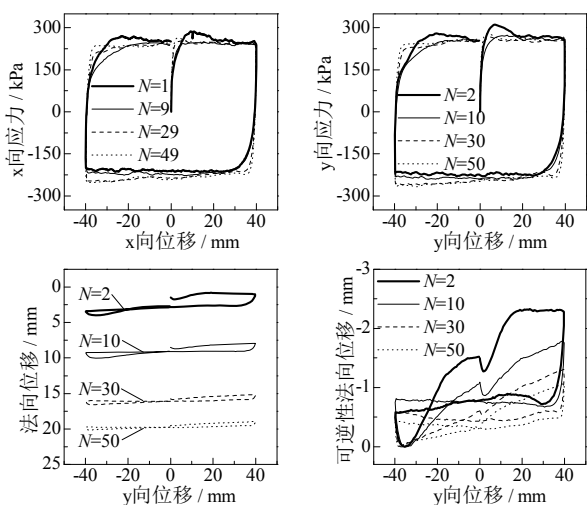


图 58 粗粒土与各向异性钢板接触面力学特性

Fig. 58 Cyclic behavior of the interface between gravelly soil and an anisotropic steel plate

4.3 五个本构规律

基于大量试验成果分析, 将粗粒土与结构接触面的力学特性凝练为强度律、剪切律、剪胀律、压缩律和演化律等五个基本的本构规律^[11, 16, 112]。

(1) 强度律

强度律是指接触面的抗剪强度规律。试验分析表明: 1) 在一定的法向应力范围内, 粗粒土与结构接触面的抗剪强度主要与作用于接触面上的法向应力成正比, 且两者存在近似线性关系。这意味着可以用接触面摩擦角 ϕ_i 一个参数来描述接触面强度, 亦即

$$\tau_f = \sigma \tan \phi_i, \quad (83)$$

式中, τ_f 为抗剪强度, σ 为法向应力。2) 不同三维剪切路径试验中测得的接触面摩擦角 ϕ_i 有一定差别, 但差别很小, 如图 59 所示。接触面摩擦角 ϕ_i 的大小与接触面剪切路径基本无关。这一结论使得在建立接触面的相关模型时在强度的模拟方面大为简化。3) 法向边界条件及法向刚度值对接触面摩擦角亦影响不大。4) 接触面摩擦角 ϕ_i 比土的内摩擦角明显要小, 可近似地按照土内摩擦角的 3/4 取值。

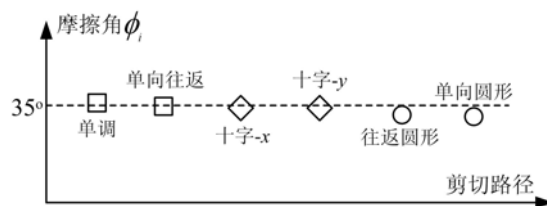


图 59 不同三维剪切路径下的接触面摩擦角

Fig. 59 Friction angle of an interface under different shear paths

(2) 剪切律

剪切律是指不同加载条件下接触面的切向应力应变响应规律, 试验中通常也用剪应力与相对切向位移之间的关系来表征。

试验发现: 1) 三维加载条件下, 粗粒土与结构接触面的切向应力应变关系表现出明显的非线性特征和耦合特性。当一个方向存在一定的初始静剪应力时, 其正交切向的剪切亦会引起该方向的位移, 且位移的增长速率与初始静剪应力的有关。2) 粗粒土与各向同性结构接触面的主切向应力-应变关系未出现明显的应变软化。3) 不同剪切路径下接触面主剪应力随主切向位移 (或主剪应变) 的增加而不断增长, 但增长速率有所降低, 并趋向于一稳定值。4) 切向应力控制三维加载条件下接触面切向变形存在非共轴特性 (图 60)。接触面非共轴特性 (包括非共轴角及单位应力引起的切向位移增量大小) 明显受剪切路径、应力幅值及应力幅值比的影响。5) 主剪应力与主切向位移之间的关系基本上是双曲线型的, 并随循环剪切周

次的增加, 接触面逐渐趋于剪切硬化, 具体表现为剪切模量的增加。峰值主剪应力和主切向应力应变关系起始段的斜率随法向应力增加而增大。所以, 在法向应力不变的条件下, 可用双曲线关系来描述加载阶段主剪应变 γ 与主剪应力 τ 关系, 即

$$\gamma = \frac{b\tau}{1-a\tau}, \quad (84)$$

式中 a 、 b 为参数, a 主要与抗剪强度有关, b 主要与法向应力有关。

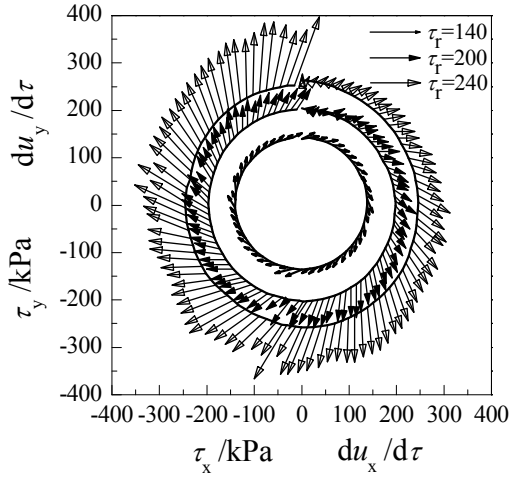


图 60 不同应力幅值接触面单位应力切向位移增量分布图

Fig. 60 Distribution of tangential displacement increments for the first stress cycle for tests with different stress amplitudes

(3) 剪胀律

剪胀律是指剪切作用引起的接触面体应变特性规律, 试验中接触面的体应变通常采用相对法向位移来表征。

接触面单剪和直剪试验均表明, 二维和三维加载条件下, 接触面均表现出明显的剪切体变 v_d , 可分解为一个随着循环周次而单调增长的、不可逆性分量 $v_{d,ir}$ 和一个可逆性分量 $v_{d,re}$, 亦即,

$$v_d = v_{d,ir} + v_{d,re}, \quad (85)$$

不可逆性剪切体变在接触面剪切过程中的增长速率逐渐减小, 其主要取决于剪切路程及法向应力的大小, 且其幅值和增加速率随法向应力的增加而相应增大。可逆性剪切体变主要取决于当前剪应变或剪应力比的大小和方向, 并存在着由剪缩到剪胀的相变点, 该相变点在循环剪切过程中逐渐趋近于零。

接触面的可逆性剪切体变响应有时会表现出显著的异向性。例如, 循环剪切条件下当剪切方向与初始剪切方向相同和相反时, 可逆性剪切体应变分别表现为体缩为主和体胀为主。接触面可逆性剪切体变的异向性是接触面内土颗粒沿初始剪切方向发生定向排列的结果, 受初始剪切历史的影响最大。

(4) 压缩律

压缩律是指在法向应力变化条件下接触面体应变的特性规律。

粗粒土与结构接触面的压缩性随着法向应力的增加而逐渐减小, 循环加载条件下的变形模量显著大于单调加载时的变形模量。多种路径的接触面剪切作用条件下, 接触面的压缩性与土的压缩性相比显著减小。三维压剪效应显著时, 与压缩作用相关的变形模量会增加一个数量级或更大。

(5) 演化律

演化律是指加载过程中接触面物态及其力学特性的变化规律。

接触面在剪切过程中会发生一定的损伤, 该损伤表现为土的物理状态的变化及结构面物理性质的变化。土的物理状态变化主要表现为颗粒破碎和密度增大。这种物态变化会支配着力学特性发生变化, 使接触面逐渐向另一种新材料演化, 并表现到宏观应力应变关系响应。譬如, 土颗粒破碎本身导致接触面的力学性质劣化, 表现出抗剪强度降低等趋势; 另一方面, 土与结构相对运动造成了土颗粒重排列使得结构面附近土的密度增大, 导致接触面的力学性质强化, 使得接触面的抗剪强度趋于增加。

因此, 可将损伤概念用于描述受载过程中接触面物态及力学特性演化规律。不可逆性剪切体变可作为宏观上度量接触面物态及力学特性演化的一个指标, 其易于测量, 物理意义明确。损伤因子采用不可逆性剪切体应变的归一化形式加以定量描述。亦即, 接触面处于中间某一损伤状态时, 其力学性质参数 H 可由初始状态的力学性质参数 H_0 和最终状态的力学性质参数 H_u 根据损伤因子 D 加权确定。

$$H = (1-D) \cdot H_0 + D \cdot H_u, \quad (86)$$

$$D = v_{d,ir} / v_{d,ir,ult}, \quad (87)$$

式中, $v_{d,ir,ult}$ 为不可逆性剪切体应变的上界值。

4.4 本构理论模型

(1) 三维循环弹塑性本构模型^[16]

引入了等应变分布、线性加载与旋转加载无耦合、弹性应变无耦合等基本假设。弹性变形分量采用一般弹性理论确定, 采用能较好地模拟循环加载效应的边界理论描述塑性变形中的线性加载分量、特别是循环作用引起的塑性变形。通过吸收考虑应力主轴旋转砂土模型中的合理建模要素, 结合上述的试验规律, 在广义塑性理论框架内实现了对接触面旋转加载变形规律的合理描述, 建立了一个粗粒土与接触面三维循环弹塑性本构模型, 其基本公式为:

$$\dot{\epsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{K} \mathbf{e}_1 + \frac{\dot{\tau}}{G} + (D_i \mathbf{e}_1 + \mathbf{m}_i) \frac{\langle \sigma \mathbf{r}_i : \mathbf{n}_i \rangle}{K_{pi}}$$

$$+ (D_r \mathbf{e}_i + \mathbf{m}_r) \frac{\langle \sigma_r : \mathbf{n}_r \rangle}{K_{pr}}, \quad (88)$$

式中第一部分即为弹性引起的应变, 第二部分为线性加载分量, 第三部分为旋转加载分量; 模型给出了映射点的确定规则, 合理地反映了加载过程中应力路线的转折; 模型基于接触面剪胀规律, 建立了新的剪胀方程。所有模型参数的物理意义明确, 可通过试验确定。该模型对多种剪切路径条件下接触面试验的计算与试验结果吻合较好 (见图 61), 表明模型能有效地模拟主要的三维接触面静动力学特性。

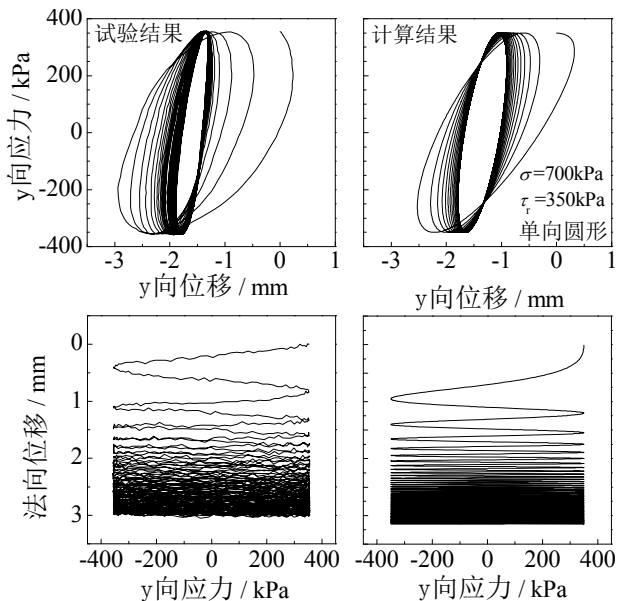


图 61 接触面试验与模拟结果对比

Fig. 61 Test and modeling results of the interface

(2) 循环弹塑性损伤本构模型^[115]

对具有剪切易碎性的粗粒土, 循环剪切过程中物态变化对接触面应力应变响应的影响显著, 在本构描述中不容忽视。基于双屈服面和损伤概念、在边界模型框架下分别描述剪切和压缩引起的塑性变形以及物态变化的定量影响。给出了映射点的确定规则, 合理反映了加载过程中应力路线的转折。引入有效剪应变等新概念实现了对剪胀规律的数学描述。建立了一个新的循环弹塑性损伤本构模型, 其增量表达式为:

$$\left. \begin{aligned} d\gamma &= \left(\frac{1}{G_e} + \frac{1}{H_r} \right) d\tau - \frac{1}{H_{rd}} \frac{|\tau|}{\sigma} d\sigma \\ d\epsilon_v &= \frac{\frac{1}{\mu} + n_a + A_1}{H_r} d\tau + \left(\frac{C + C_e}{\sigma} - \frac{\frac{1}{\mu} + n_a + A_1}{H_{rd}} \frac{|\tau|}{\sigma} \right) d\sigma \end{aligned} \right\} \quad (89)$$

该模型中所有的参数均具有明确的物理含义, 便于试验测定, 具体请参见有关文献^[115]。基于对土工织物类柔性接触面在受载过程中出现织物破损的观测分

析, 考虑该类接触面与刚性接触面的差异, 对模型进行了修正和扩展。图 62 显示了该模型分别模拟柔性性和刚性接触面的效果^[115,116]。

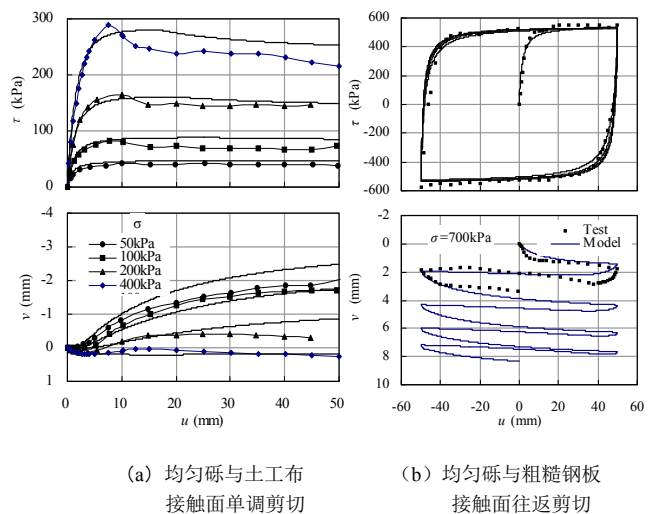


图 62 土与结构接触面应力应变关系的模型预测与试验结果
Fig. 62 stress-strain relationship of soil-structure interface

4.5 工程应用

所建立的接触面循环弹塑性本构理论模型可以根据实际工程需要和计算精度要求, 简化出不同精度等级下的模型, 譬如, 当不考虑体变时, 可简化为 Clough-Duncan 双曲线模型^[121]。实际应用时适当选用不同的简化模式, 可有效地模拟接触面的主要力学响应, 同时尽量减少模型参数。

选用有厚度的剪切型接触面单元建立了接触面三维弹塑性循环本构模型及弹塑性损伤模型的数值方法^[16,117]。该方法在接触面受拉时将接触面单元刚度矩阵的元素均置零并引入历史变量合理模拟了接触面的脱开及愈合 (重新压紧) 现象。因此其不仅能够合理地描述接触面在压紧条件下的力学特性, 也能较好地反映接触面的脱开及愈合现象。譬如, 面板堆石坝可能会出现施工期的面板脱空以及蓄水期的面板脱空处再愈合现象。该数值方法已成功用于多座土石坝应力变形的计算分析以及桩土相互作用分析^[117,118], 得出对工程设计和安全性评价有参考价值的成果。

针对面板堆石坝施工中常采用的挤压式边墙结构, 对其几何形状和力学特性做了基本假定, 在此基础上将挤压式边墙与垫层的相互作用等效为接触面, 并采用接触面弹塑性损伤模型来描述, 给出了参数的等效剪切数值试验确定方法, 从而建立了一个挤压式边墙概化模型^[119,120]。分析表明挤压墙概化数值模型所揭示的坝体及面板应力变形规律与原状模拟方法一致, 可以合理地描述挤压式边墙的实际力学特性, 使数值模拟的计算量大为减少。

