

UDC

中华人民共和国行业标准

P

TB

TB 10025—2006
J 127—2006

铁路路基支挡结构设计规范

Code for design on retaining structures
of railway subgrade

2006-06-25 发布

2006-06-25 实施

中华人民共和国铁道部 发布

统一书号：15113·2337

定 价： 20.00 元

中华人民共和国行业标准

铁路路基支挡结构设计规范

Code for design on retaining structures
of railway subgrade

TB 10025—2006

J 127—2006

主编单位：铁道第二勘察设计院

批准部门：中华人民共和国铁道部

施行日期：2006 年 6 月 25 日

中 国 铁 道 出 版 社

2009 年 · 北 京

中华人民共和国行业标准
铁路路基支挡结构设计规范
TB 10025—2006
J 127—2006

*

中国铁道出版社出版发行
(100054, 北京市宣武区右安门西街8号)
中国铁道出版社印刷厂印

开本: 850 mm × 1 168 mm 1/32 印张: 4.25 字数: 106 千字
2006 年 8 月第 1 版 2009 年 7 月第 3 次印刷

统一书号: 15113 · 2337 定价: 20.00 元

版权所有 侵权必究

凡购买铁道版的图书, 如有缺页、倒页、脱页者, 请与本社发行部调换。

联系电话: 路 (021) 73170, 市 (010) 51873172

[http: //www. tdpress. com](http://www.tdpress.com)

关于发布《铁路路基支挡结构设计规范》的通知

铁建设〔2006〕118号

《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025—2006)，经审查现予发布（另发单行本），自发布之日起施行。原发《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025—2001)同时作废。

本标准由铁道部建设管理司负责解释，由铁路工程技术标准所、中国铁道出版社组织出版发行。

中华人民共和国铁道部

二〇〇六年六月二十五日

前 言

本规范是根据铁道部《关于印发〈2004 年铁路工程建设规范、定额、标准设计编制计划〉的通知》(铁建设函〔2004〕42号)的要求,在《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025—2001)基础上修订而成的。

本规范在修订过程中,认真总结了我国铁路路基支挡结构设计、施工及运营中的经验和教训,借鉴了国内外有关标准的规定。

工程技术人员必须按照“以人为本、服务运输、强本简末、系统优化、着眼发展”的铁路建设理念,结合工程具体情况,因地制宜,充分发挥主观能动性,积极采取安全、可靠、先进、成熟、经济、适用的新技术,不能生搬硬套标准。勘察设计单位执行(或采用)单项或局部标准,并不免除设计单位及设计人员对整体工程和系统功能质量问题应承担的法律责任。

本规范共分 12 章,内容包括:总则、术语、重力式挡土墙、短卸荷板式挡土墙、悬臂式和扶壁式挡土墙、锚杆挡土墙、锚定板挡土墙、加筋土挡土墙、土钉墙、抗滑桩、桩板式挡土墙和预应力锚索等,另有 3 个附录。

本次修订的主要内容有:

1. 适用范围修改为旅客列车设计行车速度等于或小于 200 km/h、货物列车设计行车速度等于或小于 120 km/h。
2. 增加了路基支挡结构混凝土结构耐久性设计的有关要求。
3. 增加了路基支挡结构设计应考虑列车动载的影响,架桥机等运架设备应作为临时荷载进行验算的规定。
4. 删除了使用浆砌片石的内容,修订了重力式挡土墙等支

挡结构的材料要求。

5. 增加了悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙的结构设计可参照《混凝土结构设计规范》(GB50010) 按极限状态法设计的规定。

6. 增加了悬臂式挡土墙、扶壁式挡土墙和桩板墙对轨道及列车荷载产生的土压力可按弹性理论计算的规定。

7. 修订了加筋土挡土墙的适用范围,增加了路堤式加筋土挡墙的有关内容。

8. 增加了膨胀土地段不得使用土钉墙的规定。

9. 增加了预应力锚索的锚索板、锚索地梁、格子梁、预应力锚索桩等设计内容,删除了临时性工程的有关内容。

本规范以黑体字标志的条文为强制性条文,必须严格执行。

在执行本规范过程中,希望各单位结合工程实践,认真总结经验,积累资料。如发现需要修改和补充之处,请及时将意见及有关资料寄交铁道第二勘察设计院(四川省成都市通锦路3号,邮政编码:610031),并抄送铁道部经济规划研究院(北京市海淀区羊坊店路甲8号,邮政编码:100038),供今后修订时参考。

本规范由铁道部建设管理司负责解释。

本规范主编单位:铁道第二勘察设计院。

本规范参编单位:铁道第一勘察设计院、铁道第三勘察设计院、铁道第四勘察设计院。

本规范主要起草人:李海光、高志伟、李安洪、赖紫辉、罗一农、彭泽仁、曾长贤。

目 次

1	总 则	1
2	术 语	4
3	重力式挡土墙	6
3.1	一般规定	6
3.2	设计荷载	7
3.3	计 算	9
3.4	地基与基础	12
3.5	构造要求	13
4	短卸荷板式挡土墙	15
4.1	一般规定	15
4.2	设计荷载及计算	15
4.3	构造要求	18
5	悬臂式和扶壁式挡土墙	19
5.1	一般规定	19
5.2	设计荷载及计算	21
5.3	构造要求	23
6	锚杆挡土墙	24
6.1	一般规定	24
6.2	设计荷载及计算	24
6.3	构造要求	27
7	锚定板挡土墙	28
7.1	一般规定	28
7.2	设计荷载及计算	28
7.3	构造要求	31

8	加筋土挡土墙	33
8.1	一般规定	33
8.2	设计荷载及计算	34
8.3	构造要求	38
9	土钉墙	41
9.1	一般规定	41
9.2	设计荷载及计算	42
9.3	构造要求	46
10	抗滑桩	47
10.1	一般规定	47
10.2	设计荷载及计算	47
10.3	构造要求	52
11	桩板式挡土墙	53
11.1	一般规定	53
11.2	设计荷载及计算	53
11.3	构造要求	55
12	预应力锚索	57
12.1	一般规定	57
12.2	设计荷载及计算	57
12.3	构造要求	60
附录 A	列车和轨道荷载换算土柱高度及分布宽度	63
附录 B	抗滑桩设计参考值	65
附录 C	锚杆、锚索设计参考值	68
	本规范用词说明	71
	《铁路路基支挡结构设计规范》条文说明	72

1 总 则

1.0.1 为统一铁路路基支挡结构设计技术标准，使路基支挡结构设计符合安全适用、技术先进、经济合理的要求，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于铁路网中客货列车共线运行、旅客列车设计行车速度等于或小于200 km/h、货物列车设计行车速度等于或小于120 km/h标准轨距铁路路基支挡结构的设计。

1.0.3 路基支挡结构设计应贯彻国家技术、经济政策，按照全面规划、远期近期结合、统筹兼顾的原则，广泛收集资料，认真进行调查研究和选定方案。

1.0.4 路基支挡结构设计应积极采用新技术、新结构、新材料、新工艺。

1.0.5 路基工程在下列情况下应修筑支挡结构：

1 为减少路堑边坡薄层开挖、路堤边坡薄层填方地段或为加强路堤本体稳定地段的陡坡路基；

2 为避免大量挖方、降低边坡高度或加强边坡稳定性的路堑地段；

3 不良地质条件下的加固地基、边坡、山体、危岩或拦挡落石地段；

4 受水流冲刷影响路堤稳定的沿河、滨海路堤地段；

5 为节约用地、少占农田或为保护重要的既有建筑物地段；

6 为保护生态环境地段；

7 其他特殊条件需要的地段。

1.0.6 路基支挡结构设计应符合下列要求：

1 在各种设计荷载组合下，支挡结构应满足稳定性、坚固

性和耐久性的要求，结构类型及设置位置应安全可靠、经济合理、便于施工养护，使用的材料应保证耐久、耐腐蚀；

2 支挡结构设计时，必须查明山体 and 地基的工程地质、水文地质条件，合理选择岩土的物理力学参数；

3 支挡结构的抗震设计应符合《铁路工程抗震设计规范》（GB 50111）的有关规定；

4 路堤或路肩挡土墙的墙后填料及其压实度应符合铁道部现行相关规范的规定；

5 支挡结构与桥台、隧道洞门、既有支挡结构连接时，应衔接平顺；

6 城市及风景区的支挡结构形式及墙面，宜与其他相邻建筑物相协调；

7 站场路肩挡土墙顶面设施，应兼顾调车作业的安全性及方便性；

8 电气化铁路区段及埋设电缆区段的路肩挡土墙应预留电杆及电缆的坑、槽、沟、洞位置，并统筹考虑各专业工程的衔接与配合；

9 支挡结构地段的防排水设计，应与路基排水设施协调，形成完善的排水系统。

10 钢筋混凝土结构中的普通受力钢筋，可采用 HRB 400 钢和 HRB 335 钢。

11 按极限状态法设计的结构，设计参数的选取、结构计算和构造要求等执行现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）有关规定；按容许应力法设计的结构，设计参数的选取、结构计算和构造要求等执行现行《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》（TB 10002.3）有关规定。

1.0.7 混凝土结构耐久性设计应符合铁路混凝土耐久性设计的有关要求。钢筋混凝土结构设计使用年限为 60 年。

1.0.8 作用于路基上的列车荷载应采用中华人民共和国铁路标

准活载，活载分布于路基面上的宽度，自轨枕两端向下按 45° 扩散角计算。轨道和列车荷载按换算土柱法计算，其换算土柱的高度和分布宽度应符合本规范附录 A 的规定。设计中应考虑列车动载的影响。架桥机等运架设备应作为临时荷载进行验算。

1.0.9 路肩挡土墙的平面位置，在直线地段应按路基宽度确定，曲线地段宜按折线形布置，并应符合曲线路基加宽的规定。在转折处应设沉降缝断开。

1.0.10 增建第二线，在并行不等高的两线间设置支挡结构时，应根据路基情况、地基基础状态、施工对行车干扰等因素确定方案。

1.0.11 对挡土墙基底下持力层范围内的软弱层或挡土墙位于斜坡上时，应检算其整体稳定性。挡土墙整体稳定系数不得小于 1.25，沉降变形应满足有关的控制要求。

1.0.12 防护栏杆立柱及扶手的水平推力应按 0.75 kN/m 作用在立柱顶上计算，并按 1 kN 集中荷载检算。路肩挡土墙设置防护栏杆地段应符合下列规定：

1 墙顶高出地面 2 m 且连续长度大于 10 m 时；

2 墙趾下为悬崖陡坎或地面横坡陡于 $1:1$ 、连续长度大于 20 m 的山坡时；

3 车站有调车作业地段。

1.0.13 本规范第 1.0.12 条第 1、2 款地段两端各延长 5 m 的范围内，应在靠山侧铺设单侧护轨。

1.0.14 当挡土墙较高时，应根据需要设置台阶或检查梯。

1.0.15 路基支挡结构设计除应符合本规范外，尚应符合国家现行的有关强制性标准的规定。

2 术 语

2.0.1 一般地区 general area

除浸水地区、高烈度地震区、不良地质地区和特殊岩土地区以外的地区。

2.0.2 重力式挡土墙 gravity retaining wall

依靠墙体自重抵抗土压力、防止土体坍滑的支挡结构。

2.0.3 衡重式挡土墙 balance weight retaining wall

以填土重力和墙体自重共同抵抗土压力的支挡结构。

2.0.4 卸荷板 relieving slab

用以减小衡重式挡土墙下墙土压力、增加全墙抗倾覆稳定的构件。

2.0.5 悬臂式挡土墙 cantilever retaining wall

由立臂式面板、墙趾板、墙踵板三部分组成采用钢筋混凝土材料建造的支挡结构。

2.0.6 扶壁式挡土墙 counterfort retaining wall

在悬臂式挡土墙沿墙长度方向每隔一定距离增设一道扶壁，将立臂式面板与墙踵板连接支固的支挡结构。

2.0.7 锚杆挡土墙 anchored wall

由肋柱、面板、锚杆组成，靠锚杆拉力维持土体稳定的支挡结构。

2.0.8 锚定板挡土墙 anchor slab wall

由墙面系、钢拉杆、锚定板和填土共同组成的支挡结构。

2.0.9 锚定板抗拔力 pull out resistance of anchor slab

锚定板前方土体受压缩时所提供的抗力。

2.0.10 加筋土挡土墙 reinforced soil wall

由墙面系、拉筋和填土共同组成的支挡结构。

2.0.11 抗滑桩 slide-resistant pile

由锚固段侧向地基抗力抵抗悬臂段的土压力或滑坡下滑力的横向受力桩。

2.0.12 桩板式挡土墙 pile-sheet retaining wall

在桩间设挡土板等结构来稳定土体的支挡结构。

2.0.13 土钉墙 soil nailing retaining wall

在土质或破碎软弱岩质路堑边坡中设置钢筋土钉，靠土钉拉力维持边坡稳定的支挡结构。

2.0.14 预应力锚索 prestressed anchored cables

通过对锚索施加张拉力使岩土体达到稳定状态或改善结构内部应力状况的支挡结构。

2.0.15 地震动峰值加速度 seismic peak ground acceleration

与地震动加速度反应谱最大值相应的水平加速度。

3 重力式挡土墙

3.1 一般规定

3.1.1 一般地区、浸水地区、地震地区和特殊岩土地区的路肩、路堤和路堑等部位，可采用重力式（或衡重式）挡土墙。路肩、路堤和土质路堑挡土墙高度不宜大于 10 m，石质路堑挡土墙不宜大于 12 m。

3.1.2 重力式挡土墙墙身材料应采用混凝土或片石混凝土，其强度等级及适用范围应按表 3.1.2 采用。

表 3.1.2 重力式挡土墙材料强度等级与适用范围

材料种类	重度(kN/m ³)	混凝土强度等级	适用范围
混凝土或片石混凝土	23	C15	$t \geq -15^{\circ}\text{C}$ 地区
		C20	浸水及 $t < -15^{\circ}\text{C}$ 地区

注：表中 t 系最冷月平均气温。

3.1.3 重力式挡土墙可按容许应力法计算。混凝土、片石混凝土的容许应力值应按表 3.1.3 采用。

表 3.1.3 混凝土、片石混凝土的容许应力 (MPa) 值

应力种类	符号	混凝土强度等级			
		C30	C25	C20	C15
中心受压	$[\sigma_c]$	8.0	6.8	5.4	4.0
弯曲受压及偏心受压	$[\sigma_b]$	10.0	8.5	6.8	5.0
弯曲拉应力	$[\sigma_{bl}]$	0.55	0.50	0.43	0.35

续表 3.1.3

应 力 种 类	符 号	混 凝 土 强 度 等 级			
		C30	C25	C20	C15
纯剪应力	$[\tau_c]$	1.10	1.00	0.85	0.70
局部承压应力	$[\sigma_{cl}]$	$8.0 \times \sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$6.8 \times \sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$5.4 \times \sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$4.0 \times \sqrt{\frac{A}{A_c}}$

- 注：1 片石混凝土的容许压应力同混凝土，片石掺用量不大于总体积的 20%；
 2 A 为计算底面积， A_c 为局部承压面积。

3.2 设 计 荷 载

3.2.1 作用在挡土墙上的力应按表3.2.1所列荷载进行组合。

表 3.2.1 挡土墙荷载

荷 载 分 类	荷 载 名 称
主 力	墙背岩土主动土压力 墙身重力及位于挡土墙顶面上的恒载 轨道及列车荷载产生的土压力、离心力、摇摆力 基底的法向反力及摩擦力 常水位时静水压力和浮力
附加力	设计水位的静水压力和浮力 水位退落时的动水压力 波浪压力 冻胀力和冰压力
特殊力	地震力 施工及临时荷载 其他特殊力

- 注：1 常水位系指每年大部分时间保持的水位；
 2 冻胀力和冰压力不与波浪压力同时计算；
 3 洪水和地震不同时考虑。

3.2.2 浸水挡土墙应从设计水位及以下选择最不利水位作为计算水位。

3.2.3 浸水挡土墙墙背填料为渗水土时，可不计墙身两侧静水压力和墙背动水压力。

3.2.4 墙身所受浮力，应根据地基地层的浸水情况按下列原则确定：

1 碎石类土、砂类土（细砂、粉砂除外）和节理很发育的岩石地基，按计算水位的 100% 计算；

2 节理不发育的岩石地基按计算水位的 50% 计算。

3.2.5 当主力与附加力、特殊力组合时，应将材料的容许应力（纯剪应力除外）乘以不同的提高系数。当主力与附加力组合时乘以 1.30，当主力与特殊力组合时乘以 1.40；当主力与地震力组合时，应符合现行《铁路工程抗震设计规范》(GB50111) 的规定。

当主力与附加力组合时，地基容许承载力可乘以 1.20。当挡土墙按有荷载、无荷载计算，其基底合力距偏心距为负值时，墙踵基底压应力可超过地基容许承载力，一般地区最大不得超过 30%，浸水地区不得超过 50%，但平均压应力不得超过地基容许承载力。当主力加地震力时，应符合现行《铁路工程抗震设计规范》(GB50111) 的规定。

3.2.6 单线铁路挡土墙应按有列车荷载与无列车荷载进行检算；双线铁路及站场内的挡土墙，除按有列车荷载进行检算外，尚应按邻近挡土墙的一线、二线有列车荷载与无列车荷载等组合进行检算。

3.2.7 作用在墙背上的主动土压力，可按库仑理论计算。

3.2.8 墙背俯斜度较大、土体中出现第二破裂面时，应按第二破裂面法计算土压力。

3.2.9 墙背为折线形时，可简化为两直线段计算土压力，其下墙段的土压力可用力多边形法计算。

3.2.10 挡土墙前的被动土压力可不计算。当基础埋置较深且地层稳定、不受水流冲刷和扰动破坏时，根据墙身的位移条件，可采用 $1/3$ 被动土压力值。

3.2.11 墙背填料的物理力学指标应根据试验资料确定。有经验时，也可按表 3.2.11 采用。路堑挡土墙墙背地层的物理力学指标，可根据边坡设计的数据综合确定。

表 3.2.11 填料的物理力学指标

填 料 种 类		综合内摩擦角 ϕ_0	内摩擦角 ϕ	重度(kN/m ³)
细粒土(有 机土除外)	墙高 $H \leq 6$ m	35°	—	18、19
	6 m < 墙高 $H \leq 12$ m	30°~35°		
砂 类 土		—	35°	19、20
碎石类、砾石类土		—	40°	20、21
不易风化的块石类土		—	45°	21、22

- 注：1 计算水位以下的填料重度采用浮重度；
 2 填料的重度可根据填料性质和压实等情况作适当修正；
 3 全风化岩石、特殊土的 ϕ 、 c 值宜根据试验资料确定。

3.2.12 土与墙背间的摩擦角应根据墙背的粗糙程度、土质和排水条件确定。有经验时，也可按表 3.2.12 所列数值采用。

表 3.2.12 土与墙背间的摩擦角 δ

墙 背 墙身材料	巨粒土及粗粒土	细粒土(有机土除外)
混凝土或片石混凝土	$\phi/2$	$\phi_0/2$
第二破裂面或假想墙背土体	ϕ	ϕ_0

- 注：1 ϕ 为土的内摩擦角， ϕ_0 为土的综合内摩擦角；
 2 当按表计算的 $\delta > 30^\circ$ 时，采用 $\delta = 30^\circ$ 。

3.3 计 算

3.3.1 挡土墙沿基底的抗滑动稳定系数 K_c 应分别按下列公式计算：

非浸水

$$K_c = \frac{[\sum N + (\sum E_x - E'_x) \cdot \tan \alpha_0] \cdot f + E'_x}{\sum E_x - \sum N \cdot \tan \alpha_0} \quad (3.3-1)$$

浸 水

$$K_c = \frac{(\sum N - \sum N_w + \sum E_x \cdot \tan \alpha_0) \cdot f}{\sum E_x - (\sum N - \sum N_w) \cdot \tan \alpha_0} \quad (3.3-2)$$

式中 $\sum N$ ——作用于基底上的总垂直力 (kN);
 $\sum E_x$ ——墙后主动土压力的总水平分力 (kN);
 E'_x ——墙前土压力的水平分力 (kN);
 $\sum N_w$ ——墙身的总浮力 (kN);
 α_0 ——基底倾斜角 (°);
 f ——基底与地层间的摩擦系数。

当为倾斜基底时, 应检算沿地基水平方向的滑动稳定性。基底下有软弱土层时, 应检算该土层的滑动稳定性。

3.3.2 基底与地层间的摩擦系数, 宜根据试验资料确定。在有经验时, 也可采用表 3.3.2 所列值。

表 3.3.2 基底与地基间的摩擦系数 f

地 基 类 别	f
硬塑黏土	0.25~0.30
粉质黏土、粉土、半干硬的黏土	0.30~0.40
砂类土	0.30~0.40
碎石类土	0.40~0.50
软质岩	0.40~0.60
硬质岩	0.60~0.70

3.3.3 挡土墙抗倾覆稳定系数 K_0 应按下式计算:

$$K_0 = \frac{\sum M_y}{\sum M_0} \quad (3.3.3)$$

式中 $\sum M_y$ ——稳定力系对墙趾的总力矩 (kN·m);
 $\sum M_0$ ——倾覆力系对墙趾的总力矩 (kN·m)。

3.3.4 挡土墙抗滑动稳定系数 K_c 不应小于 1.3, 抗倾覆稳定系数 K_0 不应小于 1.6。

计入附加力时, K_c 不应小于 1.2, K_0 不应小于 1.4。架桥机等

运架设备临时荷载作用下, K_c 不应小于 1.05, K_0 不应小于 1.1。

3.3.5 挡土墙基底合力的偏心距应按下列公式计算:

$$e = \frac{B}{2} - c = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_y - \sum M_0}{\sum N} \quad (3.3.5)$$

式中 e ——基底合力的偏心距 (m): 当为倾斜基底时, 为倾斜基底合力的偏心距; 土质地基不应大于 $B/6$, 岩石地基不应大于 $B/4$;

B ——基底宽度 (m), 倾斜基底为其斜宽;

c ——作用于基底上的垂直分力对墙趾的力臂 (m);

$\sum N$ ——作用于基底上的总垂直力 (kN)。

当为倾斜基底时, 作用于其上的总垂直力为

$$\sum N' = \sum N \cdot \cos \alpha_0 + \sum E_x \cdot \sin \alpha_0$$

3.3.6 基底压应力 σ 应按下列公式计算:

$$\text{当 } |e| \leq \frac{B}{6} \text{ 时, } \sigma_{1,2} = \frac{\sum N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (3.3.6-1)$$

$$\text{当 } e > \frac{B}{6} \text{ 时, } \sigma_1 = \frac{2 \sum N}{3c}, \sigma_2 = 0 \quad (3.3.6-2)$$

$$\text{当 } e < -\frac{B}{6} \text{ 时, } \sigma_1 = 0, \sigma_2 = \frac{2 \sum N}{3(B-c)} \quad (3.3.6-3)$$

式中 σ_1 ——挡土墙趾部的压应力 (kPa);

σ_2 ——挡土墙踵部的压应力 (kPa)。

基底平均压应力不应大于基底的容许承载力 $[\sigma]$ 。

3.3.7 墙身截面强度检算应符合下列要求:

1 检算截面的合力偏心距 e' :

当按主力计算时 $|e| \leq 0.3B'$

当按主力加附加力计算时 $|e| \leq 0.35B'$

式中 B' ——墙身截面宽度 (m)。

2 检算截面的法向压应力, 不应大于所用材料的容许压应

力。当计算的最小应力为负值时，应小于所用材料的容许抗弯曲拉应力，并应检算不计材料承受拉力时受压区应力重新分布的最大压应力，其值不得大于容许压应力。

3 必要时墙身截面应作剪应力检算。

3.4 地基与基础

3.4.1 挡土墙基底宜采用明挖基础。当基坑开挖较深且边坡稳定性较差时，应采取临时支护措施；当基底为松软土层时，可采用加宽基础、换填土或地基处理等措施。水下基坑开挖困难时，也可采用桩基础或沉井基础。

3.4.2 基础埋置深度的确定应符合下列要求：

1 埋置深度一般情况不应小于1.0 m。

2 当冻结深度小于或等于1.0 m 时，在冻结深度线以下不应小于0.25 m，且不应小于1.0 m。当冻结深度大于1.0 m 时，不应小于1.25 m，还应将基底至冻结线下0.25 m 深度范围内的地基土换填为非冻胀土。

3 受水流冲刷时，在冲刷线下不应小于1.0 m。

4 路堑挡土墙基底在路肩以下不应小于1.0 m，并低于侧沟砌体底面不小于0.2 m。

5 在软质岩层地基上不应小于1.0 m。

6 膨胀土地段基础埋置深度不宜小于1.5 m。

3.4.3 基础在稳定斜坡地面时，其趾部埋入深度和距地面的水平距离应符合表3.4.3的规定。

表 3.4.3 斜坡地面墙趾埋入深度和距地面的水平距离

地 层 类 别	埋入深度 (m)	距地面的水平距离 (m)
硬质岩层	0.60	1.50
软质岩层	1.00	2.00
土 层	≥1.00	2.50

3.4.4 基础位于较完整的硬质岩层构成的稳定陡坡上时，可采用台阶式基础，其最下一级台阶底宽不宜小于 1.0 m。

3.4.5 挡土墙位于纵向斜坡上，当基底纵坡大于 5% 时，应将基底设计为台阶形式。

3.4.6 挡土墙受滑动稳定控制时，可采用倾斜基底。一般地区挡土墙可设不大于 0.2:1 的斜坡。浸水地区挡土墙不宜设倾斜基底。

3.4.7 挡土墙受倾覆稳定、基底偏心或基底承载力控制时，可设置墙趾台阶，混凝土台阶的连线与竖直线间的夹角不应大于 45°。

3.4.8 明挖基础的基坑应及时回填夯实，顶面应设计为不小于 4% 的排水横坡。对黏土地基，墙底宜设置碎石土或灰土等垫层；对湿陷性黄土、膨胀土等特殊土地基，应采取消除湿陷或防止水流下渗的措施。

3.5 构造要求

3.5.1 支挡结构与路堤、路堑连接时，应符合下列规定：

1 支挡结构与路堤连接可采用锥体填土连接。挡土墙端部伸入路堤内不应小于 0.75 m。路堤锥体顺线路方向的坡度，当锥体边坡高度在 8 m 以内时不应陡于 1:1.25，在 20 m 以内时不应陡于 1:1.5。

2 路堤、路肩挡土墙端部嵌入原地层的深度，土质不应小于 1.5 m，弱风化岩层不应小于 1 m，微风化岩层不应小于 0.5 m。

3 路堑挡土墙应向两端顺延逐渐降低高度，并与路堑坡面平顺相接。

4 其他挡土墙按上述规定直接与路堤、路堑连接有困难时，可在其端部采用重力式挡土墙过渡或用其他端墙形式过渡。

3.5.2 混凝土或片石混凝土墙顶宽度不应小于 0.4 m。

3.5.3 路肩挡土墙顶部应设置帽石。帽石应采用混凝土制作，

其厚度不得小于 0.4 m，宽度不得小于 0.6 m，飞檐宽度应为 0.1 m。

3.5.4 沿墙长每隔 10~20 m 或与其他建筑物相接处应设置伸缩缝，在基底的地层变化处应设置沉降缝。伸缩缝和沉降缝可合并设置。缝宽采用 2~3 cm。缝内沿墙的内、外、顶三边填塞沥青麻筋或沥青木板，塞入深度不得小于 0.2 m。

