

落石冲击下桥墩刚柔叠层防护结构的缓冲耗能 试验研究

高亮, 常懿德, 张俊发

(西安理工大学土木建筑工程学院土木系, 陕西 西安 710048)

摘要: 山区工程结构的落石冲击灾害问题显著, 耗能缓冲防护结构能有效减小冲击灾害。针对桥墩的冲击防护, 设计了型钢-泡沫板、型钢-混凝土和泡沫板-混凝土三种耗能缓冲结构, 通过对三种防护结构在落石冲击下的破坏模式及试验动力响应过程分析, 揭示刚柔叠层冲击防护结构的耗能缓冲机理。试验结果表明: 利用刚性外层可将冲击能量有效扩散至内部柔性缓冲层, 充分发挥刚柔层的耗能及缓冲性能; 混凝土泡沫板防护结构综合性能最优, 对比无防护结构, 其可使落石冲击钢筋混凝土试验板的冲击持续时间延长 9~10 倍, 平均冲击力减至无防护结构的 1/10 以下, 具有良好的耗能缓冲性能。

关键词: 刚柔叠层防护结构; 桥墩; 落石冲击; 耗能缓冲; 动态冲击试验

中图分类号: TU352.1; U443.22 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2023)04-1113-12

DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2023.04.025

1 概述

落石灾害是山地常见的一种地质灾害, 具有突发性强, 破坏后果严重等特点, 对生命线工程危害极大^[1]。近年来, 落石灾害在中国发生的频率与规模均急速大幅上升, 随着“一带一路”国家战略的实施, 交通基础设施的大量修建及线路桥隧比的增大, 对山区桥梁工程进行落石冲击防护已刻不容缓。桥墩作为桥梁工程的关键构件, 遭受落石冲击破坏后, 将导致桥梁结构失效, 交通生命线中断, 甚至人员伤亡。山区桥墩落石致灾典型案例如图 1 所示: 2009 年“7.25”彻底关大桥 8# 桥墩被崩塌落石击中后瞬间折断, 两跨梁体脱落, 7 车坠毁 6 死 12 伤; 2020 年“9.20”姚河坝大桥右幅桥 1# 桥墩被落石击中, 桥墩和两跨 T 梁相继垮塌, 2# 桥墩剪切破坏, 致使雅西高速双向交通及大桥下方的国道 108 线中断。因此, 山区桥梁冲击防护研究的重点是桥墩防护。

随着新型材料的出现以及各种工程防护装置的灵活应用, 工程技术人员针对防护对象开发了多种新型落石冲击防护体系, 柔性防护技术在边坡防护领域得到广泛应用^[2-5], 基于新型缓冲材料垫层^[6-10]和组合结构^[11-16]的落石冲击防护成为研究热点。为了减轻冲击作用对桥墩的破坏, 通常采用在桥墩外



(a) 彻底关大桥 (b) 姚河坝大桥
(a) Chediguan bridge (b) Yaoheba bridge

图 1 桥梁落石灾害案例

Fig. 1 Bridge rockfall disaster cases

包裹缓冲材料或设置防撞体系等方法, 通过延长落石冲击时间而降低冲击效应, 转移消散冲击能量等途径, 减轻冲击作用对桥墩的破坏。采用防护垫层对结构遭受冲击有一定的保护作用。然而, 柔性垫层结构在落石冲击作用下, 冲击接触属于点接触, 受到垫层结构厚度的限制, 防护垫层结构的缓冲性能难以充分发挥。为了改善防护垫层结构的缓冲性能, 可通过增加刚性防护面层使点接触转化为面接触, 从而有效提高缓冲材料的利用率。项目组在前期研究中发现泡沫夹心钢筋混凝土板具有较好的抗冲击性能, 将其应用于桥墩落石冲击防护结构, 从改变或阻断冲击波的传播路径和变形耗能思想出发, 即采用柔性内芯缓冲和刚性面层防护的措施, 提出刚柔叠层落石冲击防护结构。

本文针对山区桥梁墩柱等竖向构件的落石冲击

收稿日期: 2022-06-10; **修订日期:** 2022-07-22

基金项目: 陕西省自然科学基金基础研究计划项目(2018JQ5081, 2022JM-282); 陕西省教育厅科学研究计划专项项目(17JK0567); 国家自然科学基金资助项目(51279162)。

防护问题,设计几种刚柔叠层防护结构,通过落锤冲击试验,对落锤内的动态加速度,冲击平台板底动态支座反力及动态应变等进行分析,并与直接冲击平台板的破坏试验进行对比,讨论各种防护结构的缓冲耗能性能。

2 冲击试验设计

缓冲耗能装置抵抗冲击的能量吸收原则之一是,较长的行程能吸收更多的能量。而给定初始动能,冲击作用持续时间越长,反力就越小,这就引入了“以距离换时间”的思想。考虑综合利用型钢的几何大变形耗能、混凝土板的破坏耗能、泡沫板的缓冲耗能优势,并基于提高缓冲层的利用率,提出刚柔叠层防护结构,分别设计了 Ω 型钢-泡沫板、S型钢-混凝土板和混凝土板-泡沫板三种耗能缓冲结构。

落石冲击试验分为四组,分别为上述三种防护结构及一组无防护结构的对比试验,以分析各种防护结构的缓冲耗能特性及综合防护效果。

2.1 防护结构

防护结构如图 2 所示。型钢-泡沫板结构主要由 Ω 型钢、XPS 泡沫板、木工板组成,选用 XPS 泡沫板作为缓冲材料, Ω 形截面的型钢对泡沫板进行外包保护,各型钢之间用钢带进行焊接连接,将整体组合结构固定于试验平台板上。为了减小外包钢板局部过大的塑性变形,在 XPS 泡沫板与型钢间添加一层木工板,以分散冲击力,使内部 XPS 泡沫板具有更大的利用率,如图 2(a)所示;型钢-混凝土结构主要由 S 型钢、钢筋混凝土板组成,利用 S 型钢行程较长的塑性变形来消耗冲击能量,选用钢筋混凝土板作为刚性面层以分散冲击力,如图 2(b)所示;混

凝土-泡沫板结构主要由 XPS 泡沫板、混凝土板组成,选用 XPS 泡沫板作为缓冲材料,采用素混凝土板作为刚性面层以分散冲击力,另外增加土垫层可用于水平构件的冲击防护,如图 2(c)所示。

图 2 中,S 型钢、 Ω 型钢分别由厚度 2.5 mm 和 3 mm 的 Q235 薄壁钢板冷弯制成;XPS(挤塑式聚苯乙烯)泡沫板的厚度 50 mm,密度 30 kg/m^3 ;木工板厚度 20 mm;土垫层厚度为 200 mm(粉质黏土的天然密度 1.62 g/cm^3 ,含水率 17.31%,干密度 1.32 g/cm^3);C40 素混凝土防护板厚度为 50 mm;钢筋混凝土防护板的尺寸为长度 800 mm、宽度 800 mm、厚度 50 mm,其内部采用单层配筋,直径 8 mm、间距 100 mm、钢筋型号 HPB300,具体配筋图如 2(b)所示。

2.2 试验方案

考虑落石冲击能量的大小主要由冲击高度和落石重量决定,所以试验时通过将 100 kg 的落锤提升到不同高度(6 m, 12 m)后自由下落,模拟不同冲击能量的落石。试验工况及其基本参数如表 1 所示,各工况均进行 3 次试验,用于排除试验偶然性的影响;采用无防护结构作为对比试验,即落锤直接冲击平台板的试验;并以小高度试验数据作为前四组试验的参照。

试验的整个冲击过程采用记录速度为 250 帧/s 的高速摄像机进行拍摄记录,配合内置于落锤中的加速度传感器、试验平台板底的力传感器和钢筋与混凝土应变片、电荷放大器、数据采集仪及笔记本电脑得到完整的试验数据。