5 考虑刚性结构侧向位移的地震土压力理论及实用算法

地震土压力是各类挡土构筑物、城市地下结构和建筑物地下边墙等诸多结构抗震设计中的基本荷载。1924 年日本学者物部 (Mononobe) 和冈部 (Okabe) 在日本土木工程学会誌上先后独自发表了著名的地震土压力理论^[122,123], 被认为是土动力学基础理论研究方面最早考虑地震荷载作用的突破性进展, 亦是构成当今土动力学理论体系的奠基性成果。物部-冈部的地震土压力理论公式是基于拟静力概念, 在库仑主动和被动土压力的极限平衡力系中巧妙地添加了一个地震惯性力, 从而将库仑土压力理论推广到地震作用的情形。地震土压力实际上是地震激励环境中土体与挡土结构所构成的共同工作系统在其接触面处的相互作用力, 其大小和分布随时间而变化。从理论上讲, 采用土体与结构动力相互作用分析来确定地震土压力, 比拟静力分析更为合理, 但由于其在计算模型复杂性、计算结果可靠性以及计算效率、精度和成本方面尚存在诸多问题不易解决, 目前仍难以被广泛采用。相比之下, 基于拟静力概念的物部-冈部的理论公式及算法, 概念清晰、计算简便、参数易定, 长期以来被各国设计规范广泛采纳, 成为地震土压力计算的主流方法。然而, 物部-冈部公式存在着明显的缺陷: 只适用于计算刚性挡墙处于主动和被动两个极限状态时的地震土压力, 同时只给出了地震土压力的合力, 没有给出其分布。实践中大量存在的城市建筑地下边墙、浅埋结构物和桥墩等, 无论静力条件还是动力条件, 其上作用的土压力通常是介于主动土压力和被动土压力之间的某一值, 能够使得墙后填土达到主动和被动极限状态的墙体位移量通常不会发生或不允许发生。

本节将简述适用于从主动状态到被动状态之间的任意墙体侧向位移条件的刚性挡墙地震土压力理论及实用算法。该成果一定程度上克服了物部-冈部公式的上述缺陷, 并保留了其简单易用的优点, 既可用于地上刚性挡墙、也可用于建筑物基础边墙和浅埋地下结构边墙上的地震土压力计算。

5.1 基于压剪耦合效应的土压力形成机理

自从库仑和朗肯提出了其著名的土压力理论以来, 有关土压力的研究成果颇丰, 但大多只能计算主动和被动两种极限状态下的土压力。Terzaghi (1934) 的模型试验表明, 土压力的大小和分布与挡墙的位移量及位移模式有关^[124]。工程实践中许多挡土墙上作用的土压力通常是介于主动土压力和被动土压力之间的某一中间状态, 能够使得墙后填土达到极限平衡状态的墙体位移量常常不会发生。许多学者通过拟合土压力或土压力系数随挡土墙位移变化的关系曲线, 得到

考虑位移效应的土压力实用计算公式, 但这些方法均是基于土压力与挡墙位移之间的经验性关系。已有的模型试验研究表明^[124,126,127], 松砂达到主动和被动状态所需要的墙体位移约为 $0.008H$ 和 $0.17H$ (H 为挡墙高度), 而密砂达到主动和被动状态所需要的墙体位移量约为 $0.001H$ 和 $0.015H$ 。另外, 根据挡墙位移模式的不同, 既是其最大位移量相等, 沿墙不同高度处的土压力系数亦差异很大。所以, 土压力或土压力系数与墙体位移之间不存在唯一性关系, 其随墙体位移模式和填土性质的不同在相当大的范围内变化。

如图 63 所示, 随着墙体位移量的变化, 实质上墙后填土的应变约束条件随之发生变化, 从而引起土压力系数的变化^[128,129]。基于这样的认识, 采用土单元体的应变增量比 (小主应变增量与大主应变增量的比值, 记为 $R_\varepsilon = \Delta\varepsilon_3 / \Delta\varepsilon_1$) 来表述土的应变约束条件。显然, R_ε 越接近于 1, 侧向变形 $\Delta\varepsilon_h$ 与竖向变形 $\Delta\varepsilon_v$ 越接近。 R_ε 越小, 则 $\Delta\varepsilon_h$ 与 $\Delta\varepsilon_v$ 的差异越大。

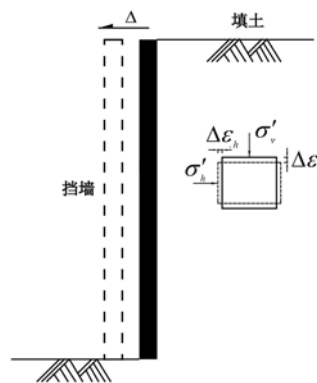


图 63 填土的侧向应变约束条件随挡墙位移量的变化

Fig. 63 Lateral strain constraint of backfill against wall displacement

对饱和砂土进行了等应变增量比试验。通过试验来测定由应变增量比 R_ε 表示的应变约束条件下填土经过沉积或压密达到稳定状态时的不同应力比。图 64 给出了应变增量比 R_ε 分别为 0.22、-0.10 和 -0.42 时的应力比 σ'_h / σ'_v 和竖向应力 σ'_v 之间的关系。可以看出, 当应变增量比保持为某一常数时, 土单元体最终达到一个稳定的应力状态, 即所谓的渐进状态^[38,39], 渐进状态时的应力比亦为常数, 称之为渐进状态应力比 $(\sigma'_h / \sigma'_v)_{asy}$ 。不同的渐进状态应力比, 可理解为不同应变约束条件下填土经过沉积或压密达到稳定状态时的应力比, 与不同应变约束条件下的土压力系数 K 具有相近的物理本质。这样可通过等应变增量比试验来测定不同应变约束条件下的渐进状态应力比, 建立土压力系数 K 与应变增量比 R_ε 之间的定量关系^[128]。

基于压剪耦合规律以及渐进状态准则 (14) 式, 图 65 给出了土压力系数 K 与应变增量比 R_ε 之间的唯

一性关系。由图可知,在平面应变条件下,对于 c 点,土单元体的 $R_e = 1$,侧向应变增量 $\Delta\epsilon_h$ 等于竖向应变增量 $\Delta\epsilon_v$,处于等向压缩状态。如果不考虑各向异性的影响,此时应力比值为 1,只具有压缩效应。对于 a 点和 e 点,土单元体的 $R_e = -1$,其体应变增量 $\Delta\epsilon_{volume} = 0$,只具有剪切效应,符合临界状态的概念。此时 a 点处于主动状态或 $K = \tan^2(45^\circ - \phi'/2)$,而 b 点则处于被动状态或 $K = \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$ 。从等向压缩状态到主动或被动状态之间,随着应变增量比的变化,压缩效应减弱而剪切效应增强,使得土单元体处于不同的渐近状态,对应着不同的土压力系数。特别是,当侧向应变 $\Delta\epsilon_h = 0$ 时,处于静止状态 (K_0 状态) 且 $K = 1 - \sin \phi'$ 。

综上所述: 1) 土压力系数 K 与挡墙位移 Δ 之间不存在唯一性关系,但其与应变增量比 R_e 之间具有良好的唯一性; 2) 压剪耦合效应是导致土压力系数 K 与应变增量比 R_e 之间具有一一对应关系的物理本质。应变增量比 R_e 的不同,实质上表征了压缩效应与剪切效应的相对影响程度的不同。所以,压剪耦合效应是不同应变约束状态下土压力形成的物理基础。需指出,上述的唯一性关系适用于各向同性的正常固结土。

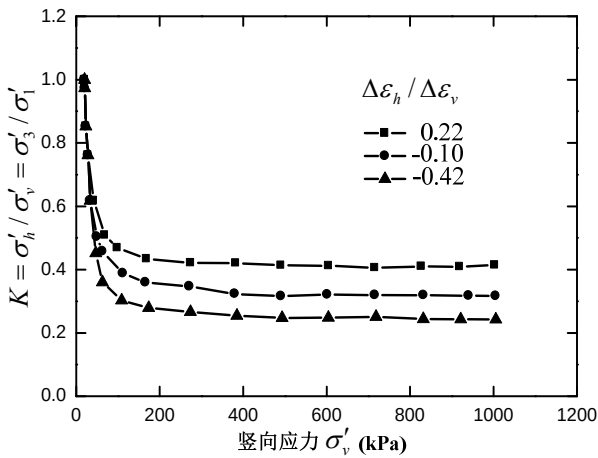


图 64 应力比与竖向应力的关系

Fig. 64 Relation between stress ratio and vertical stress

5.2 基于中间滑动土楔概念的地震土压力物理机制

(1) 取决于已发挥摩擦角 ϕ'_{mob} 的“中间滑动土楔”

1) 新的应变约束参数 R : 应变增量比 R_e 从主动状态到被动状态不是单调变化的,为了表述方便,引入一个新的应变约束参数 R :

$$R = \begin{cases} R_e & (K \leq 1) \\ 2 - R_e & (K \geq 1) \end{cases}, \quad (90)$$

式中 K 为土压力系数。图 66 给出了土压力合力 P 与墙体位移 Δ 以及土压力系数 K 与应变约束参数 R 之间的关系。对比图 65 和图 66 (b) 可知,参数 R 的引入更易于数学描述。

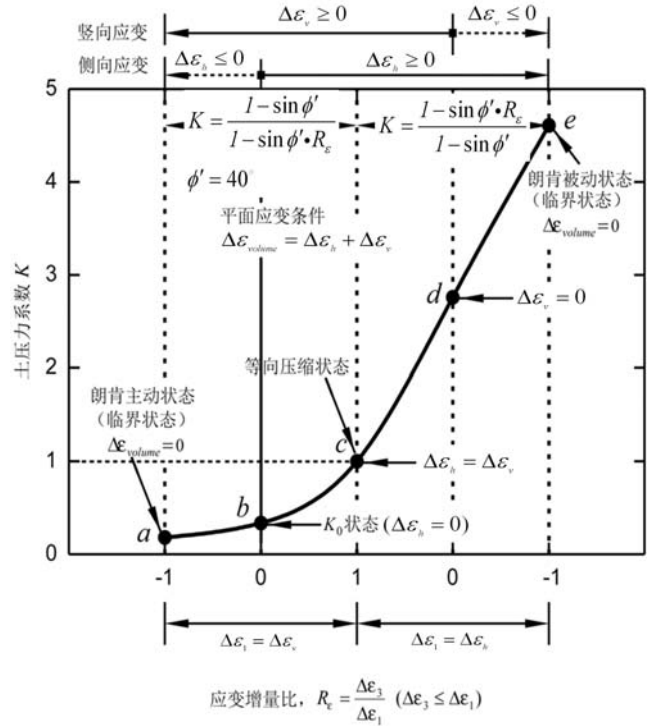


图 65 平面应变条件下土压力系数与应变增量比的唯一性关系

Fig. 65 A unique relationship between earth pressure coefficient and strain increment ratio in plane strain condition

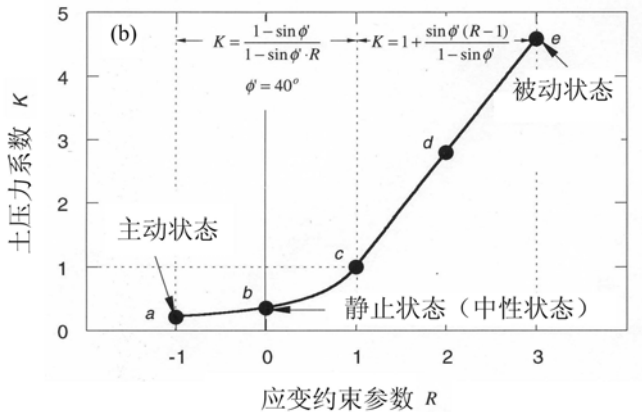
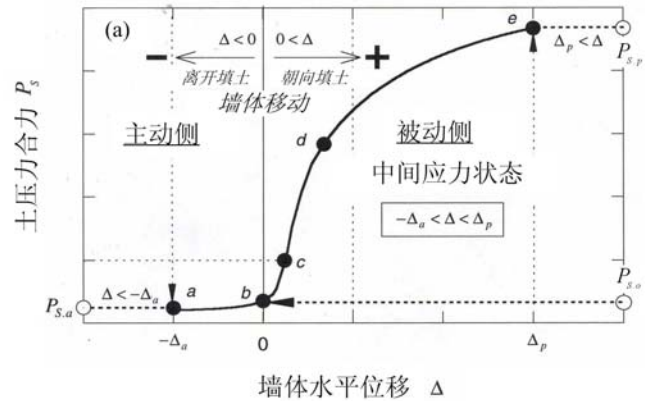


图 66 土压力系数与应变约束参数的关系

Fig. 66 Relationship between earth pressure coefficient and lateral strain constraint

2) 墙体位移的影响: 在静力条件下, 挡墙后填土对墙背施加一个侧向土压力 P_s 。 P_s 随墙体侧向位移而变化, 如图 66(a) 所示。图中的符号 Δ 表示墙体侧向位移, Δ_a 和 Δ_p 分别为墙后填土达到主动和被动状态时所需要的最小墙体侧向位移量的绝对值。当挡墙离开或接近墙后填土的墙体位移 Δ 值大到足以使墙后填土的抗剪强度得到充分发挥时, P_s 将达到主动土压力 $P_{s,a}$ 或者被动土压力 $P_{s,p}$ 。通常, P_s 可因 Δ 的大小及方向的不同而取 $P_{s,a}$ 与 $P_{s,p}$ 之间的某一个值。作用于墙后填土上的表面荷载也会在墙背形成一个土压力增量。这里将表面荷载所引起的土压力增量的合力记为 P_Q , 将主动与被动状态时的 P_Q 分别记为 $P_{Q,a}$ 与 $P_{Q,p}$ 。

首先, 考虑图 67(a) 所示的一个简单的土-墙系统。墙背 AB 与直线滑裂面 AC 组成一个三角形的滑动楔体 ABC , 在 BC 表面作用着一个均布的表面荷载 q_0 。显然, 当 $\Delta \leq -\Delta_a$ 时, 墙后形成主动滑楔体, 而且主动土压力 $P_a (= P_{s,a} + P_{Q,a})$ 以倾斜角 δ_a 作用在平面 AB 上。由于侧向土压力的大小是随着滑裂面 AC 的倾斜角 θ 而变化的, 所以可通过侧向土压力相对于倾斜角 θ 求极值来确定主动土压力 P_a 的大小, 与 P_a 相应的倾斜角 θ 即为主动状态时的临界倾斜角, 记为 $\theta_{a,cr}$ 。

其次, 对图 67(c) 所示的被动滑楔体, 可进行类似的分析, 此时 $\Delta \geq \Delta_p$ 且 $\theta = \theta_{p,cr}$ 。主动与被动滑楔体都是在沿 AC 面上土的抗剪强度得到充分发挥的极限条件下形成的。因此, AC 面上作用力的合力 F 与 AC 面法线的夹角通常假设等于土的内摩擦角 ϕ' 。这里将主动状态时的墙背摩擦角 δ 记为 δ_a , 被动状态时记为 δ_p 。

对于 $-\Delta_a < \Delta < \Delta_p$ 的情况, 土的抗剪强度没有得到充分发挥, 因此在墙后不可能形成主动滑楔体或被动滑楔体。但是, 对任一给定的位移值 Δ ($-\Delta_a < \Delta < \Delta_p$), 假定仍然存在着一个土楔, 它使作用在墙背上的土压力达到最大值 $P (= P_s + P_Q)$ 。这里称该土楔为中间滑楔体或中间土楔。图 67(b) 示出了滑裂面 AC 为平面时的一个中间滑楔体。如果将这种情况下墙后填土所发挥出的内摩擦角以及土-墙之间所发挥出的墙背摩擦角分别记为 ϕ'_{mob} 和 δ_{mob} , 则作用力 F 与 AC 面的法线夹角可假设等于 ϕ'_{mob} 。由 (15) 式可知: 对正常固结土, 如果其内摩擦角 ϕ' 是已知的, 则 ϕ'_{mob} 值只取决于应变增量比 R_z 或应变约束参数 R 。 R 的变化与墙体侧向位移 Δ 有关。如图 67(b) 所示, 对于任意的中间状态, R 可从 -1 到 3 的范围内取值, 主动状态时取 -1 ($\Delta \leq -\Delta_a$), 被动状态时取 3 ($\Delta \geq \Delta_p$), 无侧向位移的静止状态 (K_0 状态) 时取 0。已有模型试验表明[126,127], δ_{mob} 随墙体位移 Δ 变化。如果给定墙体位移 Δ 值且 ϕ'_{mob} 和 δ_{mob} 已知, 则临