3.5.5 当墙背为石质路堑或填石路堤时，可设置空缝。路肩、路堤挡土墙两端应设置锥体护坡。

3.5.6 挡土墙上应设置向墙外坡度不应小于 4% 的泄水孔，按上下左右每隔 2~3 m 交错布置，折线墙背的易积水处必须设置泄水孔。

3.5.7 泄水孔应采用管型材料，其进水侧应设置反滤层，反滤层应优先采用土工合成材料、无砂混凝土块或其他新型材料。无砂混凝土块或砂夹卵石反滤层的厚度不得小于 0.3 m，墙背为膨胀土的反滤层厚度不应小于 0.5 m。在靠近路肩或地面的最低一排泄水孔的进水口下部应设置隔水层。

4 短卸荷板式挡土墙

4.1 一般规定

4.1.1 地基承载力较高，墙高大于 6 m、小于等于 12 m 的一般地区路肩墙可采用短卸荷板式挡土墙。

4.1.2 短卸荷板式挡土墙由上、下墙和卸荷板组成，上、下墙高度比例宜为 4:6。墙身可采用片石混凝土或混凝土，一般情况下，混凝土强度等级应为 C20。短卸荷板采用钢筋混凝土，其受力钢筋直径不应小于 12 mm，设计使用年限为 60 年。

4.1.3 短卸荷板式挡土墙可按容许应力法设计，其容许应力值应按本规范表 3.1.3 采用。

4.2 设计荷载及计算

4.2.1 作用在短卸荷板式挡土墙上的荷载力系，应按本规范第 3.2.1 条、第 3.2.5 条和第 3.2.6 条的规定办理。

4.2.2 作用在墙背上的主动土压力可按库仑理论计算，其中上墙可按第二破裂面法计算，两破裂面交点在短卸荷板悬臂端；下墙可按力多边形法计算，土压力强度可简化为矩形分布，作用点为下墙墙高的 1/2 处（图 4.2.2）。

4.2.3 计算作用于短卸荷板上的竖向压力时，可先计算第二破裂面上的竖向分力，短卸荷板承受其长度相应部分投影的应力，再计算第二破裂面以下的土体重量，两者叠加为短卸荷板的竖向压力，在板上均匀分布，见图 4.2.3。

4.2.4 土与墙背间的摩擦角 δ ，可按本规范表 3.2.12 所列数值采用。

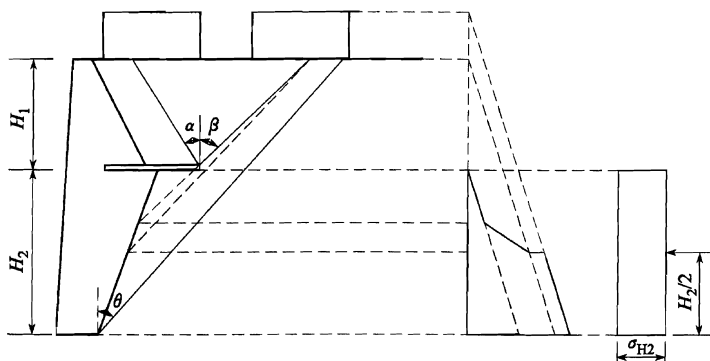


图 4.2.2 下墙土压力强度及作用点位置

α —上墙第二破裂角 ($^{\circ}$); β —上墙第一破裂角 ($^{\circ}$);
 θ —下墙破裂角 ($^{\circ}$); H_1 —上墙高度 (m); H_2 —下墙高度 (m)

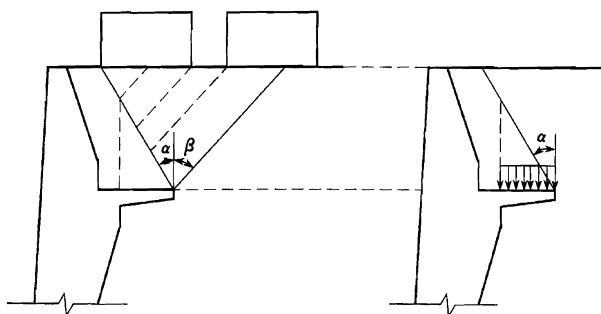


图 4.2.3 短卸荷板上的竖向压力及分布

α —上墙第二破裂角 ($^{\circ}$); β —上墙第一破裂角 ($^{\circ}$)

4.2.5 墙背填料的物理力学指标应根据试验资料确定。当填料为黏性土时,可采用抗剪强度相等的原则,换算综合内摩擦角代替其内摩擦角和黏聚力,稳定系数可采用 $K_c = 1.3$ 和 $K_0 = 1.6$ 。

4.2.6 当墙背填料的物理力学指标缺少试验数据时,可按表 3.2.11 选用内摩擦角或综合内摩擦角,稳定系数应根据填料黏聚力和墙高按表 4.2.6 取值。

表 4.2.6 稳定系数取值

墙高(m) 稳定系数	6 < H ≤ 10		10 < H ≤ 12	
	K_e	K_0	K_e	K_0
黏聚力(kPa)				
$c \leq 5.0$	1.30~1.40	1.60~1.70	1.40~1.45	1.60~1.75
$5.0 < c \leq 10.0$	1.30~1.50	1.60~1.80	1.50~1.60	1.80~1.90
$10.0 < c \leq 15.0$	1.30~1.60	1.60~1.90	1.60~1.75	1.90~1.95

- 注：1 相同填料，稳定系数应随墙高增大而增大；
 2 当无黏聚力实测值时，可根据填料的分类取值，即 A 组填料取小值、B 组填料取中值、C 组填料取大值。

4.2.7 短卸荷板式挡土墙的稳定性计算方法应符合本规范第3.3节的规定。

4.2.8 设计短卸荷板式挡土墙时，应对上、下墙之间和台阶上部处墙身截面进行强度检算。上、下墙之间截面强度检算的位置，可按图 4.2.8 选取。

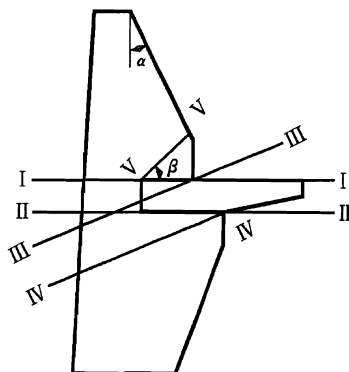


图 4.2.8 上、下墙之间截面强度检算位置

I—I、II—II 为截面的法向拉应力和水平剪应力，
 III—III、IV—IV、V—V 为斜截面的剪应力

在墙身截面强度检算中，上墙墙背的水平土压力可按实际墙背用库仑公式的计算值乘以 1.4 的系数计算；竖向土压力可不乘

系数。

4.2.9 短卸荷板长度和截面尺寸应通过计算确定，基底应力应按均匀分布考虑，同时满足本规范第 4.2.8 条规定的强度检算要求。其插入端长度宜控制在上墙底宽的 $1/2 \sim 2/3$ ，配筋设计可按悬臂梁结构计算。

4.3 构造要求

4.3.1 短卸荷板式挡土墙基底及基础埋置应符合本规范第 3.4 节的规定。

4.3.2 短卸荷板式挡土墙的构造要求应符合本规范第 3.5.1 条～第 3.5.4 条的规定。卸荷板顶面高度处墙体内应设置一排向墙外坡度不小于 4% 的泄水孔。

4.3.3 卸荷板与上墙墙体的接触面上，沿纵向每隔 30～40 cm 插入长度为 35 cm 的短钢筋。卸荷板插入部分应垫以 20 cm 厚的混凝土垫板，垫板应设构造钢筋。

4.3.4 卸荷板施工宜优先采用现浇混凝土。当采用预制混凝土板吊装施工时，卸荷板及垫板表面应粗糙，铺设时应铺垫水泥砂浆。

5 悬臂式和扶壁式挡土墙

5.1 一般规定

5.1.1 悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙应采用钢筋混凝土结构，设计使用年限为 60 年。扶壁式挡土墙不宜在不良地质地段或设计地震动峰值加速度 $0.2g$ 及以上的地区采用。悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙的结构形式，见图 5.1.1—1 及图 5.1.1—2。

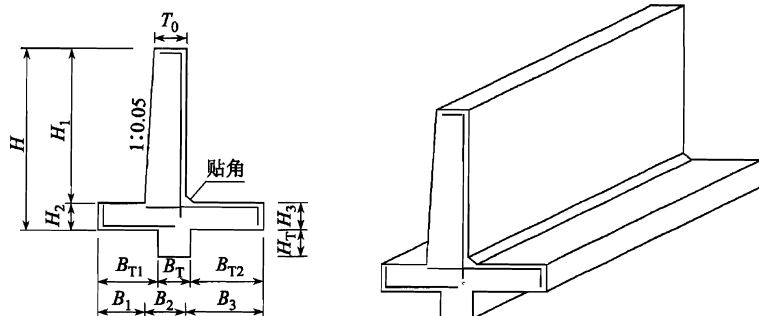


图 5.1.1—1 悬臂式挡土墙结构形式

图 5.1.1—1 和图 5.1.1—2 中：

H ——墙高

H_1 ——悬臂高度或立壁板高度

H_2 ——趾板高度

H_3 ——踵板高度

T_0 ——悬臂板或立壁板顶宽

B_1 ——趾板宽

B_2 ——悬臂板底宽

B_3 ——踵板宽
 B_{T1} ——凸榫外缘距墙趾的距离
 B_T ——凸榫宽度
 H_T ——凸榫高度
 B_{T2} ——凸榫内缘距墙踵的距离

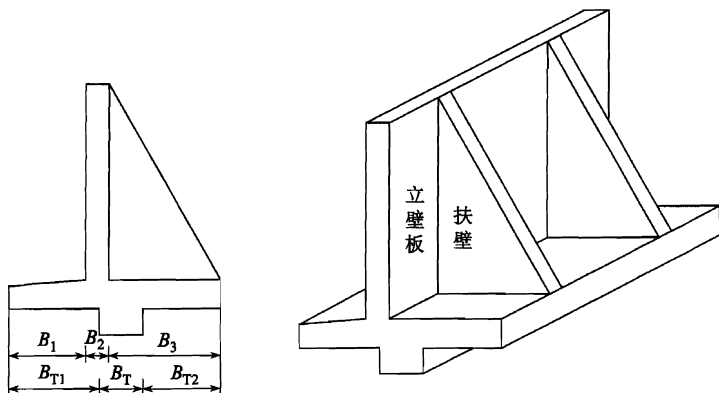


图 5.1.1—2 扶壁式挡土墙结构形式

5.1.2 墙的最大高度应符合下列规定：

- 1 悬臂式挡土墙高度不宜大于6 m，墙顶宽度不应小于0.2 m。当墙高大于4 m时，宜在墙面板前加贴角。
- 2 扶臂式挡土墙高度不宜大于10 m，墙顶宽度不宜小于0.3 m。

5.1.3 悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙的基础埋置深度应符合本规范第3.4节的有关要求。

5.1.4 悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙的结构设计可参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010) 按极限状态法设计，必要时采用容许应力法进行验证。按极限状态法设计时，荷载分项系数可采用1.65。土压力计算时，墙背填料的物理力学指标应符合本规范第3.2.11条的规定。

5.2 设计荷载及计算

5.2.1 悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙承受的荷载应符合本规范第3.2.1条的规定。

5.2.2 对于路肩式墙（墙顶以上填土小于1.0m），轨道及列车荷载在悬臂或扶壁上产生的侧向土压力及在踵板上产生的竖向土压力可按弹性理论条形匀布荷载作用下的土压应力公式计算。

1 荷载产生的水平土压应力应按下列公式计算：

$$\sigma_{hi} = \frac{\gamma h_0}{\pi} \left[\frac{bh_i}{b^2 + h_i^2} - \frac{h_i(b + l_0)}{h_i^2 + (b + l_0)^2} + \arctan \frac{b + l_0}{h_i} - \arctan \frac{b}{h_i} \right] \quad (5.2.2-1)$$

式中 σ_{hi} ——荷载产生的水平土压应力（kPa）；

b ——荷载内边缘至面板的距离（m）；

h_i ——墙背距路肩的垂直距离（m）；

h_0 ——荷载换算土柱高（m）；

l_0 ——荷载换算宽度（m）。

2 在踵板上荷载产生的竖向土压力应按下列公式计算：

$$\sigma_v = \frac{\gamma h_0}{\pi} \left(\arctan X_1 - \arctan X_2 + \frac{X_1}{1 + X_1^2} - \frac{X_2}{1 + X_2^2} \right) \quad (5.2.2-2)$$
$$X_1 = \frac{2x + l_0}{2(H_1 + H_s)}, \quad X_2 = \frac{2x - l_0}{2(H_1 + H_s)}$$

式中 σ_v ——荷载在踵板上产生的垂直压应力（kPa）；

x ——计算点至荷载中线的距离（m）；

H_1 ——悬臂板的高度（m）；

H_s ——墙顶以上填土高度（m）。

5.2.3 悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙的土压力按库仑理论计算时，可按第二破裂面法计算。当第二破裂面不能形成时，可用墙踵下缘与墙顶内缘的连线作为假想墙背进行计算。

5.2.4 计算挡土墙实际墙背和墙踵板的土压力时，可不计填料

与板的摩擦力。

5.2.5 计算挡土墙整体稳定和墙面板的内力时，可不计墙前土的作用；计算墙趾板内力时，应计算底板以上的填土重力。

5.2.6 悬臂式和扶壁式挡土墙的稳定性和基底应力计算，应符合本规范第 3.3.1 条～第 3.3.6 条的规定。

5.2.7 悬臂式挡土墙各部分均应按悬臂梁计算。

5.2.8 扶壁式挡土墙各部分可按下列方法简化计算：

1 作用于墙面板的荷载，可按墙高呈梯形分布，墙面板竖向弯矩沿墙高和沿线路方向的分布如图 5.2.8—1 所示。

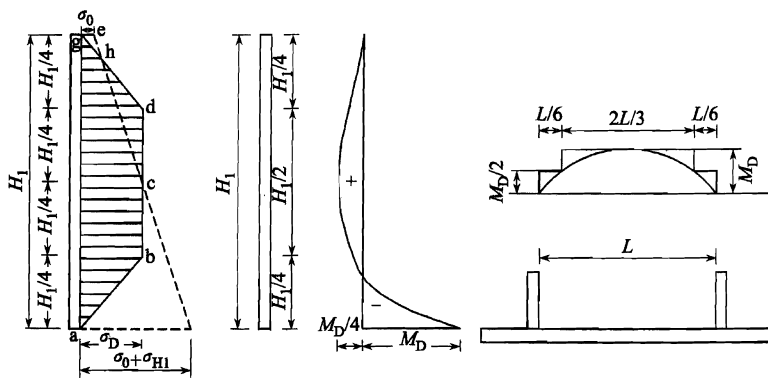


图 5.2.8—1 土压力竖直弯矩沿墙高及沿线路方向的分布

M_D —板跨中弯矩； H_1 —墙面板的高度；

σ_0 —由路基面以上荷载引起的法向土压应力；

σ_D —悬臂板中部土压应力，其值为 $\sigma_0 + 0.5\sigma_H$ ；

σ_H —墙面板底端由填料引起的法向土压应力； L —扶壁之间的净距

2 墙趾板应按悬臂板计算。

3 墙踵板纵向可视为扶壁支承的连续梁，不计墙面板对底板的约束；作用在墙踵板的荷载除计算板上的土压力及基底反力外，尚应计算由于墙趾板弯矩作用在墙踵板上产生的等代荷载；墙踵板横向荷载可不检算。

4 扶壁应按悬臂的 T 形梁计算，将墙面板视为梁的翼缘，扶壁视为梁的腹板，如图 5.2.8—2 所示。

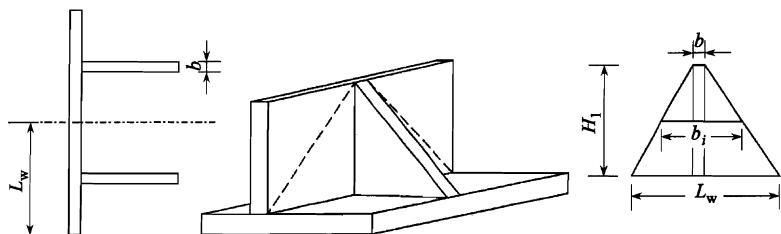


图 5.2.8—2 扶壁计算简化图式

L_w —扶壁计算单元长度； b ——扶壁厚度；

H_1 —立壁板高度； b_j —扶壁按悬臂的 T 形梁计算时的翼缘板长度

5 当挡土墙受滑动稳定控制时，应在墙的底面下设置防滑键（凸榫），其高度应保证键前土体不被挤出，厚度应满足键的直剪强度，但不应小于 0.3 m。

5.3 构造要求

5.3.1 伸缩缝的间距不应大于 20 m。沉降缝、泄水孔的设置应符合本规范第 3.5.3 条和第 3.5.4 条的规定。

5.3.2 墙身混凝土强度等级不宜低于 C30，受力钢筋直径不应小于 12 mm。

5.3.3 凸榫尺寸及位置不应改变，其榫槽混凝土应与底板混凝土同时灌注。

5.3.4 浇灌混凝土时，应一次完成浇灌。如有间断，第二次浇灌时，应保证新混凝土与已浇灌混凝土粘结牢固。

5.3.5 墙后填筑应在墙身混凝土强度达到设计强度的 70% 时进行。填料应分层夯实，反滤层应在填筑过程中及时施工。

5.3.6 墙面板（悬臂式挡土墙为悬臂板）、扶壁的混凝土保护层厚度应满足现行铁路混凝土结构耐久性设计的有关要求。趾板和踵板钢筋的混凝土保护层厚度不宜小于 70 mm。

5.3.7 裂缝最大宽度验算应满足现行铁路混凝土结构耐久性设计的有关要求。

6 锚杆挡土墙

6.1 一般规定

6.1.1 锚杆挡土墙适用于一般地区岩质路堑地段，设计使用年限为 60 年。

6.1.2 设计锚杆挡土墙时，应根据地质及工程具体情况，可选用肋柱式、板肋式、无肋柱式或格构式等结构形式。

6.1.3 设计肋柱式锚杆挡土墙时，根据地形可采用单级或多级。在多级墙上、下两级墙之间应设置平台，平台宽度不宜小于 2.0 m。每级墙高度不宜大于 8 m，可根据地质和施工条件确定，总高度不宜大于 18 m。

6.1.4 肋柱式锚杆挡土墙肋柱间距宜为 2~3 m，板肋式锚杆挡土墙肋柱的间距宜为 3~6 m，格构式锚杆挡土墙的肋柱间距宜为 3~5 m。肋柱可采用预制单根整柱，亦可采用分段拼装或就地灌注。

6.1.5 每级肋柱上的锚杆可设计为双层或多层。锚杆可按弯矩相等或支点反力相等的原则布置，向下倾斜，每层锚杆与水平面的夹角不应大于 45°，宜为 15°~25°，间距不应小于 2.0 m。

6.2 设计荷载及计算

6.2.1 作用于锚杆挡土墙墙背上的荷载组合，应符合本规范第 3.2 节的有关规定。

6.2.2 墙背主动土压力可按库仑理论计算其水平分力。墙背摩擦角应符合本规范第 3.2.12 条的规定。锚杆挡土墙为多级时，应分别计算其墙背土压力。

6.2.3 当采用逆作法施工柔性结构的多层锚杆挡土墙时，土压

力分布可按图 6.2.3 确定，其中的 e_{hk} 可按下式计算：

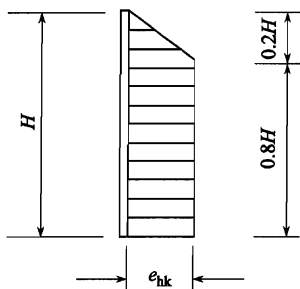


图 6.2.3 岩质边坡土压力分布

$$e_{hk} = \frac{E_{hk}}{0.9H} \quad (6.2.3)$$

式中 e_{hk} ——侧向岩土压力水平分力的应力分布标准值 (kPa)；
 E_{hk} ——根据库仑理论计算的侧向岩土压力合力的水平分力 (kN)；
 H ——挡土墙高度 (m)。

6.2.4 肋柱设计应符合下列规定：

- 1 作用于肋柱的荷载应按两肋柱中心之间的距离计算。
- 2 肋柱截面可采用矩形或 T 形，截面宽度或腹板宽度不得小于 30 cm。

3 设计装配式肋柱时，应考虑肋柱在搬运、吊装及施工过程中受力不均匀等情况，在肋柱的内外两侧配置通长的受力钢筋。

4 肋柱的锚杆拉力、肋柱的弯矩和剪力，应根据锚杆层数、柱底与基础的连接形式，按简支梁或连续梁计算。肋柱结构设计应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010) 的规定，荷载分项系数可采用 1.6。

6.2.5 装配式墙面板设计应符合下列规定：

- 1 墙面板可采用钢筋混凝土槽形板、空心板和矩形板。
- 2 墙面板可按以肋柱为支点的简支板计算，其计算跨度为

净跨度加板的两端搭接长度，搭接长度不得小于 10 cm。

3 墙面板的规格不宜过多。每种墙面板的计算荷载应为：沿板的宽度采用与其相应土压应力图示中的最大值，按均布荷载计算。板结构设计应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010) 的规定，板结构的荷载分项系数可采用 1.35。

6.2.6 现场灌筑的无肋柱式锚杆挡土墙，其墙面板的内力可分别沿竖直方向和水平方向取单位宽度按连续梁计算。计算荷载在竖直方向应取墙面板的土压应力，在水平方向应取墙面板所在位置土压应力的平均值。

6.2.7 锚杆的截面及长度应符合下列规定：

1 锚杆应按轴心受拉构件设计，其钢筋截面面积应按下式计算：

$$A_s = K \times N_t / f_y \quad (6.2.7-1)$$

式中 A_s ——钢筋的截面面积 (mm^2)；

N_t ——锚杆轴向承载力设计值 (N)；

K ——荷载安全系数，可采用 2.0~2.2；

f_y ——钢筋的抗拉设计强度 (N/mm^2)。

2 锚杆长度应包括非锚固长度和有效锚固长度。非锚固长度应根据肋柱与主动破裂面或滑动面的实际距离确定。有效锚固长度应根据锚杆的拉力按式 (6.2.7-2) 计算，并按式 (6.2.7-3) 验算锚杆与砂浆之间的容许粘结力。岩层中的有效锚固长度不宜小于 4.0 m，且不宜大于 10 m。

$$L_a = \frac{KN_t}{\pi D f_{rb}} \quad (6.2.7-2)$$

$$L_a = \frac{KN_t}{n\pi d \xi f_b} \quad (6.2.7-3)$$

式中 L_a ——锚固段长度 (mm)；

K ——安全系数，取 2.0~2.5；

D ——锚固体直径 (mm)；

d ——单根钢筋直径 (mm);

n ——钢筋根数;

f_{rb} ——水泥砂浆与岩石孔壁间的粘结强度设计值, 按附录 C 中表 C.0.1 采用;

f_b ——水泥砂浆与钢筋间的粘结强度设计值, 按附录 C 中表 C.0.2 采用;

ξ ——采用两根或两根以上钢筋时, 介面粘结强度降低系数, 取 0.60~0.85。

6.3 构造要求

6.3.1 肋柱和墙面板的混凝土强度等级宜为 C30。肋柱和墙面板钢筋的混凝土保护层厚度应满足铁路混凝土结构耐久性设计的有关要求。

6.3.2 裂缝最大宽度的验算应满足铁路混凝土结构耐久性设计的有关要求。

6.3.3 肋柱的基础应采用 C20 混凝土。各分级挡土墙之间的平台顶面, 宜用 C20 混凝土封闭, 其厚度宜为 15 cm, 并设 2% 横向向外排水坡。

6.3.4 锚杆钢筋宜选用带肋钢筋或高强精轧螺纹钢筋, 不宜采用镀锌钢材, 其直径宜为 18~32 mm。钢筋每孔不宜多于 3 根。锚杆未锚入地层部分应进行防锈处理。腐蚀环境下, 钢筋表面可采用环氧涂层等处理措施。

6.3.5 锚孔应严格执行灌浆施工工艺要求。当采用水冲洗影响锚杆的抗拔强度时, 应采用高压风吹净。

6.3.6 锚孔直径应根据锚杆的布置、灌浆管尺寸及钢筋支架位置确定。

6.3.7 锚孔注浆材料应采用水泥砂浆, 其强度等级不应低于 M30。注浆采用孔底注浆法。安装肋柱或墙面板应待锚孔砂浆达到设计强度的 70% 以上方可进行。

7 锚定板挡土墙

7.1 一般规定

7.1.1 一般地区路肩地段或路堤地段，锚定板挡土墙墙高不应大于10m，设计使用年限为60年。

7.1.2 锚定板挡土墙可采用肋柱式或无肋柱式结构。

7.1.3 设计锚定板挡土墙时，可根据地形采用单级或双级墙。单级墙的高度不宜大于6m，双级墙的总高度不宜大于10m。双级墙上、下两级之间宜设置平台，平台宽度不宜小于2.0m。肋柱式锚定板挡土墙其上、下级墙的肋柱应沿线路方向相互错开。

7.1.4 肋柱式锚定板挡土墙的肋柱间距宜为2.0~2.5m。每级肋柱上拉杆可设计为双层或多层，必要时也可设计为单层。肋柱可为整柱，也可分段拼接，拼接时肋柱接头宜为榫接。

7.2 设计荷载及计算

7.2.1 墙面板所受的土压力应按重力式挡土墙有关规定计算。其中填料产生的土压应力可按图7.2.1设计，并按式(7.2.1)计算土压应力。轨道及列车荷载产生的土压力可不乘增大系数。

$$\sigma_H = \frac{1.33E_x}{H} \cdot \beta \quad (7.2.1)$$

式中 σ_H ——水平主动土压应力 (kPa)；

E_x ——主动土压力的水平分力 (kN)；

H ——墙高 (m) (当为分级墙时，为上、下级墙之和)；

β ——土压力增大系数，一般采用1.2~1.4。

7.2.2 锚定板挡土墙的整体稳定性，可采用折线裂面方法或整

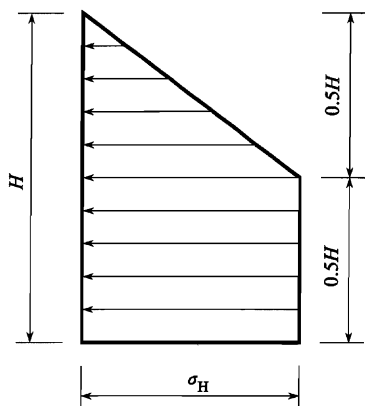


图 7.2.1 填料产生的土压应力分布

体土墙方法计算。稳定系数不应小于 1.8。

1 计算锚定板挡土墙整体稳定性应包括墙顶有荷载与无荷载两种情况。对双线铁路尚应考虑Ⅰ线有荷载、Ⅱ线无荷载和Ⅰ线无荷载、Ⅱ线有荷载等多种组合，取其不利者控制。

2 折线裂面法应对上述各种荷载下墙面板所受土压力，按乘与不乘土压力增大系数分别计算，取其不利者控制。

7.2.3 肋柱设计应符合下列规定：

1 肋柱设计荷载的计算跨度应为两相邻肋柱中心之间的距离；

2 肋柱应按受弯构件计算，承受由墙面板传来的土压力，肋柱与拉杆及肋柱与基础连接处为反力支点；

3 肋柱的弯矩、剪力及拉杆拉力的计算，应根据拉杆层数、柱底与基础的连接形式确定；

4 肋柱设计还应考虑肋柱支点的变形，以及在搬运、吊装和施工过程中由于拉杆受力不均匀等非正常荷载情况，在肋柱的内、外侧配置受力钢筋。

7.2.4 拉杆设计应符合下列规定：

1 最上排拉杆至填土顶面的距离不得小于 1.0 m。

2 拉杆长度应满足墙体的整体稳定性要求，且最下一排拉杆的长度应置于主动土压力破裂面以外不小于 3.5 倍锚定板高度。路肩墙最上一排拉杆长度，应大于另一侧轨枕端头。