2.3 试验平台

试验平台由西安理工大学张俊发教授带领团队于 2013 年设计搭建,后续经过多年地不断完善,逐

表 1 试验工况及基本参数

Tab. 1 Test conditions and basic parameters

试验组号	防护结构类型	落锤质量/kg	落锤高度/m	冲击能量/kJ	冲击速度/ $(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	防护措施
1-1-6	Ω 型钢+XPS 泡沫板					
1-2-6	Ω 型钢+XPS 泡沫板+木工板		6	5.9	10.8	
1-2-12	Ω 型钢+XPS 泡沫板+木工板		12	11.8	15.3	
2-1-6	4根 S 型钢+钢筋混凝土防护板		6	5.9	10.8	
2-2-6	5根 S 型钢+钢筋混凝土防护板					有
2-2-12	5根 S 型钢+钢筋混凝土防护板	100	12	11.8	15.3	
3-1-6	XPS 泡沫板+粉质黏土		6	5.9	10.8	
3-2-6	XPS 泡沫板+素混凝土防护板+粉质黏土					
3-2-12	XPS 泡沫板+素混凝土防护板+粉质黏土		12	11.8	15.3	
4-1-12	无		12	11.8	15.3	
4-1-0.5	无		0.5	0.049	0.990	无

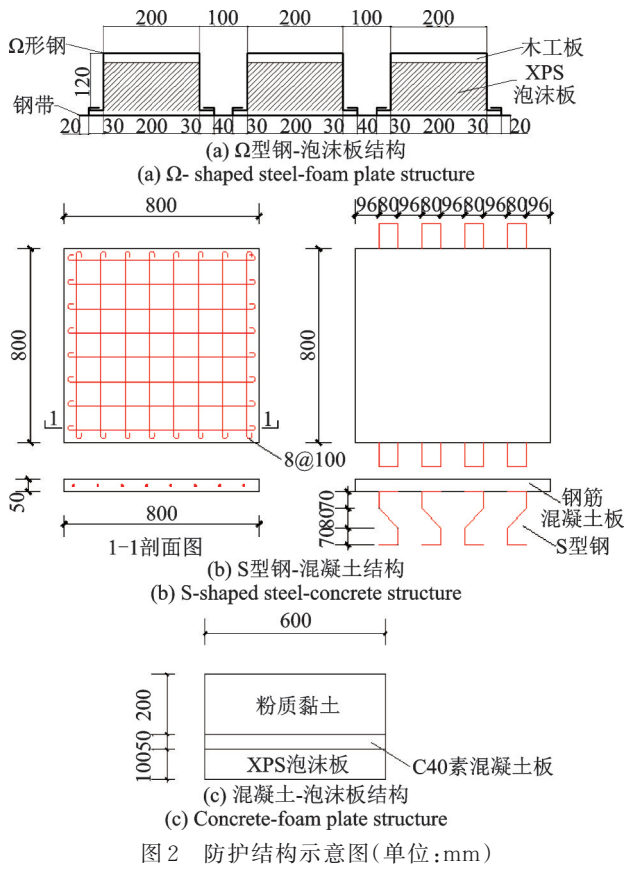


图2 防护结构示意图(单位:mm)

步形成为专门用于各种落石冲击试验的平台。试验平台主要包括试验塔架及落锤释放系统、冲击试验平台板及其支撑系统、冲击锤、摄像机及数据采集系统,如图3所示。试验采用自制的铸钢落锤来模拟落石,落锤的实测质量为100 kg。试验采用8742A10型加速度传感器(KISTLER公司生产),511F08PE型力压电式传感器,BX120-100AA(100X3)型箔式电阻应变片和BX120-3AA型电阻

应变片(分别测混凝土应和钢筋应变),SIRIUS多通道动态测试系统(奥地利DEWESoft公司生产)。

3 试验分析

3.1 冲击过程

采用高速摄像机记录试验冲击过程,几个关键时刻画面如图4~6所示,其中图4(a)为落锤初次接触防护结构上表面瞬间,图4(b)为落锤下落至最低点瞬间,图4(c)为落锤回弹至最高点瞬间,图4(d)为落锤再次下落至防护结构上表面瞬间。图7~10分别为三种防护结构及其在试验前后的照片。

从图4~6可以看到,①冲击过程中落锤均有明显的回弹、翻滚, Ω 型钢-泡沫板结构尤甚;底部试验平台板无明显变化。②当落锤冲击到 Ω 型钢-泡沫板防护结构时,防护结构发生明显的变形,且产生少量的移动。③当落锤冲击到S型钢-混凝土防护结构时,防护结构上层混凝土层发生明显破碎,下层S型钢也发生明显的变形,且整体防护结构发生较大的反弹移动。除此之外,由于混凝土板与S型钢之间缺少紧密地连接,混凝土板与S型钢分离较为严重,S型钢出现倾侧现象,导致防护结构的整体缓冲耗能效果降低,所以在混凝土板与S型钢之间添加适当的连接装置有利于改善本冲击防护结构的性能。④当落锤冲击到混凝土-泡沫板防护结构时,防护结构上层粉质黏土出现崩飞现象,且防护结构整体出现反弹现象。

冲击持续时间由高速摄像机的记录速度和落锤

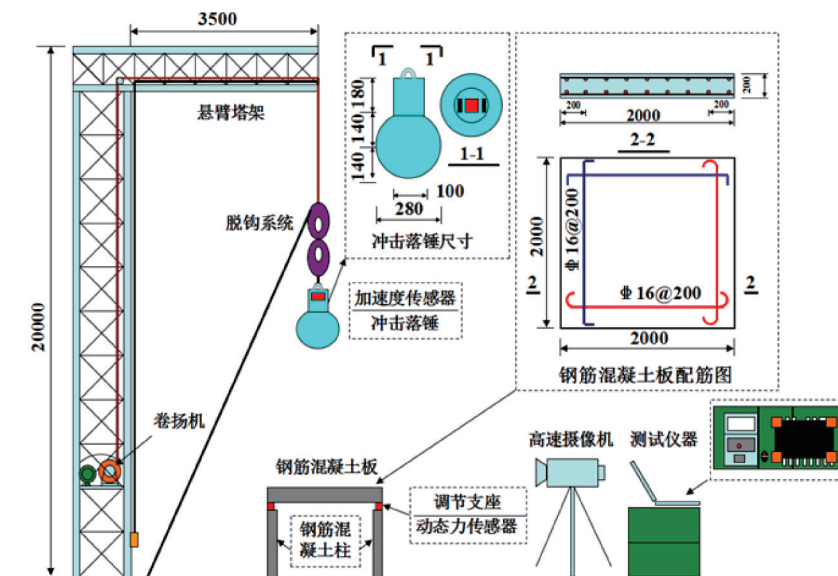


图3 试验平台示意图(单位:mm)

Fig. 3 Schematic diagram of the test platform (Unit: mm)

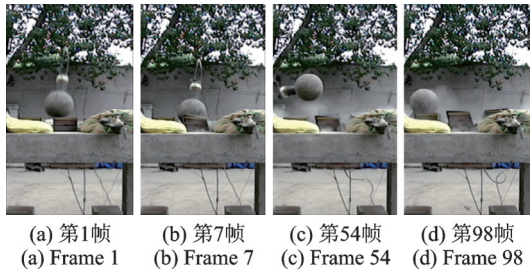
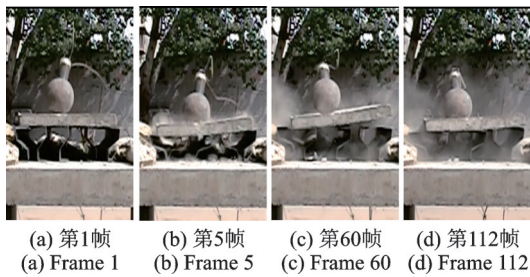
图 4 Ω 型钢-泡沫板结构(1-2-12)试验冲击过程Fig. 4 Picture of impact test process of Ω -shaped steel-foam board structure (1-2-12)

图 5 S型钢-混凝土结构(2-2-12)试验冲击过程

Fig. 5 Picture of impact test process of S-shaped steel-concrete structure (2-2-12)

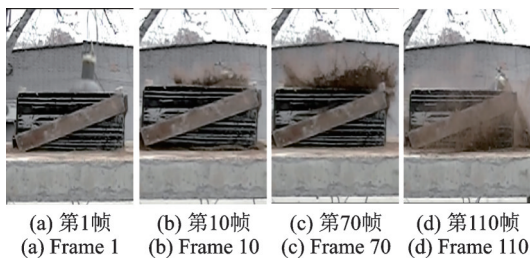


图 6 素混凝土-泡沫板结构(3-2-12)试验冲击过程

Fig. 6 Picture of impact test process of plain concrete-foam board structure (3-2-12)