界倾斜角 θ_{cr} 可通过求解总土压力对 θ 的最大值来确定, 由此可推导出算定 θ_{cr} 的公式:

$$\cot(\theta_{cr} - \alpha) = \frac{\cos(\beta \pm \delta_{mob}) \sin(\phi'_{mob} + \delta_{mob})}{\cos(\beta - \alpha) \sin(\phi'_{mob} \mp \alpha)} \times \sec \Psi, \quad (91)$$

$$\mp \tan \Psi$$

这里 $\Psi = \phi'_{mob} + \delta_{mob} \pm \beta \mp \alpha$; 当 $-1 \leq R \leq 1$ 时, 式中“ $\pm$ ”及“ $\mp$ ”取上符号, 当 $1 \leq R \leq 3$ 时取下符号; 当 $-1 \leq R \leq 1$ 且绕 AB 面法线逆时针转动或者 $1 \leq R \leq 3$ 且绕 AB 面法线顺时针转动时, 墙背摩擦角 δ_{mob} 取正值, 反则取负值。

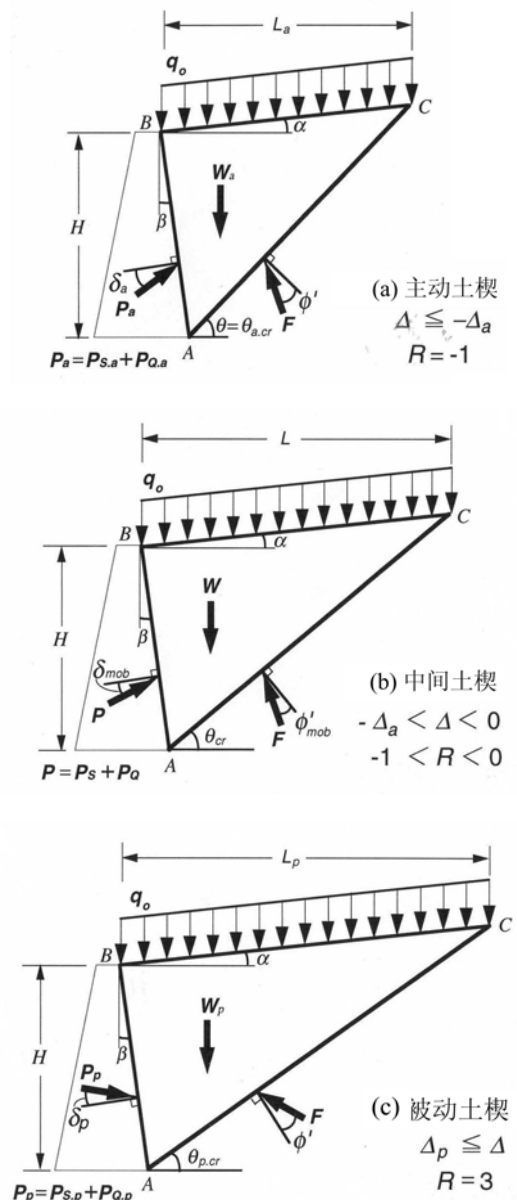


图 67 三种滑动土楔

Fig. 67 Variation in the dimensions and weight of static intermediate soil wedge with lateral wall displacement

由 (91) 式可知: 临界倾斜角 θ_{cr} 仅随 ϕ'_{mob} 和 δ_{mob} 变化, 即仅随 Δ 变化, 式中的墙后填土表面倾斜角 α

和墙背倾斜角 β 均可视为常数。当墙体位移从 $-\Delta_a$ 到 Δ_p 变化时, 临界倾斜角 θ_{cr} 从 $\theta_{a,cr}$ 减小到 $\theta_{p,cr}$ 。在这一过程中, 土楔 ABC 的尺寸与重量都将增大, 即 $L_a < L < L_p$ 且 $W_a < W < W_p$, 符号意义如图 67 所示。因此, $P_{S,a} < P_S < P_{S,p}$ 且 $P_{Q,a} < P_Q < P_{Q,p}$, 从而 $P_a < P < P_p$ 。由此可得如下认知: a) 当墙体侧向位移 Δ 值尚未大到足以使墙后填土的抗剪强度充分发挥时, 土压力可认为是由一个“中间滑楔体”引起的; b) 总土压力 $P (=P_S + P_Q)$ 随 Δ 变化而变化, 取决于中间滑楔体的尺寸大小及重量; c) 上述分析对滑动面 AC 是曲面的情形也同样适用。

3) 地震惯性力作用: 地震过程中, 墙后填土还受到惯性力的作用。在这种情形下, 土对墙的总推力 P_E 可以划分为土楔自重引起的力 P_{ES} 和地震惯性作用引起的附加力 P_{ED} 。如图 68 所示, P_E 一般随着挡墙远离填土的墙体位移而降低, 直至达到主动状态为止, 同时它也随变化着的地震惯性作用而波动。这种变化规律已经为大量的模型试验所证实^[126,127]。

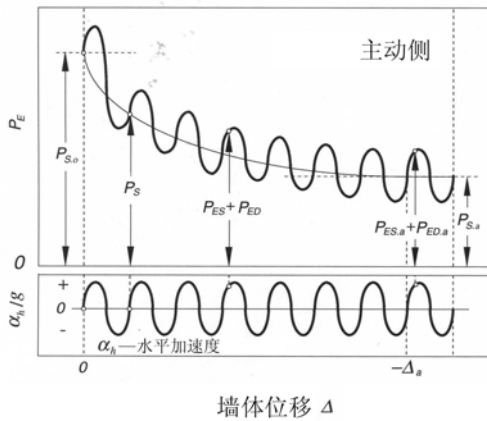


图 68 地震土压力的合力随墙位移的变化

Fig. 68 Variation in dynamic earth thrust with wall displacement in shaking

静重为 W 的中间滑楔体在水平和竖直方向上有两个惯性力分力 $k_v W$ 与 $k_h W$, 如图 69 (a) 所示。这里将其上作用着惯性力的中间滑楔体称为动力中间滑楔体, 以便与静力条件下的滑楔体相区别; k_h 与 k_v 分别是水平向和竖直向地震加速度与重力加速度之比, 称之为水平和竖直地震系数。滑楔体重力与惯性力的合力 W_E 在地震中并不总是保持竖直。 W_E 与 W 的夹角 i , 通常称之为“地震角”, 定义为

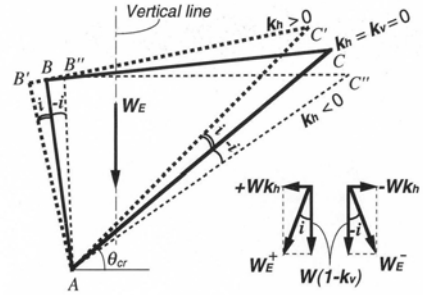
$$\tan i = \frac{k_h}{1 - k_v}, \quad (92)$$

式中, k_v 与 k_h 在加速度指向上和指向墙背时取正值。

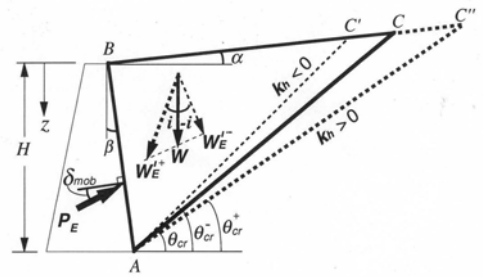
基于物部与冈部 (1924) 提出的传统拟静力概念, 对图 69 (a) 所示的中间动力滑楔体, 当 $i > 0$ 时使其逆时针旋转 i 角, 当 $i < 0$ 时使其顺时针旋转 i 角, 使得

W_E 作用方向竖直向下, 这样可用类似于库仑土压力理论方法来求解地震土压力问题。对于经旋转后的土-墙系统, 动力滑楔体的重量被认为等于 W_E , 即

$$W_E = W \sqrt{(1 - k_v)^2 + k_h^2} = W(1 - k_v) / \cos i. \quad (93)$$



(a) 拟静力概念



(b) 地震时滑动面的振荡

图 69 动力中间滑楔体的尺寸和重量变化

Fig. 69 Variation in the dimensions and weight of dynamic intermediate soil wedge during an earthquake

这意味着动力中间滑楔体在地震过程中其尺寸总保持不变, 但它的平均容重 γ 则变为 $\gamma(1 - k_v) / \cos i$ 。根据这一解释, 在以往的研究中, 有的学者将主动地震土压力 $P_{E,a}$ 划分为一个初始静土压力 $P_{S,a}$ 和一个动土压力增量 $\Delta P_{E,a}$, 并建议采用库仑公式和物部-冈部公式来分别算定 $P_{S,a}$ 与 $P_{E,a}$, 进而确定 $\Delta P_{E,a} = P_{E,a} - P_{S,a}$ 。由此假设可得 $P_{ES,a} = P_{S,a}$ 及 $P_{ED,a} = \Delta P_{E,a}$ 。然而, 对转换后土-墙系统的拟静力平衡力系中的土压力关于倾斜角 θ 求极值, 则可推导出临界倾斜角 θ_{cr} 的计算公式:

$$\cot(\theta_{cr} - \alpha) = \sqrt{\frac{\cos(\beta \pm \delta_{mob} \pm i) \sin(\phi'_{mob} + \delta_{mob})}{\cos(\beta - \alpha) \sin(\phi'_{mob} \mp \alpha - i)}} \times \sec \Psi \mp \tan \Psi \quad (94)$$

式中, $\Psi = \phi'_{mob} + \delta_{mob} \pm \beta \mp \alpha$, 符号“ $\pm$ ”及“ $\mp$ ”的规定与公式 (91) 相同; 各个角度的正方向均示于图 67。图 70 绘出了在给定条件下由 (94) 式计算得到的临界倾斜角 θ_{cr} 随地震系数角 i 的变化过程, 表明动力滑楔体的尺寸大小并非是不变的, 而是随着惯性力的大小变化而变化, 如图 69 (b) 所示。

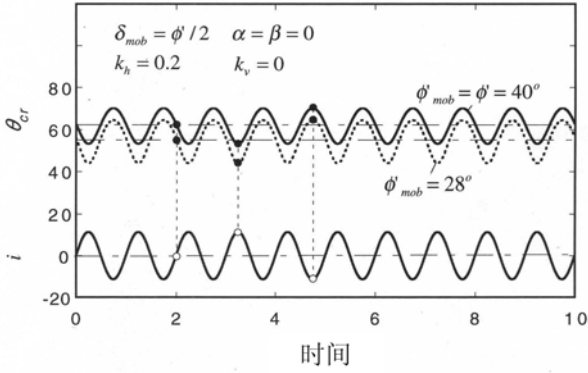


图 70 破裂面与水平方向的夹角随地震角变化而变化的规律
Fig. 70 Change in critical angle of sliding plane with changing angle of seismic coefficient

对如图 69(b)所示的动力滑楔体 ABC' ($k_h < 0$) 或 ABC'' ($k_h > 0$)，作用在其上的总重力 W_E' 能够根据几何关系确定：

$$W_E' = W' \cdot \sqrt{(1-k_v)^2 + k_h^2} = W' \cdot (1-k_v) / \cos i, \quad (95a)$$

$$W' = \frac{1}{2} \frac{\cos(\theta_{cr} - \beta) \cos(\alpha - \beta)}{\cos^2 \beta \sin(\theta_{cr} - \alpha)} \gamma H^2, \quad (95b)$$

式中 W' 是动力滑楔体的重量，它只在 $k_v = k_h = 0$ 时等于静力滑楔体的重量 W 。不同 k_h 水平的 W_E'/W 及 $W_E' \cos i / W$ 可用(93)、(94)、(95)式确定，如图 71 所示。可以发现传统的拟静力法与本文所提方法所得到的结果存在很大差别。很明显，当 $k_h > 0$ 且 $k_v = 0$ 时， $W_E' \cos i > W_E$ 且 $W' > W$ 。应该指出，当竖向加速度分量（或者 k_v ）指向上或向下时，主要起降低或增大土的有效容重的作用。 $W_E' \cos i$ ($= W'(1-k_v)$) 实际上表示地震过程中动力滑楔体的有效重量。说明竖向加速度分量 $k_v W$ 通过改变动力滑楔体的有效重量来改变总土压力的大小。例如，在 $k_v = 1$ 的极端条件下， $P_E = 0$ 。

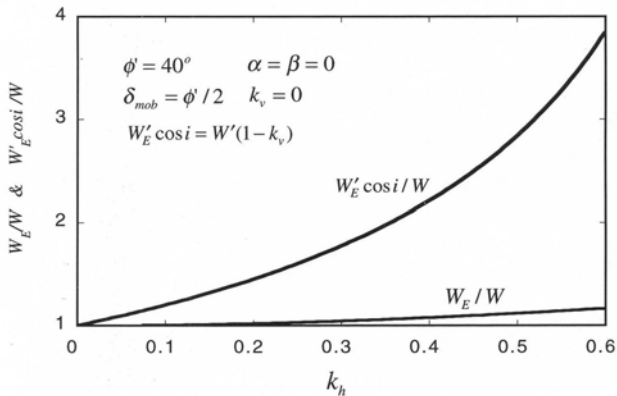


图 71 由式(93)和式(95)确定的动力滑楔体重量之对比
Fig. 71 Representation of the pseudo-static concept by comparing the weights of the dynamic soil wedge

以上讨论说明，滑楔体的尺寸及重量的变化随惯性力的大小和方向变化而变化。亦即，作用在滑楔体上的惯性力的变化会导致滑楔体的尺寸及重量的变化，从而导致土压力的变化。例如，当 $k_h > 0$ 且 $k_v = 0$ 时，由于 $W_E' \cos i > W_E$ ，必然有 $P_{ES} > P_S$ 。类似地，对同样条件， $P_{EQ} > P_Q$ ，这里 P_{EQ} 是地震时墙后填土表面荷载引起的土压力分量的合力。因此，分析地震时中间滑楔体的尺寸及重量变化，有助于理解地震土压力形成的物理机制。

(2) 三种不同成因的土压力分量

对图 69 (b) 所示的受常惯性力作用的三角形动力主动滑楔体而言，总主动地震土压力 P_{E-a} 可由物部-冈部公式 (96) 确定。

$$P_{E-a} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - \alpha)} q_0 H \right) (1 - k_v) K_{E-a}, \quad (96)$$

式中 K_{E-a} 为主动地震土压力系数，其它符号如前所述。

通过前面的讨论，可知总主动地震土压力 P_{E-a} 可分解为三个土压力分量，分别是动力主动滑楔体的有效重量引起的土压力分量 P_{ES-a} 、地震惯性作用引起的土压力分量 P_{ED-a} 和作用于动力主动滑楔体之上的表面荷载引起的土压力分量 P_{EQ-a} 。其中， P_{ES-a} 与 P_{ED-a} 的合力可由 (96) 式给出，亦即 $1/2 \cdot \gamma H^2 K_{E-a}$ 。为将二者区分开来， P_{ES-a} 与 P_{ED-a} 可进一步被表述为 $P_{ES-a} = 1/2 \cdot \gamma H^2 K_{ES-a}$ 及 $P_{ED-a} = 1/2 \cdot \gamma H^2 K_{ED-a}$ ，这里 K_{ES-a} 为动力主动滑楔体的有效重量引起的主动土压力系数， K_{ED-a} 为地震惯性作用引起的主动土压力系数。根据 K_{ES-a} 的定义，可针对有效重量为 $W_E' \cos i$ 的动力主动滑楔体确定出 K_{ES-a} ，即 $K_{ES-a} = (1 - k_v) \cos i K_{E-a}$ 。这样，不难写出

$$P_{ES-a} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ES-a} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) \cos i K_{E-a}, \quad (97)$$