3 拉杆直径应根据拉杆设计拉力及所选用钢材的容许应力，按式 (7.2.4) 计算，且不宜小于 22 mm。

$$d = 2 \times \sqrt{\frac{R \times 10^4}{\pi [\sigma_s]}} + 0.2 \quad (7.2.4)$$

式中 d ——拉杆直径 (cm)；

R ——拉杆的设计拉力 (kN)；

$[\sigma_s]$ ——拉杆钢材的容许拉应力 (kPa)；

0.2——考虑钢材锈蚀增加的安全储备量 (cm)。

4 螺丝端杆 (包括螺纹、螺母、垫板及焊接) 均应按拉杆等强度设计。螺丝端杆长度应为肋柱、钢垫板及螺母厚度之和加 10 cm。当螺丝端杆与拉杆的连接采用帮焊时，端杆还应增加一段焊接的长度。

5 拉杆、拉杆与肋柱及拉杆与锚定板连接处应进行防锈处理。

7.2.5 锚定板设计应符合下列规定：

1 锚定板面积应根据拉杆设计拉力及锚定板容许抗拔力，按式 (7.2.5) 确定。

$$F_A = \frac{R}{[P]} \quad (7.2.5)$$

式中 F_A ——锚定板面积 (m^2)；

R ——拉杆设计拉力 (kN)；

$[P]$ ——锚定板单位面积容许抗拔力 (kPa)，应根据现场拉拔试验确定；当无条件进行现场拉拔试验时，可根据工点具体条件，参照经验数据确定。

2 锚定板可采用钢筋混凝土板，肋柱式锚定板面积不应小于 0.5 m^2 ，无肋柱式锚定板面积不应小于 0.2 m^2 。

3 锚定板内力可按中心有支点单向受弯构件计算, 锚定板应双向布筋。此外, 尚应检算锚定板与钢垫板连接处混凝土局部承压与冲切强度。

7.2.6 墙面板设计应符合下列规定:

1 肋柱式锚定板挡土墙, 其墙面板可采用钢筋混凝土槽形板、矩形板、空心板, 也可采用拱形板, 但选用的形式不宜过多。

墙面板可按两端简支的受弯构件计算, 其计算跨度为净跨加板与肋柱的搭接长度, 搭接长度不得小于 10 cm。

墙面板的计算荷载应为与墙面板位置相应的压力图中的最大值, 按均布荷载计算。

2 无肋柱式锚定板挡土墙的墙面板, 可采用钢筋混凝土矩形板、十字形板、六边形板。当一块墙面板上连接一根拉杆时, 其内力与配筋可按单支点双悬臂计算。

7.2.7 无肋柱式锚定板墙可采用混凝土条形基础; 肋柱式墙的基础可采用混凝土条形基础、杯座式基础等。基础检算应按重力式挡土墙的基础检算办法办理。基础厚度不宜小于 50 cm, 襟边不宜小于 15 cm。基础埋置深度应符合本规范第 3.4 节的有关规定。

7.3 构造要求

7.3.1 锚定板挡土墙墙后填料应采用砂类土(粉砂、黏砂除外)、砾石类土、碎石类土, 也可采用符合规定的细粒土; 不得采用膨胀土、盐渍土, 严禁采用有腐蚀作用的酸性土和有机质土。

7.3.2 锚定板挡土墙墙后填料应分层填筑压实, 并应符合《铁路路基设计规范》(TB 10001) 的有关规定。

7.3.3 锚定板挡土墙墙后填料为细粒土时, 路基顶面应采取防、排水措施, 设置柔性封闭层。

7.3.4 锚定板挡土墙应在墙背底部至墙顶以下0.5 m范围内，填筑不小于0.3 m厚的渗水性材料或用无砂混凝土板、土工织物作为反滤层，并应采取排水措施。

7.3.5 锚定板挡土墙的墙面板、肋柱及锚定板等钢筋混凝土构件的强度等级不应小于C30。拉杆、螺丝端杆宜选用可焊性和延伸性良好的钢材，也可采用45SiMnV精轧螺纹钢材作为拉杆。

7.3.6 锚定板墙基础应采用C20混凝土。分级墙之间的平台顶面宜用C15混凝土封闭，其厚度宜为15 cm，并设2%向外横向排水的坡度。

7.3.7 锚定板挡土墙埋于土中部分的拉杆，应进行防锈处理。

7.3.8 肋柱与锚定板均应预留拉杆孔洞。锚定板、肋柱与螺丝端杆连接处，在填土前宜用沥青砂浆充填，并用沥青麻筋塞缝，外露的端杆和部件应在填土下沉基本稳定后，再用水泥砂浆封填。

7.3.9 肋柱不得前倾，应适当向填土一侧倾斜，其仰斜度宜为20:1。肋柱吊装时，应在肋柱基础的杯座槽内铺垫沥青砂浆。

7.3.10 拉杆及锚定板埋设时，应在填土夯填至拉杆高度以上20 cm后再挖槽就位。锚定板前方超挖部分应用混凝土或灰土回填夯实。挖槽时，宜使锚定板比设计位置抬高3~5 cm，不得直接碾压拉杆或锚定板。

8 加筋土挡土墙

8.1 一般规定

8.1.1 加筋土挡土墙适用于Ⅰ、Ⅱ级铁路一般地区、地震地区的路肩地段和路堤地段。

8.1.2 加筋土挡土墙的单级高度不宜大于10 m，当墙高大于10 m时应作特殊设计。

8.1.3 加筋土路肩墙墙顶宜设在基床表层底面高程处，路堤墙墙顶应设平台，平台宽度不宜小于1.0 m。

8.1.4 加筋土挡土墙墙面宜采用钢筋混凝土板。面板形状可采用矩形、十字形、六角形或整体式面板等。

8.1.5 加筋土挡土墙的拉筋材料宜采用土工格栅、复合土工带或钢筋混凝土板条等，拉筋材料应具有下列性能：

- 1 抗拉强度高、延伸率小和蠕变变形小；
- 2 筋土界面之间具有足够的摩擦力；
- 3 有较好的耐腐蚀性和抗老化性；

4 当采用土工合成材料拉筋时，尚应符合《铁路路基土工合成材料应用设计规范》(TB10118)的有关规定。

8.1.6 加筋土挡土墙的填料应采用砂类土（粉砂、黏砂除外）、砾石类土、碎石类土，也可选用C组细粒土填料，不得采用块石类土。

8.1.7 填料的物理力学指标应根据试验确定。当缺少试验数据时，可按本规范第3.2节的规定采用。

8.1.8 加筋土挡土墙地基处理应满足设计要求。

8.1.9 路基面上需设置杆架、沟槽、管线的地段应采取保证加筋土挡土墙完整和稳定的措施。

8.2 设计荷载及计算

8.2.1 作用于加筋土挡土墙整体假想墙背上的荷载及土压力计算,应符合本规范第 3.2 节的规定。

8.2.2 加筋土挡土墙应进行外部稳定性分析检算和内部稳定性计算。

外部稳定性分析检算应包括抗(水平)滑动稳定、抗倾覆稳定、基底合力偏心距、地基承载力检算,初步确定加筋体宽度(筋带长度),软弱地基尚应进行整体滑动稳定性及地基沉降计算;内部稳定性计算应包括拉筋强度检算、抗拔稳定检算、面板结构设计等。

8.2.3 加筋土挡土墙抗滑动稳定、抗倾覆稳定、基底合力偏心距检算时,可将其视为实体墙,检算的要求应符合本规范第 3.3 节的规定。

8.2.4 加筋土挡土墙基底压应力应满足地基承载力要求,可按下列式计算:

$$\sigma = \frac{\sum N}{B - 2e} \quad (8.2.4)$$

式中 $\sum N$ ——作用于基底上的总垂直力 (kN);

B ——加筋体基底宽度 (m);

e ——基底合力的偏心距 (m), $e \leq B/6$, $e < 0$ 时取 $e = 0$ 。

8.2.5 软弱地基上加筋土挡土墙的整体滑动稳定或沉降检算应按《铁路特殊路基设计规范》(TB10035)软土地基路堤的有关要求进行。软弱地基的地基承载力、整体滑动稳定性或工后沉降不满足要求时,可采取加长拉筋或地基处理措施。

8.2.6 内部稳定性计算时应将路堤墙加筋体上填土换算成等效均布填土荷载 [图 8.2.7(b)], 荷载土柱高 h_z 应按下列式计算:

$$h_z = \frac{1}{m} \left(\frac{H}{2} - a \right) \quad (8.2.6)$$

式中 h_z ——路堤墙上填土换算荷载土柱高 (m), $h_z > H_s$ 时取

$$h_z = H_s;$$

m ——填土边坡坡率;

H ——加筋土挡墙墙高 (m);

a ——墙顶以上堤坡脚至加筋面板的水平距离 (m)。

当进行外部稳定检算时, 加筋挡土墙墙顶以上填土荷载应按填土几何尺寸计算。

8.2.7 内部稳定性分析时, 拉筋锚固区和非锚固区的分界可采用 $0.3H$ 分界线 (图 8.2.7)。路肩墙加筋体上填土厚度应计入墙高内。

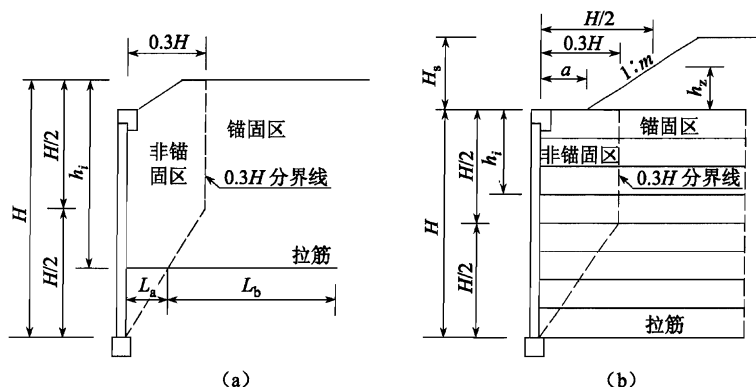


图 8.2.7 拉筋锚固区与非锚固区分界线

8.2.8 作用于路肩挡土墙墙面板上的土压应力应按下列公式计算:

1 面板后填料产生的水平土压应力应按下式计算:

$$\sigma_{h1i} = \lambda_i \gamma h_i \quad (8.2.8-1)$$

当 $h_i \leq 6\text{m}$ 时, $\lambda_i = \lambda_0(1 - h_i/6) + \lambda_a(h_i/6)$;

当 $h_i > 6\text{m}$ 时, $\lambda_i = \lambda_a$ 。

$$\lambda_0 = 1 - \sin\phi_0$$

$$\lambda_a = \tan^2(45^\circ - \phi_0/2)$$

式中 σ_{h1i} ——填料产生的水平土压应力 (kPa);
 γ ——加筋体的填料重度 (kN/m^3);
 h_i ——墙顶 (路肩挡土墙包括墙顶以上填土高度) 距第 i 层墙面板中心的高度 (m);
 λ_i ——加筋土挡墙内 h_i 深度处的土压力系数;
 λ_0 ——静止土压力系数;
 λ_a ——主动土压力系数;
 ϕ_0 ——填料综合内摩擦角。

2 荷载产生的水平土压应力应按弹性理论条形荷载考虑, 采用下式计算:

$$\sigma_{h2i} = \frac{\gamma h_0}{\pi} \left[\frac{bh_i}{b^2 + h_i^2} - \frac{h_i(b + l_0)}{h_i^2 + (b + l_0)^2} + \arctan \frac{b + l_0}{h_i} - \arctan \frac{b}{h_i} \right] \quad (8.2.8-2)$$

式中 σ_{h2i} ——荷载产生的水平土压应力 (kPa);
 b ——荷载内边缘至面板的距离 (m);
 h_0 ——荷载换算土柱高 (m);
 l_0 ——荷载换算宽度 (m)。

3 作用于墙面板的水平土压应力为填料和荷载产生的水平土压应力之和, 应按下式计算:

$$\sigma_{hi} = \sigma_{h1i} + \sigma_{h2i} \quad (8.2.8-3)$$

式中 σ_{hi} ——墙面板上的水平土压应力 (kPa)。

8.2.9 拉筋所在位置的垂直压力为填料自重压力与荷载产生的压力之和, 应按下式计算:

$$\sigma_{vi} = \gamma h_i + \frac{\gamma h_0}{\pi} \left(\arctan X_1 - \arctan X_2 + \frac{X_1}{1 + X_1^2} - \frac{X_2}{1 + X_2^2} \right) \quad (8.2.9)$$

$$X_1 = \frac{2x + l_0}{2h_i}, \quad X_2 = \frac{2x - l_0}{2h_i}$$

式中 σ_{vi} ——第 i 层面板所对应拉筋上的垂直压应力 (kPa);
 x ——计算点至荷载中线的距离 (m)。

8.2.10 拉筋拉力应按下式计算:

$$T_i = K\sigma_{hi}S_xS_y \quad (8.2.10)$$

式中 T_i ——第 i 层拉筋的计算拉力 (kN);

K ——拉筋拉力峰值附加系数, 取 1.5~2.0;

S_x, S_y ——拉筋之间水平及垂直间距 (m), 采用土工格栅拉筋时只有垂直间距 S_y 。

8.2.11 拉筋拉力不应大于拉筋的容许抗拉强度 T_a 。

当采用土工合成材料时 $T_a = T/F_i$

当采用钢筋混凝土板条时 $T_a = [\sigma]A'_j$

式中 T ——由加筋材料拉伸试验测得的极限抗拉强度 (kN);

F_i ——拉筋考虑铺设时机械损伤、材料蠕变、化学及生物破坏等因素时的影响系数, 应按实际经验确定, 无经验时可采用 2.5~5.0; 当施工条件差、材料蠕变性大时, 取大值;

$[\sigma]$ ——拉筋容许拉应力 (kPa);

A'_j ——扣除预留锈蚀量后拉筋截面面积(m²)。

8.2.12 拉筋抗拔力应根据拉筋上、下两面所产生的摩擦力按下式计算:

$$S_{fi} = 2\sigma_{vi}aL_b f \quad (8.2.12)$$

式中 S_{fi} ——拉筋抗拔力 (kN);

a ——拉筋宽度 (m);

L_b ——拉筋的有效锚固长度 (m);

f ——拉筋与填料间的摩擦系数, 应根据抗拔试验确定; 当无试验数据时, 可采用 0.3~0.4。

8.2.13 检算拉筋抗拔稳定性时, 应包括有荷载和无荷载两种情况, 并按下列规定, 分别检算全墙抗拔稳定和单板抗拔稳定。

1 全墙抗拔稳定系数不应小于2.0,可按下式计算:

$$K_s = \sum S_{fi} / \sum E_{xi} \quad (8.2.13)$$

式中 $\sum S_{fi}$ ——各层拉筋摩擦力的总和 (kN);

$\sum E_{xi}$ ——各层拉筋承受水平土压力的总和 (kN)。

2 单板抗拔稳定系数 S_{fi}/E_{xi} 不宜小于2.0,条件困难时可适当减小,但不得小于1.5。

8.2.14 土工格栅包裹式加筋土挡土墙筋材回折包裹长度应按下式计算:

$$l_0 = \frac{D\sigma_{hi}}{2(c + \gamma h_i \tan \delta)} \quad (8.2.14)$$

式中 L_0 ——计算拉筋层的水平回折包裹长度,为水平投影长度 (m);

D ——拉筋的上、下层间距 (m);

c ——拉筋与填料之间的黏聚力 (kPa);

δ ——拉筋与填料之间的摩擦角 ($^\circ$),填料为砂类土时取 $(0.5 \sim 0.8)\phi$ 。

8.2.15 墙面板设计应符合下列规定:

- 1 作用于单板上的水平土压力应按均匀分布考虑;
- 2 单板可沿垂直向和水平向分别计算内力;
- 3 墙面板与拉筋连接部分应加强配筋;
- 4 墙面板采用的钢筋混凝土预制构件,应根据现行《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》(TB 10002.3)按双向悬臂梁进行单面配筋设计;
- 5 包裹式加筋土挡土墙钢筋混凝土墙面板可按构造要求配筋。

8.3 构造要求

8.3.1 拉筋竖向间距不宜大于1.0m。采用复合土工带或钢筋混凝土板条作拉筋时,其水平向间距亦不宜大于1.0m。拉筋长度

在满足稳定条件下尚应按下列原则确定：

1 土工格栅的拉筋长度不应小于0.6倍墙高，且不应小于4.0 m。

2 钢筋混凝土板条拉筋长度不应小于0.8倍墙高，且不应小于5.0 m。

3 当墙高小于3.0 m 时，拉筋长度不应小于4.0 m，且应采用等长拉筋。当采用不等长的拉筋时，同长度拉筋的墙段高度不应小于3.0 m，且同长度拉筋的截面也应相同。相邻不等长拉筋的长度差不宜小于1.0 m。

4 当采用钢筋混凝土板条拉筋时，每段钢筋混凝土板条长度不宜大于2 m。

8.3.2 筋材之间连接或筋材与墙面板连接时，连接强度不得低于设计强度。墙面板与土工格栅及复合土工带拉筋之间应采用连接棒或其他连接方式等强度连接；墙面板与钢筋混凝土板条拉筋之间以及钢筋混凝土板条拉筋段之间应采用电焊等强度连接。

8.3.3 墙面板应设楔口或连接件与周边墙面板间相互密贴。包裹式挡土墙墙面板宜采用在加筋体中预埋钢筋与墙面板进行连接，钢筋埋入加筋体中的锚固长度不宜小于3.0 m，钢筋直径一般为16~22 mm。

8.3.4 包裹式加筋土挡土墙拉筋应采用统一的水平回折包裹长度，其长度应大于计算值，且不宜小于2.0 m。加筋土体最上部1、2层拉筋的回折长度应适当加长。

8.3.5 填料应分层填筑压实，填料压实标准应符合现行《铁路路基设计规范》(TB10001) 的规定。填料与筋带直接接触部分不应含有尖锐棱角的块体，填料中最大粒径不应大于10 cm，且不宜大于单层填料压实厚度的1/3。

8.3.6 墙面板下应设置厚度不小于0.4 m 的C15 混凝土条形基础。对土质地基和风化层较厚难以全部清除的岩石地基，基础的埋置深度不应小于0.6 m。墙前应设4% 的横向排水坡，在无法

横向排水地段应设纵向排水沟，基础底面应设置于外侧排水沟底以下。

8.3.7 帽石应采用 C15 混凝土现场灌筑，分段长度可取 2~4 块墙面板宽度，且不应大于 4.0 m，厚度不应小于 0.5 m。当设栏杆时，应在帽石内预埋 U 形螺栓。

8.3.8 墙面板上的金属连接件及金属拉筋应进行防锈处理，受力钢构件应预留 2 mm 的防锈蚀厚度。采用钢筋混凝土板条拉筋时，截面内应设置必要的防裂钢筋，其所有连接部分应采用沥青砂浆封闭。

8.3.9 沿墙每隔 20~30 m 或基底地层变化处应设置 2 cm 宽的沉降缝，并在面板内侧沿整个墙高设置宽 20 cm 的反滤层。

8.3.10 加筋区内填砂黏土、砂粉土时，路基顶面应设置柔性封闭层，墙面板内侧应设 30 cm 厚的砂卵石反滤层。

8.3.11 拉筋应平直铺设于密实填土上，底部应与填土密贴。拉筋顶面填土时，严禁沿拉筋方向推土和施工车辆直接碾压拉筋，碾压前拉筋顶面的填土厚度不应小于 0.2 m。

8.3.12 直立墙墙面板安装施工时，面板应适当后仰，倾斜度宜为 20:1。

9 土 钉 墙

9.1 一 般 规 定

9.1.1 土钉墙适用于一般地区土质及破碎软弱岩质路堑地段。在腐蚀性地层、膨胀土地段及地下水较发育或边坡土质松散时，不宜采用土钉墙。土钉墙结构形式见图 9.1.1。

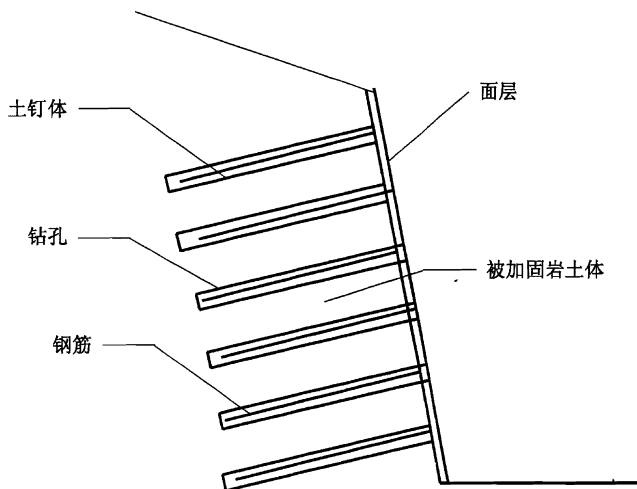


图 9.1.1 土钉墙结构形式

9.1.2 土质边坡土钉墙总高度不应大于10 m，岩质边坡土钉墙总高度不应大于 18 m，单级土钉墙高度宜控制在 10 m 以内。土钉墙墙面胸坡宜为 1:0.1~1:0.4。根据地形地质条件，边坡较高时宜设多级。多级墙上、下两级之间应设置平台，平台宽度不宜小于 2 m，每级墙高不宜大于 10 m。

9.1.3 土钉的长度应为墙高的0.5~1.0倍，间距宜为 0.75~

2 m,与水平面夹角宜为 $5^{\circ} \sim 20^{\circ}$ 。土钉墙分层开挖高度,土层宜为0.5~2 m,岩层宜为1.0~4.0 m。

9.2 设计荷载及计算

9.2.1 作用于土钉墙墙面板上的荷载组合,应按重力式挡土墙有关规定计算。

9.2.2 作用于土钉墙墙面板土压应力呈梯形分布(图 9.2.2),应分别按式(9.2.2—1~2)计算。

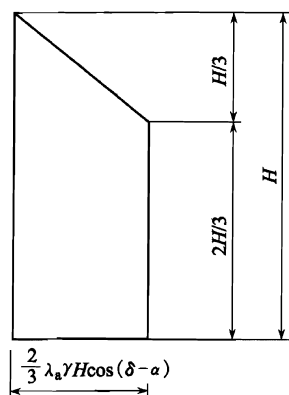


图 9.2.2 土钉墙墙背土压应力分布

当 $h_i \leq \frac{1}{3}H$ 时

$$\sigma_i = 2\lambda_a \gamma h_i \cos(\delta - \alpha) \quad (9.2.2-1)$$

当 $h_i > \frac{1}{3}H$ 时

$$\sigma_i = \frac{2}{3}\lambda_a \gamma H \cos(\delta - \alpha) \quad (9.2.2-2)$$

式中 σ_i ——水平土压应力 (kPa);

γ ——边坡岩土体重度 (kN/m^3);

λ_a ——库仑主动土压力系数;

H ——土钉墙墙高 (m);
 h_i ——墙顶距第 i 层土钉的高度 (m);
 α ——墙背与竖直面间的夹角 ($^{\circ}$);
 δ ——墙背摩擦角 ($^{\circ}$)。

9.2.3 土钉的拉力应按式 (9.2.3) 计算。

$$E_i = \sigma_i S_x S_y / \cos \beta \quad (9.2.3)$$

式中 E_i ——第 i 层土钉的计算拉力 (kN);

S_x, S_y ——土钉之间水平和垂直间距 (m);

β ——土钉与水平面的夹角 ($^{\circ}$)。

9.2.4 土钉锚固区与非锚固区分界面 (潜在破裂面) 见图 9.2.4。潜在破裂面距墙面的距离应按式 (9.2.4—1~2) 计算。

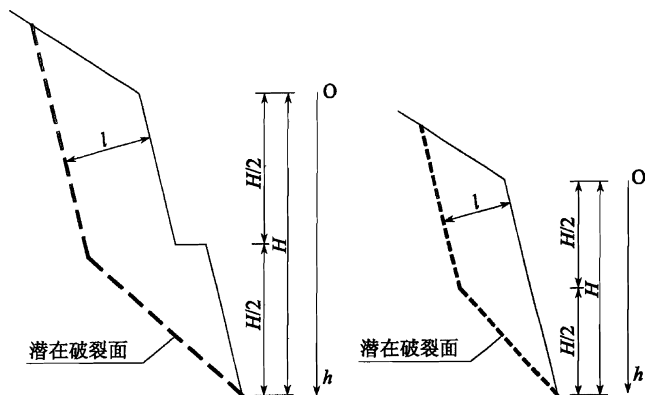


图 9.2.4 土钉锚固区与非锚固区分界面

当 $h_i \leq \frac{1}{2}H$ 时

$$l = (0.3 \sim 0.35)H \quad (9.2.4-1)$$

当 $h_i > \frac{1}{2}H$ 时

$$l = (0.6 \sim 0.7)(H - h_i) \quad (9.2.4-2)$$

式中 l ——潜在破裂面距墙面的距离 (m), 当坡体渗水较严重

或岩体风化破碎严重、节理发育时取大值。

9.2.5 土钉长度应包括非锚固长度和有效锚固长度。非锚固长度应根据墙面与土钉潜在破裂面的实际距离确定；有效锚固长度应通过土钉墙内部稳定性检算确定。

9.2.6 土钉墙内部稳定性检算应符合下列规定：

1 土钉抗拉断检算应符合下列要求：

1) 土钉钉材抗拉力应按下式计算：

$$T_i = \frac{1}{4} \pi \cdot d_b^2 \cdot f_y \quad (9.2.6-1)$$

式中 T_i ——钉材抗拉力 (kN)；

d_b ——钉材直径 (m)；

f_y ——钉材抗拉强度设计值 (kPa)。

2) 土钉抗拉断应按下列式检算：

$$\frac{T_i}{E_i} \geq K_1 \quad (9.2.6-2)$$

式中 K_1 ——土钉抗拉断安全系数，系数为 1.8。

2 土钉抗拔稳定性检算应符合下列要求：

1) 有效锚固力 F_{i1} 应根据土钉与孔壁界面岩土抗剪强度 τ 计算：

$$F_{i1} = \pi \cdot d_h \cdot l_{ei} \cdot \tau \quad (9.2.6-3)$$

式中 d_h ——钻孔直径 (m)；

l_{ei} ——第 i 根土钉有效锚固长度 (m)；

τ ——锚孔壁与注浆体之间黏结强度设计值 (kPa)，见附录表 C.0.1。

2) 有效锚固力 F_{i2} 应根据钉材与砂浆界面的黏结强度 τ_g 计算：

$$F_{i2} = \pi \cdot d_b \cdot l_{ei} \cdot \tau_g \quad (9.2.6-4)$$

式中 τ_g ——钉材与砂浆间的黏结强度设计值 (kPa)，见附录 C 表 C.0.2；

d_b ——钉材直径 (m)。

3) 土钉抗拔稳定性应按下式检算:

$$\frac{F_i}{E_i} > K_2 \quad (9.2.6-5)$$

式中 F_i ——土钉抗拔力, 取 F_{i1} 和 F_{i2} 中的小值;

