

条带式带齿加筋砂土挡墙模型试验

张孟喜^{①*}, 周淮^②

① 上海大学土木工程系, 上海 200072;

② 上海城投置地(集团)有限公司, 上海 200438

* E-mail: mxzhang@shu.edu.cn

收稿日期: 2007-07-22; 接受日期: 2007-12-11

国家自然科学基金(批准号: 50678100)和上海市博士点基金资助项目

摘要 在提出条带式带齿加筋的基础上, 进行了一系列条带式带齿加筋砂土挡墙的室内模型试验, 测试了墙面板水平位移、齿筋侧向土压力, 并利用高倍数码摄像机拍摄了加载过程中挡墙侧面土体的变形特征以及渐进破坏过程, 研究了这种加筋形式挡墙的承载力和工作机理, 提出了破裂面的具体形式. 试验结果表明: 与传统的水平加筋形式相比, 条带式带齿加筋可以较大幅度地提高挡墙承载力、抑制挡墙变形.

关键词

条带式带齿加筋
加筋砂土挡墙
模型试验
墙面板水平位移
齿筋侧向土压力
破裂面

法国工程师Henri Vidal于1963年首先提出了加筋土的概念, 1965年法国运用该技术在比利牛斯山的普拉聂尔斯修建了世界上第一座加筋土挡墙. 此后, 加筋土挡墙作为加筋土技术的一个重要应用领域, 广泛地出现在世界各国的公路、铁路等工程建设中. 近十年来, 国内外对加筋土挡墙的研究逐步深入, Aigen^[1]通过楔体平衡法计算了加筋土挡墙的临界破坏荷载; Danuat和Ali^[2]用刚塑性模型对加筋土挡墙进行了数值模拟; Andrzej^[3]就加筋土挡墙的蠕变提出了相应的计算理论; Hatami等人^[4]讨论了不同加筋方式对挡土墙强度的影响; 杨果林等人^[5]对加筋土挡墙的动力特性进行了模型试验研究; Taesoon和Siew^[6]验证了混合短纤维在加筋土挡墙中的加筋效果; 王祥等人^[7]对铁路路堤式加筋土挡墙的墙面板水平土压力、墙后土体垂直土压力及加筋材料变形进行了现场原位试验; 高江平等^[8]观测了加筋土挡墙模型试验中破裂面的情况. 这些研究成果有力地推动了加筋土挡墙技术的发展.

目前, 加筋土挡墙中采用的加筋材料主要集中在

在条带状筋条(如土工带)和平面状筋条(如土工织物、土工网格和土工格栅等). 这些筋材无论是否布置横向肋带, 主要还是停留在传统的水平布筋形式上. 张孟喜等人^[9~12]提出了立体加筋土概念并通过三轴试验和拉拔试验研究了其强度特性及土-筋相互作用效应, 条带式带齿加筋就是在立体加筋体系的基础上设计的一种新型加筋方式. 本文通过条带式带齿加筋挡墙的室内模型试验以及与传统水平加筋挡墙的对比, 主要研究了这种加筋形式挡土墙的承载能力、变形特征和破坏机理等问题.

1 条带式带齿加筋的概念

条带式带齿加筋是在水平条带筋条上布置竖向或空间筋材, 由此组合而成的加筋形式. 与传统的带状或片状筋条相比, 除了筋土界面的摩擦力, 竖向或空间齿筋可以提供一定的侧阻力, 并能在齿筋间形成“加强土柱”或“加强土楔体”起到加固作用. 因此, 条带式带齿加筋是一种集水平、竖向、空间为一体的三维立体结构.

根据条带式带齿加筋的概念, 将其应用于挡土墙, 如图 1 所示. 在该方案中, 齿筋上的侧阻力可以更有针对性地限制墙后土体的侧向变形, 齿筋间形成的“土体加强区”可以有效地改善加筋土的受力状况, 从而提高挡墙的承载力和稳定性. 本文模型试验即采用了图 1 的加筋形式.

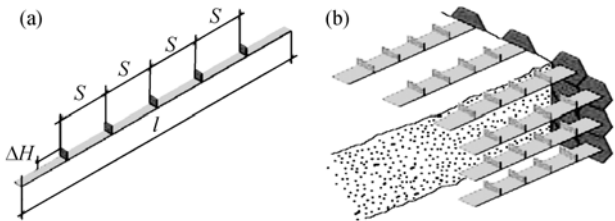


图 1 典型条带式带齿加筋挡墙示意图
(a) 单侧竖向板条带筋; (b) 加筋挡墙方案

2 模型试验

2.1 模型挡墙

试验在由角钢焊接而成的矩形刚性模型箱内进行, 其尺寸为 62 cm×80 cm×110 cm. 模型箱两侧挡板采用螺栓固定的厚度为 10 mm 的高强度有机玻璃板, 受力时基本不产生变形, 同时可以直接观测或用数码摄像机拍摄模型箱内填料颗粒的分布及运动情况; 模型箱背面和底部隔板分别采用厚度 10 和 20 mm 的聚乙烯板, 通过螺栓与模型箱角钢固接, 具有足够的刚度; 模型箱的正前方开口用来布置挡墙面板, 墙面板采用 10 mm 厚有机玻璃, 其表面尺寸为 8 cm×8 cm. 沿墙高共设 10 层加筋带, 相邻层垂直距离 8 cm, 同一层内相邻筋条间距 8 cm, 整个加筋挡墙的尺寸为 62 cm×80 cm×80 cm. 如图 2(a)所示.