假设 $q_0 = 0$ ，将 $P_{E-a} = P_{ES-a} + P_{ED-a}$ 及 (97) 式代入 (96) 式，可得

$$P_{ED-a} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) (1 - \cos i) K_{E-a}, \quad (98)$$

或 $K_{ED-a} = (1 - k_v) (1 - \cos i) K_{E-a}$ 。另外，根据 (96) - (98) 式， P_{EQ-a} 分量可写成

$$P_{EQ-a} = \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - \alpha)} q_0 H K_{EQ-a}, \quad (99)$$

式中， $K_{EQ-a} = (1 - k_v) K_{E-a}$ 。显然，若 $k_v = k_h = 0$ ，则 $K_{ES-a} = K_{E-a} = K_{S-a}$ ， $K_{ED-a} = 0$ 且 $K_{EQ-a} = K_{S-a}$ ，此处 K_{S-a} 为主动土压力系数。

根据物部-冈部公式及 (97) 及 (98) 式，可以计算出 K_{E-a} 、 K_{ES-a} 、 K_{ED-a} 与 k_h 之间的定量关系以及在 $k_v = k_h = 0$ 时的 K_{S-a} 值，计算结果如图 72 所示。比

较分析可知：1) 随着 k_h 增大, K_{ES-a} 与 K_{E-a} 的差距增大, 显示出滑楔体的静重有显著增长; 2) K_{E-a} 的很大部分由 K_{ES-a} 决定的, 而不是 K_{ED-a} ; 3) K_{ES-a} 与 K_{ED-a} 随 k_h 的变化与图 71 所示的 $W'_E \cos i / W$ 及 W'_E / W 随 k_h 变化是类似的。后两点意味着, K_{E-a} 随 k_h 的增大主要是由于地震惯性作用引起了滑楔体的体积及重量的增加。图 73 进一步给出了两个分量 K_{ES-a} 和 K_{ED-a} 与 K_{E-a} 之比随 k_h 而变化的关系曲线。可以看出: K_{ED-a} 相对于 K_{E-a} 的比例随 k_h 增大而增大, 但 K_{ES-a} 相对于 K_{E-a} 的比例则随 k_h 增大而减小。从图 73 及 (96) - (98) 式可以推断: 总主动地震土压力 P_{E-a} 主要取决于动力滑楔体的有效重量引起的土压力分量 P_{ES-a} , 而地震惯性作用引起的土压力分量 P_{ED-a} , 当 $k_h < 0.6$ 时, 占 P_{E-a} 的比例小于 15%。

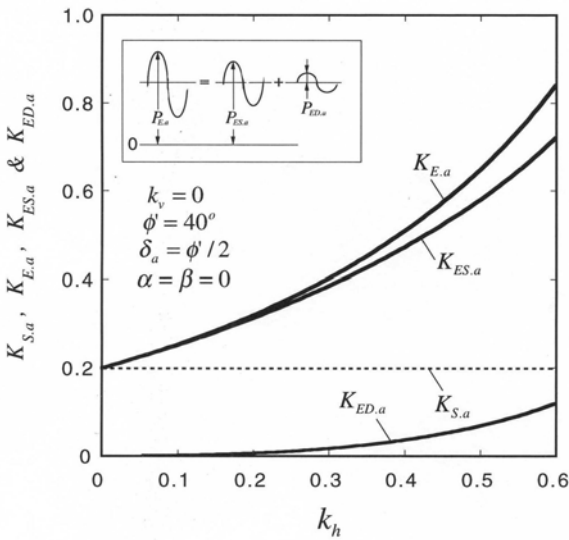


图 72 重力和惯性力引起的主动土压力分量的对比

Fig. 72 A comparison of different active earth pressure coefficients due to gravity and inertial effects

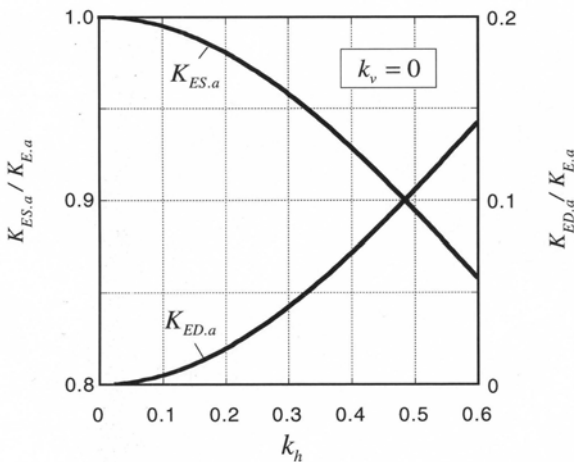


图 73 重力和惯性力引起的主动土压力分量的相对比例

Fig. 73 K_{ES-a} and K_{ED-a} in friction of K_{E-a} for different levels of horizontal seismic acceleration

类似地, 对图 69 (b) 所示的动力中间滑楔体 ABC'' , 总土压力 P_E 及它的三个分量可以表述为:

$$P_E = P_{ES} + P_{ED} + P_{EQ} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - \alpha)} q_0 H \right) (1 - k_v) K_E, \quad (100)$$

其中

$$P_{ES} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ES}, \quad (101a)$$

$$P_{ED} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ED}, \quad (101b)$$

$$P_{EQ} = \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - \alpha)} q_0 H K_{EQ}, \quad (101c)$$

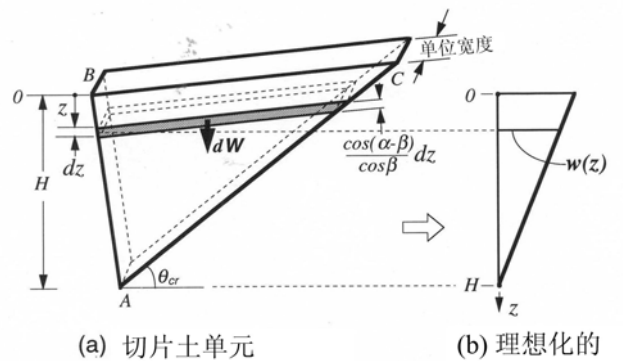
式中, $K_{ES} = (1 - k_v) \cos i K_E$, $K_{ED} = (1 - k_v)(1 - \cos i) K_E$ 及 $K_{EQ} = (1 - k_v) K_E$, K_E 称之为地震土压力系数。

5.3 基于“等效地震系数”概念的地震惯性效应评价

众所周知, 当墙后填土较高时, 地震响应加速度沿高度的相位变化及放大作用将变得非常明显而不容忽视。这些震动效应将导致地震加速度沿深度的不均匀分布。可是, 现行的拟静力分析中假设作用在整个滑楔体上的地震加速度是常数, 这时的震动效应可采用作用在竖直方向与水平方向的惯性力来反映。本节引入“等效地震系数”概念, 提出在地震土压力的评价中考虑地震加速度不均匀分布影响的实用方法。

如图 74(a)所示, 在自重为 W 的三角形中间滑楔体 ABC 中任意切取一个厚度为 $\Delta z \cos(\alpha - \beta) / \cos \beta$ 、自重为 $\Delta W(z)$ 的条单元。显然, $\Delta W(z)$ 随深度 z 线性地减小并在滑楔体的底部减小到 0, 从而形成一倒三角分布。如果将 $\Delta W(z)$ 与 Δz 之比定义为 $w(z)$, 则该比值沿深度也呈现倒三角分布, 如图 74(b)所示, 可表示为

$$w(z) = \frac{\Delta W}{\Delta z} = \frac{\cos(\theta_{cr} - \beta) \cos(\alpha - \beta)}{\cos^2 \beta \sin(\theta_{cr} - \alpha)} (H - z) \cdot \gamma, \quad (102)$$



(a) 切片土单元

(b) 理想化的

图 74 挡墙后三角形土楔重量沿深度的分布

Fig. 74 Distribution of weight with wall height for a triangular intermediate soil wedge

将 t 时刻在深度 z 处的惯性加速度及相应的地震系数分别记为 $\alpha(z, t)$ 及 $k(z, t)$ ($\alpha(z, t)/g$; g 为重力加速度)。 $\alpha(z, t)$ 可采用地震反应分析或某些简化方法来计算。图 75(a)给出了在特定时间 t 的水平地震系数 $k_h(z, t)$ 沿深度的分布。为便于描述, 图中假设坚直向地震系数 $k_v(z, t)$ 为零。惯性力必然在墙趾处产生一倾覆力矩 $M_E(t)$, 其可由对 $k_h(z, t) \cdot w(z)$ 沿深度 z 积分得到, 即

$$M_E(t) = \int_0^H k_h(z, t) w(z) (H - z) dz, \quad (103)$$

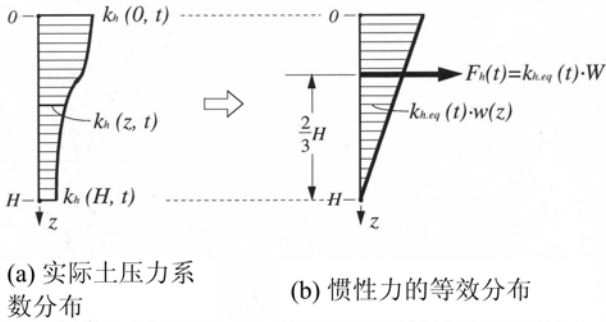


图 75 等效地震系数

Fig. 75 Equivalent seismic coefficient

如图 75(b)所示, 引入一个等效水平合力 $F_h(t)$, 它被定义为一个水平向等效地震系数 $k_{h,eq}(t)$ 与滑楔体的总重量 W 之积, 即 $F_h(t) = k_{h,eq}(t) \cdot W$ 。如果 $F_h(t)$ 作用在墙底之上 $2H/3$ 处并对墙底产生力矩 $M_E(t)$, 可得到如下等式

$$\frac{2}{3} H \cdot k_h(z, t) \cdot W = M_E(t), \quad (104a)$$

或

$$\frac{2}{3} H \cdot k_{h,eq}(t) \cdot \int_0^H w(z) dz = \int_0^H k_h(z, t) w(z) (H - z) dz, \quad (104b)$$

将(102)式代入(104b)式, 有

$$k_{h,eq}(t) = \frac{3}{H^3} \int_0^H k_h(z, t) w(z) (H - z)^2 dz \quad (\gamma = \text{常数}), \quad (105)$$

或

$$k_{h,eq}(t) = \frac{3}{2H} \frac{\int_0^H k_h(z, t) w(z) (H - z)^2 dz}{\int_0^H \gamma(z) (H - z) dz} \quad (\gamma = \gamma(z) \cup \alpha = 0), \quad (106)$$

在 $\alpha_h(z, t) = \alpha_h = \text{常数}$ 且 $\gamma = \text{常数}$ 的最简单条件下, 式(105)或(106)式退化到 $k_{h,eq}(t) = \alpha_h / g$ 。

尽管除 $k_h(z, t) = \text{常数}$ 的情况之外, $F_h(t)$ 不是真实解, 但实际水平向作用力的合力与等效水平合力在墙基处所产生的力矩是相同的。这说明由(105)或(106)式得到的水平向等效地震系数可用于墙体抗倾覆稳定

性的评价。从实际应用的观点来看, 这样方法不失为一种简单而合理的确定水平向地震系数的方法。

为了检查墙体的抗滑稳定性, 一般只需要确定出实际合力的大小。在这种情形下, 等效水平合力可定义为

$$k_{h,eq}(t) \cdot \int_0^H w(z) dz = \int_0^H k_h(z, t) w(z) dz, \quad (107)$$

类似地, 将式(102)式代入(107)式, 有

$$k_{h,eq}(t) = \frac{\int_0^H k_h(z, t) \gamma(z) (H - z) dz}{\int_0^H \gamma(z) (H - z) dz}, \quad (108a)$$

如 $\gamma = \text{常数}$, (108)式变成

$$k_{h,eq}(t) = \frac{2}{H^2} \int_0^H k_h(z, t) (H - z) dz. \quad (108b)$$

对坚直向等效地震系数 $k_{v,eq}(t)$ 也可得到类似的表达式。因此地震角 i 可重新定义为

$$\tan i(t) = \frac{k_{h,eq}(t)}{1 - k_{v,eq}(t)}. \quad (109)$$

该等式可用于因震动放大效应及相位不同引起的地震加速度不均匀分布的情况。这里的 $k_{h,eq}(t)$ 、 $k_{v,eq}(t)$ 及 $i(t)$ 在下文中如无特别说明仍被简记为 k_h 、 k_v 及 i 。

5.4 基于拟静力分析的地震土压力系数公式

基于拟静力概念, 可推得(100)式所定义的地震土压力系数 K_E :

$$K_E = \frac{2 \cos^2(\phi' - \beta - i)}{\cos^2(\phi' - \beta - i)(1 + R) + \cos i \cos^2 \beta \cos(\delta_{mob} + \beta + i)(1 - R)I_1}, \quad (110)$$

$$I_1 = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta_{mob}) \sin(\phi' - \alpha - i)}{\cos(\delta_{mob} + \beta + i) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2 \quad (-1.0 \leq R \leq 1.0),$$

$$K_E = 1 + \frac{1}{2}(R - 1) \cdot \left(\frac{\cos^2(\phi' + \beta - i)}{\cos i \cos^2 \beta \cos(\delta_{mob} - \beta + i)I_2} - 1 \right)$$

$$I_2 = \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta_{mob}) \sin(\phi' + \alpha - i)}{\cos(\delta_{mob} - \beta + i) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2 \quad (1.0 \leq R \leq 3.0). \quad (111)$$

地震土压力公式(100)、(110)和(111)式在应用时应注意以下事项:

1) 对(110)式, $(\delta_{mob} + \beta + i) < 90^\circ$ 且 $(\phi' - \alpha - i) \geq 0$, 对(111)式, $(\delta_{mob} - \beta + i) < 90^\circ$ 且 $(\phi' + \alpha - i) \geq 0$ 。该公式在主动状态 ($R = -1$) 和被动状态 ($R = 3$) 时即是物部-冈部公式。(112)式给出了物部-冈部公式的主动地震土压力系数 $K_{E,a}$ 和被动地震土压力系数 $K_{E,p}$ 。(112)式中的 $i = 0$ 时可简化为库伦土压力主动和被动土压力公式, 进一步 $i = \alpha = \beta = \delta_{mob} = 0$ 时可简化出砂土的朗肯主动和被动土压力公式。

$$\left(\frac{K_{E,a}}{K_{E,p}} \right) = \frac{\cos^2(\phi' \mp \beta - i)}{\cos i \cos^2 \beta \cos(\delta \pm \beta + i) I_3} \quad (112)$$

$$I_3 = \left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' \mp \alpha - i)}{\cos(\delta \pm \beta + i) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2$$

2) 地震时土-墙系统的相对位移为零 ($R=0$) 的状态, 称之为中性状态。在中性状态下, 土-墙系统震动时的绝对位移不一定为零, 这是中性状态与静力条件下土-墙系统的静止状态 (K_o 状态) 之间的根本区别。将 $R=0$ 代入(110)式, 可得到中性状态地震土压力系数 $K_{E,o}$

$$K_{E,o} = \frac{2 \cos^2(\phi' - \beta - i)}{\cos^2(\phi' - \beta - i) + \cos i \cos^2 \beta \cos(\delta_o + \beta + i) I_4}, \quad (113)$$

$$I_4 = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta_o) \sin(\phi' - \alpha - i)}{\cos(\delta_o + \beta + i) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2$$

式中 δ_o 为中性状态下所发挥的墙背摩擦角。当 $\alpha=0$ 、 $\beta=0$ 、 $\delta_o=0$ 和 $i=0$ 时, (113) 式进一步退化为 Jaky 的静止土压力公式。

图 76 和 77 对比了给定计算条件 ($\beta=\alpha=k_v=0$) 下主动地震土压力系数 $K_{E,a}$ 、中性状态地震土压力系数 $K_{E,o}$ 和静止土压力系数 $K_{S,o}$ 随摩擦角 ϕ' 与水平地震系数 k_h 的变化规律。为方便计算, 图中的土压力系数乘以 $\cos \delta_o$ 或 $\cos \delta_a$, 直接给出了垂直于墙背的水平土压力分量对应的土压力系数。