K_2 ——抗拔安全系数, 系数为 1.8。

3 土钉施工前, 应进行现场拉拔试验, 根据试验确定土钉摩阻力 τ , 验证设计选取参数是否合理。

9.2.7 土钉墙内部整体稳定检算应考虑施工过程中每一分层开挖完毕未设置土钉时施工阶段及施工完毕使用阶段两种情况, 根据潜在破裂面应按下式进行分条分块计算稳定系数:

$$K = \frac{\sum c_i l_i S_x + \sum W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i S_x + \sum_{i=1}^n P_i \cdot \cos \beta_i + \sum_{i=1}^n P_i \cdot \sin \beta_i \cdot \tan \phi_i}{\sum W_i \sin \alpha_i S_x} \quad (9.2.7)$$

式中 c_i ——岩土黏聚力 (kPa);

ϕ_i ——岩土的内摩擦角 (°);

l_i ——分条 (块) 的潜在破裂面长度 (m);

W_i ——分条 (块) 重量 (kN/m);

α_i ——破裂面与水平面夹角 (°);

β_i ——土钉轴线与破裂面的夹角 (°);

P_i ——土钉的抗拔能力, 取 F_i 和 T_i 中的小值 (kN);

n ——实设土钉排数;

S_x ——土钉水平间距 (m);

K ——施工阶段及使用阶段整体稳定系数, 施工阶段 $K \geq 1.3$, 使用阶段 $K \geq 1.5$ 。

9.2.8 土钉墙外部稳定性检算时, 可将土钉及其加固体视为重力式挡土墙, 按本规范第 3.3.1 条~第 3.3.6 条的稳定性检算方

法,进行抗倾覆、抗滑动及基底承载力检算。

对于土质边坡、碎石土状软岩边坡,还应按式(9.2.7)进行圆弧稳定性检算。最危险圆弧应通过土钉墙墙底,在多数土钉以外。稳定系数不应小于1.3。

9.3 构造要求

9.3.1 土钉墙面层为喷射混凝土中间夹钢筋网时应与面层有效连接,土钉外端与钢垫板或加强钢筋应通过螺丝端杆锚具或焊接进行连接。

9.3.2 土钉墙设计与施工均应遵循“保住中部、稳定坡脚”的原则。边坡中部的土钉宜适当加密、加长,坡脚用混凝土脚墙加固,并使之与土钉墙连成一个整体。

9.3.3 土钉钉材可采用HRB 400钢或HRB 335钢,土钉直径为16~32 mm,钻孔直径宜70~130 mm。土钉钢筋应设定位支架。腐蚀环境下可采用钢筋表面环氧涂层等措施。

9.3.4 喷射混凝土面层厚度宜为120~200 mm,不应小于80 mm。喷射混凝土强度等级不宜低于C20。

9.3.5 喷射混凝土面层应配置钢筋网,钢筋直径宜为6~10 mm,间距宜为150~300 mm,钢筋网搭接宜采用焊接。

9.3.6 钉孔注浆材料宜采用水泥浆或水泥砂浆,其强度宜为M30,不应低于20 MPa。边坡渗水较严重时,宜添加膨胀剂。注浆应采用孔底注浆法,注浆压力宜为0.2 MPa。

9.3.7 面层应设泄水孔,泄水孔后应设土工合成材料、无砂混凝土板反滤层。边坡渗水严重时应设置仰斜 5° ~ 10° 的排水孔,排水孔长度较土钉略长,孔内应设置透水管或凿孔的聚乙烯管,并充填粗砂。

10 抗 滑 桩

10.1 一 般 规 定

10.1.1 抗滑桩适用于稳定滑坡、加固山体及加固其他特殊路基，其设计使用年限为 60 年。

10.1.2 抗滑桩的设置应满足下列要求：

- 1 滑坡体的稳定系数应达到规定的安全值；
- 2 保证滑坡体不越过桩顶或从桩间滑动；
- 3 不产生新的深层滑动。

10.1.3 抗滑桩的桩位应设在滑坡体较薄、锚固段地基强度较高的地段，其平面布置、桩间距、桩长和截面尺寸等应综合考虑确定。桩间距宜为 6~10 m。

10.1.4 抗滑桩的截面形状宜为矩形。桩的截面尺寸应根据滑坡推力的大小、桩间距以及锚固段地基的横向容许承载力等因素确定。桩最小边宽度不宜小于 1.25 m。

10.2 设计荷载及计算

10.2.1 作用于抗滑桩的外力，应计算滑坡推力（包括地震地区的地震力）、桩前滑体抗力（滑动面以上桩前滑体对桩的反力）和锚固段地层的抗力。桩侧摩阻力和黏聚力以及桩身重力和桩底反力可不计算。

10.2.2 作用于每根桩上的滑坡推力应按设计的桩间距计算。滑坡推力应根据其边界条件（滑动面与周界）和滑带土的强度指标通过计算确定。

滑动面（带）的强度指标，可采用试验资料或用反算值以及经验数据等综合分析确定。

10.2.3 抗滑桩上滑坡推力的分布图形可为矩形、梯形或三角形(图 10.2.3), 应根据滑体的性质和厚度等因素确定。

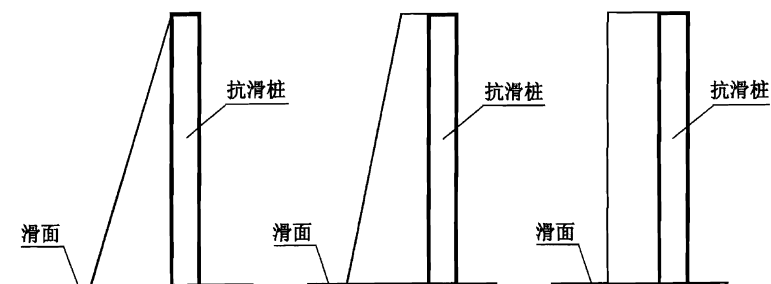


图 10.2.3 滑坡推力在桩上的分布

10.2.4 滑坡推力可采用传递系数法按下式计算:

$$T_i = KW_i \sin \alpha_i + \Psi T_{i-1} - W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i - c_i l_i \quad (10.2.4-1)$$

$$\Psi = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \phi_i \quad (10.2.4-2)$$

式中 T_i ——第 i 个条块末端的滑坡推力 (kN/m);

K ——安全系数 (视工程的重要性、外界条件对滑坡的影响、滑坡的性质和规模、滑动的后果及整治的难易等因素综合考虑), 可采用 1.05~1.25;

W_i ——第 i 个条块滑体的重力 (kN/m);

T_{i-1} ——第 $i-1$ 个条块末端的滑坡推力 (kN/m);

α_i ——第 i 个条块所在滑动面的倾角 ($^\circ$);

α_{i-1} ——第 $i-1$ 个条块所在滑动面的倾角 ($^\circ$);

ϕ_i ——第 i 个条块所在滑动面上的内摩擦角 ($^\circ$);

c_i ——第 i 个条块所在滑动面上的单位黏聚力 (kPa);

l_i ——第 i 个条块所在滑动面上的长度 (m)。

10.2.5 滑动面以上桩前的滑体抗力, 可通过极限平衡时滑坡推力曲线(图 10.2.6)或桩前被动土压力确定, 设计时选用其中小值。当桩前滑坡体可能滑动时, 不应计及其抗力。

10.2.6 作用于桩上的滑坡推力，可由设计抗滑桩处的滑坡推力曲线（图 10.2.6）确定。

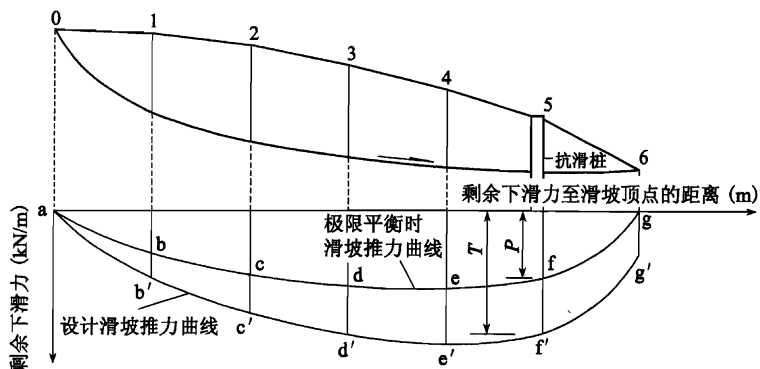


图 10.2.6 滑坡推力曲线

T —桩上滑坡推力； P —桩前滑体抗力。

10.2.7 滑动面以上的桩身内力，应根据滑坡推力和桩前滑体抗力计算。滑动面以下的桩身变位和内力，应根据滑动面处的弯矩、剪力和地基的弹性抗力进行计算。

10.2.8 滑动面以下的地基系数应根据地层的性质和深度按下列条件确定：

1 较完整岩层和硬黏土的地基系数应为常数 K ；

2 硬塑～半干硬砂黏土及碎石类土、风化破碎的岩块，当桩前滑动面以上无滑坡体和超载时，地基系数应为三角形分布；当桩前滑动面以上有滑坡体和超载时，地基系数应为梯形分布。

10.2.9 抗滑桩桩底支承可采用自由端或铰支端。

10.2.10 抗滑桩锚固深度的计算，应根据地基的横向容许承载力确定。当桩的位移需要控制时，应考虑最大位移不超过容许值。

1 地层为岩层时，桩的最大横向压应力 $\sigma_{\max}$ 应小于或等于地基的横向容许承载力。地基的横向容许承载力与岩石单轴抗压

极限强度的对应关系可按本规范附录表 B.0.1 采用。当桩为矩形截面时，地基的横向容许承载力可按下式计算：

$$[\sigma_H] = K_H \eta R \quad (10.2.10-1)$$

式中 K_H ——在水平方向的换算系数，根据岩石的完整程度、层理或片理产状、层间的胶结物与胶结程度、节理裂隙的密度和充填物，可采用 0.5~1.0；

η ——折减系数，根据岩层的裂隙、风化及软化程度，可采用 0.3~0.45；

R ——岩石单轴抗压极限强度 (kPa)。

2 当地层为土层或风化成土、砂砾状岩层时，滑动面以下深度为 $h_2/3$ 和 h_2 (滑动面以下桩长) 处的横向压应力应小于或等于地基的横向容许承载力，其计算应符合以下规定：

1) 当地面无横坡或横坡较小时，地基 y 点的横向容许承载力可按式计算：

$$[\sigma_H] = \frac{4}{\cos \phi} [(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 y) \tan \phi + c] \quad (10.2.10-2)$$

式中 $[\sigma_H]$ ——地基的横向容许承载力 (kPa)；

γ_1 ——滑动面以上土体的重度 (kN/m³)；

γ_2 ——滑动面以下土体的重度 (kN/m³)；

ϕ ——滑动面以下土体的内摩擦角 (°)；

c ——滑动面以下土体的黏聚力 (kPa)；

h_1 ——设桩处滑动面至地面的距离 (m)；

y ——滑动面至锚固段上计算点的距离 (m)。

2) 当地面横坡 i 较大且 $i \leq \phi_0$ 时，地基 y 点的横向容许承载力可按式计算：

$$[\sigma_H] = 4(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 y) \frac{\cos^2 i \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi_0}}{\cos^2 \phi_0} \quad (10.2.10-3)$$

式中 ϕ_0 ——滑动面以下土体的综合内摩擦角。

10.2.11 桩的变形系数应符合下列规定：

1 当锚固段地基系数为常数 K 时，桩的变形系数可按下式计算：

$$\beta = \left(\frac{KB_p}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (10.2.11-1)$$

式中 β ——桩的变形系数 (m^{-1})；

K ——地基系数 (kPa/m)，按本规范附录 B 表 B.0.2 采用；

E ——桩的钢筋混凝土弹性模量 (kPa)， $E = 0.8E_c$ ；

E_c ——混凝土弹性模量 (kPa)；

I ——桩的截面惯性矩 (m^4)；

B_p ——桩的计算宽度 (m)，对矩形桩 $B_p = b + 1$ (b 为矩形桩的设计宽度)。

2 当锚固段地基系数为三角形分布时，桩的变形系数可按下式计算：

$$\alpha = \left(\frac{mB_p}{EI} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (10.2.11-2)$$

式中 α ——桩的变形系数 (m^{-1})；

m ——随深度增加的土质地基系数 (kPa/m^2)，按本规范附录 B 表 B.0.2 采用。

3 锚固段地基系数为梯形分布时，可将桩分成若干小段，每小段内采用常数分布近似计算。

10.2.12 抗滑桩结构可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010) 进行设计，其荷载分项系数的取值应符合《建筑结构荷载规范》(GB 50009)、《建筑地基基础设计规范》(GB 50007) 及《建筑抗震设计规范》(GB 50011) 的规定。一般情况下，永久荷载分项系数可采用 1.35。

10.2.13 抗滑桩桩身按受弯构件设计。当无特殊要求时，可不作变形、抗裂、挠度等项验算。

10.3 构造要求

10.3.1 桩身混凝土的强度等级宜为 C30。当地下水有侵蚀性时，水泥应按有关规定选用，耐久性设计应满足《铁路混凝土结构耐久性设计暂行规定》的要求。桩身中的主筋宜采用 HRB 400 钢，箍筋可采用 HRB 335 钢或 HRB 400 钢。

10.3.2 抗滑桩井口应设置锁口，桩井位于土层和风化破碎的岩层时宜设置护壁，一般地区锁口和护壁混凝土强度等级宜为 C15，严寒和软弱地基地段宜为 C20。

10.3.3 抗滑桩纵向受力钢筋直径不应小于 16 mm。净距不宜小于 120 mm，困难情况下可适当减小，但不得小于 80 mm。当用束筋时，每束不宜多于 3 根。当配置单排钢筋有困难时，可设置 2 排或 3 排。受力钢筋混凝土保护层不应小于 70 mm。

10.3.4 纵向受力钢筋的截断点应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010) 的规定计算。

10.3.5 抗滑桩内不宜设置斜筋，可采用调整箍筋的直径、间距和桩身截面尺寸等措施，满足斜截面的抗剪强度。

10.3.6 箍筋宜采用封闭式，肢数不宜多于 4 肢，其直径不宜小于 14 mm，间距不应大于 400 mm。

10.3.7 抗滑桩的两侧和受压边，应适当配置纵向构造钢筋，其间距不应大于 300 mm，直径不宜小于 12 mm。桩的受压边两侧，应配置架立钢筋，其直径不宜小于 16 mm。当桩身较长时，纵向构造钢筋和架立钢筋的直径应增大。

11 桩板式挡土墙

11.1 一般规定

11.1.1 桩板式挡土墙适用于一般地区、浸水地区和地震区的路堑和路堤，也可用于滑坡等特殊路基的支挡结构设计，其设计使用年限为 60 年。

11.1.2 桩板式挡土墙的桩间距、桩长和截面尺寸应综合考虑确定。桩的自由悬臂长度不宜大于 15 m，桩的截面尺寸不宜小于 1.25 m，截面形式可采用矩形或 T 形。桩间距宜为 5~8 m。桩板墙顶位移应小于桩悬臂端长度的 1/100，且不宜大于 10 cm。

11.1.3 锚固桩的设置应满足下列要求：

- 1 桩应锚固在稳定的地层中；
- 2 确保桩后土体不越过桩顶或从桩间滑走；
- 3 不应产生新的深层滑动。

11.1.4 加锚索（杆）的锚固桩应保证桩与锚索（杆）的变形协调。

11.1.5 锚固桩之间应设置挡土板或其他措施维持岩（土）体稳定。

11.2 设计荷载及计算

11.2.1 桩板式挡土墙的计算荷载应包括活载和岩（土）体所产生的土压力或滑坡推力、水的浮力、地下水的渗透压力、地震力以及施工产生的临时荷载等。

滑坡路基上的桩板式挡土墙应按滑坡推力和土压力的最不利者作为计算荷载。桩的重力可不计算。当桩的设计荷载为土压力时，附加安全系数为 1.1~1.2。当桩上设有锚索时，应按本规

范第 12.2.3 条的规定进行设计。

11.2.2 作用于墙背上岩土产生的土压力 σ_H 可按库仑理论计算，轨道及列车荷载引起的土压力 δ_H 可按弹性理论计算，见图 11.2.2。

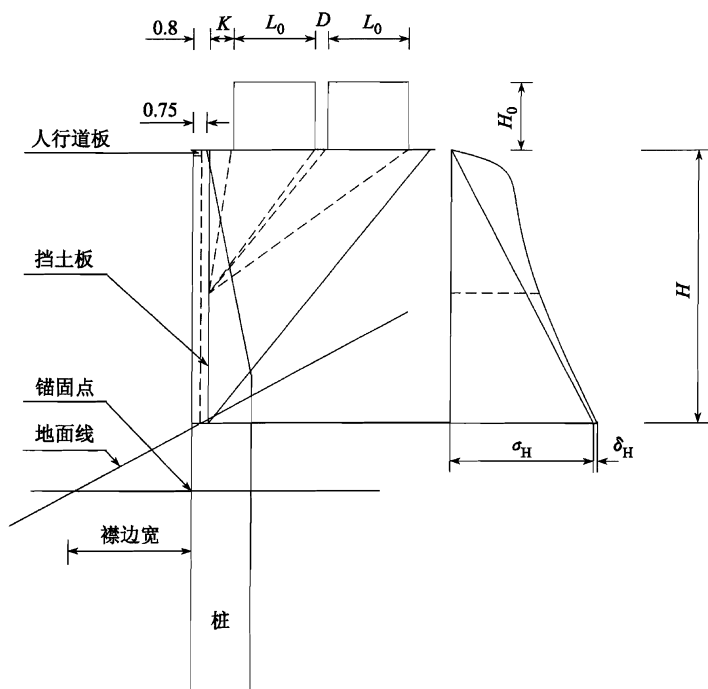


图 11.2.2 土压力分布

11.2.3 作用在桩上的荷载宽度可按其左右两相邻桩之间距离的一半计算，作用在挡土板上的荷载宽度可按板的计算跨度计算。桩间挡土板上的压力可根据桩间岩（土）体的稳定情况和挡土板的设置方式按全部岩（土）体压力或按部分岩（土）体压力计算。

11.2.4 锚固点以下的桩身变位和内力，应根据锚固点处的弯矩、剪力和地基的弹性抗力进行计算，计算时可不计桩侧摩阻

力。桩的宽度可按下式计算：

$$B_p = b + 1 \quad (11.2.4)$$

式中 B_p ——桩的宽度 (m)；
 b ——矩形桩的设计宽度 (m)。

11.2.5 锚固桩桩底支承应结合地层情况和桩底嵌固深度采用自由端或铰支端。

11.2.6 地面处桩的水平位移不宜大于10 mm，且侧壁应力不应大于地层的横向容许承载力。否则，地层上部应采取适当的加固措施，或增加桩的埋深和加大桩的截面积。

11.2.7 路堤（肩）中的锚索（杆）桩板式挡土墙，应避免填料下沉所产生的锚索（杆）次应力。

11.2.8 锚索（杆）可按容许应力法计算，桩和挡土板的混凝土结构应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010) 计算。钢筋混凝土桩的荷载分项系数 a_p 为 1.35 ~ 1.50，桩荷载的变异性大时应取大值，变异性小时应取小值；挡土板的荷载分项系数 a_p 为 1.35。

11.2.9 计算锚固桩桩身截面强度，当无特殊要求时，可不作最大裂缝宽度验算。在腐蚀性环境作用下，应进行最大裂缝宽度验算，最大裂缝宽度值可适当放宽，并采用适当的防腐附加措施。有牛腿的桩，除检算强度以外，尚应作牛腿的裂缝宽度验算。挡土板应作最大裂缝宽度验算。

11.3 构造要求

11.3.1 锚固桩和挡土板的混凝土强度等级不宜低于 C30，桩身中主筋宜采用 HRB 400，箍筋和挡土板中的主筋可采用 HRB 335 钢或 HRB 400 钢。灌注锚索（杆）孔的水泥（砂）浆强度等级不宜低于 M30。

11.3.2 锚固桩配筋的要求应按本规范第10.3节的有关规定办理。

11.3.3 设牛腿的锚固桩，牛腿的高度不宜小于 40 cm，宽度不宜小于 30 cm。

11.3.4 当采用拱型挡土板时，不宜采用素混凝土，应沿径向和环向配置一定数量的构造钢筋，构造钢筋间距不宜大于 250 mm，直径不宜小于 10 mm。

11.3.5 桩上设置钢筋锚杆时，一根锚杆不宜多于 3 根钢筋，钢筋直径不宜大于 32 mm。

12 预应力锚索

12.1 一般规定

12.1.1 预应力锚索适用于土质、岩质地层的边坡及地基加固，其锚固段宜置于稳定岩层内，腐蚀性环境中不宜采用预应力锚索。必须使用时，应采取严格的防腐措施。对极软岩、风化岩及处于腐蚀性环境时，宜采用压力分散型锚索。

12.1.2 预应力锚索应采用高强度低松弛钢绞线制作，采用的钢绞线应符合《预应力混凝土用钢绞线》(GB 5224) 的规定。施工中不得采用有机械损伤、严重锈蚀、电烧伤等造成降低强度的锚索材料。

12.1.3 预应力锚索所用锚具应符合国家现行《预应力筋专用锚具、夹具和连接器应用技术规程》(JGJ 85) 的规定。

12.1.4 预应力锚索永久性防护涂层材料应满足以下要求：

- 1 对钢绞线具有防腐作用；
- 2 对钢绞线有牢固的粘结性，且无有害反应；
- 3 能与钢绞线同步变形，在高应力状态下不脱壳、不裂；
- 4 具有较好的化学稳定性，在强碱条件下不降低其耐久性；
- 5 便于施工操作。

12.1.5 预应力锚索注浆水泥应采用硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥。

12.2 设计荷载及计算

12.2.1 作用在锚索结构物上的荷载包括土压、水压、上覆荷载、滑坡荷载、地震荷载及其他荷载等。预应力锚索设计时，一般情况可只计算主力，在浸水和地震等特殊情况下，尚应计算附

加力和特殊力。

12.2.2 预应力锚索用于整治滑坡时，其设计荷载及滑坡推力应按本规范第 10.2 节的有关规定计算。

12.2.3 预应力锚索作为承受侧向土压力的支挡工程或用于边坡加固时，其设计荷载应按重力式挡墙有关规定计算，结构物承受的侧向土压力应按主动土压力的 1.2~1.4 倍计算。

12.2.4 锚固力设计计算应符合下列规定：

1 滑坡加固时，预应力锚索宜采用锚索预应力（抗滑力）的方法计算，并通过对边坡稳定性分析、计算滑坡的下滑力确定锚固力。设计锚固力可按下式计算：

$$P_t = F / [\lambda \sin(\alpha + \beta) \tan \phi + \cos(\alpha + \beta)] \quad (12.2.4-1)$$

式中 P_t ——设计锚固力（kN）；

F ——滑坡下滑力（kN）；

ϕ ——滑动面内摩擦角（°）；

α ——锚索与滑动面相交处滑动面倾角（°）；

β ——锚索与水平面的夹角，以下倾为宜，不应大于 45°，宜为 15°~30°；

λ ——折减系数，对土质边坡及松散破碎的岩质边坡，应进行折减。

2 设计锚固力 P_t 应小于容许锚固力 P_a ，锚固钢材容许荷载应满足表 12.2.4 的要求。

表 12.2.4 锚固钢材容许荷载

设计荷载作用时	$P_a \leq 0.6 P_u$ 或 $0.75 P_y$
张拉预应力时	$P_{at} \leq 0.7 P_u$ 或 $0.85 P_y$
预应力锁定中	$P_{st} \leq 0.8 P_u$ 或 $0.9 P_y$

注： P_u 为极限张拉荷载（kN）， P_y 为屈服荷载（kN）。

根据每孔锚索设计锚固力 P_t 和所选用的钢绞线强度，可按式（12.2.4—2）计算每孔锚索钢绞线的根数 n 。

$$n = \frac{F_{s1} \cdot P_t}{P_u} \quad (12.2.4-2)$$

式中 F_{s1} ——安全系数，取 1.7~2.2，腐蚀性地层中取大值；
 P_u ——锚固钢材极限张拉荷载。

3 对于永久性锚固结构，设计中应考虑预应力钢材的松弛损失及被锚固岩（土）体蠕变的影响，决定锚索的补充张拉力。

4 锚索间距应以所设计的锚固力能对地基提供最大的张拉力为标准。锚索间距宜采用 3~6 m，最小不应小于 1.5 m。

12.2.5 锚固体设计应符合下列规定：

1 锚固体应确定锚索锚固段长度、孔径、锚固类型。锚固体的承载能力应通过锚固体与锚孔壁的抗剪强度、钢绞线束与水泥砂浆的粘结强度以及钢绞线强度三部分控制，设计应取其小值。

2 锚固体抗拉拔安全系数 F_{s2} 不应小于 2.5。

3 锚索或单元锚索的锚固段长度按下列公式计算，采用 l_{sa} 、 l_a 中的大值，宜为 4~10 m。

1) 根据水泥砂浆与锚索张拉钢材粘结强度确定的锚固段长度 l_{sa} 可按下式计算：

$$l_{sa} = \frac{F_{s2} \cdot P_t}{\pi \cdot d_s \cdot \tau_u} \quad (12.2.5-1)$$

当锚索锚固段为枣核状时

$$l_{sa} = \frac{F_{s2} \cdot P_t}{n \cdot \pi \cdot d \cdot \tau_u}$$

2) 根据锚固体与孔壁的抗剪强度确定的锚固段长度 l_a 可按下式计算：

$$l_a = \frac{F_{s2} \cdot P_t}{\pi \cdot d_h \cdot \tau} \quad (12.2.5-2)$$

式中 d_s ——张拉钢材外表直径 (m)，见附录 C 表 C.0.3；
 d ——单根张拉钢材直径 (m)；

d_h ——锚固体（即钻孔）直径（m）；

n ——每孔锚索钢绞线根数；

τ_u ——锚索张拉钢材与水泥砂浆的粘结强度设计值（MPa），见附录 C 表 C.0.2；

τ ——锚孔壁与注浆体之间粘结强度设计值（MPa），见附录 C 表 C.0.1。

4 锚固体的直径应根据设计锚固力、地基性状、锚固类型、张拉材料根数、造孔能力等因素确定，宜采用 $\phi 100 \sim 150$ mm。

12.2.6 锚索总长度由锚固段长度、自由段长度及张拉段长度组成。锚索自由段长度受稳定地层界面控制，在设计中应考虑自由段伸入滑动面或潜在滑动面的长度不应小于 1 m，自由段长度不应小于 3~5 m。张拉段长度应根据张拉机具决定，锚索外露部分长度宜为 1.5 m 左右。