首次回弹时刻的画面帧数计算得出。因高速摄像机的记录速度偏低,在冲击持续时间很短,冲击速度很大时,如无防护结构试验的冲击持续时间,则由落锤内加速度记录判定。统计各组试验的冲击持续时间如表 2 所示。

表 2 落锤冲击持续时间

Tab. 2 Hammer impact duration

编号	时间/(10^{-2} s)	编号	时间/(10^{-2} s)
1-1-6	2.3	2-2-12	1.2
1-2-6	2.3	3-1-6	2.4
1-2-12	2.1	3-2-6	3.6
2-1-6	1.6	3-2-12	2.0
2-2-6	2.0	4-1-12	0.4

由表 2 中的数据对比可知,①同种类型的防护结构在不同冲击能量的作用下,冲击能量越大,冲击持续时间越短。②在相同冲击能量作用

下,设有防护结构可以显著延长冲击持续时间;S型钢-混凝土结构中 S 型钢的数量越多,间距越短,冲击持续时间越长;土垫层可以明显延长冲击持续时间。③三种防护结构相比,施工最简单、经济性最佳的素混凝土-泡沫板结构冲击持续时间最长。

3.2 试验现象

通过对比如图 7 所示的 Ω 型钢-泡沫板结构试验前后 Ω 型钢、XPS 泡沫板及木工板的变化情况,可见:①3组试验的防护结构受到落锤冲击作用后 XPS 泡沫板和部分 Ω 型钢产生了不可恢复的变形,且 Ω 型钢之间的钢带也产生了部分弯曲变形;②相同冲击能量下,防护结构中的 Ω 型钢受到落锤冲击作用产生了明显的凹陷变形,设有木工板后其凹陷半径为 16 cm,深度为 8 cm,不设木工板时凹陷半径 20 cm,深度 10 cm,由于木工板的存在,冲击产生的凹陷半径和深度都有明显的减小;且木工板存在时, Ω 型钢内部的泡沫板受冲击产生的变形相比没有木工板时的变形也更为扩散,而非没有木工板时的过于集中的大变形。试验现象说明木工板起到了限制 Ω 形钢过大凹陷变形,分散冲击力的作用;③编号 1-2-12 的试验中,防护结构中的 Ω 型钢凹陷半径为 25 cm,深度为 14 cm,同一类型的防护结构,随着落锤冲击能量的增加,其整体变形也显著增大。④3组试验后平台板未发生明显破坏,且其上、下表面混凝土也未出现肉眼可见的裂缝。

由以上分析可知:设有木工板的 Ω 型钢-泡沫板结构,其外层 Ω 型钢首先受到冲击作用的影响产生不可恢复的凹陷变形。冲击能量通过 Ω 型钢的塑性变形被消耗了一部分并传递给下层的木工板,木工板由于自身的韧性,能有效地将冲击力进行分散,使下层的 XPS 泡沫板可以整体受力而非冲击点局部受力。XPS 泡沫是中闭孔多孔材料,可以通过自身的压缩变形延缓冲击的时间,对冲击能量进行再一次消耗。不设木工板结构试验,冲击力较为集中的从 Ω 型钢传递至 XPS 泡沫板,从而 Ω 型钢与 XPS 板的凹陷破坏更加严重且更为集中。

通过对比如图 8 所示的 S型钢-混凝土结构试验前后的钢筋混凝土板与 S型钢的变化情况及图 9 所示平台板试验现象,对比可见:①3组试验的防护结构钢筋混凝土板与 S型钢都产生了不可恢复的变形与破坏,且靠近落锤冲击点的 S型钢破坏的较为严重。②相同冲击能量作用下,防护结构中的钢筋混凝土板受到落锤冲击作用产生破碎贯穿,上表面产生的圆形凹坑半径为 18~20 cm,下表面产生圆形发散形凹坑半径为 25~28 cm,板内钢筋弯曲但未断

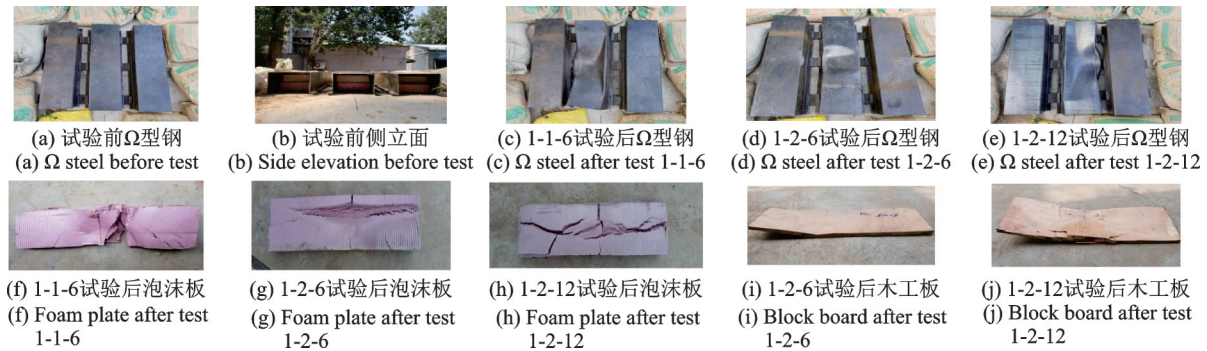


图 7 Ω 型钢-泡沫板结构试验现象

Fig. 7 Test phenomena of Ω -shaped steel-foam board structure

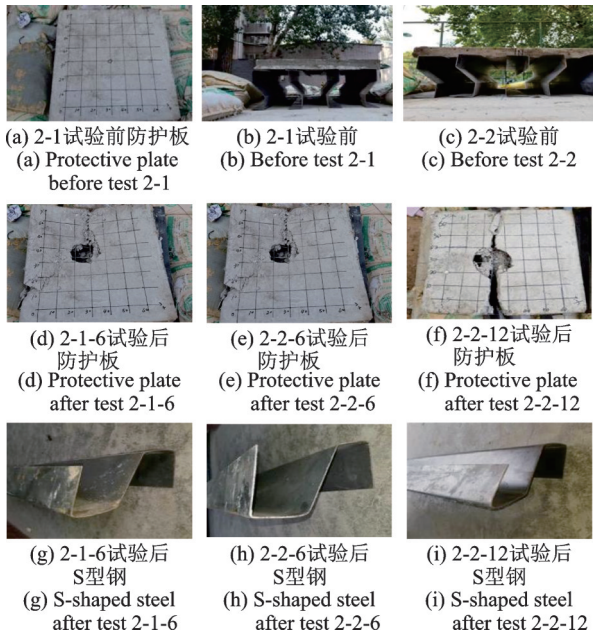


图 8 S型钢-混凝土结构试验现象

Fig. 8 Test phenomena of S-shaped steel-concrete structure

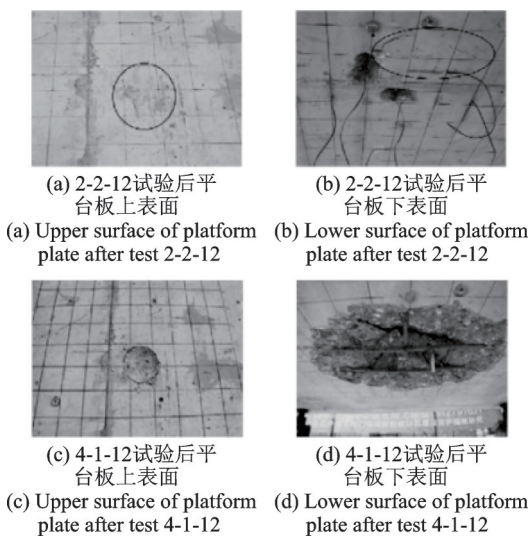


图 9 平台板试验现象对比

Fig. 9 Experiment phenomenon contrast of platform plate

裂;防护结构中的S型钢受到落锤冲击作用产生了明显的冲击挤压变形,试验2-2-6较2-1-6,由于S型钢数量多且更加密集,变形高度为由5 cm变为2

cm, S型钢的变形高度有明显的减小。③试验2-2-12,防护结构的钢筋混凝土板破碎断裂弯折,板内钢筋发生断裂,防护结构的S型钢相较试验2-2-6中产生更大的压缩变形,变形高度为7 cm。可见,同一类型的防护结构,随着落锤冲击能量的增加,其整体变形也显著增大。④前两组试验后平台板没有发生明显的破坏,其上、下表面未出现肉眼可见的混凝土裂缝,第三组试验后,平台板下表面出现细小裂缝。⑤无防护结构试验,平台板受到落锤直接冲击而破坏,上表面产生了一个半径为5 cm的圆形浅坑,且坑内混凝土被压实,下表面混凝土受冲击作用而发生崩落,产生一半径为45 cm的圆形破坏面,板内钢筋露出,且明显弯曲,但未发生断裂。