3) 图 78 和图 79 表明, 对 ϕ' 值一定的砂性土, 地震土压力系数 K_E 在主动侧随 i 增大而增大, 在被动侧则随 i 增大而减小, 最终主动与被动状态完全重合而不再随 i 增大而变化。亦即, K_E 客观上存在着一个不可逾越的只与 ϕ' 值有关的界限状态。

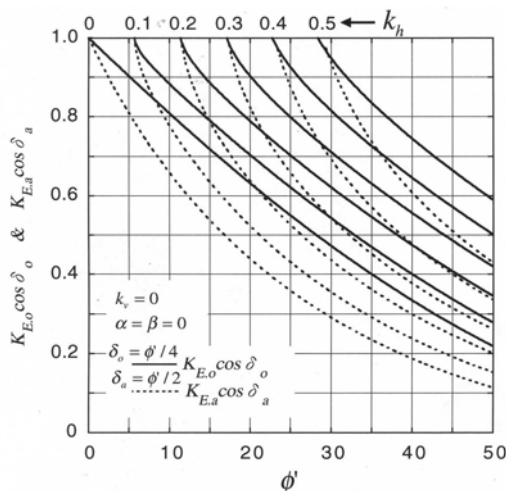


图 76 不同地震系数条件下土压力系数与摩擦角之间的关系

Fig. 76 Coefficients of horizontal dynamic earth pressures for neutral and active states as a function of internal friction angle and seismic coefficient

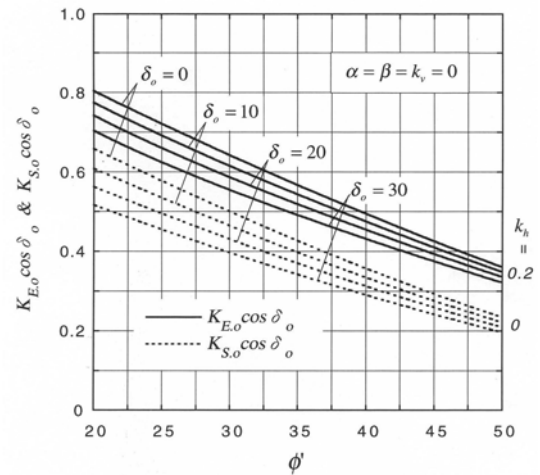


图 77 中性状态和静止状态时土压力系数与摩擦角之间的关系
Fig. 77 Coefficient of horizontal earth pressure in the neutral state as a function of wall friction angle and internal friction angle

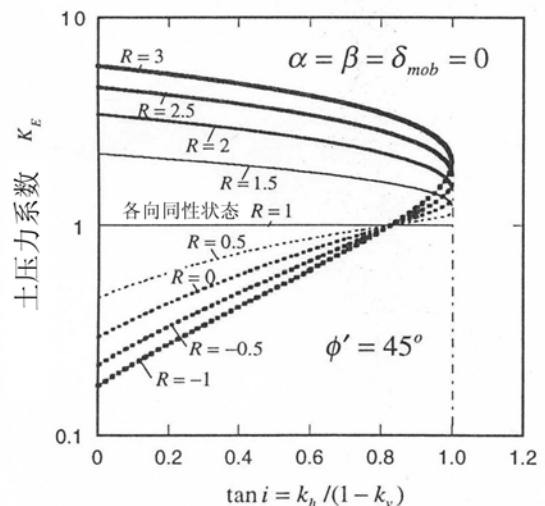


图 78 地震土压力系数与侧向约束参数和地震角的关系
Fig. 78 Dependency of K_E on R and i

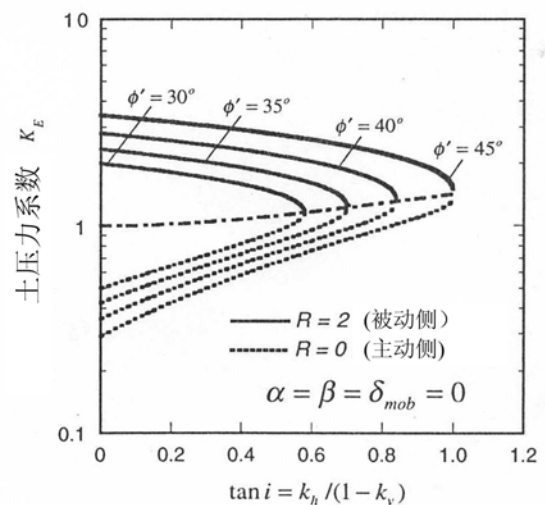


图 79 地震土压力系数与摩擦角和地震角的关系
Fig. 79 Dependency of K_E on ϕ' and i

4) 提出的公式适用于正常固结土。实用计算时, 相关参数的具体确定方法, 请参见有关文献^[128,129]。其中, 墙背填土表面倾斜角 α 和墙背倾斜角 β 易于确定; 土的内摩擦角 ϕ' 应由平面应变剪切试验确定, 也可先由常规三轴试验确定再转换到平面应变条件下; 墙背摩擦角 δ 的取值, 根据本文第四部分的研究成果及有关经验, 主动和被动状态时建议取土的内摩擦角 ϕ' 值的一半或四分之三, 中性状态时取 ϕ' 值的六分之一到四分之一, 其余中间状态可以插值; 应变约束参数 R 的确定, 除主动状态 ($R=-1$)、被动状态 ($R=3$) 和中性状态 ($R=0$) 之外, 将其与挡墙位移之间建立了定量关系。对大部分建筑物基础边墙的情形, 数值分析表明 R 值大约为 $\pm 1/8 \sim 1/4$ 。特别需要强调的是, 计算浅埋地下结构两侧边墙上的地震土压力时, 对一侧的地震角 i 和应变约束参数 R 取正值时, 则对另一侧的 i 和 R 均取负值。

5.5 由墙后填土震密效应引起的残余土压力分量

模型试验研究表明^[125-127]: 在连续振动过程中, 刚性墙受到的侧向应力有增加的趋势并最终达到一个恒定值。与此同时, 墙后填土的容重 γ 有增大的趋势并导致填土沉降。这种因填土的震密效应引起的侧向应力增量是不可恢复的, 故称其为残余土压力分量, 并记为 P_r 。上述现象被定性地描述于图 80, 图中 $P_{r,0}$ 是 P_r 在中性状态下的值。

中性状态下的水平残余土压力 $p_{rh,0}$ 及其合力 $P_{rh,0}$ 可分别表述为

$$p_{rh,0} = \gamma z K_{rh,0}, \quad (114)$$

$$\text{及} \quad P_{rh,0} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{rh,0}, \quad (115)$$

式中, 中性状态残余土压力系数 $K_{rh,0}$ 可根据已有砂土土压力模型试验数据整理得到:

$$K_{rh,0} = C_r \frac{\varepsilon_{vr}}{1 - \varepsilon_{vr}} \quad (116)$$

式中 C_r 是与填土类型有关的系数, 对石英砂约等于 5.5。为了确定任意侧向应变约束条件下的水平残余土压力 p_{rh} 及其合力 P_{rh} , 建议了估计水平残余土压力系数 K_{rh} 的公式

$$K_{rh} = K_{rh,0} (1 + R)^{m_1} \quad (-1 \leq R \leq 0), \quad (117a)$$

$$K_{rh} = K_{rh,0} \left(1 - \frac{R}{3}\right)^{m_2} \quad (0 \leq R \leq 3). \quad (117b)$$

这里 m_1 及 m_2 是由试验确定的系数, 可近似取 1, 即 $m_1 = m_2 = 1$ 。

震密效应引起的残余土压力分量, 对墙后填土比较疏松或者震密效应突出的情形是不容忽视的。

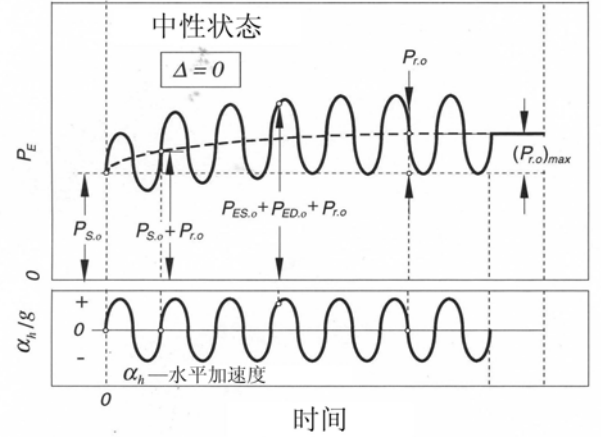


图 80 震动压密引起的残余土压力

Fig. 80 Residual earth pressure due to vibro-densification of soil

5.6 几种常遇条件下的地震土压力

针对实际工程中常见的计算条件, 提出了地震土压力的计算公式或图表及计算方法。为简明计, 图中符号及其物理含义请参见有关文献^[130-133]。

(1) 墙背摩擦角较大的情形^[130,131]

对于墙背摩擦角较大的情形, 当墙后填土处于被动侧的中间状态或被动状态时, 潜在滑动面采用曲面滑动面更为合理。所以, 对墙后填土处于被动侧的情形, 将图 67 所示的直边三角形中间滑楔体改为曲面中间滑楔体, 采用平面-对数螺旋曲面的组合滑动面求解被动侧的土压力, 在靠近墙底的部位滑动面为对数螺旋曲面, 在接近填土表面的部位为一平面。曲面中间滑楔体如图 81 所示, 提出了相应的土压力计算方法。

图 82 对比了平面滑楔体和曲面滑楔体计算的被动侧土压力。由图可知, 当墙背摩擦角 δ 为零时, 基于平面滑楔体与曲面滑楔体的计算结果是相同的。然而当墙背摩擦角不等于零时, 随着墙体位移量的增大, 即应变约束参数 R 的增大, 土的内摩擦角 ϕ' 及墙背摩擦角 δ 逐渐发挥, 此时基于平面滑楔体计算的误差会逐渐增大。当 $\delta > \phi'/2$ 及 $R > 2.4$ 时, 两种方法计算的土压力差别较大。此时如采用平面滑动面计算被动侧土压力系数, 则需进行一定程度的折减。

(2) 超固结无粘性填土的情形^[132]

对超固结砂土、特别是强超固结砂性土, 如图 83 所示, 采用峰值摩擦角 ϕ'_p 确定的主动滑楔体 ABC 获得的主动地震土压力偏小, 采用残余摩擦角 ϕ'_r 确定的主动滑楔体 ABC' 获得的主动地震土压力偏大。在试验成果分析的基础上, 提出了由峰值摩擦角 ϕ'_p 确定滑裂面位置而由残余摩擦角 ϕ'_r 确定滑裂面上剪切阻力的新机制, 从而推得了适用于超固结砂性土的主动地震土压力系数公式:

$$K_{E.a} = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos i \cos^2 \beta} \cdot \frac{K_1}{K_2}, \quad (118a)$$

$$K_1 = -(K \cos \omega_1 - 1) \cos(\phi'_p - \phi'_r) + K \sin \omega_1 \sin(\phi'_p - \phi'_r) + (K \sin \omega_2 - \sin \omega_3) \sin(\beta - \phi'_r + i), \quad (118b)$$

$$K_2 = -(K \cos \omega_1 - 1) \cos(\phi'_p - \phi'_r - \alpha - \delta - i) + K \sin \omega_1 \sin(\phi'_p - \phi'_r - \alpha - \delta - i) + (K \sin \omega_2 - \sin \omega_3) \sin(\beta + \phi'_r + \delta - \alpha), \quad (118c)$$

$$K = \frac{\cos^2(\phi'_p - \beta - i)}{\cos(\beta + \delta + i) \cos(\alpha - \beta) I_s}, \quad (118d)$$

$$I_s = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi'_p) \sin(\phi'_p - \alpha - i)}{\cos(\beta + \delta + i) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2$$

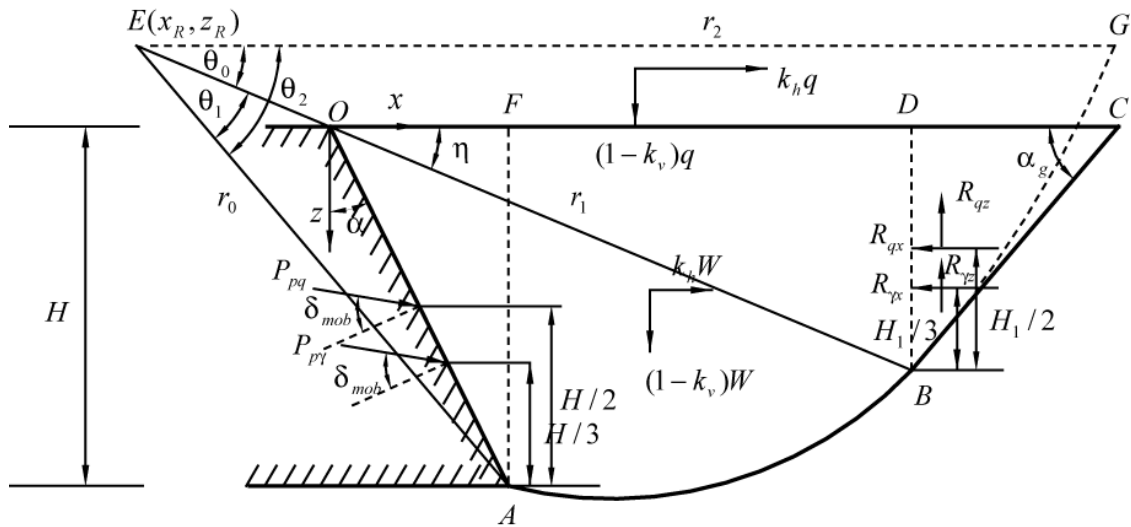


图 81 曲面中间滑楔体受力分析图

Fig.81 Mechanical analysis of curved intermediate soil wedge

(3) 有超孔隙压力存在的情形^[133]

临水挡土结构后的填土为饱和砂性土时，地震作用过程中饱和砂性填土层内会产生由土骨架变形产生的超孔隙水压力和由孔隙水相对于土骨架产生相对运动引起的 Westergaard 型的动水压力。离心模型振动台试验及理论分析表明，前者使挡墙上的水压力增加但使土压力减小，而后者对砂性土来说则是可以忽略不计的。在地震土压力分布计算中可采用“有效浮容重 γ'_{sub} ” (submerged effective unit weight) 来近似土压力的减小。此时作用在墙背的水压力由静水压力和超孔隙水压力两部分组成。

$$\gamma'_{sub} = \gamma_{sub}(1 - R_u), \quad (119)$$

式中， γ_{sub} 为饱和填土的浮容重； R_u 为超孔隙水压力比，其取值范围在 0~1 之间。相应地，地震土压力公式中的地震角 i 由下式确定

$$\tan i = \frac{G_s}{G_s - 1} \times \frac{k_h}{1 - k_v}, \quad (120)$$

式中 $\omega_1 = \alpha + \delta + i$ ； $\omega_2 = \beta + \delta + \phi'_p - \alpha$ ； $\omega_3 = \beta - \phi'_p + i$ ； ϕ'_p 和 ϕ'_r 分别为平面应变条件下填土的峰值和残余摩擦角；其他符号与 (110) 式和 (111) 式相同。值得注意的是，1) 当 $\phi'_p = \phi'_r = \phi'_r$ 时，(118) 式退化为物部-冈部的主动地震土压力公式；2) 模型试验表明，由峰值摩擦角 ϕ'_p 确定滑裂面位置而由残余摩擦角 ϕ'_r 确定滑裂面上剪切阻力的机制是合理的。

对于被动地震土压力，由峰值强度指标 ϕ'_p 确定的滑楔体较大，由残余强度指标 ϕ'_r 确定的滑楔体较小。挡墙位移量 $\Delta = \Delta_p$ 时，先由峰值强度确定填土中滑动面位置。随着挡墙位移量的增大，填土的强度降低，沿着峰值强度确定的滑动面继续滑动较为困难，滑动面便会发生调整。