12.2.7 锚索的紧固头应固定在外锚结构上。外锚宜采用钢筋混凝土结构，形式可根据被加固边坡岩土情况确定，常用的有垫墩（垫块、垫板）、地梁、格子梁、柱、桩、墙等。外锚结构设计应符合下列规定：

1 锚索垫墩应双向布筋，可按中心有支点单向受弯构件计算内力，并检算垫墩与钢垫板连接处混凝土局部承压与冲切强度。垫墩面积应根据被加固边坡地基承载力确定。

2 地梁、格子梁可将锚拉点锚索预应力简化为集中荷载，按弹性地基梁进行计算。地梁、格子梁可简化为单元梁，按简支梁、连续梁进行内力计算。

3 锚索桩可简化为受横向变形约束的弹性地基梁，根据变形协调原理，锚拉点桩的位移应与锚索伸长相等进行桩的内力计算。

12.3 构造要求

12.3.1 预应力锚索应由锚固段、自由段和紧固头三部分构成，

紧固头应由垫墩、钢垫板和锚具组成。

12.3.2 锚索垫墩、地梁、格子梁、桩的混凝土强度等级不宜低于 C30。

12.3.3 锚索的钢材可采用 $\phi 12.7\text{ mm}$ 或 $\phi 15.2\text{ mm}$ 的钢绞线。每孔锚索可由单束或多束钢绞线组成。

12.3.4 拉力型锚索锚固段制作宜采用一系列的紧箍环和扩张环（隔离架）使之成为波纹状，注浆后形成枣核（糖葫芦）状；压力型锚索应由不与灌浆体相互粘结的保护套管的杆体和位于锚固段注浆体底端的承载体组成。

12.3.5 锚索应进行防锈、防腐处理。锚固段锚索应清污除锈，自由段锚索还应涂防腐剂、外套 $\phi 22\text{ mm}$ 聚乙烯塑料套管隔离防护，张拉段锚索也应涂防腐剂。当地层具有腐蚀性或地下水具有侵蚀性时，注浆材料应采用抗侵蚀性水泥，锚索应采用全长波纹管防护。锚索的防腐应符合《岩土锚杆（索）技术规程》（CECS 22：2005）的规定。

12.3.6 钻孔可采用水钻或干钻。当水钻可能影响边坡稳定时，应采用干钻。锚孔应严格执行灌浆施工工艺要求，当用水冲洗影响锚索的抗拔能力时，应采用高压风吹净。

12.3.7 锚索孔注浆材料宜采用 M35 水泥砂浆。注浆采用孔底注浆法，注浆压力不应小于 $0.6\sim 0.8\text{ MPa}$ ，砂浆灌注应饱满密实，第一次注浆完毕，水泥砂浆凝固收缩后，孔口应进行补浆。

12.3.8 锚索张拉应分两次逐级张拉，第一次张拉值应为总张拉力的 70%，两次张拉间隔时间不宜少于 $3\sim 5\text{ d}$ 。总张拉力应包括超张拉力值。自由段为土层时，超张拉力值宜为 15%～25%；自由段为岩层时，超张拉力值宜为 10%～15%。张拉应待孔内砂浆达到设计强度的 70%后方可进行，张拉中应对锚索伸长及受力情况作好记录，核实伸长与受力值的相符性。

12.3.9 锚具底座顶面应与钻孔轴线垂直，确保锚索张拉时千斤顶张拉力与锚索在同一轴线上。

12.3.10 预应力锚索张拉锁定后，锚头部分应涂防腐剂，再用 C30 混凝土封闭，保护层厚度不宜小于 5cm。

12.3.11 在锚固工程施工初期，应进行预应力锚索锚固试验。锚固试验的数量可按工作锚索的 3% 控制，有特殊要求时可适当增加。锚固试验的平均拉拔力，不应小于预应力锚索的超张拉力。当平均拉拔力低于此值时，应再按 3% 的比例补充锚固试验的数量。

附录 A 列车和轨道荷载换算土柱高度及分布宽度

A.0.1 列车和轨道荷载换算土柱高度及分布宽度应符合表 A.0.1 的规定。

表 A.0.1 列车和轨道荷载换算土柱高度及分布宽度

项 目		单位	I 级铁路				II 级铁路			
			特重型		重 型		次重型	次重型	中 型	轻 型
路段旅客列车设计行车速度 v		km/h	$120 \leq v \leq 160$		$120 < v \leq 160$	120	120	$80 \leq v \leq 120$	$80 \leq v \leq 100$	80
轨道条件	钢 轨	kg/m	75	60	60	60	50	50	50	50
	混凝土枕型号		Ⅲ	Ⅲ	Ⅲ	Ⅲ	Ⅱ	Ⅱ	Ⅱ	Ⅱ
	铺轨根数	根/km	1667	1667	1667	1667	1760	1760	1760	1760
	混凝土轨枕长度	m	2.6	2.6	2.6	2.6	2.5	2.5	2.5	2.5
	道床顶面宽度	m	3.5	3.5	3.4	3.4	3.3	3.3	3.0	2.9
	道床边坡坡率		1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.5
基床表层类型	土质	道床厚度	m	0.5	0.5	0.5	0.5	0.45	0.40	0.35
		换算土柱宽度	m	3.7	3.7	3.7	3.7	3.5	3.4	3.3
		荷载强度	kPa	60.2	60.2	59.7	59.7	60.1	59.1	58.5
		重 度	换算土柱高度	18kN/m ³	m	3.4	3.4	3.4	3.3	3.3
				19kN/m ³	m	3.2	3.2	3.2	3.2	3.1
				20kN/m ³	m	3.1	3.1	3.0	3.0	3.0
				21kN/m ³	m	2.9	2.9	2.9	2.9	2.8

续表 A.0.1

项 目					单位	Ⅰ 级铁路				Ⅱ 级铁路				
						特重型		重 型		次重型	次重型	中 型	轻 型	
基床表层类型	硬质岩石	道床厚度			m	0.35	0.35	0.35	0.35	0.3	0.3	0.3	0.25	
		换算土柱	换算土柱宽度			m	3.4	3.4	3.4	3.4	3.2	3.2	3.2	3.1
			荷载强度			kPa	60.5	60.4	60.1	60.1	60.8	60.8	59.8	59.6
			重 度	19kN/m³	换算土柱高度	m	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
						m	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.0	3.0
						m	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9
						m	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
		22kN/m³			m	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	
	级配碎石或级配砂砾石	道床厚度			m	0.3	0.3	0.3	—	—	—	—	—	
		换算土柱	换算土柱宽度			m	3.3	3.3	3.3	—	—	—	—	—
			荷载强度			kPa	60.8	60.7	60.3	—	—	—	—	—
			重 度	19kN/m³	换算土柱高度	m	3.2	3.2	3.2	—	—	—	—	—
						m	3.1	3.1	3.1	—	—	—	—	—
						m	2.9	2.9	2.9	—	—	—	—	—
m	2.8					2.8	2.8	—	—	—	—	—		
22kN/m³			m	2.8	2.8	2.8	—	—	—	—	—			

- 注:1 表中换算土柱高度按特重型、重型、次重型轨道为无缝线路,中型、轻型为有缝线路轨道的计算值;当重型、次重型轨道铺设无缝线路时,其换算土柱高度应减小 0.1m;
- 2 重度与本表不符时,需另计算换算土柱高度;
- 3 列车竖向荷载采用“中—活载”,即轴重 220kN、间距 1.5m;
- 4 列车和轨道荷载分布于路基面上的宽度,自轨枕底两端向下按 45°扩散角计算;
- 5 II 型轨枕的换算土柱高度考虑了轨枕加强地段每千米铺设根数 1840 的影响。

附录 B 抗滑桩设计参考值

B.0.1 较完整岩层的单轴极限抗压强度、侧向容许应力和地基系数对应值应符合表 B.0.1 的规定。

表 B.0.1 较完整岩层的单轴极限抗压强度、侧向容许应力和地基系数对应值

顺 号	抗压强度 (kPa)		地基系数 (kN/m ³)	
	单轴极限值	侧向容许值 $[\sigma]$	竖直方向 K_0	水平方向 K
1	10 000	1 500~2 000	100 000~200 000	60 000~160 000
2	15 000	2 000~3 000	250 000	150 000~200 000
3	20 000	3 000~4 000	300 000	180 000~240 000
4	30 000	4 000~6 000	400 000	240 000~320 000
5	40 000	6 000~8 000	600 000	360 000~480 000
6	50 000	7 500~10 000	800 000	480 000~640 000
7	60 000	9 000~12 000	1 200 000	720 000~960 000
8	80 000	12 000~16 000	150 000~2 500 000	90 000~2 000 000

注： $K = (0.6 \sim 0.8)K_0$ 。

B.0.2 抗滑桩地基系数及地层物理力学指标应符合表 B.0.2 的规定。

表 B.0.2 抗滑桩地基系数及地层物理力学指标

地 层 种 类	内摩擦角	弹性模量 E_0 (kPa)	泊松比 μ	地基系数 K (kPa/m)	剪切应力 (kPa)
细粒花岗岩、正长岩	80° 以上	5 430~6 900	0.25~0.30	$2.0 \times 10^6 \sim 2.5 \times 10^6$	1500 以上
辉绿岩、玢岩		6 700~7 870	0.28	2.5×10^6	

续表 B.0.2

地 层 种 类	内摩 擦角	弹性模量 E_0 (kPa)	泊松比 μ	地基系数 K (kPa/m)	剪切应力 (kPa)
中粒花岗岩	80° 以上	5 430~6 500	0.25	$1.8 \times 10^6 \sim 2.0 \times 10^6$	1 500 以上
粗粒正长岩、 坚硬白云岩		6 560~7 000			
坚硬石灰岩	80°	4 400~10 000	0.25~0.30	$1.2 \times 10^6 \sim 2.0 \times 10^6$	1 500
坚硬砂岩、 大理岩		4 660~5 430			
粗粒花岗岩、 花岗片麻岩		5 430~6 000			
较坚硬石灰岩	75°~80°	4 400~9 000	0.25~0.30	$0.8 \times 10^6 \sim 1.2 \times 10^6$	1 200~1 400
较坚硬砂岩		4 460~5 000			
不坚硬花岗岩		5 430~6 000			
坚硬页岩	70°~75°	2 000~5 500	0.15~0.30	$0.4 \times 10^6 \sim 0.8 \times 10^6$	700~1 200
普通石灰岩		4 400~8 000	0.25~0.30		
普通砂岩		4 600~5 000	0.25~0.30		
坚硬泥灰岩	70°	800~1 200	0.29~0.38	$0.3 \times 10^6 \sim 0.4 \times 10^6$	500~700
较坚硬页岩		1 980~3 600	0.25~0.30		
不坚硬石灰岩		4 400~6 000	0.25~0.30		
不坚硬砂岩		1 000~2 780	0.25~0.30		
较坚硬泥灰岩	65°	700~900	0.29~0.38	$0.2 \times 10^6 \sim 0.3 \times 10^6$	300~500
普通页岩		1 900~3 000	0.15~0.20		
软石灰岩		4 400~5 000	0.25		
不坚硬泥灰岩	45°	30~500	0.29~0.38	$0.06 \times 10^6 \sim 0.12 \times 10^6$	150~300
硬化黏土		10~300	0.30~0.37		
软片岩		500~700	0.15~0.18		
硬 煤		50~300	0.30~0.40		
密实黏土	30°~45°	10~300	0.30~0.37	$0.03 \times 10^6 \sim 0.06 \times 10^6$	100~150
普通煤		50~300	0.30~0.40		
胶结卵石		50~100	—		
掺石土		50~100	—		

B.0.3 抗滑桩随深度增加的土质地基系数应符合表 B.0.3 的规定。

表 B.0.3 抗滑桩随深度增加的土质地基系数

序 号	土 的 名 称	坚 直 方 向 m_0 (kPa/m ²)	水 平 方 向 m (kPa/m ²)
1	0.75 < I_L < 1.0 的软塑黏土及粉质黏土；淤泥	1 000 ~ 2 000	500 ~ 1 400
2	0.5 < I_L < 0.75 的软塑粉质黏土及黏土	2 000 ~ 4 000	1 000 ~ 2 800
3	硬塑粉质黏土及黏土；细砂和中砂	4 000 ~ 6 000	2 000 ~ 4 200
4	坚硬的粉质黏土及黏土；粗砂	6 000 ~ 10 000	3 000 ~ 7 000
5	砾砂；碎石土、卵石土	10 000 ~ 20 000	5 000 ~ 14 000
6	密实的大漂石	80 000 ~ 120 000	40 000 ~ 84 000

注：1 I_L 为土的液性指数，其土质地基系数 m_0 和 m 值，相应于桩顶位移 0.6 ~ 1.0 cm；

2 有可靠资料和经验时，可不受本表限制。

附录 C 锚杆、锚索设计参考值

C.0.1 锚孔壁与注浆体之间粘结强度设计值应符合表 C.0.1 的规定。

表 C.0.1 锚孔壁与注浆体之间粘结强度设计值

岩土种类	岩土状态	孔壁摩擦阻力 (MPa)	岩石单轴饱和抗压强度 (MPa)
岩 石	硬岩及较硬岩	1.0~2.5	>15~30
	较软岩	0.6~1.0	15~30
	软 岩	0.3~0.6	5~15
	极软岩及风化岩	0.15~0.3	<5
黏性土	软 塑	0.03~0.04	
	硬 塑	0.05~0.06	
	坚 硬	0.06~0.07	
粉 土	中 密	0.1~0.15	
砂 土	松 散	0.09~0.14	
	稍 密	0.16~0.20	
	中 密	0.22~0.25	
	密 实	0.27~0.40	

注：1 锚孔壁与水泥砂浆之间的粘结强度设计值应通过现场拉拔试验确定。当无试验资料时，可参照此表选用，但施工时应进行拉拔验证。

2 有可靠的资料和经验时，可不受本表限制。

C.0.2 钢筋、钢绞线与水泥砂浆之间的粘结强度设计值应符合表 C.0.2 的规定。

**表 C.0.2 钢筋、钢绞线与水泥砂浆之间的
粘结强度 (MPa) 设计值**

锚 杆 类 型	水泥浆或水泥砂浆强度等级	
	M30	M35
水泥砂浆与螺纹钢或带肋钢筋间	2.40	2.70
水泥砂浆与钢绞线、高强钢丝间	2.95	3.40

注：1 当采用两根钢筋点焊成束时，粘结强度应乘折减系数 0.85；

2 当采用三根钢筋点焊成束时，粘结强度应乘折减系数 0.65。

C.0.3 锚索束表面尺寸应符合表 C.0.3 的规定。

表 C.0.3 锚索束表面尺寸

束数	外表直径 d_s (cm)	$\phi 12.7$ mm 型		$\phi 15.2$ mm 型	
		直 径 d_s (cm)	周 长 v (cm)	直 径 d_s (cm)	周 长 v (cm)
3	$(d\pi + 3d)/\pi$	2.48	7.79	3.00	9.42
4	$(d\pi + 4d)/\pi$	2.89	9.08	3.46	10.86
5	$(d\pi + 5d)/\pi$	3.29	10.34	3.94	12.38
6	$(d\pi + 6d)/\pi$	3.70	11.62	4.42	13.89
7	$(d\pi + 7d)/\pi$	3.70	11.62	4.42	13.89
9	$(d\pi + 8d)/\pi$	4.50	14.14	5.39	16.93
12	$(d\pi + 9d)/\pi$	4.91	15.43	5.87	18.44

C.0.4 预应力钢绞线规格应符合表 C.0.4 的规定。

表 C.0.4 预应力钢绞线规格

名 称	公 称 直 径 (mm)	强 度 级 别 (MPa)	公 称 截 面 积 (mm ²)	单 位 重 量 (kg/m)	极 限 张 拉 荷 载 P_u (kN)	屈 服 张 拉 荷 载 P_y (kN)	伸 长 率 (%)	1 000 h 松弛率(%)		设计荷载作用时(kN)			
								初始负荷(kN)		使用状态		预 应 力 施 加 过 程 中 $0.9P_y$	预 应 力 传 递 时 $0.7P_u$
								$0.7P_u$	$0.8P_u$	$0.6P_u$	$0.65P_u$		
由 7 根钢 丝构成 $\phi 12.7$ mm	12.7	1 860	98.7	0.774	184	156	3.5	<2.5	<4.5	110.4	119.6	140.4	128.8
由 7 根钢 丝构成 $\phi 15.2$ mm	15.2	1 860	139	1.101	259	220	3.5	<2.5	<4.5	155.4	168.4	198	181.3

本规范用词说明

执行本规范条文时，对于要求严格程度的用词说明如下，以便在执行中区别对待。

(1) 表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

(2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词；

正面词采用“应”；

反面词采用“不应”或“不得”。

(3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”；

反面词采用“不宜”。

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

•

《铁路路基支挡结构设计规范》

条文说明

本条文说明系对重点条文的编制依据、存在的问题以及在执行中应注意的事项等予以说明。为了减少篇幅，只列条文号，未抄录原条文。

1.0.2 经检算分析，行车速度从 160 km/h 提高到 200 km/h 时，列车荷载对支挡结构的稳定性计算影响甚小，同时本次修订时将挡土墙抗倾覆稳定系数提高到 1.6，增加了支挡结构的安全度。因此，本规范可适用于旅客列车设计行车速度等于或小于 200 km/h 标准轨距铁路路基支挡结构的设计。

1.0.3 全面规划、远期近期结合，是针对分期修建的双线铁路或站场的支挡工程，在近期工程设计时，应提出近期与远期相结合的合理方案，尽量做到远期工程能充分利用近期建筑物。在条件许可的情况下配合路基工程，力争一次设计成双线支挡，避免拆除重建。

认真进行方案比选，是针对过去在山区傍山线的路基支挡工程设计中，一般多与路基土石方工程比较，而不与桥隧方案比选，因此本条强调认真进行方案比选，含有与桥隧比较之意。此外支挡工程本身又有不同结构形式，亦应进行选型比较。

1.0.4 20多年来，我国铁路支挡技术发展很快，“支挡”一词已不是过去单纯靠支撑来平衡路基土压力或山体滑动的浆砌片石挡土墙，而是采用支撑、土筋复合结构以及锚固等多种支挡新技术，如锚杆、锚定板、加筋土、预应力锚索等新结构挡土墙及抗滑桩。这些新型支挡结构与重力式挡土墙相比，具有结构轻、施

工快、便于预制和机械化施工、节省材料与劳动力、造价低等优点，因此本条强调应积极采用。有些新结构，虽已取得一定经验，但尚不具备纳规条件，今后还需开展必要的试验，积累经验，逐步推广。

1.0.6 本条是根据多年支挡设计的经验、教训以及国内外资料，提出对支挡设计的基本要求。

1 支挡结构在各种荷载组合作用下，应符合强度、稳定性和耐久性的要求。

支挡类型除了选择重力式挡土墙外，可根据现场的地形、地质、水文等具体情况结合工程技术条件，从各种支挡类型中选择最合适的形式。不论选择哪种类型，应符合经济合理、便于施工和养护的要求。

支挡结构建筑材料的选用可视类型而定，重力式挡土墙一般应考虑采用混凝土或片石混凝土灌筑。其他支挡结构除了采用钢筋混凝土外，由于结构类型不同需用其他材料，如加筋土挡土墙的拉筋采用土工格栅、钢筋混凝土拉带或其他材料的拉带，锚杆挡土墙、锚定板挡土墙的拉杆则宜选用可焊性和延伸性良好的钢材。由于上述材料埋在填料中，因此本条强调应保证有耐久、耐腐蚀的要求。

2 针对过去支挡结构设计中，由于地基勘探不明致使施工开挖后不得不变更设计的情况，因而本条强调必须探明山体和地基的工程地质条件、水文地质情况，使设计符合实际。对地基土的物理、力学性质的确认，主要是避免将同一基础置于物理、力学性质和压缩性差异悬殊的地基上，防止基础不均匀下沉。

4 路堤填料的选用及其压实要求在《铁路路基设计规范》条文说明中已详细阐述。路基填料一般就是支挡结构墙后填料，但有些支挡结构对填料的选用又有各自的要求，因此本条强调支挡结构墙后填料应符合《铁路路基设计规范》(TB 10001) 的规

定。

9 雨水下渗会降低墙背填土的力学指标或软化地基，大大降低支挡结构的稳定性，切实做好排水、隔水措施，对保证支挡结构的稳定十分重要。另外，路肩墙也应采取措施，避免雨水在墙面漫流。因此本条强调了设置支挡结构地段，应与路基排水设施协调，形成完善的排水系统。

1.0.7 混凝土的耐久性不足，不仅会增加使用过程中的维护费用，影响工程的正常使用，而且会过早结束结构的使用年限，造成严重的资源浪费。为使混凝土结构设计能够适应铁路工程建设的需要，并有利于可持续发展的战略，明确铁路混凝土结构耐久性设计的具体内容和方法，《铁路混凝土结构耐久性设计暂行规定》已于2005年10月颁布施行，路基支挡结构设计亦应按该暂行规定中的有关要求设计。

1.0.8 根据《铁路路基设计规范》(TB 10001)及《新建时速200公里客货共线铁路设计暂行规定》(铁建设函〔2005〕285号)的规定，列车竖向静荷载采用中华人民共和国铁路标准活载，即“中—活载”。

列车荷载通过轨枕在道床内的扩散角按 45° 计算，主要是根据铁道部科学研究院在既有线上测试的结果。当道床厚度为0.5m时，动荷载分布在路基面上的宽度约为3.5m，从而得出动荷载在道床内的扩散角约为 45° ，故本条规定采用 45° 。

在支挡结构设计中一般采用静力法，是将路基面上的轨道和列车荷载的合力，换算为与路基填料重度相同的土柱来代替作用在路基面上的荷载。考虑到列车运行速度的提高以及架桥机等施工运架设备的不断更新，设计中应考虑冲击力、离心力、制动力和摇摆力等的影响，必要时可适当增大安全系数。架桥机等运架设备应作为临时荷载进行检算，检算时安全系数可适当降低。

列车动荷载的考虑：根据查询资料和科研研究显示，动荷载

所产生的土压力为其等幅值静荷载所产生的土压力 1.2 倍左右。动荷载试验实测值和弹性理论计算值的墙背土压力分布图形较为接近，均呈中上部偏大、底部较小的曲线分布形式，但实测值的衰减速率明显高于理论计算值。在距路基面 2.0 m 深度以下，其侧压力很小。考虑动荷载对路肩墙的影响时应注意：

(1) 如果以库仑理论计算土压力，当挡土墙高 2~4 m 时，应适当提高安全系数。安全系数的取值应通过研究确定，也可采用满铺荷载计算。

(2) 将动荷载和静荷载分开考虑；通过试验进一步了解动荷载在墙背的分布情况，确定可行的计算公式。

随着荷载作用距离的增加，动荷载土压力逐渐减小。动荷载土压力与荷载作用距离之间基本符合线性关系，且横向在距离荷载外边缘 2.5 m 以外影响较小。按照客运专线铁路目前的标准，如果挡土墙设置在路肩以外，可减小动荷载的影响。因此，客运专线铁路路肩墙设计可以从路肩放坡 1~2 m，采取非埋入式路堤墙的形式比较安全。

1.0.11 挡土墙基底下遇有软弱土层时，可能导致挡土墙及墙后填料沿着软弱层面产生剪切破坏，此种情况应进行滑动稳定检算。其滑动稳定系数根据多年工程实践规定，重力式挡土墙不得小于 1.15，其他挡土墙不得小于 1.25。挡土墙位于斜坡上时，挡墙墙趾以下边坡的稳定问题以往容易被忽视，因此本条强调了挡墙本身的稳定检算外，应保证斜坡的整体稳定。

3.1.1 一般地区重力式挡土墙系指非浸水地区、非地震区以及非滑坡等不良地质地区的重力式挡土墙。

重力式挡土墙基础底面宽、体积大，如高度过大，与桩锚体系挡土结构相比，其稳定性、安全度等方面均显不足，既不利于土地的开发利用，也往往是不经济的。经多个工程测算，当土质边坡高度大于 6~8 m、石质边坡高度大于 8~10 m 时，上述状况已明显存在，且重力式路堑挡土墙施工难以采用逆作

法，开挖面形成后边坡稳定性降低，若挡墙施工不及时，很容易引起坡面剥落、溜坍甚至引发浅层滑坡。为减少长期运营中的维护工作量，“高填、深挖”在方案研究阶段就力求避免。参考《建筑边坡工程技术规范》(GB 50330—2002)有关规定，本条对挡墙高度作了限制。

3.1.2 对于Ⅰ、Ⅱ级铁路挡土墙，其强度安全更应受到重视。以往由于挡土墙需要大量的浆砌片石，其砂浆质量及墙的整体砌筑质量不易保证，出于保证砌体质量的目的，《新建客货共线铁路工程施工补充规定(暂行)》(铁建设〔2004〕8号)明确规定：“重力式挡土墙施工不得使用浆砌片石”，这就意味着重力式挡土墙材质必须采用混凝土或片石混凝土。因此，本条规定Ⅰ、Ⅱ级铁路为了保证挡土墙的强度，其材质应用混凝土或片石混凝土。

3.1.3 混凝土的中心和偏心受压容许应力参照现行《铁路桥涵混凝土和砌体结构设计规范》(TB 10002.4—2005)表3.0.5相应数值确定，片石混凝土可参照采用。

3.2.1 作用在挡土墙上的各种荷载按其性质和发生几率分为主力、附加力和特殊力。主力是经常作用的；附加力是偶然发生的或者其最大值发生几率很小；特殊力是暂时的或属灾害性的，发生几率也很小。

由于挡土墙计算时分为有荷（指轨道及列车荷载）、无荷等多种组合，故表3.2.1中仍把墙背主动土压力和轨道及列车荷载产生的土压力分列。地震动峰值加速度是依据现行《中国地震动参数区划图》(GB 18306—2001)取代原地震基本烈度。

3.2.2 本条中设计水位含义见《铁路路基设计规范》(TB 10001—2005)第3.0.1条。最不利水位是指设计水位或其下某一水位，当用此水位检算挡土墙时，得出的抗倾覆稳定系数或抗滑动稳定系数最小，或得出的基底应力最大。

3.2.5 本条有关墙体材料容许应力部分根据现行《铁路桥涵混

凝土和砌体结构设计规范》(TB10002.4—2005) 定出。

关于地基容许承载力,因主力是经常发生的,而附加力是暂时的,其几率较小,且地基容许承载力一般都具有一定储备量,即使基础某一侧边缘应力超过容许值,也只是局部的、暂时的,不致影响其安全使用,因此地基容许承载力在主力加附加力的情况下可予以提高,但为了防止压应力出现过大的不均匀分布,本条规定主力加附加力时,地基容许承载力可提高20%。