2.2 筋材与填料

试验所用条带式带齿筋条均由 15 mm 宽、3 mm 厚的条形水平筋和齿筋通过氯仿(CHCl₃)粘结而成. 其材料为高强度有机玻璃([σ]_r=40 MPa), 延伸率低(δ=4%), 可视为刚性加筋材料. 条带式带齿筋条通过螺栓与墙面板连接. 如图 2(b)所示.

试验填料土样选用纯净的河砂. 砂样在使用前经烘干以减小水分对试验结果的影响, 其试验实测的颗粒级配和物理特性指标分别见表 1 和 2.

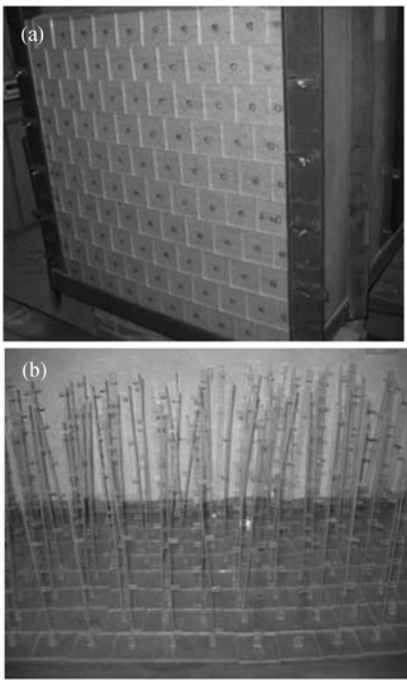


图 2 条带式带齿加筋砂土挡墙模型
(a) 模型挡墙; (b) 条带式带齿筋条

表 1 砂样颗粒级配

颗粒组成/%					不均匀系数	曲率系数
10~5	5~2	2~0.5	0.5~0.25	<0.25	C_u	C_c
3.2	14.85	50.67	24.15	7.13	3.8	0.76

表 2 试验所用砂样的物理特性参数

比重 G_s	重度 $\gamma/\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	含水量 $w/\%$	孔隙比 e
2.643	15.99	0.15	0.5855

2.3 试验方案

试验选用的条形水平筋有 25, 35, 45 cm 三个长度, 齿筋则有 0.5, 1, 1.5, 2 cm 四个高度, 齿筋均按 10 cm 的间距单面布置, 同时, 各个长度都设计了纯条形水平筋用以比对. 通过组合共计 15 组工况, 见表 3.

试验通过数显测力仪控制加载过程. 试验中, 主要测量了相应荷载下各层墙面板水平位移和齿筋侧向土压力. 其中, 墙面板水平位移使用磁力表座固定数显位移计记录, 齿筋侧向土压力由埋设的微型土压力计通过电阻应变仪测量. 此外, 模型箱正面和侧面还设有观测破坏用的数码摄像机和数字显微镜. 如图 3 所示.

表 3 试验工况

工况	加筋类型	筋条长度 l /cm	齿筋高度 ΔH /cm	齿筋间距 s /cm
T25-0-0	水平筋	25	—	—
T25-0.5-10	条带式带齿	25	0.5	10
T25-1.0-10	条带式带齿	25	1.0	10
T25-1.5-10	条带式带齿	25	1.5	10
T25-2.0-10	条带式带齿	25	2.0	10
T35-0-0	水平筋	35	—	—
T35-0.5-10	条带式带齿	35	0.5	10
T35-1.0-10	条带式带齿	35	1.0	10
T35-1.5-10	条带式带齿	35	1.5	10
T35-2.0-10	条带式带齿	35	2.0	10
T45-0-0	水平筋	45	—	—
T45-0.5-10	条带式带齿	45	0.5	10
T45-1.0-10	条带式带齿	45	1.0	10
T45-1.5-10	条带式带齿	45	1.5	10
T45-2.0-10	条带式带齿	45	2.0	10