式中， G_s 为土粒比重。应该指出，渗透系数较大的粗粒土，地震时产生的 Westergaard 型的动水压力是不应忽视的。

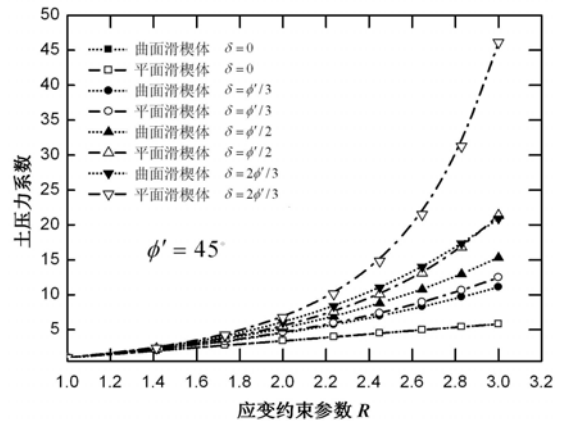


图 82 平面滑楔体与曲面滑楔体计算结果的比较

Fig. 82 Comparison of earth pressure coefficients obtained by different methods

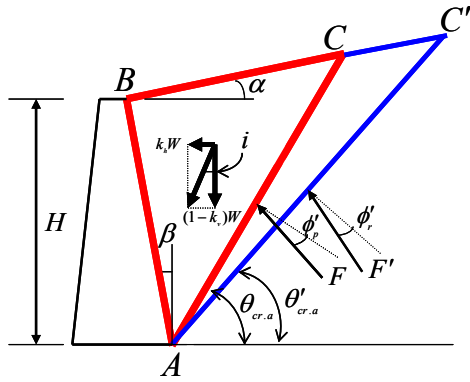


图 83 由峰值摩擦角和残余摩擦角分别确定的主动滑裂面

Fig. 83 Active failure planes determined by peak and residual friction angles respectively

综上所述, 所提出的考虑刚性挡土结构侧向位移的地震土压力理论及实用算法有几点基本内涵: 1) 土压力系数与应变增量比之间具有唯一性关系, 压剪耦合效应是土压力形成的物理本质; 2) 墙后填土处于主动与被动状态之间的任一中间状态, 都对应着一个中间滑楔体, 其大小尺寸及有效重量随着墙体侧向位移和地震惯性力的大小及方向不同而变化, 从而决定了作用在挡土结构上土压力的大小和分布; 3) 地震土压力形成的主要原因有: i) 中间滑楔体的有效重量、ii) 地震惯性作用、iii) 填土表面作用的附加荷载和 vi) 填土的震动压密效应。前三者决定了中间滑楔体的大小尺寸及有效重量, 第四个成因对震动压密效应突出的疏松填土是不可忽视的; 4) 地震土压力根据其成因可分解成四个分量, 各分量沿墙高分布及其合力作用点位置各不相同, 主要取决于墙体位移的模式、大小与方向以及地震惯性加速度的分布; 5) 采用等效地震系数可简便地考虑因震动放大效应及相位引起的惯性加速度沿墙高分布的不均匀性; 6) 提出了一个应用范围比较广泛的地震土压力公式, 可退化为物部-冈部的地震土压力公式、朗肯和库伦的主动与被动土压力公式以及 Jaky 的静止土压力公式; 7) 提出的地震土压力公式适用于正常固结土。与模型实验结果的对比分析初步验证了该公式的有效性。

有关浅埋地下结构上作用的地震土压力问题、各向异性填土的地震土压力问题以及不同墙体位移模式下地震土压力计算问题, 请参见文献^[134-145]。限于篇幅, 不再赘述。

6 结束语

地震荷载作用下土动力学问题研究的根本驱动力, 在于设计具有良好抗震性能的地基、基础和各类结构物以及满足抗震减灾的实际需求。自上个世纪六十年代以来, 与地震荷载作用相关的土动力学、特别

是砂土动力学的研究已经有了长足的进步。但从全球范围看, 目前抗震减灾的形势仍然不容乐观, 加之我国社会经济的迅猛发展以及城镇化进程的快速推进, 实际抗震减灾所涉及的土动力学基础研究及相关支撑技术领域依然面临着巨大的挑战, 存在着诸多重大课题尚待解决:

1) 土动力学的研究, 急需拓展研究对象, 譬如, 从砂性土到粘性土、从人工填土到天然土、从生活垃圾到各种废弃物、从陆域土层到海洋沉积物, 从将土视为简单材料到将其视为具有漫长演变史的地质体, 同时急需突破当前在试验测试能力方面的技术瓶颈, 探究和开拓崭新的测试途径及技术, 借鉴和吸收最新测评手段, 客观地再现和揭示不同赋存环境下各类土所特有的动力学现象和规律;

2) 土动力学的研究, 仍需以动力本构关系研究为核心, 揭示循环效应和速率效应的定量影响规律, 揭示多相、多过程和多尺度的动力耦合效应及特性规律, 揭示高压、高温、寒冷、深海等多种极端自然环境条件下土体的动力响应及灾变规律, 揭示爆炸等多孕灾因子耦合与突变环境下土体的动力致灾减灾机理, 发展和创建一个从概念到理论的严密科学体系, 不断提高对各类土工抗震问题认知、阐释与评价的境界及能力;

3) 土动力学的研究, 需注重大量存在的土体与各类结构物共同构成的“真三维”、“非线性”和“大系统”的鲜明特征, 以揭示土体与结构动力相互作用规律为核心, 全面提升在系统初始状态建模、地震动输入机制、各类材料本构模型、土体-结构动力分析模型和大系统求解算法诸方面的理论和实用水平, 在结构系统的测评控调以及计算分析的规模、效率和精度方面实现质的飞跃。

4) 土动力学的研究, 需紧密结合实际抗震设计的迫切要求, 把握地震、爆炸、波浪等各类荷载的作用环境和特征, 发展可合理描述荷载动力特性、材料动力特性与结构动力特性的实用动力分析理论及方法, 逐步克服目前仍然被广泛采用的基于简化拟静力概念的主流设计中存在的明显缺陷, 为真正实现向基于三维动力仿真的优化控调设计理念的跨越式转变提供科学依据和有力工具。

5) 土动力学的研究, 应特别注重各类土工抗震边值问题实际评价的水平与效果, 目前还极大地依赖于评价专家的认知水平、理论功底、经验积累、分析能力和治学态度。所以需要探索解决实际问题的可靠途径, 推动理论成果及分析方法的实用化和标准化, 研发将理论分析与专家判断、工程类比和测试成果实现高水平整合的关键支撑技术平台。

复杂的研究对象, 广阔的应用领域, 重大的实用价值, 已使土动力学成为近几十年来国际岩土工程研究领域中极具创新前景的重要学科方向之一。乘改革开放之春风, 得恩师前辈之教诲, 笔者有幸从上个世纪 80 年代初步入了土动力学与土工抗震工程学的研究队伍, 在有限的层次和深度上开始了对砂土动力学基础理论以及工程应用的学习和探索。本文概述了期间的粗浅认知与收获。面对抗震减灾的实际需求和土动力学理论及实用问题本身的极其复杂性, 笔者深知, 已有的点滴进展是微不足道的, 愈发感到探究学问是一种永无休止的境界, 需坚持“十年磨一剑”的精神, 坚持“求实、求真、求新”之态度, 不断地学习、探究、再探究。

致谢: 有幸先后受教于谢定义先生、时松孝次(K. Tokimatsu)先生和吉见吉昭(Y. Yoshimi)先生, 他们是笔者进入土动力学及岩土与结构抗震工程学研究领域的启蒙导师。文中部分内容是引自笔者的学生张嘎、罗刚、王刚、张连卫、童朝霞、侯文峻、于艺林、宋飞、王富强诸位博士以及博士生张雷与冯大阔的博士学位论文的研究成果。清华大学濮家骊、李广信、宋二祥、张丙印和于玉贞等教授以及众多同行专家给予了许多支持和指教, 与诸位的交流中受益良多。

参考文献:

- [1] 汪闻韶. 土的动力强度与液化特性[M]. 中国水电出版社, 1996. (WANG Wen-shao. Dynamic strength and liquefaction characteristics of soil[M], Beijing: China Electric Power Press, 1996. (in Chinese))
- [2] 谢定义. 土动力学[M]. 西安: 西安交通大学出版社, 1988. 西安: 西安交通大学出版社, 1988. (XIE Ding-Yi. Soil Dynamics[M]. Xi'an: Xi'an Jiaotong University Press, 1988. (in Chinese))
- [3] 张建民, 谢定义. 饱和砂土振动孔隙水压力理论及应用研究进展[J]. 力学进展, 1993, 23(2): 168-180. (ZHANG Jian-Min, XIE Ding-Yi. Advances in the theoretical and applied research on seismic pore water pressure of saturated sand[J]. Advances in Mechanics, 1993, 23(2): 168-180. (in Chinese))
- [4] 张建民, 谢定义. 砂土动本构理论及应用研究进展[J]. 力学进展, 1994, 24(2): 187-204. (ZHANG Jian-Min, XIE Ding-yi. Advances in the research of dynamic constitutive theories of sand[J]. Advances in Mechanics, 1994, 24(2): 187-204. (in Chinese))
- [5] 张建民. 土体与结构物动力相互作用[M]. 水利水电工程科学前沿, 北京: 清华大学出版社, 2002, 267-287. (ZHANG Jian-Min. Dynamic soil-structure interaction[M]. New Frontiers in Hydraulic and Hydropower Sciences, Beijing: Tsinghua University Press, 2002, 267-287. (in Chinese))
- [6] 王 刚, 张建民. 地震液化问题研究进展[J]. 力学进展, 2007, 37(4): 575-589. (WANG G, ZHANG J-M. Recent advances in seismic liquefaction research[J]. Advances in Mechanics, 37 (4): 575-589. (in Chinese))
- [7] ZHANG Ga, ZHANG Jian-Min. State of the art: Mechanical behavior of soil-structure interface[J]. Progress in Natural Science, 2009, 19: 1187-1196.
- [8] ZHANG Jian-Min, YANG Ze-Yan, GAO Ji-Zhang, TONG Zhao-Xia. Lessons from damages to high embankment dams in the May 12, 2008 Wenchuan earthquake[M]. Geotechnical Special Publication, No. 201, ASCE, 2010: 1-31.
- [9] 张建民, 王 刚, 陈 杨. 海岸岩土工程的物理与数值模拟方法[J]. 岩土力学, 2004, 25(S2): 61-74 (ZHANG Jian-Min, WANG Gang, CHEN Yang. Physical and numerical modeling methods for coastal geotechnical engineering[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(S2): 61-74. (in Chinese)).
- [10] OHTANI K, OGAWA N, KATAYAMA T, SHIBATA H. Construction of E-defence (3-D full scale earthquake testing facility)[C]. Thirteen World Conference on Earthquake Engineering, Canada, 2004: Paper No. 189
- [11] 张 嘎. 粗粒土与结构接触面静动力学特性及弹塑性损伤理论研究[D]. 北京: 清华大学, 2002: 1-225. (ZHANG Ga. A new monotonic and cyclic elasto-plastic damage theory for soil-structure interfaces[D]. Beijing, Tsinghua University, 2002: 1-225. (in Chinese)).
- [12] 罗 刚. 粒状土的可逆性和不可逆性变形规律与循环本构规律研究[D]. 北京: 清华大学, 2004: 1-139. (LUO Gang. Studies on reversible and irreversible deformation and constitutive model for granular soils[D]. Beijing: Tsinghua University, 2004: 1-139. (in Chinese)).
- [13] 王 刚. 砂土液化后大变形的物理机制与本构模型研究[D]. 北京: 清华大学, 2005: 1-152. (WANG Gang. Research on physical fundamentals and constitutive model of large post-liquefaction deformation of sand[D]. Beijing, Tsinghua University, 2005: 1-152. (in Chinese)).
- [14] 张连卫. 各向异性粒状材料破坏规律与强度准则及应用[D]. 北京: 清华大学, 2007: 1-130. (ZHANG Lian-wei. Failure laws and strength criterion of anisotropic granular materials [D]. Beijing: Tsinghua University, 2007: 1-130. (in Chinese)).
- [15] 童朝霞. 应力主轴循环旋转条件下砂土的变形规律与本构模型研究[D]. 北京: 清华大学, 2008: 1-148. (TONG Zhao-xia. Research on deformation behavior and constitutive model for sands under cyclic rotation of principal stress axes[D]. Beijing, Tsinghua University, 2008: 1-148. (in Chinese)).
- [16] 侯文峻. 土与结构接触面三维静动力变形规律与本构模型研究[D]. 北京: 清华大学, 2008: 1-152. (HOU Wen-jun. Research on monotonic and cyclic behavior and constitutive model of three-dimensional soil-structure interfaces[D]. Beijing: Tsinghua University, 2008: 1-152. (in Chinese)).

- [17] 宋 飞. 考虑侧向变形的各向异性填土土压力计算方法及试验研究[D]. 北京: 清华大学, 2009: 1-153. (SONG Fei. Evaluation and experimental study of earth pressure for anisotropic sand under any lateral deformation[D]. Beijing: Tsinghua University, 2009: 1-153. (in Chinese))
- [18] 于艺林. 考虑应力主轴旋转的各向异性砂土本构规律与数学模型[D]. 北京: 清华大学, 2010: 1-153. (YU YU-lin. Constitutive law and mathematical model of anisotropic sands under rotation of principal stress axes[D]. Beijing: Tsinghua University, 2010: 1-153. (in Chinese)).
- [19] 王富强. 自然排水条件下砂土液化变形规律与本构关系研究[D]. 北京: 清华大学, 2010: 1-149. (WANG Fu-qiang. Research on liquefaction behavior and constitutive model of sand under naturally drained condition[D]. Beijing: Tsinghua University, 2010: 1-149. (in Chinese)).
- [20] 张建民. 振动三轴试验中仪器系统阻尼力的水试样校正法[J]. 岩土工程学报, 1989, 11(1): 79-84. (ZHANG Jian-Min. Water sample method for eliminating damping forces of axial test system[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 11(1): 79-84. (in Chinese))
- [21] 张建民, 于玉贞, 濮家骝, 等. 电液伺服控制离心机振动台系统研制[J], 岩土工程学报, 2004, 26(6): 843-845. (ZHANG Jian-Min, YU Yu-zhen, PU Jia-liu, et al. Development of a shaking table in electro-hydraulic servo-control centrifuge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(6): 843-845. (in Chinese))
- [22] 张嘎, 张建民. 大型土与结构接触面循环加载剪切仪的研制及应用[J], 岩土工程学报, 2003, 25(2): 149-153. (ZHANG Ga, ZHANG Jian-Min. Development of application of cyclic shear apparatus for soil-structure interface[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25(2): 149-153. (in Chinese))
- [23] 张建民, 侯文峻, 张 嘎, 等. 大型三维土与结构接触面试验机的研制与应用[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(6): 889-894. (ZHANG Jian-Min, HOU Wen-jun, ZHANG Ga, et al. Development and application of 3D soil-structure interface test apparatus[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(6): 889-894)
- [24] 张连卫, 张建民, 张 嘎, 等. 二维粒状材料双轴压缩试验系统的研制与应用[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(1): 148-152. (ZHANG Lian-wei, ZHANG Jian-Min, ZHANG Ga, et al. Development and application of a 2D biaxial compression test system for granular materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(1): 148-152. (in Chinese))
- [25] 张 嘎, 张建民, 梁东方. 土与结构接触面试验中土颗粒细观运动测量[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(8): 903-907. (ZHANG Ga, ZHANG Jian-Min, LIANG Dong-fang. Measurement of soil movement in soil-structure interface test[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(8): 903-907. (in Chinese))
- [26] 张 嘎, 牟太平, 张建民. 离心模型试验中基于图像分析的土坡变形场测量[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(1): 94-97. (ZHANG Ga, MU Tai-ping, ZHANG Jian-Min. Displacement measurement using image analysis in centrifuge modeling of slope[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(1): 94-97. (in Chinese))
- [27] 张连卫, 张建民, 张 嘎. 基于数字图像的粒状材料细观组构特征分析技术[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(10): 1555-1559. (ZHANG Lian-wei, ZHANG Jian-Min, ZHANG Ga. Micro-fabric analysis technique for granular materials based on digital images[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(10): 1555-1559. (in Chinese))
- [28] 宋 飞, 张建民, 张 嘎, 等. 等应变增量比试验控制功能的开发与实现[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(7): 1144-1148. (ZHANG Lian-wei, ZHANG Jian-Min, ZHANG Ga. Development of constant strain increment ratio path tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(7): 1144-1148. (in Chinese))
- [29] 张建民, 邵生俊. 往返荷载下饱和砂土瞬态有效抗剪强度的研究[J]. 水利学报, 1987, 10: 33-40. (ZHANG Jian-Min, SHAO Shen-jun. Transient effective shear strength of saturated sand under cyclic loading[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1987, 10: 33-40. (in Chinese))
- [30] 张建民, 王稳祥. 振动频率对饱和砂土动力特性的影响[J]. 岩土工程学报, 1990, 12(1): 89-97. (ZHANG Jian-Min, WANG Wen-xiang. Influence on vibration frequency on dynamic characteristics of saturated sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1990, 12(1): 89-97. (in Chinese))
- [31] ZHANG Jian-Min. Transient shear strength of saturated sand under cyclic loading considering strain-rate effect[J]. Soils and Foundations, 1994, 34(4): 51-65
- [32] ZHANG Jian-Min, SHAMOTO Yasuhiro, TOKIMATSU Kohji. Cyclic critical stress states of sand with nonfrictional effects[J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1999, 125(10): 1106-1114.
- [33] ZHANG Jian-Min, SHAMOTO Yasuhiro, TOKIMATSU Kohji. Moving critical and phase transformation stress state lines of saturated sand during undrained cyclic shear[J]. Soils and Foundations, 1997, 37(2): 51-59
- [34] ZHANG Jian-Min. Cyclic critical stress state theory of sand with its application to geotechnical problems[R]. Research Tokyo: Report of Tokyo Institute of Technology, 1997: 1-271.
- [35] ISHIHARA K, TATSUOKA F, YASUDA S. Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stress[J]. Soils and Foundations, 1975, 15(1): 29-44.
- [36] 张建民, 时松孝次, 田屋裕司. 饱和砂土液化后的剪切吸水效应[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(4): 398-402. (ZHANG Jian-Min, TOKIMATSU Kohji, TAYA Yuhji. Effect of water absorption in shear of post-liquefaction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, 21(4): 398-404. (in Chinese))