挡土墙有时会出现基底合力的偏心距为负值的情况,即墙有向后倾的趋势,此时出现“墙压土”,产生被动土压力作用于墙背,这样就调整了墙基底的受力状态,此时一般地区墙踵的基底压应力可使之超过地基容许承载力30%,浸水挡土墙由于已考虑了水的浮力等附加力的作用,可使踵部容许承载力超过更多一些,一般用50%控制。据实践经验,这样的规定不会影响墙身及基底的稳定。

3.2.10 有些文献资料认为,按库仑公式计算的被动土压力值偏大。另外,挡土墙处于被动状态时产生的位移远较主动状态时大,由于挡土墙前后土体既互相作用又互为一体,因此墙后土体处于主动状态时所产生的位移难以促使墙前土体进入被动状态,显然墙前土体的抗力较被动土压力小,故本条规定墙前土体对挡土墙的抗力只取部分被动土压力值。为安全起见,一般情况下可取1/3被动土压力值。

3.2.11 当挡土墙墙背填料为细粒土时,以往多用综合内摩擦角计算土压力,但至今没有较准确的换算内摩擦角的方法,通常采用 35° 的数值,用此值计算的土压力在某些情况下与实测值有一定偏差。因此,只有在有经验时,才可使用表3.2.11中的数据。

路堑挡土墙墙后地层的物理、力学指标应根据地质资料和边坡设计数据,参照说明表3.2.11综合确定。

说明表 3.2.11 路堑地层的物理力学指标

路堑边坡	综合内摩擦角 ϕ_0	重度 (kN/m^3)
1:0.5	$65^\circ \sim 70^\circ$	25
1:0.75	$55^\circ \sim 60^\circ$	25
1:1.0	50°	24~25
1:1.25	45°	22~24
1:1.5	$35^\circ \sim 40^\circ$	18~22

3.2.12 墙背摩擦角对土压力影响较大, 由于我国目前尚缺少较确切的试验数据, 条文中表 3.2.12 所列的是参照国内外的经验和一些研究试验而定出的, 因此, 只有在有经验时, 才可使用。其中墙背土体产生第二破裂面时, 其墙背摩擦角为 ϕ 或 ϕ_0 。

3.3.1 挡土墙基底一般可采用平底, 当抗滑稳定受控制时, 可采用斜底。

墙前土压力的水平分力 E'_x , 主要是指墙前的部分被动土压力 (一般可取计算被动土压力 E_p 的三分之一, 即 $E'_x = E_p/3$)。浸水挡土墙墙前土体易被水流冲刷破坏, 不能长期保存, 为安全起见, 可不计算墙前土压力。

3.3.2 依据《铁路工程岩土分类标准》(TB 10077—2001) 的有关规定, 对原地层类别及基底与地基间的摩擦系数表 3.3.2 进行了适当调整, 只有在有经验时, 才可选用。

3.3.4 对重力式挡土墙的稳定性验算, 许多设计者反映, 设计结果主要由抗滑稳定性控制, 这与以往重力式挡土墙标准图设计图表中结论是一致的, 而现实工程中挡土墙倾覆破坏的可能性往往大于滑动破坏。这是因为设计中采用的摩擦系数设计值有一定的安全储备, 且墙前被动土压力一般没有考虑, 同时也说明过去规范中抗倾覆稳定性的安全储备较低。考虑我国铁路运输日趋提速的现实, 结合 160 km/h 列车动应力对挡墙倾覆稳定性影响的加大, 并参考《建筑边坡工程技术规范》(GB 50330—2002) 的相关标准, 这次对挡土墙倾覆稳定性安全系数稍作调整, 由原来的

1.5 调整为 1.6。计算附加力时, K_c 不应小于 1.2, K_0 不应小于 1.4。架桥机等运架设备临时荷载作用下, K_c 不应小于 1.05, K_0 不应小于 1.1。

由于附加力是偶然发生的或者其最大值发生几率很小的荷载, 从挡土墙设计应力求技术可行、经济合理的角度考虑, 对计算附加力时挡墙的抗倾覆、抗滑动稳定系数适当降低, 多年的运用实践证明是合理的。

根据铁二院完成的“影响支挡结构安全的因素”科研项目结果, 对架梁机临时荷载进行检算时, 进一步降低支挡结构抗倾覆及抗滑稳定系数是可行的。大量的铺架实践也证明, 按现行规范所设计的重力式路肩墙和路堤墙, 单纯由于架桥机荷载导致支挡结构的破坏现象是比较罕见的。架桥机等临时荷载需根据检算工况, 限制其行走路线。对重力式路肩墙, 架梁车建议应沿路基面中心线或偏向远离挡墙一侧行走; 而对衡重式路肩墙, 架梁车建议尽量沿路基面中心线行走。上述方案仍不能解决时, 建议通过调整改良架梁车走运结合的方法解决。

3.3.6 当计算基底压应力过程中出现 $e > B/6$ 时, 基底墙踵将出现拉应力, 对于一般地基与基底间是不能承受的, 这时按无拉应力的平衡条件重新分配压应力。

重新分配的压应力合力作用在距墙趾为 c 的三角形应力图的形心上, 该应力图一边长为 $3c$, 则有 $\sum N = \frac{1}{2} \sigma_1 3c$ 。本条中式 (3.3.6—2) 为 $\sigma_1 = 2 \sum N / 3c$, $\sigma_1 = 0$ 。

3.3.7 检算墙身截面上可能产生正、负偏心值, 故用绝对值 $|e'|$ 表示。

由于墙体材料能承受一定的拉力, 因此其偏心值较基底的偏心值大。条文规定考虑主力时, $|e| \leq 0.3B'$ 是为避免出现较大的拉应力。

3.4.2 本条第4款规定的基础埋置深度, 由于路堑的路基面是稳

固的，因而可将路基面视为地面，基底埋设在路肩下 1 m 即可。但若路堑侧沟较深，有可能出现侧沟砌体底面深度大于 1 m 的情况，此时侧沟砌体底面低于挡土墙基底，如侧沟渗水，将影响挡土墙的地基，故本条规定挡土墙基底应低于侧沟砌体底面不小于 0.2 m。

3.4.3 在斜坡地面上的挡土墙，其基础的埋入深度除按表 3.4.3 中规定的最小埋入深度外，还受墙趾距斜坡地面的水平距离控制。表中规定的数值是根据多年的经验总结得出的。

3.4.4 当墙基位于较完整的硬质岩石构成的斜坡上时，由于岩石节理不发育，抗压强度大于 30 MPa，基础部分不产生侧压力。为了节省基础开挖工程和墙体数量，可将墙基开挖成台阶式，修成台阶式基础。其最下一层台阶的宽度规定不宜小于 1 m，是为了保证挡土墙基础的稳定。

3.4.6 当挡土墙受抗滑稳定控制时，采用倾斜基底的措施，其中一般地区设不大于 0.2:1 的斜坡，是根据以往实践经验定出的。

浸水地区因受水浸泡岩土易软化，不易软化的地基 f 值一般较高，不受抗滑控制，故规定浸水地区不宜设置倾斜基底。

3.4.7 当挡土墙受抗倾覆稳定、基底偏心或基底承载力控制时，加设墙趾台阶可调整墙身及基底的受力状态，达到节省墙体材料、降低工程造价的目的。检算墙趾台阶时，通常考虑墙趾台阶为悬臂，墙趾台阶承受基底竖向反力，以此检算墙趾台阶的弯曲应力和剪应力。若基础台阶连线与台阶竖直线间之夹角（即刚性角）混凝土基础不大于 45° ，可不进行墙趾台阶的弯曲应力和剪应力检算。

3.4.8 明挖基础为防止基坑积水软化墙基，导致地基承载力降低，施工后应及时回填夯实，顶面必要时应加设黏土防渗层或铺砌一层浆砌片石。

对湿陷性黄土等特殊地基，可采用重夯夯实地基或用黏土作

防水层及设置 3:7 灰土垫层等措施,以防地表水下渗软化墙基。

3.5.1 支挡结构两端与路堤的连接方式,关系到前后工程的衔接及挡土墙的长度和稳定,其连接方式如同桥台耳墙与路堤连接,因此在接头处采用锥体边坡过渡以便与路堤边坡坡面平顺相接。

为了加强挡土墙与路基的连接,故规定挡土墙端部伸入路堤内的长度不应小于 0.75 m。

挡土墙锥体顺线路方向边坡坡度,因不受列车荷载的影响,比照路堤边坡坡度变陡一级,为了统一,故规定锥体边坡高度在 8 m 以内,顺线路方向的锥体边坡坡度为 1:1.25,8~20 m 为 1:1.5;垂直线路方向的边坡坡度与路堤边坡相同。

为了保证重力式挡土墙端部不受水流的冲刷或雨水的冲蚀,其端部需嵌入原地层一定长度。其嵌入长度,土质地层不应小于 1.5 m,弱风化的岩石地层不应小于 1 m。

3.5.6 墙身设置泄水孔是为了疏导墙后积水,增加墙身的稳定性。排水条件的好坏直接影响挡土墙土压力大小,所以要求泄水孔布置得当、排水通畅,最低排泄水孔应布置在排水沟(或侧沟)的设计最高水位线以上部位。

为了发挥泄水孔的排水效能,要求泄水孔进口处设置反滤层,以保证泄水孔不被堵塞,墙后土的细颗粒也不会被带走。由于挡土墙后填料中含水量一般较小,动水压力可不计,因此对反滤层的要求不高,无须通过计算决定其颗粒级配和层数等。土工合成材料施工方便,质量容易控制,施工效率高,故规范中推荐优先采用。根据实践经验,只要在泄水孔进口处设边长为 0.3 m 的正立方体砂夹卵石或砾石反滤层,即可满足要求。

对于墙后排水不良或填料有冻胀或膨胀性,应在墙后最低排泄水孔至墙顶下 0.5 m 之间全部设置土工合成材料或厚度不小于 0.5 m 的砂夹卵石反滤层,既可减轻冻胀或膨胀力对墙的影响,又可防止墙后产生静水压力,同时起反滤作用。

4.1.1 所谓短卸荷板式挡土墙是卸荷板末端在下墙破裂棱体内，以填土重量和墙身自重共同抵抗土体侧压力的挡土墙。短卸荷板式挡土墙的卸荷板长度可以任意调整，使其基底偏心矩接近零，基底应力分布比较均匀，墙身截面面积较小，较衡重式挡土墙截面减少 30% 左右。经侯月线工程实践和经济比较，短卸荷板式挡土墙可节省工程费 10% ~ 20%；墙高大于 6.0 m 时，短卸荷板式挡土墙与衡重式挡土墙相比开始显示经济效益，墙越高经济效益越大。故条文提出适合 6 m 以上的挡土墙。又因实践经验尚少，故要求墙高一般不宜超过 12 m，以保证安全。

4.1.2 短卸荷板式挡土墙是由上墙、下墙和卸荷板组成的支挡结构物，与衡重式挡土墙类似。由于短卸荷板式挡土墙墙体较薄，截面较小，为提高其抗剪强度，墙体推荐采用混凝土或片石混凝土，材料强度等级提高一级，即用 C20。当墙身截面强度控制时，提高材料强度等级要比增加墙身体积经济。

4.2.2 上墙的受力机理与衡重式挡土墙完全相同，因此上墙的土压力可按第二破裂面的方法计算，两破裂面交点在卸荷板悬臂端。

根据“路肩短卸荷板式挡土墙的研究”科研成果，得出结论：下墙墙背土压力的计算采用力多边形法是较为合适的。由于力多边形法考虑了上墙对下墙土压力的影响，理论上较为严谨，而延长墙背法和校正墙背法误差较大，未考虑上墙对下墙土压力的影响，而且墙踵和卸荷板末端连线与下墙实际墙背间的一块土体无法考虑。土压力分布的规律为上下两头小、中间大，作用点位置约为下墙高度的 0.52 倍左右，考虑到力作用点对挡土墙的倾覆稳定、偏心矩和基底应力均有较大影响，因此建议短卸荷板式挡土墙下墙土压力强度按矩形分布，作用点位置为下墙墙高的二分之一处，这样既接近实际情况，又简化计算过程。

4.2.3 为卸荷板配筋和检算卸荷板上方斜截面的剪应力，需要知道卸荷板上的土压力及土压力对卸荷板固定端的弯矩。“路肩

短卸荷板式挡土墙的研究”中进行了离心模型试验，实测试验值与下述“经验算法”（参照悬臂式挡土墙底板土压力的计算方法）计算值吻合，说明此“经验算法”是可取的，故推荐此法，即：先计算第二破裂面上的竖直分力，短卸荷板承受其长度相应部分垂直投影的竖直分力，再计算第二裂面以下卸荷板之上的土体重量，两者叠加则为短卸荷板的竖直压力，为计算方便，在板上按均匀分布。

4.2.5 在短卸荷板挡土墙设计中，由于按第二破裂面法和力多边形法导出黏性土土压力的计算公式非常复杂，而且计算出的土压力偏小，因此，为计算方便和安全起见，仍采用由综合内摩擦角计算上下墙土压力来进行挡土墙稳定性及截面强度的检算。但采用一个定值的综合内摩擦角 ϕ_0 代替黏性土指标 c 、 ϕ 时，黏聚力 c 越大，则土压力的计算值“失真”越严重；挡土墙越高，则危险性越大。若有条件时，墙背填料应通过试验测定其力学指标 c 、 ϕ ，然后通过抗剪强度相等原则换算综合内摩擦角。换算方法可参考以下公式：

$$\phi_0 = \arctan \left[\tan \phi + \frac{c}{\gamma H} \right]$$

此时，稳定系数可采用 $K_c = 1.3$ ， $K_0 = 1.6$ 。

4.2.6 在工程设计中，由于种种原因，填料往往缺乏试验数据，为适应此实际情况，根据“路肩短卸荷板式挡土墙”的研究成果，认为：当填料无试验数据时，可根据填料种类按表 3.2.11 选用综合内摩擦角。此时，应根据填料的分类和墙高按表 4.2.6 选择稳定系数进行设计。

4.2.8 短卸荷板式挡土墙上、下墙之间，即卸荷板处墙身截面变化较大，是这种墙型的薄弱截面。卸荷板固定端上方的一段产生的应力水平很高，是上墙各点应力水平最高的一段；而卸荷板下方靠墙背处，不仅应力水平很高，且等值线非常密集，变化快。因此在设计时，应进行墙身截面强度检算。同时检算台阶上

部处墙身截面的法向拉应力和水平剪应力。

在进行以上墙身截面强度检算中，需获得上墙墙背土压力值。

由于卸荷板挡土墙达到主动极限状态时，上墙产生第二破裂面，该破裂面与上墙墙背间的一块土体位移很少，始终不可能达到主动极限状态，因此上墙墙背承受的土压力是大于主动土压力的。

根据“路肩短卸荷板式挡土墙”的研究结果，认为：上墙承受的土压力是介于主动土压力与静止土压力之间的某一数值，考虑到这个值很难计算，但均为主动土压力的1.31~1.43和1.27~1.41倍，为简化计算，建议上墙墙背的水平土压力按实际墙背用库仑公式的计算值乘以1.4的增大系数来求算。考虑到此时墙背摩擦力不能充分发挥和偏于安全起见，竖直土压力不乘增大系数。

I—I和II—II水平截面的检算方法可按《铁路工程设计技术手册·路基》中的有关公式进行。如果I—I截面不能通过，则放缓上墙墙背坡度；如果II—II截面不能通过，则放缓下墙墙背坡度。应注意I—I截面承受的土压力是上墙实际墙背承受的土压力，而II—II截面承受的土压力则是第二破裂面上的土压力，但如果这个土压力小于实际墙背上的土压力，为安全起见，则仍用实际墙背上的土压力。

III—III和IV—IV斜截面剪应力的检算，按《铁路工程设计技术手册·路基》介绍的方法进行，先求最危险截面与水平面的夹角 β ，然后求出该斜截面上的剪应力 $\tau_{\max}$ ，应小于或等于墙身材料的容许剪应力 $[\tau]$ ，如不满足强度要求，则采取改善措施，这两个斜截面上承受的外力分别为检算I—I和II—II截面时的土压力。

III—III截面穿过钢筋混凝土卸荷板侵入墙体，考虑到板的厚度较小，该斜截面又是控制截面，为安全起见，不考虑钢筋混凝土

土的容许剪应力，全部截面按墙体材料的容许剪应力检算。

卸荷板悬臂端作用着较大的竖直压力，上墙经卸荷板固定端部为起点的斜截面 V—V 应进行剪应力检算，该截面与水平面成 β 角。 β 可由下式确定：

$$\tan\beta = \tan\alpha \pm \sqrt{\tan^2\alpha + 1}$$

式中 α ——上墙墙背倾角。

4.2.9 卸荷板长度是控制下墙土压力大小的关键。在挡土墙检算过程中，不仅要调整基底宽度，而且要调整卸荷板长度来满足检算的要求，这样才能使短卸荷板挡土墙的截面最小，因为基底宽度与卸荷板长度又互相有影响，所以检算过程实际上也是优化过程。要达到墙身截面和卸荷板长度的优化，采用手算的办法是很困难的，因此，短卸荷板挡土墙的设计计算宜通过编制设计计算的优化程序来进行。

4.3.3 短卸荷板式挡土墙墙体较薄，尤其是卸荷板与上墙底部及下墙顶部的接触面处的墙身更为薄弱，同时其应力又集中，所以除了满足强度检算要求外，根据侯月线实践经验，在构造上应采取如下加强措施：

(1) 卸荷板与上墙墙体接触面，沿纵向每隔 30~40 cm 插入长度 35 cm 的短钢筋，以增强接触面的抗剪强度；

(2) 上、下应垫以 20 cm 厚的钢筋混凝土垫板，长度可为卸荷板伸入墙体 2/3，采用构造钢筋纵向布置。

4.3.4 侯月线工程实例的经验认为：在条件容许时，其卸荷板的施工方法应优先采用现浇，其优点是卸荷板与上、下墙体连接良好，并避免卸荷板吊装的困难，但如工期紧，施工场地也有大型吊装机械进场和吊装条件时，也可采用预制的施工方法，但要注意预制时，在板的上、下面不可放置油毛毡，避免卸荷板与上、下墙接触不良，在卸荷板中安放吊装环，不可超出板面等，卸荷板及垫板表面应有一定粗糙度，铺设时，应铺垫砂浆，使其与墙体连接稳固。

5.1.1 钢筋混凝土悬臂式挡土墙在国外使用很普遍。日本国铁规范规定：墙高 3m 以下采用重力式挡土墙，3~6m 采用悬臂式挡土墙，6m 以上采用扶壁式挡土墙。悬臂式挡土墙其结构稳定性依靠墙身自重和上方填土来保证，墙趾板可显著增大抗倾覆稳定性，减小基底应力，凸榫可增大结构的抗滑性能。该墙型的主要特点是构造简单、施工方便，墙身截面较小，自身质量轻，可以较好地发挥材料的强度性能，以消耗一定数量的钢材和水泥来换取石料，宜在石料缺乏、地基承载力较低的填方中采用，其轻型美观的造型也适用于城市。由于踵板受施工条件的限制，一般用于较平坦的填方地段。根据《铁路工程可靠度设计统一标准》(GB50216—94) 第 1.0.4 条的规定，铁路工程结构设计基准期宜为 50 年或 100 年。结合铁路混凝土结构耐久性设计的有关规定，本规范中的钢筋混凝土悬臂式、扶壁式挡土墙的设计使用年限，一般情况下宜为 60 年。

5.1.2 当墙高较大时，钢材用量增大。本规范参考国外规范及国内工程实践规定：悬臂式挡土墙高度不宜大于 6m，扶壁式挡土墙高度不宜大于 10m。

5.1.4 根据《铁路路基支挡结构设计规范》局部修订编制大纲审查会的审查意见，悬臂式挡土墙的结构设计采用极限状态法。荷载分项系数根据经验校准法反算确定。为了与按容许应力法设计的安全度大致相当，在主力的作用下，荷载分项系数为 1.61~1.67，可按 1.65 考虑。在地震地区，还应符合《铁路工程抗震设计规范》(GB 50111)、《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001) 的规定。结构设计应包括正截面设计、斜截面设计、裂缝开展宽度验算等。结构设计应满足《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002) 的规定，必要时采用容许应力法进行验证。

5.2.2 根据模型试验和以往的实测资料，列车荷载在墙背上产生的土压力的分布形式与弹性理论计算出的分布图形相似，故路肩式或接近于路肩式的直墙背挡土墙可按弹性理论条形匀布荷载

作用下的土中应力公式计算列车荷载产生的土压力。

5.2.3 条文规定土压力按第二破裂面法计算，第二破裂面不能形成时按墙踵与墙面板顶连线作为假想墙背计算。模型试验和现场测试资料证明，按库仑理论用第二破裂面法比较符合实际。但第二破裂面法计算比较麻烦，边界条件复杂，且上、下墙要分开计算。不过通常悬臂式墙和扶壁式墙的底板踵部的厚度仅为墙高的 $1/10 \sim 1/12$ ，因此全墙土压力可一次计算，即第二破裂面从墙底算起，误差不超过2%。

5.2.4 不考虑墙面板的墙背与填料的摩擦，一是由于在墙型及构造上墙面板与底板连为一体，当墙体变形时，实际墙背与填料不易产生摩擦，且目前尚无可靠的实测资料，因此墙背摩擦角不好确定；二是不计墙背摩擦角偏于安全。

5.2.5 不考虑墙前土压力是由于悬臂式墙和扶壁式墙基础埋深较小、基坑扰动较大、回填土又往往难保夯实密度，因此可忽略墙前土压力，但在计算墙趾板的内力时则应考虑趾板以上的填土重。

5.2.6 挡墙受滑动稳定控制时，设凸榫以免踵板过长。设凸榫前 K_0 应等于1.1，设凸榫后 K_0 应大于或等于1.3。地基的容许承载力应满足设计要求。在施工前应将基底夯实整平，浇灌一层5~10 cm的低等级混凝土，作为钢筋绑扎作业面。

5.2.8 整体扶壁式挡土墙是一个比较复杂的空间受力系统，在计算时将其简化为平面问题。墙面板纵向按多跨连续梁计算，竖向按下端固定的悬臂梁计算，踵板亦按扶壁支承的连续梁计算，且不考虑墙面板对底板的约束。这种算法偏于安全。此外，应当注意的是，在计算踵板时除了荷载以外，尚应考虑由于趾板的弯矩作用在踵板上产生一个附加的等代荷载。根据经验，等代荷载的分布呈抛物线形。

扶壁计算时简化成以底板为支点，变截面的T形悬臂梁。翼缘为墙面板、扶壁为T梁的腹板。计算荷载为作用在墙背上

的土压力，不考虑实际墙背与第二破裂面之间土柱的土压力，即将这部分的土柱作为墙身的一部分。目前衡重式挡土墙也采用这种算法，实际证明并无大的问题。

防滑键嵌固在地基中主要承受在滑动过程中的剪力作用，因此只需检算剪应力。键的前面承受被动土压力，键的高度应确保键前面的土体不被挤出，计算键的被动土压力时应考虑底板竖向压力的影响。

5.3.1 沿墙长每隔10~20 m以及与其他建筑物连接处，应设置伸缩缝。在基底地层变化处，应设沉降缝，两者可合并设置，缝宽0.02~0.03 m。缝内沿墙内、外、顶三边填塞沥青木板，塞入深度不小于0.2 m。

沿墙高和墙长应设置泄水孔，按上下左右间隔2~3 m交错布置。泄水孔的设置不应使其旁钢筋外露。泄水孔的进水侧应设反滤层，墙背反滤层宜采用土工合成材料、无砂混凝土板或其他新型材料。为使墙后积水不渗入基础，在最底排泄水孔下设置隔水层。

5.3.2 参照《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)第3.4节结构的“耐久性规定”，结合铁路混凝土结构耐久性设计的有关要求，设计使用年限为60年，混凝土的强度等级可按C30考虑，主筋可采用HRB400，箍筋可采用HRB335。

5.3.6 趾板和踵板作为悬臂式、扶壁式挡土墙的基础，容易受到侵蚀性介质的作用，对其保护层厚度有较高的要求。

5.3.7 当混凝土保护层厚度较大时，虽然裂缝宽度计算值也较大，但较大的保护层厚度对防止钢筋的锈蚀是有利的（较大的保护层厚度对裂缝宽度计算有利的一面在裂缝最大宽度计算公式中没有反映出来）。因此，对于混凝土保护层较大的构件，在计算最大裂缝开展宽度时，可根据保护层的性质对公式中保护层的取值进行限制；当在外观上的要求允许时，也可根据实践经验对裂缝宽度允许值作适当的放大。

6.1.1 锚杆挡土墙是由钢筋混凝土肋柱、墙面板和锚杆组成的支挡结构，它依靠锚固在稳定岩土层内锚杆的抗拔力平衡墙面处的土压力。根据《铁路工程可靠度设计统一标准》(GB 50216—94)第1.0.4条的规定，铁路工程结构设计基准期宜为50年或100年。本规范中的锚杆挡土墙设置在路堑边坡上，结合《铁路混凝土结构耐久性设计暂行规定》，其设计使用年限可按60年考虑。

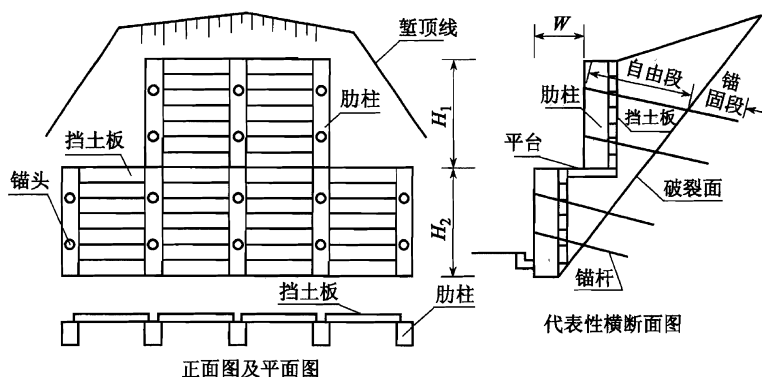
我国从1966年开始于成昆线上应用锚杆挡土墙，继而在川黔、鹰厦、太焦、沙通、枝柳等铁路线上的岩石地段修建多处，使用至今情况良好，而且锚杆在岩层中灌浆锚固已取得了较多的经验。1996年编制的《铁路岩质路堑立柱式钢筋混凝土锚杆挡土墙》(铁二院编制)，给锚杆挡土墙的推广应用打下了一定的基础。土层锚杆的设计和应用也在不断发展。土层锚杆由于土层的抗剪强度低，需要对锚固段采取必要的措施：端部扩大锚固、连续球体锚固、增大灌浆压力、采用第二次灌浆等，以提高锚杆的极限抗拔力。由于土层锚杆还没有广泛地应用于铁路工程，故条文规定仅适用于岩质路堑地段。岩质是指硬质岩层（花岗岩、闪长岩、片麻岩、石灰岩、石英砂岩、砂质砾岩等）及软质岩层（页岩、泥灰岩、云母片岩、千枚岩等），其中包括节理发育、风化程度微弱的硬质岩石，岩体的内摩擦角等于或大于 45° 。