注: 工况编号 T l - ΔH - s 中, l 表示筋条长度, ΔH 表示齿筋高度, s 表示齿筋间距

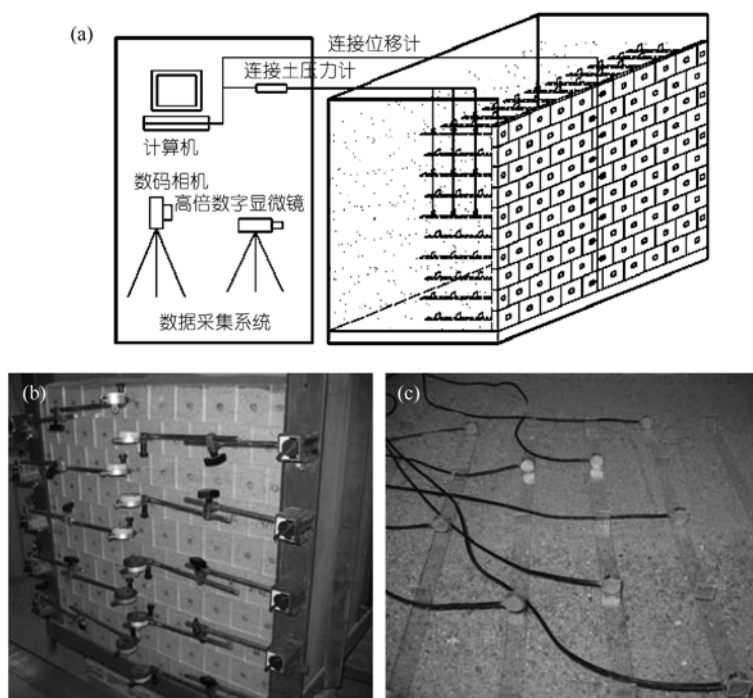


图 3 加筋挡墙模型试验数据采集系统

(a) 数据采集示意图; (b) 位移计; (c) 土压力计

3 试验结果及分析

3.1 承载力

挡土墙的破坏标准直接决定了承载力的大小。目前, 关于挡土墙的破坏标准并不统一, 作者参考了钱家欢^[13]提出的“通常情况下, 达到主动极限状态

即破坏状态下的墙面位移与墙高的比值约在 0.1%~0.5%之间”, 同时结合试验的具体情况以及模型试验的尺寸效应, 确定了适用于本模型试验的破坏标准。

当筋条长度为 25 cm 时, 由于筋条处于锚固区的长度很小, 故承载力相对较低。在试验中这一点体现

的很明显, $l=25\text{ cm}$ 筋条所对应的 5 个工况, 在加载至 $7.5\sim 10\text{ kPa}$ 的区间时, 均出现挡墙漏砂、墙内有闷响声、继续加载测力仪读数不升反降、墙面板水平位移迅速增大等破坏特征. 而 $l=35\text{ cm}$, $l=45\text{ cm}$ 时所对应的工况, 由于其位于锚固区的长度增大, 锚固作用加强, 试验中破坏特征不明显. 故本文根据 $l=25\text{ cm}$ 所对应 5 个工况中出现承载力峰值时, 墙面板最大位移与墙高的关系, 平均折算后, 将本试验的破坏标准定为: 墙面板最大水平位移与墙高的比值达到 1.2% , 即 9.6 mm .

根据确定的破坏标准, 对 $35, 45\text{ cm}$ 筋条的相关试验数据进行线性插值, 得到相应工况下的承载力. 试验各工况的承载力情况如图 4 所示.

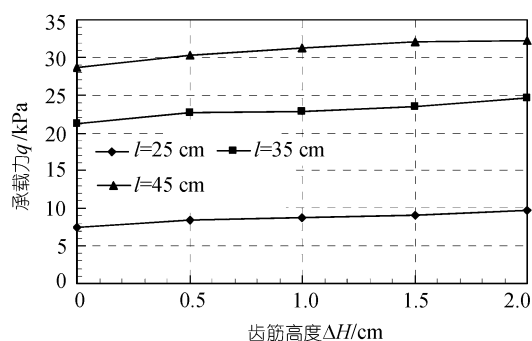


图 4 试验各工况承载力

由图 4 可见, 与传统的水平加筋形式相比, 条带式带齿加筋挡墙的承载力有较大幅度的提高, 齿筋高度对承载力的提高也有较明显的影响. $l=25\text{ cm}$ 时, 由于水平筋摩擦作用较小, 齿筋作用相对显著, $\Delta H=2\text{ cm}$ 工况中, 其承载力比水平加筋形式提高了 31% . $l=35\text{ cm}$, $l=45\text{ cm}$ 时, 由于锚固长度的增大, 水平筋条的摩擦作用相应增强, 齿筋作用相对减小, $\Delta H=2\text{ cm}$ 工况中, 其承载力比水平加筋形式分别提高了 16% 和 13% . 相同长度条件下, 各工况的承载力随齿筋高度的增加有较明显的提高.

3.2 渐进破坏特性

为了研究外荷载作用下条带式带齿加筋砂土挡墙的破坏特性以及该过程中破裂面的形状和位置, 本文使用了两台数码摄像机, 分别在模型箱正面和侧面进行全程拍摄, 并在两侧各层面所在位置整齐均匀铺设染色粉末, 以辅助观测土体的变形情况. 观

测到的整个渐进破坏过程如图 5 所示.

图 5 较直观地反映了加筋挡墙渐进破坏过程中破裂面的发展趋势. 图 5(a)中, 破坏发生前期, 初始破裂面形成: 破裂面向上交加筋挡墙顶面的位置(图中加圈处), 距墙面板约 $33\text{ cm}(0.413H)$, 这一位置介于 $0.3H$ 简化破裂面的 24 cm 与朗金理论破裂面的 44.5 cm 之间; 此外, 根据染色砂土的变形情况, 破裂面顶部接近直线, 垂直于挡墙顶面, 类似于 $0.3H$ 简化破裂面形式. 此后, 主动区砂土沿破裂面迅速下滑, 呈现大规模破坏状态, 如图 5(b)所示. 在此过程中, 滑动土体底端逐步下探, 持续向破裂面坡脚靠近, 根据染色砂土反映的土体变形情况, 破裂面的形式接近于曲率较小的一段圆弧. 图 5(c)中, 破坏过程达到了一个短暂的稳定状态: 此时可以清晰地观测到破裂面坡脚位置(图中加圈处)位于第 3 层墙面板顶端, 距挡墙底面 24 cm 处; 同时从挡墙正面可以观测到, 除 1~3 层外, 其余墙面板和筋材全都随砂土破坏滑出. 这也正是挡墙受超载作用在剪切破坏过程中, 破裂面坡脚落在第 3 层墙面板顶端, 而非挡墙最底端的原因.