由以上分析可知:S型钢-混凝土结构的3组试验中,防护结构上层的钢筋混凝土板首先受到冲击作用的影响产生不可恢复的破碎变形,或冲击点贯穿或断裂弯折,板内的钢筋也发生弯曲及断裂。冲击能量通过钢筋混凝土板的破碎被消耗了一部分,并更加分散地传递给下层的S型钢,S型钢受到冲击作用的影响发生不可恢复的压缩塑性变形,且靠近冲击点的S型钢变形最大。可见,通过S型钢的塑性变形消耗了部分能量,使传递至下层冲击平台板的冲击能量减小,从而保护冲击平台板免遭破坏。

通过对比如图10所示的混凝土-泡沫板结构试验前后的粉质黏土层、素混凝土板及XPS泡沫板的变化情况,可以发现:①3组试验中粉质黏土层都产生圆形的凹陷,素混凝土板与XPS板都产生了不可恢复的破碎与挤压破坏,当冲击防护结构不设素混凝土板时,XPS泡沫板的挤压破坏尤为严重且破坏过于集中,产生一个集中的圆形破坏圈。②在试验3-2-6与3-2-12中,最上层的粉质黏土层都产生了直径为20~30 cm圆形凹陷;防护结构中的素混凝土板产生开裂破坏,但并没有产生如之前S型钢-混凝土试验中钢筋混凝土板表面的圆形凹坑,试验3-2-12较试验3-2-6,冲击能量增大,素混凝土板的破裂更为严重且裂缝更为集中,整体裂缝在冲击点

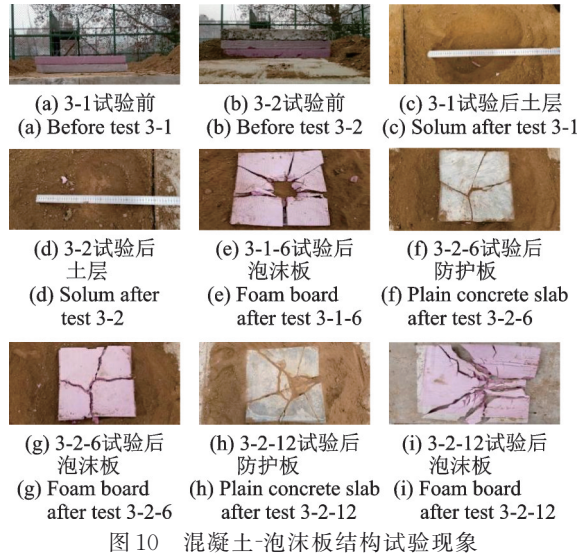


图10 混凝土-泡沫板结构试验现象
Fig. 10 Test phenomena of plain concrete foam board structure

呈发散状在板面延伸;防护结构中的XPS泡沫板产生了一定的破裂与挤压变形,试验3-2-6冲击能量较小,XPS泡沫板基本呈开裂状态,并没有产生过多的挤压变形,且开裂状态基本与上层的素混凝土板保持一致,开裂的状态也较为分散。试验3-2-12冲击能量较大,XPS泡沫板的破坏更为严重,不仅发生了开裂破坏,还产生了挤压变形破坏,且破坏虽然呈发散状,但相对集中。③在试验3-1-6中,防护结

构由于没有素混凝土板,在受到落锤冲击力的作用下,上层的粉质黏土层产生直径为40~50 cm的圆形凹陷;相比于试验3-2-6,下层的XPS泡沫板受到相同冲击能量作用时破坏尤为严重,且破坏集中于冲击点处;在落锤下落点产生直径为30 cm的圆形孔洞,并且沿孔洞径边发散开裂。④3组试验后平台板均没有发生明显的破坏,表面未出现肉眼可见的混凝土裂缝。

由以上分析可知:3组试验中,防护结构上层的粉质黏土层首先受到冲击作用的影响产生如落锤形状般的破坏孔洞,冲击能量通过粉质黏土层的缓冲作用消耗了一部分并传递给下层的素混凝土板,素混凝土板受到冲击作用发生开裂破坏消耗了少量的冲击能量,更重要的是作为刚性面层起到了分散冲击力的作用,使冲击力更均匀地分散并传递给下层的XPS泡沫板。传递至XPS泡沫板的冲击力不再是之前的点冲击,而形成了一个面冲击,再通过XPS泡沫板的破裂及挤压破坏消耗一部分冲击能量后,最终传递到最下层的冲击平台板的冲击能量很小,保护了冲击平台板。

3.3 加速度

落锤加速度由落锤内部加速度传感器采集得到,对应加速度时程曲线如图11所示。

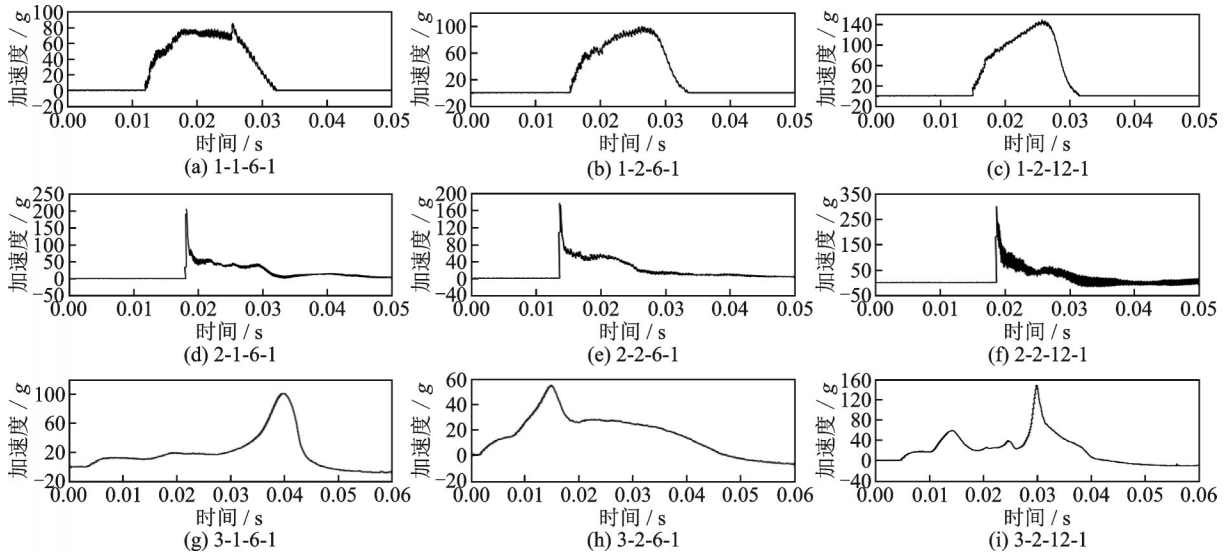


图11 动态加速度时程曲线
Fig. 11 The time history curves of dynamic acceleration

由图11可见:①从落锤接触Ω型钢-泡沫板结构的Ω型钢表面开始,加速度快速增加,过程中Ω型钢发生塑性变形被压缩,冲击力通过木板传递到下层的XPS泡沫板上,闭孔多胞的XPS泡沫板受到冲击作用以相对缓慢的速率逐渐压实,此间段加速度平缓递增,泡沫板被压实后加速度快速减小至零。木