6.1.2 锚杆挡土墙的形式可根据地质及工程情况选择不同的形式。

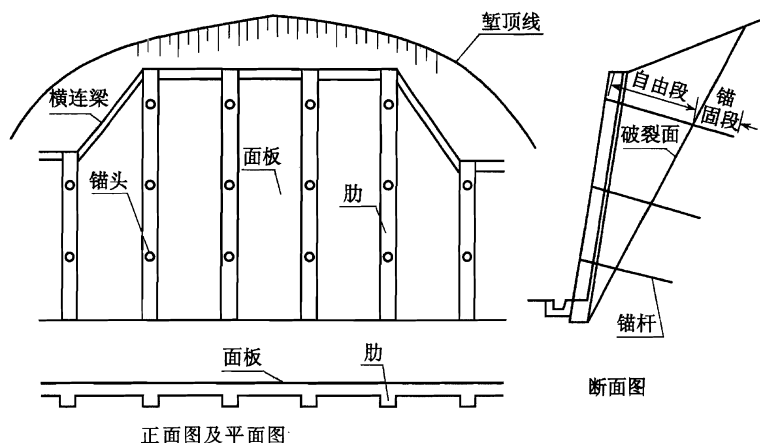
6.1.4 锚杆层数为两层时，锚杆可按照两个支点的弯矩和跨中弯矩相等的原则布置；如果锚杆层数大于两层，可按照各支点处弯矩相近的原则布置。由此而确定的立柱截面最经济。如果按各点反力相等的原则布置锚杆，则各锚杆的截面积相等，有效长度亦相等。这样锚杆的用料最经济。每层锚杆与水平面的夹角在 $15^{\circ}\sim 25^{\circ}$ 之间时，便于灌浆。锚杆间距不小于2.0m是为了防止出现“群锚”现象。

6.2.2 岩层土压力计算是一个比较复杂的问题，为简化计算，

目前多采用库仑主动土压力公式计算，有条件时亦可用岩石力学分析法进行核算。



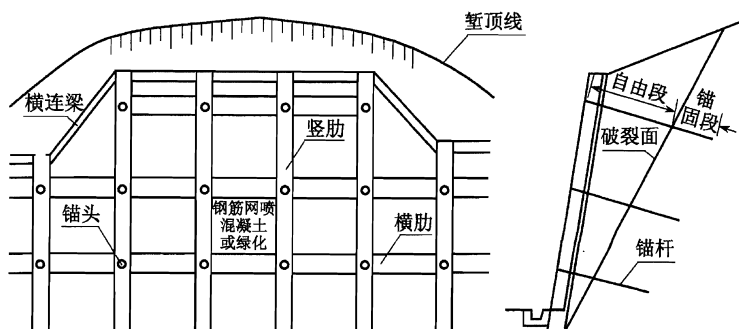
说明图 6.1.2—1 两级柱板式锚杆挡土墙示意



说明图 6.1.2—2 板肋式锚杆挡土墙示意

分级锚杆挡土墙墙背土压力，按说明图 6.2.2 的计算图式计算。土压力根据上、中、下墙位置分别计算，土压力分布图形如说明图 6.2.2 所示。

6.2.3 影响锚杆挡土墙侧向土压力分布图形的因素很复杂。从



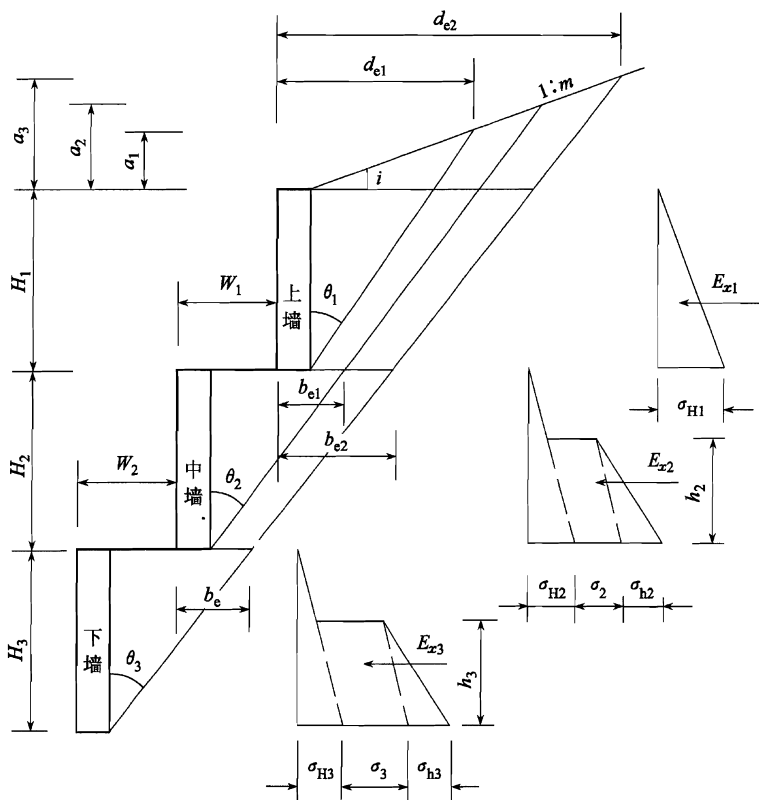
说明图 6.1.2—3 格构式锚杆挡土墙示意

理论分析和实测结果来看，挡土墙结构刚度、位移大小与方向、锚杆层数、是否采用逆施工方法、墙后岩土类别和软硬程度等情况都可能影响侧压力的分布图形。不同条件时分布图形可能是三角形、梯形或矩形，仅用侧向压力随深度成线性增加的三角应力图形已不能反映许多锚杆挡土墙侧向压力的实际情况。国内外工程实测资料显示，采用逆作法施工锚杆对边坡变形产生约束作用和支撑作用，而岩石和硬土的竖向拱效应明显，边坡的侧向压力向锚固点传递，应力图形的分布呈矩形，与有支撑时基坑土压力呈矩形、梯形分布图形类似。上述条件之外的边坡宜采用库仑三角形应力分布图形或地区经验图形。

6.2.4 锚杆挡土墙肋柱截面宽度，除应按计算确定外，尚须考虑墙面板在肋柱最小搭接长度不小于 10 cm 及肋柱预留锚杆尺寸的要求，因此条文规定肋柱宽度不得小于 30 cm。

装配式肋柱应考虑肋柱在搬动、吊装过程以及施工中可能出现受力不均等不利因素，故规定在肋柱内外两侧不切断钢筋，应配置通长的受力钢筋。

安全系数及荷载分项系数的确定：由于锚杆挡土墙的应用还不十分广泛，1996 年编制的《铁路岩质路堑立柱式钢筋混凝土锚杆挡土墙》是对原铁二院参考图《铁路岩质路堑立柱式钢

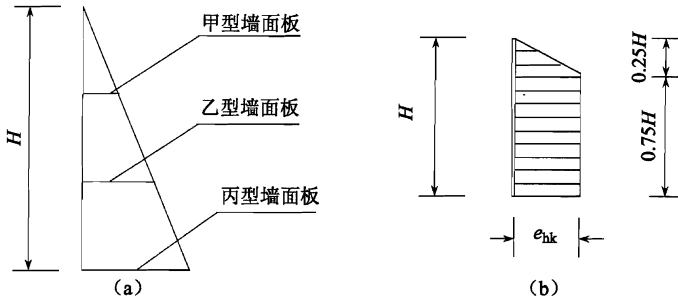


说明图 6.2.2 分级锚杆挡土墙土压力

钢筋混凝土锚杆挡土墙》的修改版，为保证安全，在设计中立柱的安全系数仍相应于原图的 $K = 1.8$ 采用，则对应于新规范安全系数为 1.6。立柱在锚杆挡土墙中是一个重要的构件，因此，本规范规定在立柱的结构设计时，荷载分项系数采用 1.6，以保证所设计的构件与以前既有工程的安全度一致。

6.2.5 本条第3款系指装配式锚杆挡土墙面板的计算。由于墙面板所受土压力沿墙高可按梯形或三角形分布，因此在说明图 6.2.5(a)的情况下可沿墙高将土压力图分成 2~3 段，然后按每

段的最大土压力计算；在说明图 6.2.5(b) 的情况下可按一种板型设计。由上可知，板的设计偏于安全。本规范规定，结构设计时，板的荷载分项系数采用 1.35，与《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001) 中永久荷载分项系数一致。



说明图 6.2.5 墙面板土压力

6.2.7 设计锚杆长度时，应根据岩石类别、强度、节理、风化程度等多种因素考虑决定。

(1) 在软质岩或风化岩层中，锚孔壁对砂浆的抗剪强度一般低于砂浆对钢拉杆的粘结力。因此，软质岩及风化岩层中的锚杆极限抗拔力受孔壁抗剪强度所控制。已有的拉拔试验资料表明，软质岩和风化岩层的极限抗拔力数值相差很大，主要是抗拔强度受到许多条件和地质因素（如岩层的性质、埋藏深度、地下水、不同灌浆方法等）的影响。因此风化岩层作为锚固层时，要求在施工前应进行现场拉拔试验。若无试验资料，在初步设计时可参照附录 C 表 C.0.1 和表 C.0.2 采用。但施工设计时，应根据现场拉拔试验值进行修正。

(2) 在较完整的硬质岩层中，岩层强度一般大于砂浆的强度，锚杆对砂浆的抗剪强度一般大于砂浆对钢拉杆的粘结力，因此，在完整硬质岩层中的锚杆极限抗拔力主要取决于砂浆对钢拉杆的粘结力。

我国铁路部门所做的锚杆拉拔试验表明，当采用热轧螺纹钢

筋作为拉杆时，在完整硬质岩中锚孔应力传递深度不超过 2 m。当锚孔深度大于 1 m 时，用 1 根 $\phi 25$ mm 的 16 Mn 钢筋锚固多被拉断而不会从锚孔中拔出。用 2 根 $\phi 32$ mm 的 16 Mn 钢筋被拉到屈服点均未发现岩层有明显变化。这表明钢拉杆在完整硬质岩层中的锚固深度，只要超过 2 m 就足够了。但为了保证岩层锚杆的可靠性，根据多年工程实践的经验，规定锚杆的有效锚固长度在岩层中不宜小于 4 m。

6.3.1 锚杆墙的设计使用年限为 60 年。参照《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002) 第 3.4 节的规定，设计使用年限为 60 年的混凝土的强度等级为 C30。综合考虑过去锚杆挡土墙的使用情况和现在混凝土结构为满足耐久性要求，强度等级向高等级发展，本条规定：一般情况下，混凝土的强度等级宜为 C30。肋柱和墙面板的耐久性方面的说明参见第 5.3.7 条的条文说明。

6.3.4 对于非预应力全粘结型锚杆，当锚杆承载力设计值低于 400 kN 时，采用 HRB400 级和 HRB335 级钢筋能满足设计要求，其构造简单，施工方便。承载力较大时可采用锚索。高强精轧螺纹钢筋则适用于中级承载能力的预应力锚杆，有钢绞线和普通粗钢筋的类似优点，其防腐的耐久性和可靠性较高，处于水下、腐蚀性较强地层中的预应力锚杆宜优先采用。精轧螺纹粗钢筋的接长必须采用专用连接器，不得采用任何形式的焊接。钢筋下料应采用砂轮锯切割，严禁采用电焊切割，其有关技术要求详见《公路桥涵设计手册》中“预应力高强精轧螺纹粗钢筋设计施工暂行规定”。

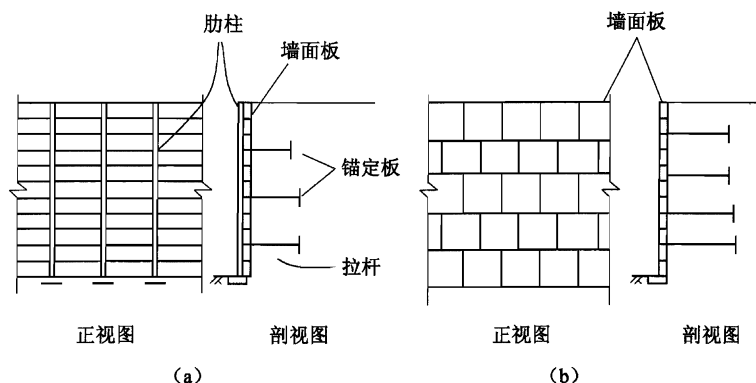
镀锌钢材在酸性土质中易产生化学腐蚀，发生“氢脆”现象，故不宜采用。

锚杆未锚入地层部分，必须做好防锈处理。锚杆钢筋防止锈蚀的方法，目前国内采用以防锈油漆（或船底漆）为底漆，再包扎两层沥青玻璃丝布的方法。当土壤或地下水具有腐蚀性和侵蚀性时，注浆材料应采用抗侵蚀性水泥，钢筋可采用环氧涂层等措

施。

7.1.2 锚定板挡土墙由墙面板、拉杆、锚定板及填土共同组成。墙面的结构形式可采用肋柱式墙面板和无肋柱墙面板，肋柱式由肋柱和挡土板拼装而成。

肋柱式和无肋柱式锚定板的结构形式见说明图 7.1.2。



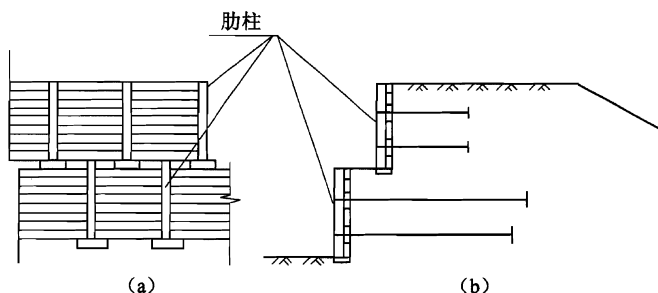
说明图 7.1.2 锚定板挡土墙结构形式

(a) 肋柱式锚定板挡土墙；(b) 无肋柱式锚定板挡土墙；

7.1.3 为便于施工及养护维修，在双级锚定板挡土墙的上、下两级墙之间应设置不少于 2.0 m 宽的平台。对肋柱式锚定板挡土墙，根据工程实践经验，为避免因上墙肋柱基础下沉而使下墙拉杆产生过大的次应力，条文规定：上、下两级墙的肋柱沿线路方向应相互错开，见说明图 7.1.3。

7.2.1 墙面板所受的土压力由墙背填料产生的土压力与填料表面轨道及列车荷载产生的土压力两部分叠加而成。

由于墙面板、拉杆、锚定板及填土的相互作用，土压力比较复杂，它与填料性质、压实程度、拉杆位置及其长度、锚定板大小等许多因素有关。为此，曾进行过大量的室内外实测与试验。实测与试验结果表明，锚定板挡土墙墙面板实际所受填料产生的土压力大于按库仑理论计算的主动土压力。说明表 7.2.1 为部分



说明图 7.1.3 分级墙肋柱布置

(a) 正视图；(b) 剖视图

工点实测土压力与计算值的比较。

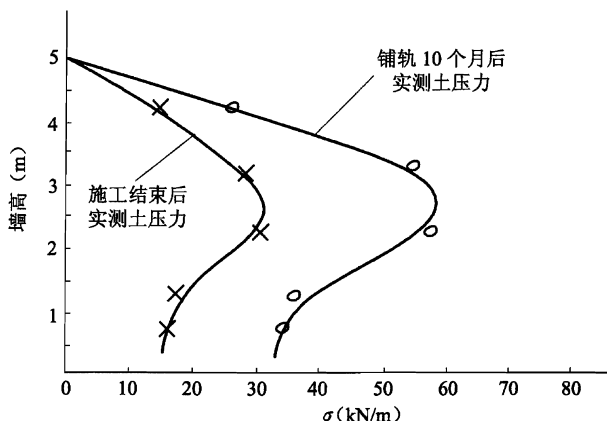
说明表 7.2.1 无列车荷载情况下实测土压力值与库仑土压力计算比较

项目 地点	填 高 (m)	库仑主动土 压力计算值 (kN/m)	实测土 压力值 (kN/m)	实测值与 计算值之比	备 注
南 平	10.0	172	221.24	1.29	实测值为施工结 束后测得
鲛鱼圈	5.25	94.6	116.4	1.23	实测值为铺轨道 10 个月后测得
三家店	5.0	42.5	65.8	1.55	实测值为竣工 1 年后
西南交大 等模型试验	—	66.6	80.5	1.21	

因此，根据实测结果，对墙面板所受填料产生的土压力规定，按库仑主动土压力乘以 1.2~1.4 的增大系数 β 。对结构位移要求较严时，土压力增大系数取大值。

实测的土压力分布图形与通常采用的三角形分布也不相同。例如鲛鱼圈锚定板挡土墙实测土压力沿墙面的分布曲线接近抛物线形，如说明图 7.2.1。

为了简化计算，填料产生的土压力建议采用说明图 7.2.1 所示的分布图形，该图形的面积应等于库仑主动土压力的水平分力



说明图 7.2.1 鲛鱼圈锚定板挡土墙实测土压力分布

E_x 乘以土压力增大系数 β , 即

$$\left(\frac{1}{2} \times 0.5 + 0.5\right) \cdot H \cdot \sigma_H = E_x \cdot \beta$$

$$\sigma_H = \frac{1.33 E_x}{H} \cdot \beta \quad (\text{说明 7.2.1})$$

列车荷载对墙面板土压力的影响：根据实测资料，列车荷载对土压力的影响不大，而且只对上层拉杆有影响。实测列车荷载产生的土压力值其结果远小于现行路基支挡规范规定计算列车荷载产生的土压力。因此，列车荷载产生的土压力，仍按重力式挡土墙有关规定计算，不再乘增大系数。

7.2.2 锚定板挡土墙的整体稳定检算是保证挡土墙安全使用的关键，也是决定拉杆长度的依据，因此必须慎重对待。

整体稳定检算可采用折线裂面法（即 Kranz 法）或整体土墙方法计算，可根据锚定板设置的具体条件选择其中一种方法。如缺乏经验，应同时以两种方法进行分析比较，采用偏于安全的计算结果。

整体稳定检算时，假想墙背上的主动土压力值不乘增大系数。锚定板挡土墙一般不需进行抗倾覆检算。

7.2.3 肋柱的内力计算可根据肋柱上设置的拉杆层数、肋柱与肋柱及肋柱与基础的连接状况，按简支梁或连续梁计算。

考虑到肋柱的支点为其后端与锚定板连接的埋在填土中的拉杆，实为弹性支承，各支承点变形是由填土和拉杆的变形组成，一般情况下各支点变形量是不相同的，因而应按弹性支承连续梁计算肋柱内力。由于填土的不均匀且土体变形十分复杂，因而各支点柔度系数变化较大，很难准确计算。同时，考虑到肋柱在搬运吊装及施工过程中拉杆受力不均匀等情况，以及上述可能出现的各种不利因素，故在肋柱计算中，应同时按刚性支承连续梁和弹性支承连续梁计算，并按两种情况计算所得的最不利弯矩、剪力进行肋柱截面设计和配筋，保证肋柱有足够的安全度并防止出现裂缝。

7.2.5 锚定板单位面积容许抗拔力应根据现场拉拔试验确定。如无现场试验资料，可根据经验按下列三种方法选用。如缺乏经验，可同时考虑这三种方法，采用偏于安全的计算结果。

(1) 铁科院建议的容许抗拔力

铁道部科学研究院与武汉局、铁三院、沈阳局、上海轻工业设计院等单位在武昌、太岚线、常州、四平、南平等地做了大量锚定板现场拉拔试验。根据试验资料统计分析，并通过有限单元方法计算，进行验证后，建议锚定板单位面积容许抗拔力〔P〕采用以下数值：

当锚定板埋置深度为 5~10m 时，〔P〕=130~150 kPa；

当锚定板埋置深度为 3~5m 时，〔P〕=100~120 kPa；

当锚定板埋置深度小于 3m 时，锚定板的稳定不是由抗拔力控制，而是由锚定板前被动抗力阻止板前土体破坏来控制，这时锚定板的“抗拔力”应按下式计算：

$$[P] = \frac{1}{2K} \gamma h_i^2 (\lambda_p - \lambda_a) \cdot B \quad (\text{说明 } 7.2.5-1)$$

式中〔P〕不是单位面积容许抗拔力。为了和深埋锚定板的容许

抗拔力保持一致，将〔P〕视作单块锚定板的容许抗拔力。

(2) 铁三院建议的经验计算式

铁三院以室内模型试验（填料采用龙口石英砂）资料为依据，并用部分现场资料校核归纳，建议锚定板容许抗拔力按下式计算：

$$[P] = \frac{P_t}{K} \quad (\text{说明 7.2.5—2})$$

$$P_t = e^x \cdot \beta^{-1} \quad (\text{说明 7.2.5—3})$$

$$x = \left[5.7 \left(\frac{H}{h} \right)^{-0.41} \cdot \ln \left(\frac{H}{h} \right) \right] \quad (\text{说明 7.2.5—4})$$

式中 〔P〕——锚定板容许抗拔力（kN）；
K——安全系数，可采用 2~3；
P_t——锚定板极限抗拔力（kN）；
H——锚定板的埋深，即填土顶面至锚定板底面距离（cm）；
h——锚定板高度（cm）。

当 $\frac{H}{h} > \left(\frac{H}{h} \right)_{cr}$ 时，以 $\left(\frac{H}{h} \right)_{cr}$ 值代入经验式中。
这里锚定板临界埋深比 $\left(\frac{H}{h} \right)_{cr} = 20.2 h^{-0.307}$ ，锚定板尺寸系数 $\beta = 100 \left(\frac{h'}{h} \right)^{2.66}$ ， $h' = 10 \text{ cm}$ 。
各种锚定板尺寸的临界埋深比与锚定板尺寸系数值如说明表 7.2.5。

说明表 7.2.5 锚定板的临界埋深与锚定板尺寸系数值

锚定板尺寸 (cm)	60×60	70×70	80×80	90×90	100×100	110×110
$(H/h)_{cr}$	5.75	5.48	5.26	5.07	4.91	4.77
β	0.851	0.565	0.396	0.290	0.219	0.170

(3) 铁四院根据室内模型试验推荐的经验计算式

$$[P'] = 0.01 \beta \cdot K_b \cdot K_h \cdot E_s \quad (\text{说明 7.2.5—5})$$

$$K_h = \left(\frac{H_2}{h} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{说明 7.2.5—6})$$

式中 $[P']$ ——锚定板单位面积容许抗拔力 (kPa);

K_b ——无量纲系数, 其数值按 $K_b = \sqrt{b}$ 确定 (b 为用 m 表示矩形锚定板的短边长度);

K_h ——与锚定板埋深比有关的系数;

H_2 ——拉杆至柱底的距离 (m);

h ——锚定板高度 (m);

E_s ——填土试验压缩模量 (kPa); 无试验资料时, 对一般黏性土填料, 根据拉杆至柱底的距离 H_2 , 参照下列数值采用:

$H_2 \leq 3$ m 时, $E_s \approx 4\,000 \sim 6\,000$ kPa;

$H_2 > 3$ m 时, $E_s \approx 6\,000 \sim 8\,000$ kPa;

β ——与锚定板埋设位置有关的折减系数: 当 $l > H_1 \times \cot \alpha + (a + b)$ 时, $\beta = 1.0$, 否则可按下式计算:

$$\beta = \frac{l}{H_1 \times \cot \alpha + (a + b)}$$

l ——拉杆长度 (m);

H_1 ——拉杆至填土表面的距离 (m);

α ——矩形锚定板的长度 (m),

$$\cot \alpha = \frac{1}{H_1 - \frac{h}{2}}$$

7.3.9 由于锚定板挡土墙为拼装结构, 为避免产生过大的位移, 故规定肋柱安装时不得前倾, 应适当后仰, 其后仰倾斜度宜为 20:1。

8.1.1 加筋土挡土墙是由拉筋材料、填料、墙面板 (或包裹式结构) 及基础组成的柔性整体结构。在填料中放置筋材, 构成土

一筋复合体，当筋材与其周围土之间发生相对位移时，填料与拉筋之间形成摩擦阻力，从而平衡填料作用于墙面（或包裹式结构）上的水平土压力。

加筋土挡土墙中加筋的土体及结构均为柔性，在外力作用下有较好的整体变形协调能力，不仅可适应较大的地基变形，而且与其他类型的挡土结构相比，具有良好的抗震性能。国外的实践研究证明了土壤加筋结构的良好抗震性。1995 年日本神户地震造成市内建筑大范围的破坏，但对加筋土结构，除发现结构有一些小的变形外，未见格栅加筋结构断裂的现象。我国是一个多地震国家，也是世界上地震灾害严重的国家，因此有必要将加筋土挡土墙的适用范围推广到地震地区。铁一院在青藏铁路和兰（州）武（威）铁路复线以及铁二院在云南广（通）大（理）线的地震区中均采用了加筋土挡土墙的结构形式。

铁四院在株（洲）六（盘水）复线铁路上应用加筋土路堤墙的结构形式，墙高 6.5 m，取得了良好的效果。本次修订将路堤墙纳入规范，但由于应用工程较少，设计理论有待进一步研究，计算方法可参照公路及国外相关方法及经验进行。

在滑坡和崩塌等工程地质不良地段由于地质条件复杂，土压力变化较大，可能导致墙面板受力不均产生相互错位，而且这种地段修筑加筋土挡土墙挖方量也比较大，故应慎重采用。

8.1.2 加筋土挡土墙按墙高分类没有定量规定。根据全国不完全统计，在已修建的铁路加筋土挡土墙中除用砂砾和黄土填料外，墙高大于 10 m 者较少，因此本规范以 10 m 作为高、矮墙的分界线。对于大于 10 m 的高墙，应作特殊设计，且宜选择粗粒土、黄土等作填料。高墙设错台有利于调整墙面水平位移，减少墙面板对地基的压力，并便于施工操作，因此当挡土墙较高时，一般采用多级的形式。

随着近年来对加筋材料、面板形式的应用研究，加筋技术获得了长足发展，加筋土挡土墙结构的应用范围也得到扩充，在干

线铁路上不仅应用单级加筋土路肩式直墙的结构形式，也采用了路堤式墙、斜面墙、多级墙及单级高墙等结构形式，并做了大量的试验研究工作。铁四院先后在梅（州）坎（市）铁路中应用了双级加筋土挡土墙，上、下级墙高分别为 7.0 m、7.6 m，在赣（州）龙（岩）铁路中应用了斜面式加筋土挡土墙，单级墙高达 12.2 m，其中梅坎、赣龙铁路中的加筋土挡土墙均受季节性浸水影响。实践证明，各种加筋土挡土墙结构形式现状良好。由于影响加筋结构稳定的因素很多，对多级挡墙、斜面墙结构的设计理论有待进一步完善，故本规范暂未将其列入。

8.1.4 墙面板承受侧压力，防止土颗粒外泄，对土工合成材料还应具有防止紫外线辐射功能，因此要求有一定的刚度和强度，还应满足美观、运输方便、易于安装等要求。国内外目前普遍采用钢筋混凝土面板，其平面形状多为十字形、矩形、六角形等，对包裹式加筋土墙可采用钢筋混凝土整板式墙面进行防护。