在经历了短暂的稳定之后, 挡墙内土体在扰动作用下发生二次剪切滑动, 砂土冲垮了 2, 3 层墙面板继续下滑, 直至最终破坏状态, 如图 5(d)所示. 整个破坏过程中仅最底层墙面板和加筋未出现破坏.

传统加筋土挡墙的几种破裂面形式如图 6(a)所示, Schlosser 和 Segerstin 研究认为它是一条对数螺旋线; 国内外众多文献指出, 通过试验量测的各层水平筋条拉力峰值点连线确定破裂面, 其顶部约在离挡墙墙面板 $0.3H$ 处, 沿该点垂直向下延伸, 并与自墙底与水平面成 $45^\circ+\varphi/2$ 的斜线相交, 也有文献认为简化破裂面的转折点固定为 $H/2$.

对于条带式带齿加筋土挡墙, 试验中的初始破坏反映了其破坏机理和本质, 而最终破坏属于已经出现剪切破坏后土体的再次滑移与破坏, 故分析中以初始破坏为准. 根据模型挡墙超载破坏过程中所观测到的破裂面基本呈圆弧形的基本形态, 参考 Rankine^[14]关于加筋土挡墙圆弧破裂面的计算理论, 将其破裂面简化为圆弧破裂面, 如图 6(b)所示. 与传统的朗金理论破裂面、 $0.3H$ 简化破裂面相比, 尽管实测破裂面的顶部位置大于 $0.3H$, 但按实测破裂面划分的锚固区面积仍比这两者的相应面积大, 这反