- [37] 张建民, 宋 飞. 砂土的压剪效应与渐近状态准则[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(2): 166 - 171. (ZHANG Jian-Min, SONG Fei. Compression-dilatancy coupling effect and asymptotic state criterion of sand [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(2):166-171. (in Chinese))
- [38] GUDEHUS G, GOLDSCHIEDER M, WINTER H. Mechanical properties of sand and clay and numerical integration methods: some sources of errors and bounds of accuracy [M]. Finite elements in geomechanics (ed. G. Gudehus), 1977, 121-150.
- [39] CHU J, LO S-C R. Asymptotic behavior of a granular soil in strain path testing[J]. Geotechnique, 1994, 44(1): 65-82.
- [40] 张建民, 邵生俊. 三维应力条件下饱和砂土的动有效抗剪强度准则[J]. 水利学报, 1989, 3: 54-59. (ZHANG Jian-Min, SHAO Shao-jun. Dynamic effective shear strength criterion of saturated sand for three-dimensional stress loading[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1989, 3: 54-59. (in Chinese))
- [41] MATSUOKA H. On the significance of 'spatial mobilized plane'. Soils and Foundations, 1976, 16(1): 91-100.
- [42] 谢定义, 张建民. 往返荷载下饱和砂土瞬态强度变形变化的机理[J]. 土木工程学报, 1987, 20(3): 57-70. (XIE Ding-Yi, ZHANG Jian-Min. Transient change mechanism of strength and deformation of saturated sand under cyclic loading[J]. China Civil Engineering Journal. 1987, 20(3): 57-70. (in Chinese))
- [43] 张连卫, 张建民, 张 嘎. 基于 SMP 的粒状材料各向异性强度准则[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(8): 1107-1111. (ZHANG Lian-wei, ZHANG Jian-Min, ZHANG Ga. SMP-based anisotropic strength criterion of granular materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(8): 1107-1111. (in Chinese))
- [44] ZHANG Jian-Min, ZHANG Lei, ZHANG Lian-wei. Micro to macro strength behavior of granular materials considering anisotropy and crushing[R]. Research report of Tsinghua University, Beijing: 1-45.
- [45] 谢定义, 张建民. 饱和砂土瞬态动力学特性与机理分析 [M]. 西安: 陕西科学技术出版社. 1995: 114-149. (Transient dynamics characteristics and mechanism analysis of saturated sand[M]. Xi'an: Shaanxi S & T Press. 1995: 114-149. (in Chinese))
- [46] 谢定义, 张建民. 周期荷载下饱和砂土瞬态孔隙水压力的变化机理和计算模型[J]. 土木工程学报, 1990, 23(2): 51-60. (XIE Ding-Yi, ZHANG Jian-Min. Transient change mechanism of pore water pressure in saturated sand under cyclic loading[J]. China Civil Engineering Journal. 1990, 23(2): 51-60. (in Chinese))
- [47] 张建民, 谢定义. 饱和砂土振动孔隙水压力增长的实用计算方法[J]. 水利学报, 1991, 8: 45-51. (ZHANG Jian-Min, XIE Ding-yi. A pragmatic method for calculating the excess pore water pressure generation of saturated sand under cyclic loading[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1991, 8: 45-51. (in Chinese))
- [48] 张建民, 谢定义. 饱和砂土震动孔隙水压力长消的解析算法[J]. 水利学报, 1992, 12: 72-80. (ZHANG Jian-Min, XIE Ding-yi. An analytical method for calculating the generation and dissipation of excess pore water pressure in saturated sand under cyclic loading[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1992, 12: 72-80. (in Chinese))
- [49] ZHANG Jian-Min, SHAMOTO Yasuhiro. Analytical theory of seismic pore pressure generation-dissipation in saturated deposit surrounding spreading foundation[J]. Technical Research Bulletin, 1997, 16: 29-36
- [50] 张建民. 砂土的可逆性和不可逆性剪胀规律[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(1): 12-17. (ZHANG Jian-Min. Reversible and irreversible dilatancy of sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering. 2000, 22(1): 12-17. (in Chinese))
- [51] ZHANG Jian-Min, LUO Gang. A new cyclic constitutive model for granular materials considering reversible and irreversible dilatancy[C]. XIth International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering, USA, 2004: 414-419
- [52] 张建民, 罗 刚. 考虑可逆与不可逆性剪胀的粗粒土动本构模型[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(2): 178-184. (ZHANG Jian-Min, LUO Gang. A new cyclic constitutive model for granular soil considering reversible and irreversible dilatancy[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(2): 178-184. (in Chinese))
- [53] 于艺林, 王富强, 张建民. 球应力循环作用下粒状土变形规律与本构描述[J]. 清华大学学报, 2010, 50(9): 1365-1368. (YU Yi-lin, WANG Fu-qiang, ZHANG Jian-Min. Deformation of characteristics and constitutive modeling of granular soils during cyclic spherical stresses[J]. Journal of Tsinghua University, 2010, 50(9): 1365-1368. (in Chinese))
- [54] 王 刚, 张建民. 密度和压力对砂土变形特性影响的统一模拟[J]. 清华大学学报, 2003, 43(8): 1100-1103. (WANG Gang, ZHANG Jian-Min. Modeling of the influence of density and pressure on sand deformation characteristics[J]. 2003, 43(8): 1100-1103. (in Chinese))
- [55] 张 嘎, 吴 伟, 张建民. 粗粒土亚塑性损伤模型[J]. 清华大学学报, 2006, 46(6): 793-796. (ZHANG Ga, WU Wei, ZHANG Jian-Min. Hypoelasticity damage model of coarse grained soil[J]. Journal of Tsinghua University, 2006, 46(6): 793-796. (in Chinese))
- [56] 罗 刚, 张建民. 邓肯-张模型和沈珠江双屈服面模型的改进[J]. 岩土力学, 2004, 25(6): 887-890. (LUO Gang, ZHANG Jian-Min. Improvement of Duncan-Chang nonlinear model and Shen Zhujiang's elastoplastic model for granular soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(6): 887-890. (in Chinese))
- [57] 罗 刚, 张建民. 考虑物理状态变化的砂土本构模型[J]. 水利学报, 2004, 7: 26-31 (LUO Gang, ZHANG Jian-Min.

- Constitutive model for sand considering variation of physical state[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2004, 7: 26-31. (in Chinese))
- [58] 罗 刚, 张建民. 考虑物态变化的六参数砂土本构模型[J]. *清华大学学报*, 2004, 44(3): 402-405. (LUO Gang, ZHANG Jian-Min. Six-parameter constitutive model of sand with physical state changes[J]. *Journal of Tsinghua University*, 2004, 44(3): 402-405. (in Chinese))
- [59] ZHANG Jian-Min, TONG Z X, YU Yi-lin. Effects of cyclic rotation of principal stress axes and intermediate principal stress parameter on the deformation behavior of sands[M]. ASCE Geotechnical Special Publication, No. 181: 1-10
- [60] TONG Zhao-xia, ZHANG Jian-Min, YU Yi-lin, ZHANG Ga. Drained deformation behavior of anisotropic sands during cyclic rotation of stress principal axes[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2010, 136(11): 1509-1518.
- [61] 童朝霞, 张建民, 张 嘎. 考虑应力主轴循环旋转效应的砂土弹塑性本构模型[J]. *岩石力学与工程学报*, 2009, 28(9): 1918-1927. (TONG Zhao-xia, ZHANG Jian-Min, ZHANG Ga. An elastoplastic constitutive model of sands considering cyclic rotation of principal stress axes[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2009, 28(9): 1918-1927. (in Chinese))
- [62] TONG Zhao-xia, YU Yi-lin, ZHANG Jian-Min, ZHANG Ga. Deformation behavior of sands subjected to cyclic rotation of principal stress axes[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2008, 30(8): 1196-1202.
- [63] 童朝霞, 张建民, 于艺林, 张 嘎. 中主应力系数对应力主轴循环旋转条件下砂土变形特性的影响[J]. *岩土工程学报*, 2009, 31(6): 946-952. (TONG Zhao-xia, ZHANG Jian-Min, YU Yi-lin, ZHANG Ga. Effects of intermediate principal stress parameter on deformation behavior of sands under cyclic rotation of principal stress axes[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, 31(6): 946-952. (in Chinese))
- [64] 童朝霞, 张建民, 张 嘎. 应力主轴旋转对波浪作用下堤防变形的影响分析[J]. *工程力学*, 2009, 26(10): 67-73 (TONG Zhao-xia, ZHANG Jian-Min, ZHANG Ga. Effects of principal stress axis rotation on the deformation of a dam under wave loading[J]. *Engineering Mechanics*, 2009, 26(10): 67-73. (in Chinese))
- [65] WANG ZL, Dafalias YF, SHEN CK. Boundary surface hypoplasticity model for sand[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 1990, 116(5): 983-1001.
- [66] 沈珠江. 复杂荷载下砂土液化变形的结构性模型[C]. 第五届全国土动力学学术会议论文集. 大连: 大连理工大学出版社, 1998: 1-10. (SHEN Zhujiang. Structural model for sand liquefaction deformation under complex loading[C]. *Proceedings of the Fifth National Conference on Soil dynamics*. Dalian: Dalian University of Technology, 1998: 1-10. (in Chinese))
- [67] YOSHIMI Y. Evaluation of in-situ liquefaction resistance of sands based on high-quality undisturbed specimens[C]. *Proceedings of Symposium on Developments in Geotechnical Engineering*, Bangkok, 1994: 25-34
- [68] SHAMOTO Yasuhiro, ZHANG Jian-Min (1998). Evaluation of seismic settlement potential of saturated sandy ground based on concept of relative compression. *Soils and Foundations*, 38 (S2): 57-68.
- [69] CASTRO G. Liquefaction and cyclic mobility of saturated sand[J]. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 1975, 101(6): 551-569.
- [70] SEED HB, LEE KL. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading[J]. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, 1966, 92(6): 105- 134.
- [71] HAMADA, M. YASUDA, S, ISOYAMA, R & EMOTO K. Study on liquefaction induced permanent ground displacements[R]. Association for the development of earthquake prediction, 1986: 1-87
- [72] SHAMOTO Yasuhiro, ZHANG Jian-Min, TOKIMATSU Kohji. Horizontal residual post-liquefaction deformation of level ground[M]. ASCE Geotechnical Special Publication, 1998, 75: 373-384.
- [73] ZHANG Jian-Min, WANG Gang. Large post-liquefaction deformation of sand, Part I: physical mechanism, constitutive description and numerical algorithm[J]. *Acta Geotechnica*, 2012, 7(1): 1-49
- [74] ZHANG Jian-Min, WANG Gang, WANG Fu-qiang. Large post-liquefaction deformation of sand, Part II: flowslide depending on shearing-induced water absorption[R]. Research report of Tsinghua University, 2011, 1-44
- [75] SHAMOTO Yasuhiro, ZHANG Jian-Min, GOTO Shigeru. Mechanism of large post-liquefaction deformation in saturated sands[J]. *Soils and Foundations*, 1997, 37(2) :71-80.
- [76] 张建民, 王 刚. 砂土液化大变形的机理[J]. *岩土工程学报*, 2006, 28(7): 835-840. (ZHANG Jian-Min, WANG Gang. Mechanism of large post-liquefaction deformation in saturated sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, 28(7): 835-840. (in Chinese))
- [77] ZHANG Jian-Min, WANG Gang. Fundamentals and constitutive model of large post-liquefaction deformation in saturated sand[C]. *Proceedings of the 2nd Sino-Japanese Geotechnical Symposium*, Shanghai, 2003: 43-67
- [78] SHAMOTO Yasuhiro, ZHANG Jian-Min. Evaluation of seismic settlement potential in sand deposits based on concept of relative compression[J]. *Special Issue on 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, *Soils and Foundations*, 1998, 38(2) :57-68
- [79] 张建民, 王富强. 饱和剪胀性砂土液化后流滑现象与机理[J]. *岩土力学*, 2010, 31(9): 2712-2715. (ZHANG Jian-Min, WANG Fu-qiang. Post-liquefaction flow failure of saturated