板的存在,加速度峰值增大。②从落锤接触S型钢-混凝土结构的钢筋混凝土板表面开始,加速度瞬间增加至峰值,混凝土板开裂破碎,加速度又极速减小,之后冲击力通过钢筋混凝土板传递到下层的S型钢,S型钢受到冲击作用产生塑性形变,此间段加速度逐渐减小。③试验3-1-6没有素混凝土板,加速

度基本经历两个阶段,从落锤接触上层粉质黏土层开始到穿过粉质黏土层与XPS泡沫板,加速度缓慢增加,此为第一阶段;当落锤冲击作用传递到冲击平台板上后,加速度则迅速从峰值下降至平稳,此为第二阶段;试验3-2-6有素混凝土板,整个过程可分为三个阶段:首先,冲击能量经过粉质黏土层,加速度平缓上升,此为第一阶段。当冲击力接触中间层的素混凝土层时,加速度开始迅速增大并到达峰值,然后由于混凝土开裂耗能加速度峰值迅速减小,此为第二阶段。从冲击力穿过混凝土板到XPS板压缩变形,加速度逐渐减小到平稳,此为第三阶段。对比3-1-6与3-2-6可以明显看出,由于素混凝土板的存在,加速度的峰值较前一组试验小,且加速度变化相对平缓。试验3-2-12与试验3-2-6加速度变化趋势基本相同,且当泡沫板被压实后加速度快速增大,出现第二峰值且大于第一峰值。

三种防护结构冲击试验的落锤加速度分析数据如表3所示。分析时,首先将落锤视为刚体,则落锤冲击力可按其质量与加速度的乘积计算。其次通过在冲击时间内将落锤加速度进行数值积分能够得到此时间范围内落锤的冲击速度,继而求得平均冲击

力以及冲量,相应计算公式如下:

冲击速度:

$$v = \int_{t_k}^{t_k + \Delta t} a(t) dt \quad (1)$$

平均冲击力:

$$\bar{F} = m \cdot \frac{v}{\Delta t} \quad (2)$$

冲量:

$$I = \int_{t_k}^{t_k + \Delta t} ma(t) dt \quad (3)$$

式中 m 为落锤的质量; t_k 为落锤接触防护层或平台板上表面瞬间产生加速度所对应的时间; Δt 为落锤冲击持续时间; $a(t)$ 为落锤在冲击持续时间 Δt 内的加速度变量。

为便于对比分析不同工况下的试验结果,引入无量纲的冲击力能比系数:

$$\lambda = \frac{F \cdot d}{E} \quad (4)$$

式中 F 为落锤的最大冲击力或冲击作用下平台板产生的最大冲击反力, kN; d 为平台板厚度, m; E 为落锤的冲击能量, kJ。

表3 落锤加速度相关分析数据

Tab. 3 Hammer acceleration related analysis data

编号	冲击加速度峰值/g	冲击持续时间/(10 ⁻² s)	冲击速度/(m·s ⁻¹)	最大冲击力/kN	平均冲击力/kN	冲量/(N·s)	冲击力能比系数	防护措施
1-1-6	85	2.28	10.64	83.20	44.89	1064	2.37	Ω型钢泡沫板结构
1-2-6	129	4.29	9.64	126.42	41.55	964	2.32	
1-2-12	148	2.46	14.30	145.04	67.14	1430	2.13	
2-1-6	261	1.61	11.56	255.78	71.80	1156	8.67	S型钢混凝土结构
2-2-6	205	2.01	10.26	200.90	51.04	1026	6.81	
2-2-12	299	1.22	13.55	293.02	111.07	1355	9.93	
3-1-6	101	4.5	10.72	98.98	23.82	1072	3.36	混凝土泡沫板结构
3-2-6	66	4.8	8.82	65.17	18.37	882	2.21	
3-2-12	98	4.1	11.77	96.53	28.70	1177	3.27	
4-1-12	1262	0.45	15.75	1236.49	349.79	1575	19.41	无
4-1-0.5	76	-	-	-	-	-	304.04	无

注:试验结果仅列出三次试验中数值相对居中的试验数据。

表3中冲击持续时间按落锤加速度过程判定,冲击速度由落锤加速度数据积分而得,对比可见:表3中冲击速度与表1中由落锤高度计算的冲击速度吻合较好,证明测试及采集系统所测加速度数据可信。

对比表3中设各种防护结构与无防护结构,可得:①由试验1-2-12与试验4-1-12对比可知,在同等冲击能量条件下,设有型钢-泡沫板组合结构的落锤加速度峰值和最大冲击力约为直接冲击平台板的1/6,平均冲击力也减小到1/4~1/5,冲击持续时间

增大了4~5倍。②由试验2-2-12与试验4-1-12对比可知,落锤冲击设有型钢-混凝土组合结构的平台板,其落锤加速度峰值与最大冲击力约为直接冲击平台板时的1/4,平均冲击力约减小至直接冲击平台板时的1/3,冲击持续时间增大2~3倍。③由试验3-2-12与试验4-1-12对比可知,在同等冲击能量条件下,设有混凝土-泡沫板组合结构的加速度峰值与最大冲击力只有无防护时的8%到9%,冲击持续时间提高9~10倍,平均冲击力减至8%左右,冲击

能比系数降低 80% 到 90%。

对比表 3 中设有各种防护结构的第 2 组和第 3 组试验数据可得,随着冲击能量的增大,落锤冲击过程中产生的冲量递增,落锤加速度峰值和落锤产生的最大冲击力亦增大,而落锤的冲击持续时间却缩短。由表 3 中各种防护结构试验的第 1 组和第 2 组试验数据可以看出,第 2 组数据的冲击持续时间均有效增长,说明刚性层对冲击力的分散作用可有效发挥柔性层的缓冲性能。

由表 3 可知,冲击力能比系数能够在一定程度上反映防护结构的缓冲效果。对于小高度的无防护结构落锤冲击试验,因落锤与平台板间近似发生弹性碰撞,耗能比率最小, λ 最大;对于大高度无防护结构的落锤冲击试验,因落锤与平台板间发生弹塑性碰撞,板底混凝土崩落,耗能比率较小, λ 较大。对于设有防护结构情形,落锤冲击防护结构时有防

护结构吸能,耗能比率最大,延长冲击持续时间, λ 最小。由各种防护结构试验的第 1 组和第 2 组数据对比可知,第 2 组数据的冲击冲击能比系数均显著减小,证明刚性层对冲击力的分散作用可增强防护结构缓冲效果。

3.4 支座反力

支座反力由平台板底四角支座处的反力传感器测得,动态反力时程如图 12 所示。图中 1-1-6-1-1 表示 Ω 型钢泡沫板结构-未设木工板-落锤高度 6 m 第 1 次试验-1 号支座动态反力。反力冲量由反力对冲击时间积分求得,其合冲量的计算公式为:

$$P_s = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 \quad (5)$$

式中 P_1, P_2, P_3, P_4 为每组试验的四个支座反力冲量值。支座反力幅值及相关数据的计算结果如表 4 所示。

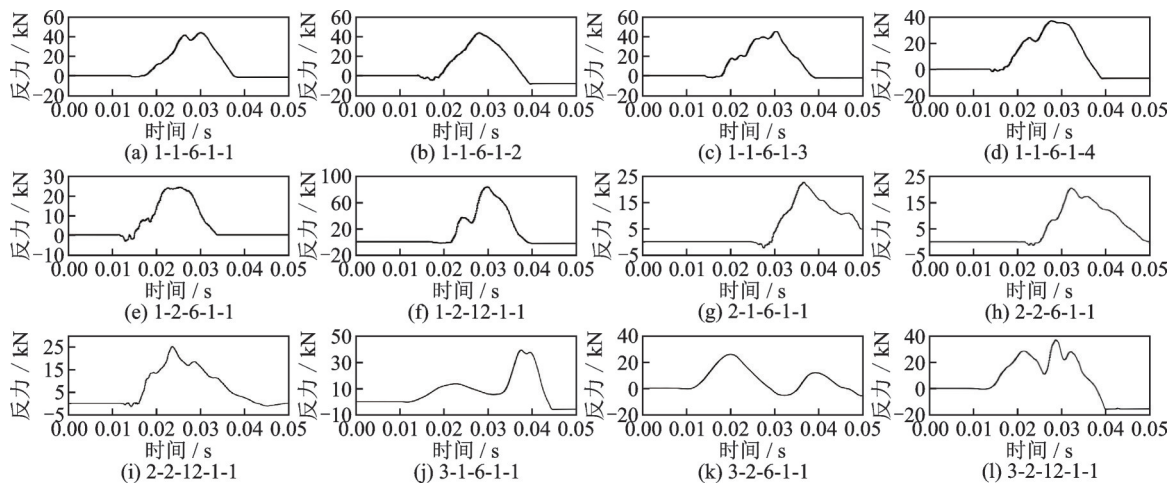


图 12 反力时程曲线图

Fig. 12 The time history curves of counter force

由图 12 可知:①由于试验存在一定的误差,落锤的下落点不一定在冲击平台板的中心点,所以四个支座反力的大小、幅值及冲击持续时间等不完全相等,不过反力时程曲线的大致趋势相同。② Ω 型钢泡沫板结构:从落锤下落接触防护结构 Ω 型钢表面时, Ω 型钢发生塑性变形被压缩,导致反力快速增加并达到峰值,之后冲击力通过木板传递到下层 XPS 泡沫板上,闭孔多胞的 XPS 泡沫板受到冲击作用以相对缓慢的速率压实,这段时间反力开始平缓递减,最后冲击力传递到平台板上,反力迅速减小。③S 型钢混凝土结构:落锤冲击作用首先使钢筋混凝土破碎,相应消耗部分冲击能量,与此同时也将冲击力更加均衡地传递给下层的 S 型钢,又经过 S 型钢的塑性变形,消耗大量能量后传递到冲击平台板上。整个过程中,经过多次的耗能缓冲消耗作用,传递到平台板上的冲击作用力也就减小了很多。所以

整个动态反力的变化趋势是先增加到一个波峰,再减小到最终的平稳状态。④混凝土泡沫板结构:由动态反力的变化趋势可以明显地看出整体结构受到落锤冲击的过程出现两次波峰。当落锤穿过粉质黏土层冲击素混凝土板时,反力产生一个峰值后开始减小,然后冲击力产生的弹塑性波到达下层的 XPS 泡沫板,反力停止减小,随后到达并冲击平台板,反力又开始增大到另一个波峰,再减小至平稳。试验 3-2-12 较试验 3-2-6 的反力幅值稍大,可见设有此缓冲耗能防护结构后,在一定的冲击能量范围内,冲击能量的变化对支座的反力幅值的大小影响不明显。3-1-6 试验的动态反力的变化趋势与前两组有所不同的是第一阶段产生的波峰是冲击力通过粉质黏土层与 XPS 泡沫板后所产生的,所以波峰较为平缓。当冲击力到达冲击平台板时产生第二个波峰峰值,对应的反力幅值相比于前两组试验更大。

表4 反力相关分析数据
Tab.4 Counteraction force related analysis data

支座反力 编号	支座反 力幅 值/kN	冲击力 能比系 数	冲击 时间/ (10 ⁻² s)	反力冲 量/ (N·s)	合冲 量/ (N·s)	防护 措施	支座反力 编号	支座反 力幅 值/kN	冲击力 能比系 数	冲击 时间/ (10 ⁻² s)	反力冲 量/ (N·s)	合冲 量/ (N·s)	防护 措施
1-1-6-1-1	47.6	1.61	2.02	454.18	2082.71		2-1-6-1-1	20.2	0.68	2.45	282.32	930.74	
1-1-6-1-2	53.9	1.83	2.41	389.86			2-1-6-1-2	18.2	0.62	2.35	225.20		
1-1-6-1-3	45.5	1.54	2.17	503.84			2-1-6-1-3	17.9	0.61	2.37	242.81		
1-1-6-1-4	41.6	1.41	2.52	734.82			2-1-6-1-4	12.4	0.42	2.25	180.41		
1-2-6-1-1	43.5	1.47	2.15	455.83	1272.71	有	2-2-6-1-1	20.3	0.69	2.76	251.09	783.66	有
1-2-6-1-2	43.4	1.47	2.24	350.40			2-2-6-1-2	13.3	0.45	2.68	177.62		
1-2-6-1-3	45.0	1.53	2.27	466.47			2-2-6-1-3	14.0	0.47	2.83	182.15		
1-2-6-1-4	37.0	1.25	2.26	369.06			2-2-6-1-4	11.7	0.40	2.73	172.79		
1-2-12-1-1	101.0	1.71	1.95	672.36	2259.48		2-2-12-1-1	25.0	0.85	2.55	305.68	1219.07	
1-2-12-1-2	83.0	1.41	1.89	441.85			2-2-12-1-2	24.3	0.82	2.45	302.16		
1-2-12-1-3	98.4	1.67	1.88	645.50			2-2-12-1-3	26.1	0.88	2.64	316.11		
1-2-12-1-4	99.0	1.68	1.87	499.77			2-2-12-1-4	18.7	0.63	2.67	295.13		
3-1-6-3-1	37.8	1.28	4.48	510.61	1649.12	有	3-2-12-1-1	32.4	1.09	3.16	618.48	1792.76	有
3-1-6-3-2	39.0	1.32	4.88	376.17			3-2-12-1-2	29.7	1.01	3.24	282.42		
3-1-6-3-3	31.9	1.08	4.67	463.06			3-2-12-1-3	25.0	0.84	3.23	431.91		
3-1-6-3-4	38.3	1.29	4.87	299.28			3-2-12-1-4	26.4	0.89	3.12	459.95		
3-2-6-1-1	25.7	0.87	5.56	324.71	1370.85		4-1-12-1-1	202.92	3.19	1.27	793.28	3074.13	无
3-2-6-1-2	24.6	0.83	5.45	374.60			4-1-12-1-2	199.28	3.13	1.23	768.27		
3-2-6-1-3	25.9	0.87	5.64	412.60			4-1-12-1-3	219.70	3.45	1.18	798.15		
3-2-6-1-4	17.9	0.61	5.63	258.95			4-1-12-1-4	197.72	3.10	1.22	714.43		

由表4可知:①由支座反力计算的冲击力能比系数与前面由加速度计算的冲击力能比系数所得结论一致。②由各工况第1组与第3组试验对比可知,平台板受到的反力随着冲击能量的增大而增大,反力产生的冲量亦增大,冲击力能比系数呈递增趋势。③对比试验4-1-12,试验1-2-12设有型钢-泡沫板组合防护结构的支座反力幅值只达到直接冲击平台板的1/2~1/3,合冲量也只有破坏试验的70%左右,冲击力能比系数减小为50%左右。与加速度的对比相比,支座反力的数据相差较小,但是也能看出防护结构对整体耗能的影响。④对比试验4-1-12,试验2-2-12设有型钢-混凝土组合防护结构的支座反力幅值只达到直接冲击平台板的1/9左右,合冲量也只有破坏试验的30%左右,冲击力能比系数减小到25%左右。可以得出以下结论,该防护结构可以有效地分散落锤冲击力,减小落锤冲击作用下支座反力的大小。⑤对比试验4-1-12,试验3-2-12设有型钢-混凝土组合防护结构的支座反力幅值只达到直接冲击平台板的1/8~1/7,合冲量也只有破坏试验的60%左右,冲击力能比系数减小到30%左右。可以看出,该防护结构对于冲击力的分散作用强于型钢-泡沫板组合结构,稍弱于型

钢-混凝土组合结构。⑥对比三种防护结构可知,混凝土板对于落锤冲击力可以起到有效的分散作用,使得落锤冲击作用下的平台板的支座反力大大减小。而钢筋混凝土板与素混凝土板相比,分散冲击力的效果更佳。

3.5 应变及应变率

试验通过冲击平台板底所粘贴的钢筋与混凝土应变片所采集的应变的动态变化判断冲击平台板受到冲击作用的破坏程度,相应的应变时程曲线如图13所示。如图13(b)中1-1-6-1-1-2的编号“2”是指第2个应变片。