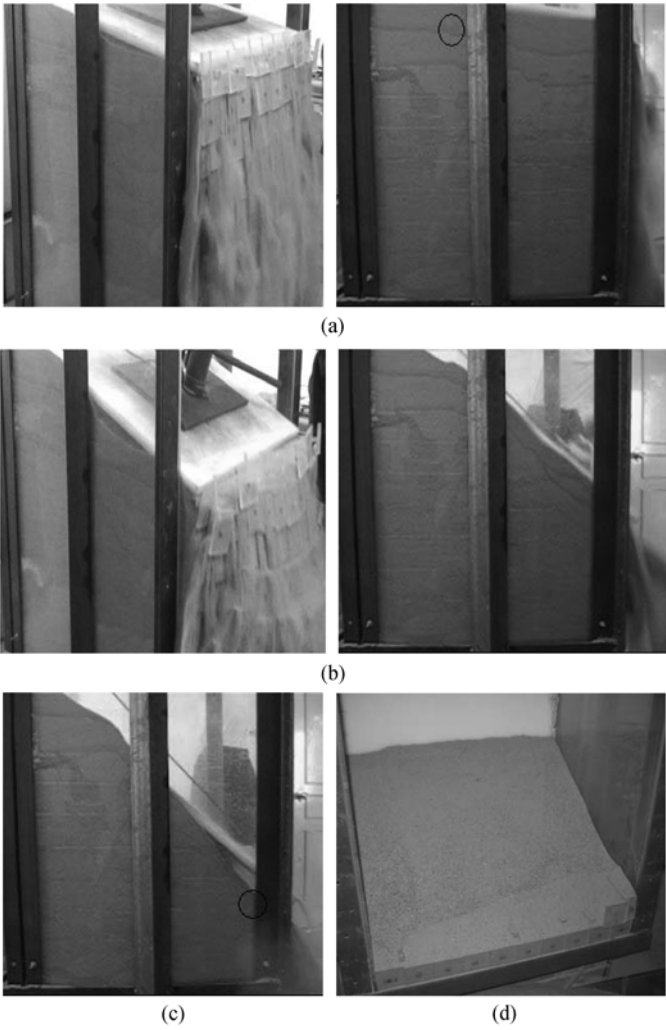


图 5 渐进破坏过程

(a) 初始破坏状态; (b) 大规模破坏状态; (c) 短暂稳定状态; (d) 最终破坏状态

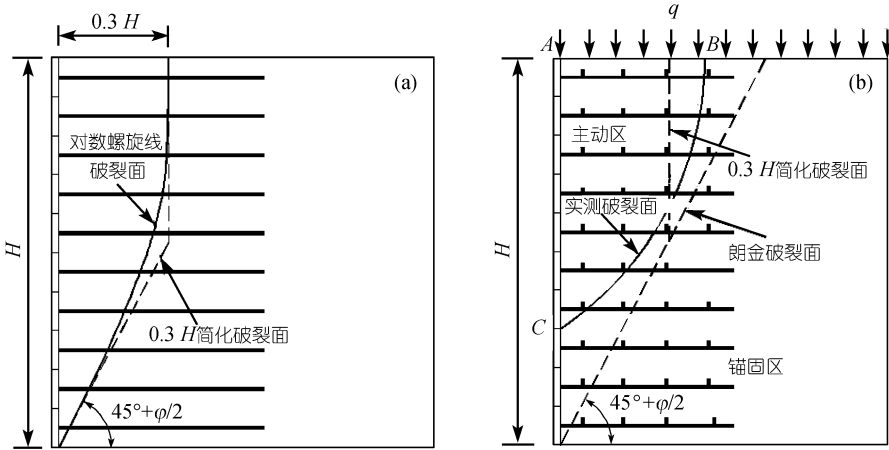


图 6 加筋土挡墙破裂面

(a) 传统加筋土挡墙破裂面; (b) 条带式带齿加筋土挡墙实测破裂面

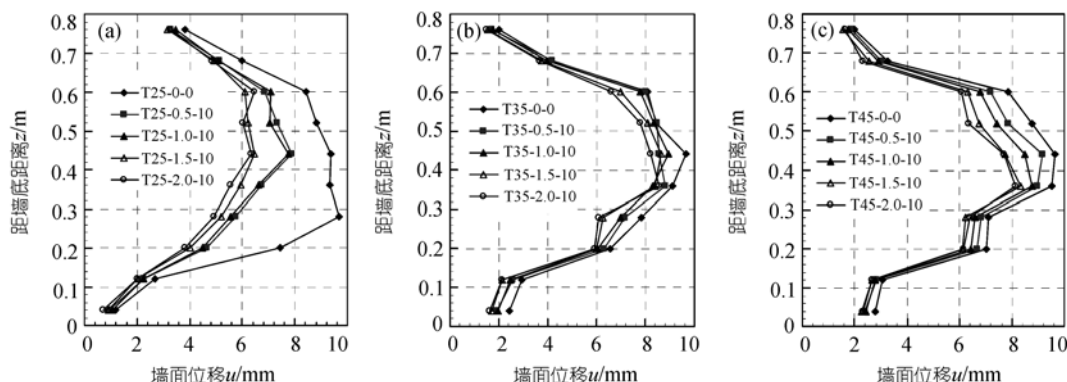


图 7 各工况墙面板水平位移

(a) $l=25$ cm ($q=7.46$ kPa); (b) $l=35$ cm ($q=21.17$ kPa); (c) $l=45$ cm ($q=28.63$ kPa)

映了条带式带齿加筋方式对于加筋挡墙锚固效果的增强. 在整个加筋挡墙的受力体系中, 底部筋条(1~3层)全部参与了挡墙的受力, 而上部筋条随层数的增加, 锚固区的筋条长度逐渐减小. 根据实测破裂面模型, 条带式带齿筋条的长度至少需达到 $0.413H$, 才能保证所有筋条都深入锚固区而参与受力. 试验中, $l=35$ cm 所对应工况的挡墙承载力约是 $l=25$ cm 对应工况承载力的 3 倍, 而 $l=45$ cm 所对应工况的挡墙承载力不到 $l=35$ cm 工况承载力的 1.5 倍, 正是印证了这一结论.

3.3 墙面板位移

加筋挡墙的变形特征可以通过加载过程中各层墙面板的水平位移(以下简称墙面板位移)大小来描述, 本文根据 $l=25, 35, 45$ cm 各工况的墙面板位移情况, 绘制了墙面板位移随墙高的分布图. 该分布是在相同长度各工况中相同荷载条件下测定的, 为了能够较明显地观测其变形特征, 荷载分别取三个长度下水平加筋工况的极限承载力, 即 7.46, 21.17, 28.63 kPa. 如图 7 所示.

在图 7(a)所示工况中, 相比于水平加筋工况, 条带式带齿加筋在控制挡墙变形上效果尤其明显. 该荷载下, $\Delta H=2.0$ cm 工况的最大墙面板位移要比水平加筋工况小 3.36 mm, 即最大位移减小了 35%. 究其原因, 还是由于 $l=25$ cm 时水平筋的摩擦作用较小, 齿筋作用相对更加显著. 而齿筋高度的增加对控制变形效果的提升, 也可以较直观地从图上得到印证.

从图 7(b)和(c)仍然可以看出: 条带式带齿加筋能够比传统的水平加筋更有效地控制挡墙变形. 就墙

面板最大位移而言, $l=35$ cm, $\Delta H=2.0$ cm 和 $l=45$ cm, $\Delta H=2.0$ cm 这两个工况与各自对应的水平加筋工况相比, 分别减小了 12% 和 15%. 相对来说, 这一结果没有图 7(a)明显, 主要是由于随着筋条锚固长度的增加, 水平摩阻力也相应增大, 导致齿筋的作用相对减小.

由图 7 可知, 墙面板的最大水平位移基本上都发生在 5~6 层, 即在墙高的 1/2 处略有浮动, 呈现出中部膨胀破坏的趋势, 这与传统加筋挡墙超载下的破坏特性基本一致. 将图 7 中同一水平筋长度在同一超载下的墙面板最大位移汇总, 如图 8 所示. 图 8 清晰地反映了齿筋高度对加筋挡墙变形的影响以及齿筋与水平筋共同作用的机理.

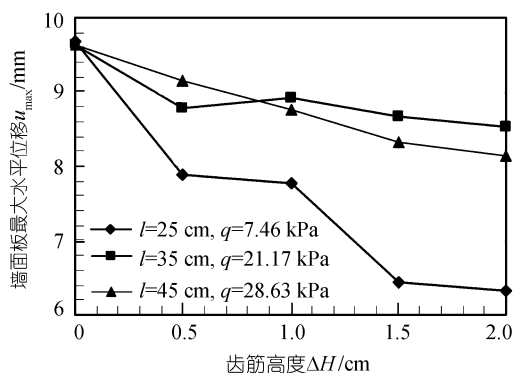


图 8 各工况墙面板最大水平位移

此外, 本文就 $l=25$ cm, $l=35$ cm, $l=45$ cm 各工况位移较大的 5 层和 6 层, 绘制了各工况下这两层墙面板位移与荷载的关系曲线, 如图 9 所示.