- dilative sands and its mechanism[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, **31**(9): 2712-2715. (in Chinese))
- [80] 张建民, 王富强. 考虑围压和密度的饱和砂土液化后单调加载本构方程[J]. *清华大学学报(自然科学版)*, 2008, **48**(12): 2044-2047. (ZHANG Jian-Min, WANG Fu-qiang. Monotonic loading constitutive model of saturated liquefied sand considering the density and confining stress[J]. *Journal of Tsinghua University*. 2008, **48**(12): 2044-2047. (in Chinese))
- [81] ZHANG Jian-Min WANG Gang. A constitutive model for evaluating small to large cyclic strains of saturated sand during liquefaction process[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2004, **26**(4): 546-552
- [82] 王刚, 张建民. 砂土液化大变形的弹塑性循环本构模型[J]. *岩土工程学报*, 2007, **29**(1): 51-59. (WANG Gang, ZHANG Jian-Min. A cyclic elasto-plastic constitutive model for evaluation of large post-liquefaction deformation of sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2007, **29**(1): 51-59. (in Chinese))
- [83] 张建民, 王刚. 考虑地基液化后大变形的桩-土动力相互作用分析[J]. *清华大学学报*, 2004, **44**(2): 429-432. (ZHANG Jian-Min, WANG Gang. Dynamic pile-soil interaction analysis considering large post-liquefaction ground deformation[J]. *Journal of Tsinghua University*, 2004, **44**(2): 429-432. (in Chinese))
- [84] 张建民. 水平地基液化后大变形对桩基础的影响[J]. *建筑结构学报*. 2001, **22**(5): 75-78 (ZHANG Jian-Min. Effect of large horizontal post-liquefaction deformation of level ground on pile foundation[J]. *Journal of Building Engineering*, 2001, **22**(5): 75-78. (in Chinese))
- [85] 王刚, 张建民. 砂土液化变形的数值模拟[J]. *岩土工程学报*, 2007, **29**(3): 403-409. (WANG Gang, ZHANG Jian-Min. Numerical modeling of liquefaction-induced deformation in sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*. 2007, **29**(3): 403-409. (in Chinese))
- [86] 王刚, 张建民, 魏星. 可液化土层中地下车站的地震翻反应分析[J]. *岩土工程学报*, 2011, **33**(11): 1623-1641. (WANG Gang, ZHANG Jian-Min, WEI Xing. Seismic response analysis of a subway station in liquefiable soil[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, **33**(11): 1623-1641. (in Chinese))
- [87] SHAMOTO Yasuhiro, SATO Masayoshi, ZHANG Jian-Min. Simplified estimation of earthquake-induced settlements in sand deposits[J]. *Soils and Foundations*, 1996, **36** (1): 39-50
- [88] SHAMOTO Y, KATSURA Y, TAMAOKI K, ZHANG Jian-Min. A simplified method for evaluating the effectiveness of compaction piles in sands containing fines[J]. *Soils and Foundations*, 1997, **37**(2): 71-80
- [89] SHAMOTO Yasuhiro, ZHANG Jian-Min, TOKIMATSU Kohji. New charts for predicting large residual post-liquefaction ground deformation[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1998, **17**(3): 427-438
- [90] SHAMOTO Yasuhiro, ZHANG Jian-Min, TOKIMATSU Kohji. Methods for predicting large residual post-liquefaction ground settlement and horizontal displacement[J]. *Special Issue on 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, Soils and Foundations*, 1998, **38**(2): 69-83.
- [91] SHAMOTO Yasuhiro, ZHANG Jian-Min, TOKIMATSU Kohji. A new approach to evaluate post-liquefaction permanent deformation in saturated sands[C]. *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Mexico*, 1996
- [92] 张建民. 地震液化后地基大变形的实用预测方法[C]. *中国土木工程学会第八届土力学及岩土工程学术会议论文集*, 北京: 万国学术出版社, 1999: 573-576. (ZHANG Jian-Min. Practical methods for predicting large post-liquefaction deformation of sandy ground[C]. *Proceedings of Eighth National Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, CCES, Beijing: Wanguo Press*, 1998: 573-576. (in Chinese))
- [93] 屈智炯. 土的塑性力学[M]. 成都: 成都科技大学出版社, 1987: 295-302. (QU Zhijiong. *Soil plasticity mechanics*[M]. *Chengdou: Cheng T&S university press*, 1987: 295-302. (in Chinese))
- [94] TOTIMATSU Kohji, YOSHIMI Yoshiaki. Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT *N*-value and fines content[J]. *Soils and Foundations*, **23**(4): 56-74.
- [95] ZHANG Ga, ZHANG Jian-Min. Large-scale apparatus for monotonic and cyclic soil-structure interface test[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2006, **29** (5): 401-408
- [96] ZHANG Ga, LIANG Dongfang, ZHANG Jian-Min. Image analysis measurement of soil particle movement during a soil-structure interface test[J]. *Computers and Geotechnics*, 2006, **33** (4-5): 248-259
- [97] ZHANG Ga, ZHANG Jian-Min. Monotonic and cyclic tests of interface between structure and gravelly soil[J]. *Soils and Foundations*, 2006, **46** (4): 505-518
- [98] 冯大阔, 张建民. 粗粒土与结构接触面静动力学特性的大型单剪试验研究[J]. *岩土工程学报* (已录用). (FENG Da-kuo, ZHANG Jian-Min. Test investigation on monotonic and cyclic behavior of gravel-structure interface using large-scale simple shear device[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering* (accepted). (in Chinese))
- [99] 冯大阔, 侯文峻, 张建民. 粗粒土与结构接触面三维力学特性的直剪试验研究[J]. *土木工程学报* (已录用). (Feng Dakuo, HOU Wenjun, ZHANG Jian-Min. Test investigation on 3-D behavior of gravel-structure interface using large-scale direct shear device[J]. *China civil engineering journal* (accepted). (in Chinese))
- [100] 冯大阔, 张建民. 剪切路径对粗粒土与结构接触面三维特性影响分析[R]. 清华大学, 2010. (Influence of shearing path on three-dimensional interface behavior of coarse grained soil[R]. *Tsinghua University*)

- [101] 冯大阔, 侯文峻, 张建民, 张 嘎. 法向常刚度切向应力控制接触面动力特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(6): 846-852. (FENG Da-Kuo, HOU Wen-jun, ZHANG Jian-Min, ZHANG Ga. Experimental study on cyclic behavior of gravel-structure interface with stress-control mode under constant normal stiffness[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(6): 846-852. (in Chinese))
- [102] 冯大阔, 侯文峻, 张建民, 张 嘎. 不同法向边界条件接触面三维力学特性的试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(8): 2419-2424. (FENG Da-kuo, HOU Wen-jun, ZHANG Jian-Min, et al. Experimental study on 3D cyclic behavior of soil-structure interface under different normal stiffness condition[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(8): 2419-2424. (in Chinese))
- [103] 冯大阔, 侯文峻, 张建民. 法向刚度值对粗粒土与结构接触面力学特性的影响分析[R]. 清华大学, 2011. (FENG Da-kuo, HOU Wen-jun, ZHANG Jian-Min. Effect of normal stiffness on interface behavior between gravelly soil and structure [R]. Tsinghua University, 2011. (in Chinese))
- [104] 冯大阔, 张建民. 循环直剪条件下粗粒土与结构接触面颗粒破碎研究[J]. 岩土工程学报 (已录用). (FENG Da-kuo, ZHANG Jian-min. Particle breakage of the gravel- structure interface due to cyclic shear application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering (accepted))
- [105] 冯大阔, 张建民. 结构面板异向性对接触面力学特性的影响分析[R]. 清华大学, 2011. (Effect of anisotropy of structure surface on interface behavior of soil-structure[R]. Tsinghua University.)
- [106] 冯大阔, 张建民, 侯文峻. 三维加载条件下粗粒土与结构接触面力学特性的试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2010, **30**(6): 154-161. (FENG Da-kuo, ZHANG Jian-Min, HOU Wen-jun. Progressive test investigation on 3D behavior of gravel-structure interface[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, **30**(6): 154-161. (in Chinese))
- [107] 张 嘎, 张建民. 粗粒土与结构接触面受载过程中的损伤[J]. 力学学报, 2004, **36**(3): 322-327. (ZHANG Ga, ZHANG Jian-Min. Loading-induced damage of the interface between structure and coarse grained soil[J]. Acta Mechanica Sinica, **36**(3): 322-327. (in Chinese))
- [108] 张 嘎, 张建民. 夹有泥皮粗粒土与结构接触面力学特性试验研究[J]. 岩土力学, 2005, **26**(9): 1374-1378. (ZHANG Ga, ZHANG Jian-Min. Experimental study on behavior of soil-structure interface with slurry[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(9): 1374-1378. (in Chinese))
- [109] 冯大阔, 张 嘎, 张建民, 侯文峻. 常刚度条件下粗粒土与结构接触面三维力学特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(10): 1571-1577. (FENG Da-kuo, ZHANG Ga, ZHANG Jian-Min, HOU Wen-jun. Experimental study on 3D cyclic behavior of soil-structure interface under constant normal stiffness condition[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(10): 1571-1577. (in Chinese))
- [110] 冯大阔, 张建民. 球形粒状介质与钢板接触面力学特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(9): 1827-1834. (FENG DA-kuo, ZHANG Jian-Min. Test investigation on mechanical behavior of spherical granular media-steel plate interface[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(9): 1827-1834. (in Chinese))
- [111] ZHANG Ga, ZHANG Jian-Min. Large-scale monotonic and cyclic tests of interface between geotextile and gravelly soil[J]. Soils and Foundations, 2009, **49** (1): 75-84
- [112] ZHANG Ga, ZHANG Jian-Min. Constitutive rules of cyclic behavior of interface between structure and gravelly soil. Mechanics of Materials[J], 2009, **41** (1): 48-59.
- [113] 冯大阔, 侯文峻, 张建民. 粗粒土与结构接触面切向变形非共轴现象的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(7): 1066-1071. (FENG Da-Kuo, HOU Wen-jun, ZHANG Jian-Min. Experimental study on non-coaxial behavior of gravel-structure interface in tangential direction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(7): 1066-1071. (in Chinese))
- [114] ZHANG Ga, WANG Li-ping, ZHANG Jian-Min. Dilatancy of the interface between a structure and gravelly soil[J]. Geotechnique, 2011, **61** (1): 75-84
- [115] ZHANG Ga, ZHANG Jian-Min. Unified modeling of monotonic and cyclic behavior of interface between structure and gravelly soil[J]. Soils and Foundations, 2008, **48**(2): 231-245.
- [116] ZHANG Ga, WANG Liping, ZHANG Jian-Min. Monotonic and cyclic modeling of interface between geotextile and gravelly soil[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2010, **34**(13): 1346-1361.
- [117] ZHANG Ga, ZHANG Jian-Min. Numerical modeling of soil-structure interface of a concrete-faced rockfill dam[J]. Computers and Geotechnics, 2009, **36** (5): 762-772
- [118] 张 嘎, 张建民. 土与结构接触面弹塑性损伤模型用于单桩与地基相互作用分析[J]. 工程力学, 2006, **23**(2): 72-77. (ZHANG Ga, ZHANG Jian-Min. Elastoplastic damage model of soil-structure interface in single pile-soil interaction analysis[J]. Engineering Mechanics, 2006, **23**(2): 72-77. (in Chinese))
- [119] 张建民, 张 嘎, 刘 芳. 面板堆石坝挤压式边墙的概化数值分析模型及应用[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(3): 249-253. (ZHANG Jian-Min, ZHANG Ga, LIU Fang. Asimplified equivalent numerical model of extrusion-sidewall for CFRD and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(3): 249-253. (in Chinese))
- [120] ZHANG Ga, ZHANG Jian-Min. Modeling of low-cement extruded curb of concrete-faced rockfill dam. Canadian Geotechnical Journal[J], 2011, **48** (1): 89-97.
- [121] CLOUGH G W, DUNCAN J M. Finite Element Analyses of Retaining Wall Behavior[J]. ASCE Journal of the Soil Me-

- chanics and Foundations Division, 1971, **97**(12): 1657-1673.
- [122] MONONOBE H. Considerations into earthquake vibrations and vibration theories[J]. Journal of the Japanese Society of Civil Engineering, 1924, **10**(5): 1063-1094. (in Japanese)
- [123] OKABE S. General theory on earth pressure and seismic stability of retaining walls and dams. Journal of the Japanese Society of Civil Engineering[J] 1924,**10**(6):1277-1323.
- [124] TERZAGHI K. Large retaining wall tests[J]. Engineering News Record, 1934, 112: 136-140.
- [125] MATSUO M, KENMOCHI S, YAGI H. Experimental study on earth pressure of retaining wall by field tests[J]. Soils and Foundations, 1978, **18**(3): 27-41.
- [126] FANG Y S, CHEN T J, WU B F. Passive earth pressures with various wall movements[J], Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **120**(8): 1 307-1 323.
- [127] FANG Y. S., HO Y.C., CHEN T.J., Passive earth pressure with critical state concept [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, **127**(3): 248-257.
- [128] ZHANG Jian-Min, SHAMOTO Yasuhiro, TOKIMATSU Kohji. Evaluation of earth pressure under any lateral deformation[J]. Soils and Foundations, 1998, **38**(1): 15-33.
- [129] ZHANG Jian-Min, SHAMOTO Yasuhiro, TOKIMATSU Kohji. Seismic earth pressure theory for retaining walls under any lateral displacement[J]. Soils and Foundations, 1998, **38**(2): 143-163.
- [130] SONG Fei, ZHANG Jian-Min. Evaluation of Seismic earth pressures at the passive side, Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing: 2008.
- [131] 宋 飞, 张建民. 考虑挡墙位移效应的被动侧土压力计算方法[J]. 岩土力学, 2010, **32**(1): 151-158. (SONG Fei, ZHANG Jian-Min. Method for computing earth pressure at the passive side considering wall displacement effect[J]. Rock and Soil Mechanics, **32**(1): 151-158. (in Chinese))
- [132] ZHANG Jian-Min, SONG Fei, LI Deji. Effect of strain localization on seismic active earth pressures [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, ASCE, **136**(7): 999-1003.
- [133] ZHANG Jian-Min, SHAMOTO Yasuhiro, SATO Masayoshi. Dynamic soil and water pressures against quay walls[C]. Proceedings, 98'IS Centrifuge, 1998, **1**: 154-159.
- [134] ZHANG Jian-Min, SHAMOTO Yasuhiro, TOKIMATSU Kohji, Seismic earth pressure against basement wall, Proceedings of the 8th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey. 1997.
- [135] ZHANG Jian-Min, SHAMOTO Yasuhiro, TOKIMATSU Kohji. Earth pressures on rigid walls during earthquakes, Geotechnical Special Publication, ASCE, **75**: 1053-1066.
- [136] ZHANG Ga, ZHANG Jian-Min. Simplified methods for dynamic soil and semi-berried structure interaction, Proceedings of 4th International Conference on Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, USA. 2001.
- [137] ZHANG Jian-Min, SHAMOTO Yasuhiro. Total stress change during cyclic loading under K_0 conditions. Proceedings of 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Missouri, USA. 1995.
- [138] ZHANG Jian-Min, SHAMOTO Yasuhiro, TOKIMATSU Kohji. Total lateral stress change in saturated sand after liquefaction under different strain constraints[C], Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Mexico. 1996.
- [139] 张建民, 社本康广, 时松孝次: 地下结构物上地震土压力的评价方法 (日本語), 日本建筑学会第五届结构物与地基动力相互作用学术讨论会论文集, 东京, 1998. (ZHANG Jian-Min, SHAMOTO Yasuhiro, TOKIMATSU Kohji. Methods for evaluating seismic earth pressures against underground structure, Proceedings of Fifth Symposium on Dynamic Interaction between Structure and Foundation, Japan Architecture Institution, Tokyo. (in Japanese))
- [140] SHAMOTO Y, ZHANG Jian-Min, KUSUKAME T. A simple method for triaxial strain path testing of soils[J]. Soils and Foundations, 1996, **36**(2): 129-137.
- [141] 宋 飞, 张建民. 平动模式下刚性挡墙被动侧土压力计算方法[A]. 中国土木工程学会第十届土力学及岩土工程学术会议论文集(下册)[C], 2007: 447-451. (SONG Fei, ZHANG Jian-Min. Earth pressure at the passive side against rigid retaining wall under translational mode[A]. Proceedings of the 10th Chinese National Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering[C], 2007: 447-451)
- [142] 宋 飞, 张建民. 考虑侧向变形的各向异性砂土土压力试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(9): 1884-1895 (SONG Fei, ZHANG Jian-Min. Investigation of earth pressure for anisotropic sand considering wall movement[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(9): 1884-1895. (in Chinese))
- [143] 宋 飞, 张建民, 刘 超. 各向异性砂土 K_0 试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(12): 3727-3734 (SONG Fei, ZHANG Jian-Min, LIU Chao. Experimental study of K_0 for anisotropic sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(12): 3727-3734. (in Chinese))
- [144] 宋 飞, 张建民. 各向异性砂土主动侧土压力计算方法[J]. 岩土力学, 2011, **32**(4): 1029-1034. (SONG Fei, ZHANG Jian-Min. Evaluation of earth pressure at the active side for anisotropic sand [J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(4): 1039-1034. (in Chinese))
- [145] SATO Masayoshi, ZHANG Jian-Min. Liquefaction-induced damage to caisson-type quay wall and its neighboring pile foundation. Proceedings of International Conference on Centrifuge (IS-Tokyo 98), Toky, 1998