图13中工况1-1-6-1-4,3-1-6-1-4混凝土应变片由于所受应力过大被破坏,其余工况应变发生了往复波动。

假设在冲击过程中基础板内钢筋仅发生弹性变形,则可计算出钢筋的最大应力,计算公式为:

$$\sigma_{\max} = E \cdot \epsilon_{\max} \quad (6)$$

式中 E 为钢筋的弹性模量,取为 2.0×10^5 MPa; ϵ_{\max} 为冲击作用下基础板内钢筋的最大应变。

钢筋与混凝土的最大应变速率计算公式为:

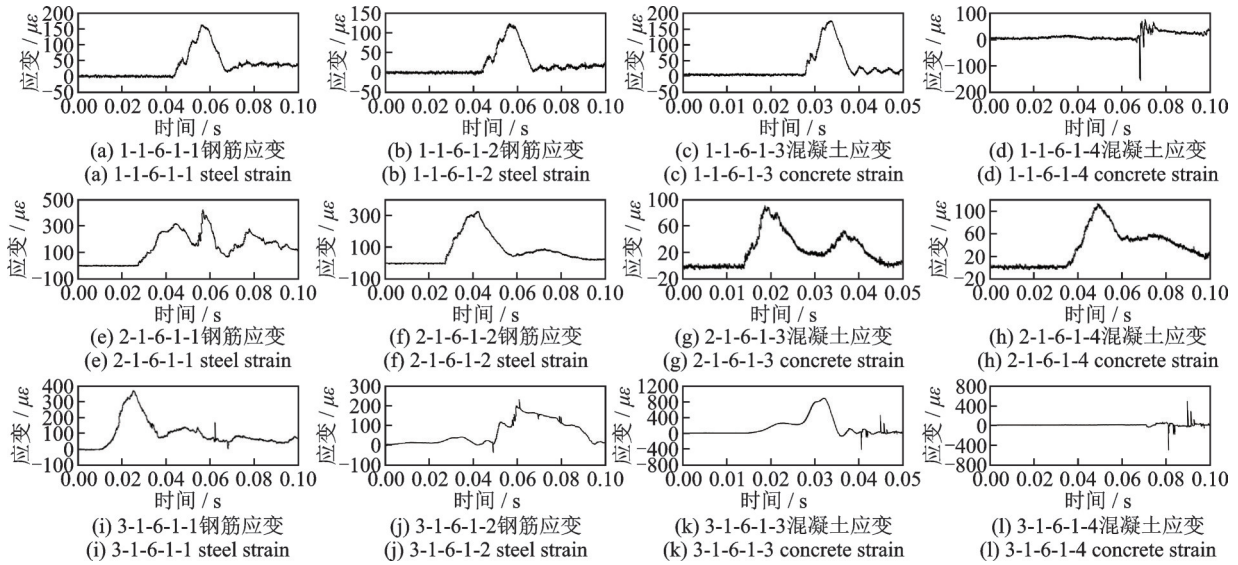


图13 钢筋与混凝土应变时程曲线

Fig. 13 The time curves of reinforced and concrete strain

$$\dot{\epsilon}_{\max} = \max\left(\frac{\epsilon_{i+1} - \epsilon_i}{t_{i+1} - t_i}\right) \quad (7)$$

式中 ϵ_i 为钢筋和混凝土应变片在某一时间点的应

变大小; t_i 为钢筋与混凝土应变片产生应变所对应的时间。1~3组试验的钢筋与混凝土应变数据如表5所示。

表5 钢筋与混凝土应变

Tab. 5 The strain of reinforced and concrete

编号	应变名称	最大应变/ $\mu\epsilon$	最大应力/ MPa	最大应变率/ s^{-1}	防护措施	编号	应变名称	最大应变/ $\mu\epsilon$	最大应力/ MPa	最大应变率/ s^{-1}	防护措施
1-1-6-1	钢筋	790	158.0	3.75×10^{-1}	有	2-1-6-1	钢筋	369	73.8	4.36×10^{-1}	有
	混凝土	135	—	4.23×10^{-1}			混凝土	205	—	5.69×10^{-2}	
1-2-6-2	钢筋	393	80.8	2.03×10^{-1}	有	2-2-6-1	钢筋	235	47.0	2.64×10^{-1}	有
	混凝土	175	—	4.56×10^{-1}			混凝土	84.9	—	3.68×10^{-2}	
1-2-12-1	钢筋	859	171.8	7.62×10^{-2}	有	2-2-12-2	钢筋	715	143	2.65×10^0	有
	混凝土	204	—	1.24×10^{-1}			混凝土	153	—	3.69×10^0	
3-1-6-1	钢筋	2562	—	5.68×10^0	有	3-2-12-1	钢筋	9020	—	3.68×10^2	有
	混凝土	875	—	1.54×10^{-1}			混凝土	911	—	2.54×10	
3-2-6-1	钢筋	366	73.2	7.45×10^{-1}	有	4-1-12-1	钢筋	—	—	1.26×10^5	无
	混凝土	646	—	6.32×10^{-1}			混凝土	—	—	1.45×10^5	

试验中混凝土的最大应变是由应变片实测所得,最大应力则不能根据式(6)计算,故未在表5中列出。工况4-1-12为破坏试验,钢筋与混凝土应变片在冲击过程中均被破坏,无法确定它们的最大应变和最大应力,故表中亦未列出,仅列出相应的最大应变率。混凝土泡沫板结构试验第1组、第3组由应变换算所得钢筋应力均大于其屈服强度,故在表中亦未列出。

由表5可知:①设有 Ω 型钢+泡沫板结构和S型钢+混凝土结构的试验中平台板内钢筋(HRB400)的实测屈服强度为480 MPa,由所测应变换算的钢筋应力均没有达到其屈服强度,且随着钢筋最大应变的减小,防护结构缓冲性能增强。②设有混凝土+泡沫板结构的试验中,钢筋最大应变率的量级

为 $10^{-1} \sim 10^2 s^{-1}$ 。未设素混凝土板的防护结构受冲击后钢筋的最大应变率比设有素混凝土板的高出两个量级,同一类型不同冲击能量下的钢筋最大应变率相差三个量级,冲击能量越大,最大应变率越大。相比之下,混凝土的最大应变率的量级相差较小,为 $10^{-1} \sim 10 s^{-1}$,但也呈同样趋势,未设素混凝土板的冲击防护结构最大应变率较大。③工况4-1-12为未设防护结构的对比试验,钢筋与混凝土的最大应变率量级都达到了 $10^5 s^{-1}$,属于高速动态应变率(应变率为 $10^3 \sim 10^5 s^{-1}$)。④设有防护结构的试验对比,工况1-2-12,2-2-12和3-2-12中钢筋与混凝土的最大应变率的量级分别为 $10^{-2} \sim 10^{-1}$, $10^{-2} \sim 10^0$, $10^{-1} \sim 10^2 s^{-1}$,均比破坏试验的 $10^5 s^{-1}$ 数量级要小很多,都没有达到高速动态应变率的范围。可见,三种防护

结构均有效地防止了平台板的破坏。虽然在混凝土-泡沫板组合结构试验的过程中,应变记录显示钢筋到达屈服状态且基础板底面出现细小裂纹,但防护结构还是保证了基础板整体性免受冲击破坏,基础板的混凝土并没有出现崩落的情况,所以防护效果可以接受。

4 结 论

根据刚柔叠层防护思路,设计了 Ω 型钢-泡沫板、S型钢-混凝土板和混凝土板-泡沫板三种耗能缓冲结构,并通过落锤冲击试验的研究结果与冲击动力学的基础知识相结合,得到以下结论:

(1)型钢-泡沫板结构主要通过闭孔多孔结构XPS泡沫板的延时缓冲和 Ω 型钢的塑性变形来消耗大部分冲击能量,并通过木工板分散冲击力,减小 Ω 型钢的局部凹陷变形,同时达到减小冲击力、延长冲击持续时间的目的,同步实现延时缓冲及变形耗能的特性,保护了平台板。与不设防护结构相比,设有该防护结构时冲击持续时间延长了4~5倍,最大冲击力约降至1/7,平均冲击力减至1/5~1/4,钢筋与混凝土的最大应变率量级由 10^5 s^{-1} 降至 $10^{-1} \sim 10^{-2} \text{ s}^{-1}$ 。