由图 9 的墙面板位移与荷载关系, 可进一步说明了条带式带齿加筋在控制挡墙变形方面的作用. 齿

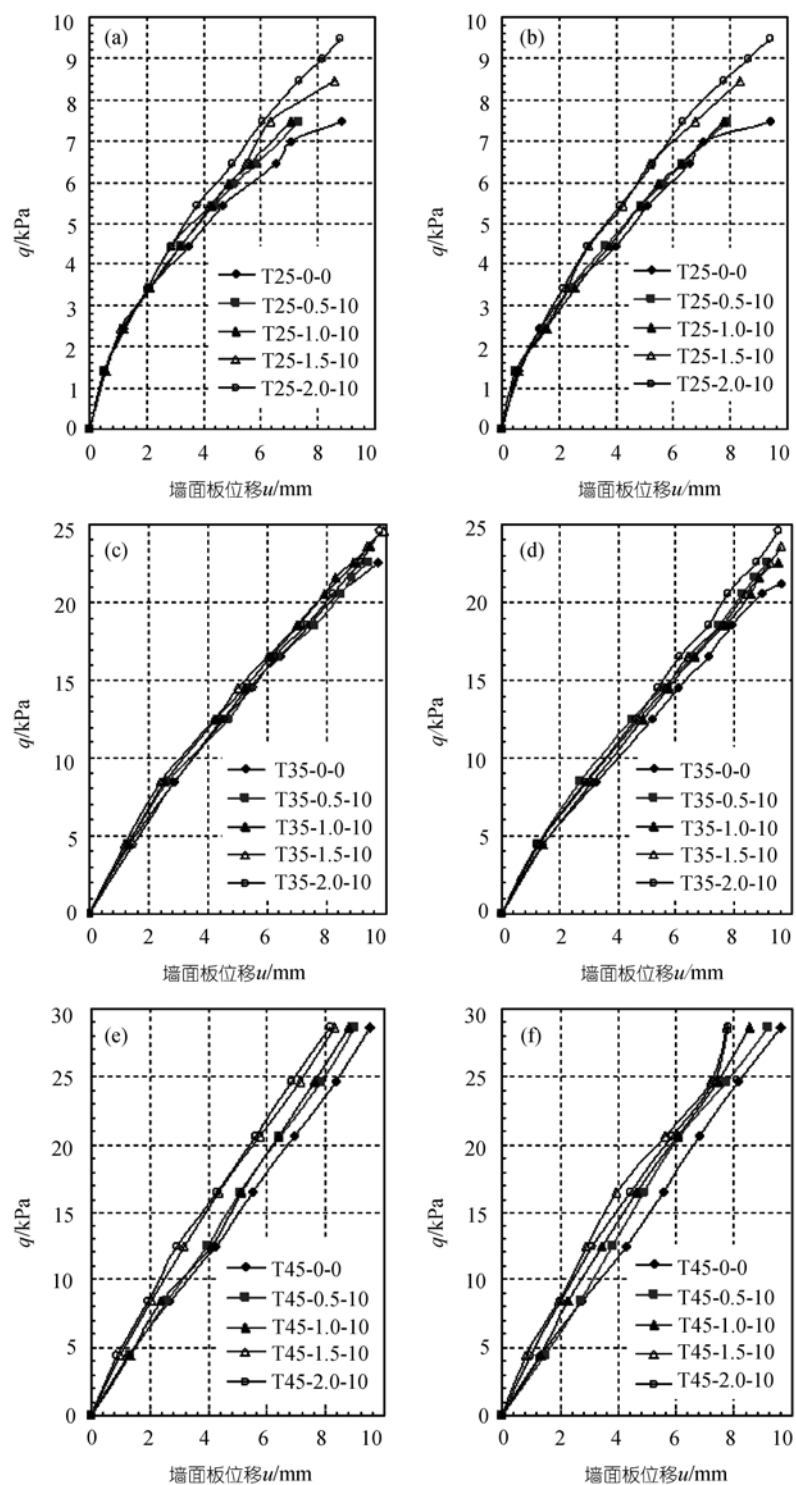


图9 墙面板水平位移与荷载曲线

(a) 第5层 ($l=25\text{ cm}$); (b) 第6层 ($l=25\text{ cm}$); (c) 第5层 ($l=35\text{ cm}$);
(d) 第6层 ($l=35\text{ cm}$); (e) 第5层 ($l=45\text{ cm}$); (f) 第6层 ($l=45\text{ cm}$)

筋的存在提高了挡墙的竖向加筋率, 随着齿筋高度的增加, 竖向加筋率相应增大, 从而使挡墙的整体刚度得到增强. 这一点在图 9 上表现为: 齿筋高度较大的工况所对应的曲线拥有较大的斜率. 在产生同样位移条件下, 随着齿筋高度的增加, 该工况所能承受的荷载也相应增大. 但是, 这种增大的趋势不是无限的. 图 7 和 9 中, $\Delta H=1.5$ cm 和 $\Delta H=2.0$ cm 所对应的曲线, 十分接近, 甚至在不少地方出现重合. 可见, 齿筋高度从 1.5 cm 增加到 2.0 cm 的过程中, 条带式带齿加筋的作用虽然继续提高, 但是其提高的效果与之前相比并非十分显著.

3.4 齿筋侧向土压力

根据 3.2 节提出的实测破裂面, 将筋条划分为主动区段和锚固区段, 着重研究分布在这两个区段内齿筋的不同受力情况. 试验主要选取 $l=35$ cm, $l=45$

cm 工况齿筋两侧的土压力进行测量. 其中, 齿筋分布位置分别为距离墙面板 3, 13, 23, 33, 43 cm (仅 45 cm 长度下) 处. 在同一层中, 35 cm 长度为 8 个测点, 45 cm 长度为 10 个测点.

由于微型土压力计最小直径为 1.6 cm, 不能与 0.5, 1.0 cm 高齿筋有效粘结, 故无法测得 0.5, 1.0 cm 高齿筋的侧向土压力; 对于 1.5, 2.0 cm 高齿筋, 也仅能布置一个测点, 故假设齿筋上侧向土压力沿齿筋高度均匀分布, 以该测点的土压力为其均布值.

本试验仅选取墙面板位移较大的第 7 层齿筋侧向土压力的测量结果进行分析. 就 T35-1.5-10, T35-2.0-10, T45-1.5-10, T45-2.0-10 四个工况中齿筋的土压力情况, 绘制了齿筋两侧土压力随长度分布图. 为了便于分析结果, $l=35$ cm, $l=45$ cm 对应的荷载分别取为 24.6, 28.63 kPa, 齿筋两侧土压力的方向均为垂直且指向齿筋表面, 如图 10 所示.

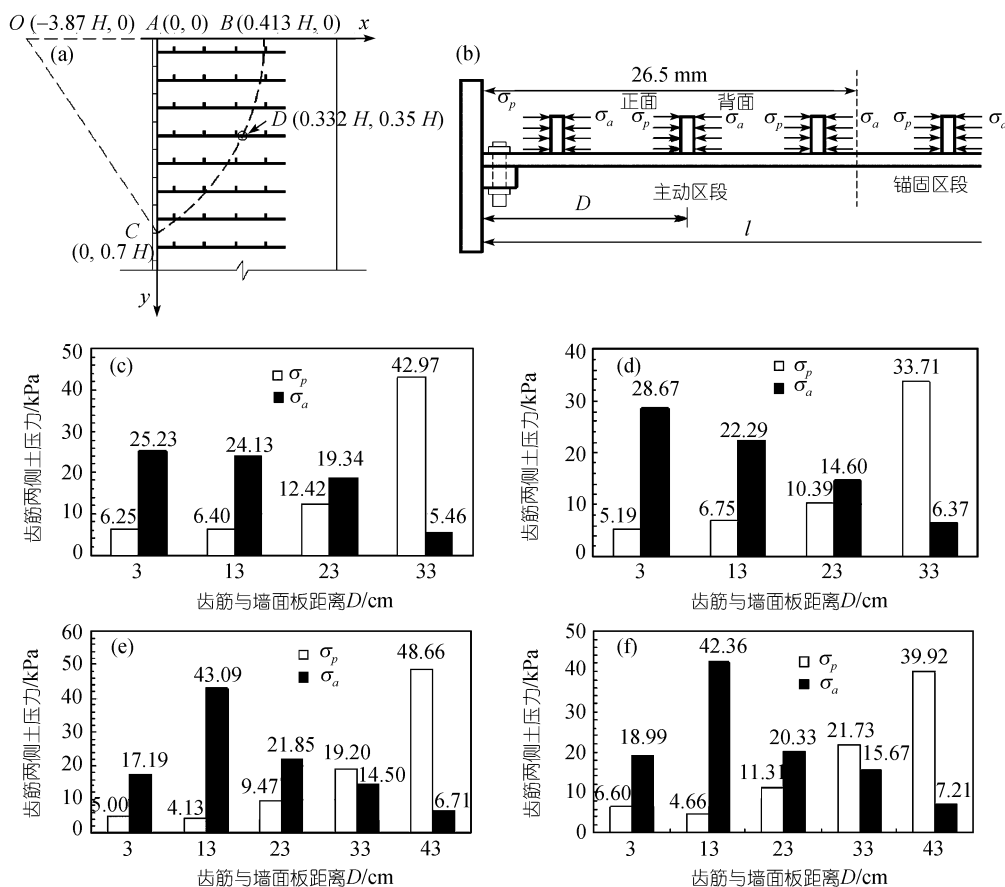


图 10 齿筋两侧土压力分布图

(a) 简化破裂面的计算图式; (b) 齿筋两侧土压力示意图; (c) 第 7 层($q=24.6$ kPa, $l=35$ cm, $\Delta H=1.5$ cm); (d) 第 7 层($q=24.6$ kPa, $l=35$ cm, $\Delta H=2.0$ cm); (e) 第 7 层($q=28.63$ kPa, $l=45$ cm, $\Delta H=1.5$ cm); (f) 第 7 层($q=28.63$ kPa, $l=45$ cm, $\Delta H=2.0$ cm)