(2)型钢-混凝土结构主要通过两个阶段进行缓冲耗能,首先通过防护结构上层的钢筋混凝土层的破碎进行能量消耗,并将冲击力分散,传递给下层的S型钢,S型钢拥有较大的变形空间,通过自身的压缩变形再次消耗一部分冲击能量。与不设防护结构相比,设有该防护结构时冲击持续时间延长了2~3倍,最大冲击力约降至1/4,平均冲击力约减至1/3,钢筋与混凝土的最大应变率量级由 10^5 s^{-1} 降至 $10^{-2} \sim 10^0 \text{ s}^{-1}$ 。

(3)混凝土-泡沫板结构的缓冲耗能首先通过最上层的粉质黏土层,粉质黏土由于土颗粒之间天然形成孔隙,在冲击力压缩的过程中延长了整个冲击过程的行驶路径及冲击持续时间,起到了良好的缓冲作用。当冲击能量穿过上层的粉质黏土层到达中层的素混凝土板时,素混凝土板发生的破裂破坏带走一部分能量,并将较为集中的冲击力进行了分散,使其更均匀地传递给下层的XPS泡沫板,从而使XPS泡沫板在进行缓冲耗能作用时不再因过于集中的受力形式而整体利用面积率低下。在相对均匀的冲击力作用下,XPS泡沫板的利用率大大提升,有效提高了结构的缓冲耗能防护效果。与不设防护结构相比,设有该防护结构时最大冲击力只有无防护的8%~9%,冲击持续时间延长9~10倍,平均冲

击力减至8%左右,冲击能比系数降低80%~90%,具有良好的缓冲耗能性能。

(4)三种防护结构均不同程度地保护了冲击平台板的大范围破坏。对比三种防护结构,可知作为柔性层的XPS泡沫板具有良好的缓冲作用,通过自身的压缩变形增加了落锤冲击的行程,延长了冲击持续时间,而作为刚性层的混凝土板能够有效分散冲击力,进而充分发挥柔性层的缓冲性能,增强防护结构整体缓冲效果。

参考文献:

- [1] 何思明. 崩塌滚石灾害形成演化机理与减灾关键技术[M]. 北京: 科学出版社, 2015.
- [2] 汪敏, 石少卿, 阳友奎. 柔性棚洞在落石冲击作用下的数值分析[J]. 工程力学, 2014, 31(5): 151-157.
WANG Min, SHI Shaoqing, YANG Youkui. Numerical simulation of a flexible rock shed under the impact of a rockfall [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(5): 151-157.
- [3] de Miranda S, Gentilini C, Gottardi G, et al. Virtual testing of existing semi-rigid rockfall protection barriers [J]. Engineering Structures, 2015, 85: 83-94.
- [4] Castanon-Jano Laura, Blanco-Fernandez Elena, Castro-Fresno Daniel, et al. Use of explicit FEM models for the structural and parametrical analysis of rockfall protection barriers[J]. Engineering Structures, 2018, 166: 212-226.
- [5] Zhu Z H, Yin J H, Qin J Q, et al. A new discrete element model for simulating a flexible ring net barrier under rockfall impact comparing with large-scale physical model test data[J]. Computers and Geotechnics, 2019, 116: 103208.
- [6] 王东坡, 何思明, 李新坡, 等. 滚石冲击闭孔泡沫铝夹芯板耗能缓冲机理研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2016, 48(1): 43-49.
WANG Dongpo, HE Siming, LI Xinpo, et al. Study on the dissipating effects of aluminum foam sandwich panel under rockfall impact [J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2016, 48(1): 43-49.
- [7] 裴向军, 刘洋, 王东坡. 滚石冲击棚洞砂土垫层耗能缓冲机理研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2016, 48(1): 15-22.
PEI Xiangjun, LIU Yang, WANG Dongpo. Study on the energy dissipation of sandy cushions on the rockshed under rockfall impact load [J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2016, 48(1): 15-22.
- [8] 李欢欢, 张俊发, 陶磊, 等. 屋面防护落石冲击缓冲材

- 料评述[J]. 电网与清洁能源, 2013, 29(5):73-79.
- LI Huanhuan, ZHANG Junfa, TAO Lei, et al. A review of the roof protective buffer materials for rockfall impacts[J]. Power System and Clean Energy, 2013, 29(5):73-79.
- [9] 张山, 张俊发, 陶磊, 等. S型钢龙骨-夹芯板防护层的落石冲击缓冲性能试验研究[J]. 振动与冲击, 2017, 36(24):148-155.
- ZHANG Shan, ZHANG Junfa, TAO Lei, et al. Tests for cushion performance of a protective layer with S-shaped steel joist and sandwich slab under rockfall impact [J]. Journal of Vibration and Shock, 2017, 36(24): 148-155.
- [10] 高亮, 刘维维, 陶磊, 等. 电力构筑物缓冲垫层的落石冲击试验及结构的冲击响应[J]. 山地学报, 2018, 36(3): 401-410.
- GAO Liang, LIU Weiwei, TAO Lei, et al. Rockfall impact test and response of electrical structure taking cushion layer[J]. Mountain Research, 2018, 36(3): 401-410.
- [11] Boonkong T, Shen Y O, Guan Z W, et al. The low velocity impact response of curvilinear-core sandwich structures[J]. International Journal of Impact Engineering, 2016, 93(7): 28-38.
- [12] Zhou Ping, Beeh Elmar, Kriescher Michael, et al. Experimental comparison of energy absorption characteristics of polyurethane foam-filled magnesium and steel beams in bending[J]. International Journal of Impact Engineering, 2016, 93(7): 76-87.
- [13] 赵唯以, 郭全全. 低速冲击下双钢板混凝土组合墙的力学性能研究[J]. 土木工程学报, 2018, 51(11): 88-94.
- Zhao Weiyi, Guo Quanquan. Study on behavior of double-skin steel-concrete composite walls subjected to low-velocity impact[J]. China Civil Engineering Journal, 2018, 51(11): 88-94.
- [14] 贾鹏程, 吴昊, 方秦. 基于CSC模型的UHPC构件侧向低速冲击分析[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(8): 169-182.
- JIA Pengcheng, WU Hao, FANG Qin. Low-velocity lateral impact analyses of UHPC members based on CSC model[J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(8):169-182.
- [15] Xie Ruihong, Fan Wei, Liu Bin, et al. Dynamic behavior and vulnerability analysis of bridge columns with different cross-sectional shapes under rockfall impacts[J]. Structures, 2020, 26:471-486.
- [16] 程鹏, 李伟, 翟敏刚, 等. 双层泡沫铝夹芯板抗滚石冲击结构性能优化研究[J]. 振动与冲击, 2018, 37(5): 85-91.
- CHENG Peng, LI Wei, ZHAI Mingang, et al. Structure performance optimization of double-layer aluminum foam sandwich panels under rockfalls impact[J]. Journal of Vibration and Shock, 2018, 37(5): 85-91.

Experimental study on energy dissipation and buffering of rigid flexible laminated protective structure of pier under rockfall impact

GAO Liang, CHANG Yi-de, ZHANG Jun-fa

(Department of Civil Engineering, School of Civil Engineering and Architecture, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China)

Abstract: The rockfall impact disaster of engineering structures in mountainous areas is significant, and the energy dissipation buffer protection structure can effectively reduce the impact disaster. In view of the impact protection of piers, three energy dissipation structures are designed, including steel section-foam board, section steel-concrete and foam board-concrete. By analyzing the failure mode and dynamic response process of three kinds of protective structures under rockfall, the energy dissipation mechanism of rigid flexible laminated protective structure is revealed. The test results show that the impact energy can be effectively diffused to the internal flexible buffer layer by using the rigid outer layer, so as to give full play to the energy dissipation of the rigid layer and buffering performance of the flexible layer; The concrete foam board protection structure has the best comprehensive performance. Compared with the non-protective structure, it can extend the impact duration of the rockfall impact reinforced concrete test board 9~10 times, and the average impact force is reduced to less than 1/10, which has good energy dissipation and cushioning performance.

Key words: rigid flexible laminated protective structure; pier; rockfall impact; energy dissipation and buffering; dynamic impact test

作者简介: 高亮(1984—),女,博士,讲师。E-mail:156820773@qq.com。