根据实测破裂面模型, 第7层筋条主动区段与锚固区段的分界点在距墙面板 26.5 cm(0.332H)处(见图10(a)), 故 $l=35$ cm 时, 仅 33 cm 处的齿筋位于锚固区, 前 3 片齿筋位于主动区。图10(c)和(d)中, 齿筋正面(靠近面板一侧)的土压力 σ_p 随长度分布是逐渐增大的, 特别在进入锚固区后增幅非常大, 33 cm 处的齿筋正面土压力 σ_p 约是 23 cm 处的 3 倍; 齿筋背面土压力 σ_a 随长度分布则是逐渐减小的, 在主动区内, 齿筋背面土压力 σ_a 远大于 σ_p , 而背面土压力的方向正是与主动区土体的运动趋势一致的。由此可以推断: 在主动区和锚固区的交界处(即破裂面位置), 如布置了齿筋, 则在其两侧的土压力基本相等。图10(e)和(f)中, 虽然背面土压力的最大值出现在主动区中部位置, 但齿筋两侧土压力随长度的分布规律基本还是不变的。正面土压力在锚固区内成倍增大, 在 43 cm 处的齿筋上达到最大值。根据加筋挡墙的楔体极限平衡计算理论不计主动区筋材, 仅考虑锚固区内齿筋和水平筋的作用。锚固区内齿筋受力以正面土压力 σ_p 为主, 且端部的最后一根齿筋尤其明显, 故齿筋提供的侧阻力作用主要由位于锚固区端部的齿筋来承担。

根据以上规律, 作者认为: 在条带式带齿筋条的设计中, 若考虑破裂面形式和筋条在土中所处位置, 将齿筋尽量布置在锚固区段, 使其受力更有利, 可能会进一步提高条带式带齿加筋挡墙的承载力。

4 结论

条带式带齿加筋是根据立体加筋理论设计的一种新型加筋方式, 本文通过该加筋方式下砂土挡墙的室内模型试验, 对其承载力、变形特征和破坏机理等问题进行了相关研究和探讨, 主要结论如下。

(1) 条带式带齿加筋在提高挡墙承载力、抑制挡墙变形方面效果明显。各试验工况中, 与传统的水平加筋方式相比, 条带式带齿加筋挡墙的极限承载力提高了 6%~31%, 最大墙面板位移减小了 5%~35%。

(2) 条带式带齿加筋挡墙的超载破坏过程具有渐进性, 破裂面接近圆弧形, 与传统加筋挡墙的朗金理论破裂面和 0.3H 简化破裂面不同, 其锚固效果相对增强。

(3) 齿筋侧向土压力的分布与齿筋所处的区域有关, 主动区和锚固区的齿筋侧压力完全不同, 齿筋最大侧阻力一般出现在锚固区段的最后一根齿筋上。

致谢 硕士研究生邱成春、陈庭军等参与了试验工作, 在此表示感谢。

参考文献

- 1 Aigen Z. Failure loads on geosynthetic reinforced soil structures. *Geotextiles Geomembrances*, 1996, 14(6): 289—300[DOI]
- 2 Danuat L, Ali P. Numerical simulation of scaled retaining walls by rigid-plastic approach. *Compu Geotech*, 1998, 23(2): 113—129[DOI]
- 3 Andrzej S. Creep of geosynthetic reinforced soil retaining wall. *Geotextiles Geomembrances*, 1999, 17(1): 51—65[DOI]
- 4 Hatami K, Bathurst R J, Pietro P D. Static response of reinforced soil retaining walls with nonuniform reinforcement. *Int J Geomech*, 2001, 1(4): 477—506[DOI]
- 5 杨果林, 李海深, 王永和. 加筋土挡墙动力特性模型试验与动力分析. *土木工程学报*, 2003, 36(6): 105—110
- 6 Taesoon P, Siew A T. Enhanced performance of reinforced soil walls by the inclusion of short fiber. *Geotextiles Geomembrances*, 2005, 23(4): 348—361[DOI]
- 7 王祥, 周顺华, 顾湘生, 等. 路堤式加筋挡土墙的试验研究. *土木工程学报*, 2005, 38(10): 119—128
- 8 高江平, 俞茂宏, 胡长顺, 等. 加筋土挡墙滑动破裂面的大型模型试验. *长安大学学报(自然科学版)*, 2005, 25(6): 6—9
- 9 Zhang M X, Javadi A A, Min X. Triaxial tests of sand reinforced with 3D inclusions. *Geotextiles Geomembrances*, 2006, 24(4): 201—209[DOI]
- 10 张孟喜, 闵兴. 单层立体加筋砂土性状的三轴试验研究. *岩土工程学报*, 2006, 28(8): 931—936
- 11 张孟喜, 王振武. 双层立体加筋砂土性状的强度特性. *岩石力学与工程学报*, 2006, 25(S1): 3289—3298
- 12 张孟喜, 张石磊, 黄瑾. 低超载下条带式带齿加筋界面特性. *岩土工程学报*, 2007, 29(11): 1623—1629
- 13 钱家欢. *土力学*. 南京: 河海大学出版社, 1995
- 14 Rankilior P R. A new classification of reinforced soil failure modes leading to a new theory of reinforced soil and reinforced soil design-based on laboratory test apparatus and results from gravity-induced self-loaded failures of reinforced soil structures up to 1.8 m high. In: *Proceedings of the 8th International Geosynthetics Conference*. Yokohama: Millpress Science Publishers, 2006. 1311—1316