8.1.5 拉筋的材料性能在加筋土挡土墙中具有重要的作用，拉筋的长期强度和变形性能关系到挡土墙的稳定，耐久性关系到挡土墙的使用年限，因此选材是拉筋设计的主要环节。

为使拉筋在承受填土和压实施工中避免产生脆性断裂，因此拉筋必须具备一定的韧性和柔性。拉筋的抗拔力是依靠拉筋与填料的摩擦力，因此摩擦系数要求大。此外，拉筋不能有过的蠕变，蠕变易使拉筋产生应力松弛，导致应力转移，促使墙面变形甚至破坏。因此，条文中对拉筋材料仅提出原则性要求，具体指标可参照有关应用技术规范或技术手册。

土工格栅是一种抗老化、抗蠕变、抗拉强度高、抗拉刚度大、施工简单、与填土共同作用效果好的拉筋材料，目前普遍采用的土工格栅主要为高密度聚乙烯土工格栅和双向经编高强度涤纶土工格栅。复合土工带是我国近年来开发的另一种拉筋材料，为合成塑料内嵌高强度钢丝的拉筋材料。

8.1.6 加筋土挡土墙的填料不仅影响土压力的大小，而且直接

影响拉筋的摩擦力，因此宜用粗粒土填筑。块石不得用作填料的原因主要是填筑时易砸坏拉筋，而且由于块石与拉筋受力不均匀，影响拉筋应力，危及挡土墙的稳定。另外，采用土工格栅拉筋时，为避免填料损伤拉筋，不得采用碎石土、角砾土。

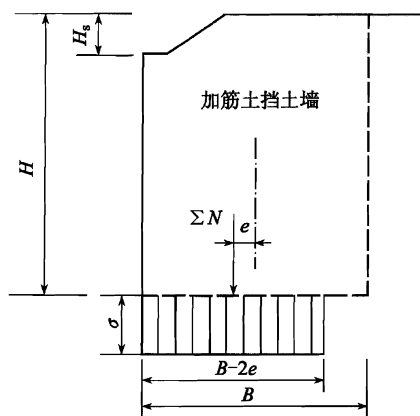
目前国内在浸水地区应用加筋土工程的实例不多，因此本规范不建议在浸水地区应用加筋土挡土墙。需要在季节性浸水地区修建时，应遵循《铁路路基设计规范》(TB10001)的规定，采用渗水性土作填料，其目的是为保证水位变化时水流在加筋体中便于排出，以达到忽略对加筋体动水压力的影响。

8.1.8 加筋土挡土墙与其他刚性挡土墙相比，更能适应软弱地基的变形。铁四院在广州枢纽软土地基上设计了高6.5m的路肩式加筋土挡土墙，地基采用粉喷桩处理，在桩顶地面处铺设一层厚0.5m的中粗砂垫层，目前效果良好。但是在软弱地基上修建加筋土挡土墙必须考虑软基沉降对加筋体中内部应力的影响，墙面板下基础与拉筋处地基的不均匀沉降将会使下层筋材拉力及墙面连接处连接件的应力显著增大。

8.1.9 杆架基础、沟槽、管线等结构物应尽量避免埋设在加筋体内。当必须设置时，局部拉筋被断开，这时必须采取有效措施，保证加筋土挡土墙及各种埋设物、杆架基础的稳定和安全。一般可在拉筋断开处设连接框架、加强拉筋或采用整体式基础等结构形式。

8.2.4 基底压应力的分布和基础与地基之间的相对刚度、荷载的大小与分布、地基土的种类与性质、基础的埋置深度及基底面积大小等因素都有直接的关系。加筋土挡土墙作为一种柔性整体结构，在外力作用下具有较好的变形协调能力，地基承载力验算中，基底压应力如按刚性挡土墙的梯形或三角形的分布形式进行计算，显然过于保守。如不考虑地基变形的影响，加筋体自重产生的基底应力分布与加筋体的形状相同，在墙后土压力、墙顶荷载外力作用下，在基底将产生一偏心作用，按 Meyerhoff 理论，

可近似假定基底应力在偏心范围内 ($B - 2e$) 均匀分布 (见说明图 8.2.4), 这与株六复线、梅坎线等加筋土挡土墙的试验测试分析成果及英国、德国等国外的一些相关规范一致。



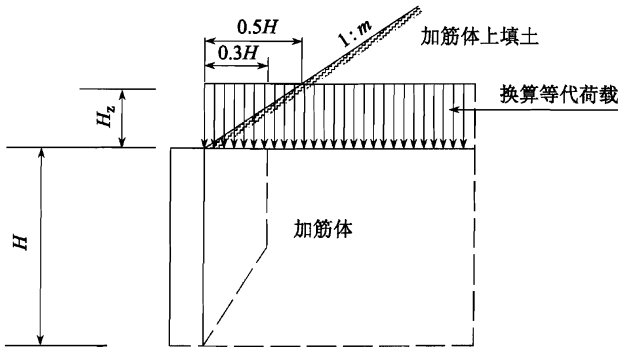
说明图 8.2.4 基底应力分布

采用主动土压力计算挡墙所受的土压力时, 有时出现基底合力偏心距为负值的情况 (特别是对斜面式挡墙)。实际工程中, 当出现墙压土时, 墙与填土之间应力调整, 墙背所受土压力应比主动土压力大, 这时可假定基底压应力均布在整个基底上, 取 $e = 0$, 即近似按 $\sigma = \sum N / B$ 计算基底压应力。

在土质地基上, 采用铁路上传统的地基容许承载力法控制加筋土挡土墙基底压应力时, 设计墙高不大 (一般不大于 8 m)。在工程试验中, 测试基底垂直应力往往比设计容许承载力大, 而状态稳定, 未出现破坏迹象。国外一般采用极限承载力除以适当系数 (1.35~2.0) 来控制基底压应力, 因此对加筋土挡土墙的承载力检算, 有经验时可适当提高地基的控制承载力。

8.2.6 条文中式 (8.2.6) 是根据日本《加筋土挡土墙设计施工指南》(土木研究所编) 的规定建立的, 意为该等代均布土层厚度等于距面板背面 0.5 倍加筋体高度的水平距离的点上的加筋体上

填土高度 H_z (说明图 8.2.6)。



说明图 8.2.6 加筋土上等代荷载计算图式

条文所以采用等代荷载,是为了适应本规范采用的计算筋带拉力的正应力均匀分布法(该法只允许均布荷载)。

应该注意的是,此项等代荷载只适用于内部稳定性分析,即拉筋断面与长度的计算。在外部稳定性验算时,加筋土上填土重力应按加筋体上填土断面计算。

8.2.7 确定拉筋有效长度与无效长度,实际是确定非锚固区和锚固区的分界线。条文称此线为 $0.3H$ 分界线。此分界线实际上是将实测资料各层拉筋所受拉力的最大值(峰值)圆顺地连接起来而得到的所谓“潜在破裂面”,其形状与法国有关加筋土设计规范所说的 $0.3H$ 分界线接近。

8.2.8 作用于墙面板上的土压应力是作为拉筋强度、拉筋间距设计的主要依据,它包括面板后加筋体内填料产生的水平土压应力 σ_{h1i} 、路基面上荷载产生的水平土压应力 σ_{h2i} ,对路堤墙尚有加筋体以上填料产生的水平土压应力 σ_{h3i} 。

(1) 由填料产生的水平土压力的计算方法是参照公路规范和国外规范并根据现场原型实测资料确定的。土压力系数以墙顶填土以下 6.0 m 深度处为分界线,6.0 m 以内采用变量,其变化范

围自静止土压力系数 λ_0 渐变至主动土压力系数 λ_a , 6.0 m 以下采用主动土压力系数 λ_a 。土压力系数 λ_i 为深度 h_i 的连续函数。按此计算方法求得的土压力, 沿墙高上部 6.0 m 内呈曲线分布, 在该墙高段内的总土压力约为主动土压力的 1.25 倍, 而 6.0 m 以下呈直线分布, 即主动土压力。土压力的此种分布规律与现场试验实测结果是吻合的: 挡土墙上部接近静止土压力, 下部接近主动土压力。对路堤墙由填料产生的水平土压应力, 可按式 (说明 8.2.8—1) 进行计算。

(2) 由荷载产生的水平土压力, 对加筋土路肩墙按布辛涅斯克假定用条形荷载作用下土中应力公式计算, 其值接近现场实测结果。

加筋土路堤墙中, 由荷载产生的水平土压应力 σ_{h2i} 可按应力扩散法采用下式计算:

$$\sigma_{h2i} = \lambda_i \gamma h_0 l_0 / L' \quad (\text{说明 8.2.8—1})$$

式中 σ_{h2i} ——荷载产生的水平土压应力 (kPa);

γ ——加筋体上填土重度 (kN/m^3);

h_0 ——荷载换算土柱高 (m);

l_0 ——荷载换算宽度 (m);

L' ——由荷载产生的土压力分布宽度 (m), 如说明图 8.2.8 所示, 当图中扩散线上的 A 点未进入非锚固区时, 取 $\sigma_{h2i} = 0$ 。

(3) 路堤墙加筋体上填土产生的水平土压应力按下式计算:

$$\sigma_{h3i} = \lambda_i \gamma h_z \quad (\text{说明 8.2.8—2})$$

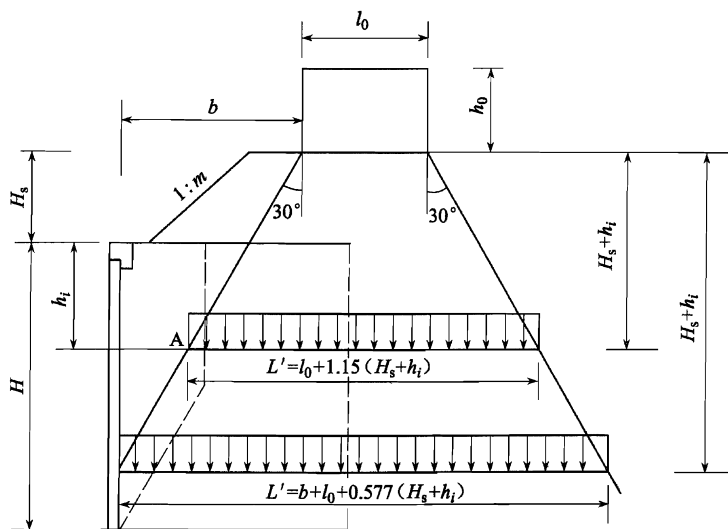
式中 σ_{h3i} ——加筋体以上填土产生的水平土压应力 (kPa)。

作用于墙面板的水平土压应力按下式计算:

$$\sigma_{hi} = \sigma_{h1i} + \sigma_{h2i} + \sigma_{h3i} \quad (\text{说明 8.2.8—3})$$

式中 σ_{h1i} 按式 (8.2.8—1) 计算。

8.2.9 对于路肩墙无荷载作用时, 计算拉筋所在位置的垂直压



说明图 8.2.8 荷载产生的土压力分布

力为 γh_i 。有荷载作用时，计算拉筋所在位置的垂直压力按式 (8.2.9) 计算。垂直压力 σ_{vi} 沿拉筋长度的分布是不同的，在实用时，可取线路中心线下、拉筋末端和墙背三点的应力平均值作为计算值，也可按 30° 扩散角（如说明图 8.2.8）计算。

对路堤墙尚应包括加筋体以上填料产生的垂直应力，可按下式计算：

$$\sigma_{vi} = \gamma h_i + \gamma h_0 l_0 / L' + \gamma h_z \quad (\text{说明 8.2.9})$$

当说明图 8.2.8 中锚固段上的点不在扩散区时，取 $\sigma_{vi} = \gamma h_i + \gamma_1 h_z$ 。

8.2.10 式 (8.2.10) 中拉筋拉力峰值附加系数 K 的规定是根据模型试验及现场实测资料确定的。实测结果表明，拉筋在无效区和有效区的分界面上的拉力为大于理论计算值的峰值，模型试验中这个峰值拉力较墙面处拉筋拉力大 1.05~1.40 倍，比该处计算值大 1.36~1.87 倍，而现场实测峰值与计算值之比最大达

2.70 倍，平均为 1.56 倍。据法国有关加筋土设计规范介绍，墙面板连接处的拉筋拉力相当于最大（峰值）拉力的 0.75 倍。因此，为了保证拉筋的安全，考虑峰值的影响，计算拉筋拉力时应乘以 1.5~2.0 的峰值附加系数。

土工合成材料的容许抗拉强度按现行《铁路路基土工合成材料应用设计规范》(TB10118) 的有关规定采用。有经验时，影响系数也可按各种影响条件分别采用。

如拉筋及连接件为金属构件，计算拉筋强度时应预留防锈蚀量，一般总厚度为 2mm。

8.2.12 计算拉筋摩擦力不考虑拉筋侧面的摩擦力，偏于安全。摩擦系数 f 值不仅与拉筋表面的粗糙度和填料性质及颗粒大小有关，而且与填土压实度及填筑高度有关。根据模型试验和现场实测结果， f 值都大于 0.4，为安全起见，本条文采用 0.3~0.4。

8.2.13 规定拉筋的抗拔稳定系数是稳定安全系数，条文规定全墙取 2.0，单板不宜小于 2.0，条件困难时不宜小于 1.5。所谓条件困难是指下述情况等：如顶部拉筋由于上覆土压力较小，如果稳定系数亦取 2.0，拉筋则长。

此外，拉筋的抗拔稳定性检算尚须检算无荷载情况。由于荷载对顶部拉筋的影响大，有荷载时，侧压力大，竖向压力亦大，不一定是最不利的。无荷载时侧压力小，竖向力也相对小，即摩擦力小，此时可能是最不利的，因此要检算无荷载情况。

9.1.1 土钉墙是从隧道新奥法基础上发展起来的一门边坡支挡新技术，通过钢筋等高强度长条材料对原位岩土体进行加固，从而提高原位岩土体的“视凝聚力”及其强度，使被加固土体形成了性质与原来大为不同的复合材料“视重力式挡土墙”。目前土钉广泛应用于深基坑支护及边坡工程中，在侯月铁路膨胀岩（土）路堑边坡及南昆铁路软弱破碎岩质路堑高边坡中成功地进行了研究与应用。

不宜设置永久土钉墙的地段是指：

- (1) 标贯击数 $N < 9$ 、相对密度 $D_r < 0.3$ 的松散砂土；
- (2) 液性指数大于 0.5 的软塑、流塑黏性土；
- (3) 含有大量有机物或工业废料的低强度回填土、新填土及中强腐蚀性土；
- (4) 塑性指数大于 20 和液限大于 50 % 且无侧限抗压强度小于 50 kPa 的黏性土。

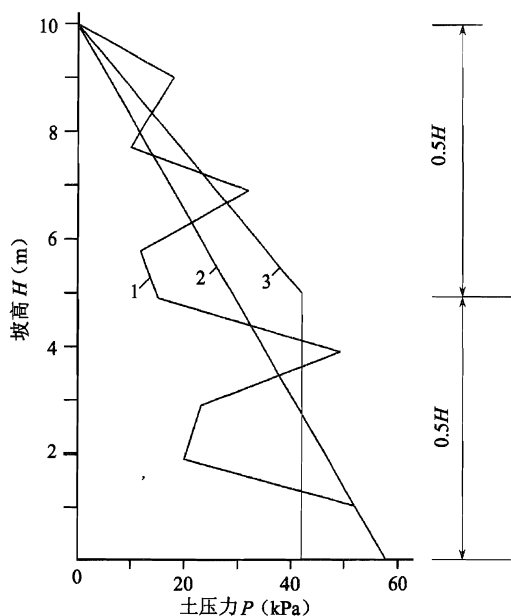
在顺层及存在不利结构面的岩质边坡中不宜设置土钉墙，如设置土钉墙，必须沿层面或不利结构面进行整体抗滑、抗剪稳定性检算。

9.1.2 土钉墙在深基坑支护中应用高度一般小于 12 m，但也有做到 15 m 高的。法国巴黎至布雷斯铁路单级土钉墙高达 21.6 m，南昆铁路 DK339 土钉墙试验工点为两级 21 m 高。因单级土钉墙比多级土钉墙承受的土压力大且土钉更长，故墙较高时，从经济及稳定方面考虑，一般采用两级或多级。

9.1.3 本条是从国内外一系列土钉墙应用情况总结得出的。土钉墙分层开挖的最大高度取决于岩（土）体的自稳能力。

9.2.2 土钉墙由于面板、土钉与边坡岩土相互作用，土压力的问题比较复杂，它与边坡岩土性质、注浆压力等许多因素有关。山西太原煤矿设计研究院通过土钉墙原位测试认为，土钉墙所承受的土压力无论分布情况还是值的大小与库仑土压力均有较大差别。王步云将其简化为说明图 9.2.2—1 中曲线 3 所示的形式。

铁二院在南昆铁路软弱破碎岩质深路堑高边坡工程试验中对土钉墙进行了专题研究。说明图 9.2.2—2 为南昆铁路 DK339 土钉墙试验段代表性断面图。试验工点地层为全风化 (W_4) ~ 强风化 (W_3) 的泥岩夹砂岩，岩层节理发育，风化破碎严重。设计土钉长 8 m，平台中部加长至 10 m，土钉间距 1 m。土钉墙实测土压力如说明图 9.2.2—3 所示，其分布呈中部大、上下小的趋势，但总的土压力与库仑土压力相接近。



说明图 9.2.2—1 土钉面层土压力分布

1—实测土压力；2—主动土压力；3—简化土压力

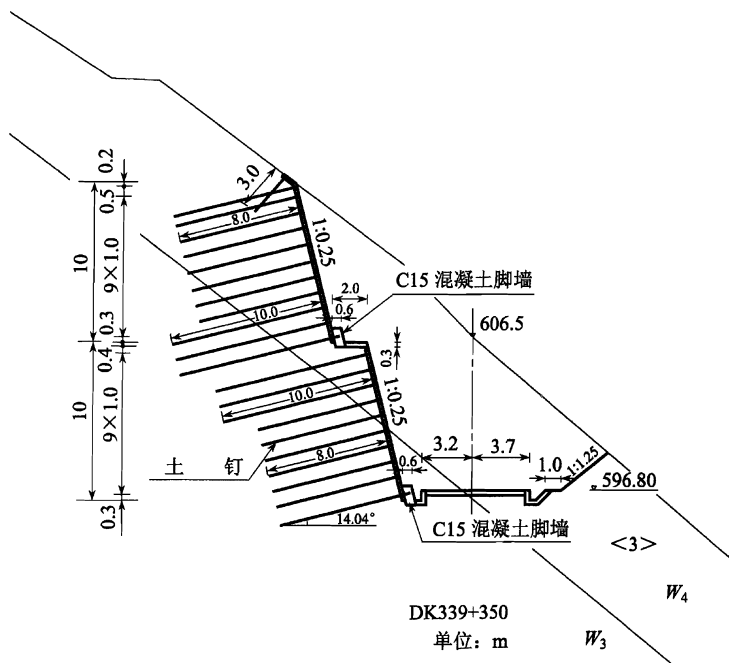
喷层后土压力分布形态与最大轴力确定的土压力分布形态相近，但总的土压力仅为库仑主动土压力的 30%~40%。

为简化设计，将土钉墙面板作为假想墙背，简化后的墙背土压力按式 (9.2.2—1) 及式 (9.2.2—2) 计算。此处作用于土钉墙面板上的设计土压力与土钉喷层后实际土压力是不同的。

9.2.4 土钉的有效锚固长度与无效长度是由加固岩土体潜在破裂面确定，根据实测资料将每层土钉最大轴力连线简化后所得，与 $0.3H$ 法接近。

9.2.6 土钉的内部稳定检算包括钉材拉断检算及土钉拉拔检算，与本规范第 6.2.7 条锚杆挡墙的检算基本一致。

9.2.7 由于边坡土体开挖未设土钉时属危险阶段，因此土钉墙除考虑使用阶段的整体稳定检算外，还必须考虑施工阶段的稳定

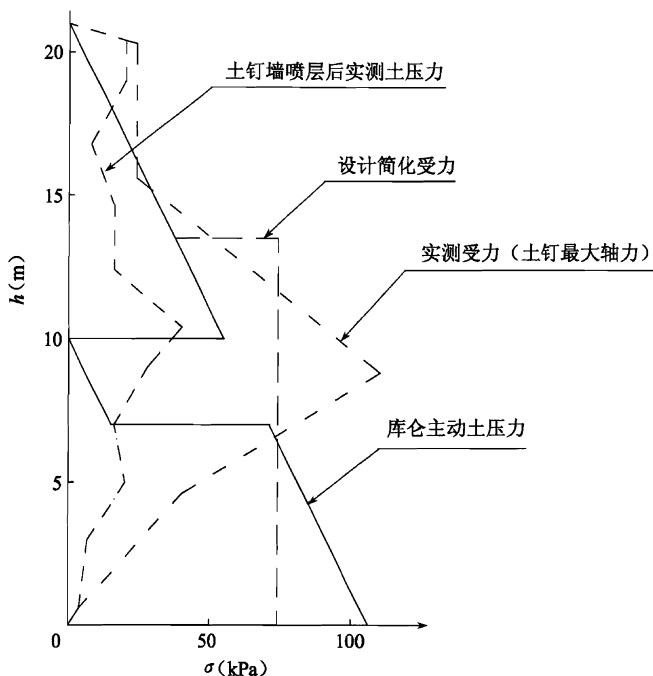


说明图 9.2.2—2 南昆铁路试验段土钉墙代表性断面

检算，但稳定系数取值略小一些。

9.2.8 土钉墙外部稳定性检算，是将土钉及其加固体视为重力式挡土墙，按重力式挡土墙的稳定性检算方法，进行抗倾覆稳定、抗滑稳定及基底承载力检算。土钉墙简化成挡土墙，其厚度一般按照土钉水平长度的 $2/3 \sim 11/12$ 选取，如说明图 9.2.8—1 所示。

对于土质边坡、碎石土状软岩边坡，还应进行圆弧稳定性检算。最危险滑弧面应通过土钉墙墙底，除下部少数土钉穿过圆弧外，大多数土钉均在圆弧以内。最危险圆弧面确定后，可用简单条分法进行稳定性计算（说明图 9.2.8—2），计算公式同式 (9.2.7)。计算时，应计入穿过最危险圆弧面一定长度的土钉作



说明图 9.2.2—3 土钉墙沿墙高受力分布

用力。达不到要求时，宜加长土钉或适当设置锚索，以满足外部整体稳定要求。

9.3.2 土钉墙实测受力为中部大、上下小，且中部呈现臃肚子特征。数值分析结果表明，土钉墙坡脚存在应力集中问题，故提出“保住中部、稳定坡脚”的设计施工原则，并强调边坡中部土钉宜适当加强。

10.1

本节适用于具有明显滑动面且滑动面以下为稳定地层的单排钢筋混凝土大截面埋式抗滑桩。当滑坡推力很大，设置单排抗滑桩不足以抵抗滑坡推力而必须设置第二排抗滑桩，或者有多层滑

件下，土拱的支撑力和桩侧摩擦力之和应大于一根桩所能承受的滑坡推力。根据《铁路工程可靠度设计统一标准》(GB 50216—94) 中第 1.0.4 条的规定，铁路工程结构设计基准期宜为 50 年或 100 年，结合铁路混凝土结构耐久性设计的有关规定，本规范中抗滑桩的设计使用年限为 60 年。

10.2.3 滑坡推力的分布对抗滑桩的设计影响很大，由于影响因素很多，很难给出各类滑坡推力的分布图形。在计算滑坡推力时，通常假定滑坡体沿滑动面均匀下滑。当滑体为砾石类土或块石类土时，下滑力采用三角形分布；当滑体为黏性土时，采用矩形分布；介于两者之间时，采用梯形分布。此外，根据铁二院两种模拟滑体的抗滑桩模型试验结果，当滑体为松散介质时，下滑力的重心约在滑动面上桩长 1/4 处；当滑体为黏性土时，虽然比松散介质稍高，但也未超过滑动面以上桩长的 1/3。另外，从多次实验的结果可看出，滑体的完整性越好，其下滑力的重心越低。综合考虑，规定滑坡推力可采用三角形、梯形或矩形分布是安全可行的。

10.2.4 滑坡推力的计算方法是工程设计中的常用方法，其原理是通过加大自重产生的下滑力增加安全度。除此之外，还有一种计算方法，通过折减滑面的抗剪强度增大安全度，其物理力学意义比较明确，它反映了滑坡开始滑动时 c 、 ϕ 值降低的程度，但稳定分析时要用试算法确定安全系数，计算工作量较大。计算公式如下：

$$T_i = W_i \sin \alpha_i + \Psi' T_{i-1} - W_i \cos \alpha_i \frac{\tan \phi}{K} - \frac{c_i}{K} l_i$$

(说明 10.2.4—1)

传递系数：

$$\Psi' = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \frac{\tan \phi_i}{K}$$

(说明 10.2.4—2)

当 $K > 1$ 时，比式 (10.2.4—1) 的计算结果小。当 $K = 1$ 时，两种方法的计算结果一样。不管是用第一种方法还是用第二种方法计算都应注意，当滑面为折线时，相邻两滑段的 $\alpha_i - 1$ 和 α_1 相差较大时，应在两坡段之间增加连接线段增加分块密度，才能得到比较准确的计算结果。

10.2.5 当抗滑桩受到滑坡推力的作用产生变形时，一部分滑坡推力通过桩体传给锚固段地层，另一部分传给桩前滑体。但是，桩前滑体本身的抗力与滑坡的性质和桩前滑体的大小等因素有关。试验表明，桩前滑体的体积愈大，抗剪强度愈高，滑动面愈平缓、愈粗糙，桩前滑体抗力愈大，反之愈小。另外，还与是否存在多层滑面有关。对某一定的滑坡，当抗滑桩受到滑坡推力的作用产生变形时，滑动面以上桩前滑体抗力大于桩体所能提供的极限抗力时，桩前滑体将产生隆起破坏，（如狮子山 2 号抗滑桩破坏试验），或沿桩前滑体中某一薄弱面产生剪切破坏（如大海哨抗滑桩破坏试验）。

10.2.6 作用在抗滑桩上的滑坡推力和桩前滑体抗力，由设计滑坡推力曲线确定。若抗滑桩设在图 10.2.6 中滑坡的第四分块末端，该处设计滑坡推力曲线的竖直高度 T ，即为作用于桩上的滑坡推力。极限平衡时滑坡推力曲线的竖直高度 P ，即为作桩前滑体抗力。

抗滑桩破坏试验和模型试验表明，虽然各次试验所得的桩前滑体抗力的分布图形不完全相同，但基本呈抛物线分布，抗力的最大值出现在滑体的中部，靠近滑动面处的抗力较小。当滑体为黏性土时，由于黏聚力的影响，顶部抗力较滑体为松散介质时大，合力重心也较高。

说明表 10.2.6—1 为数根抗滑桩破坏试验和室内模型试验滑体抗力的统计资料。从表中不难看出，桩前滑体的重心一般比滑坡推力的重心高 15% ~ 20%。

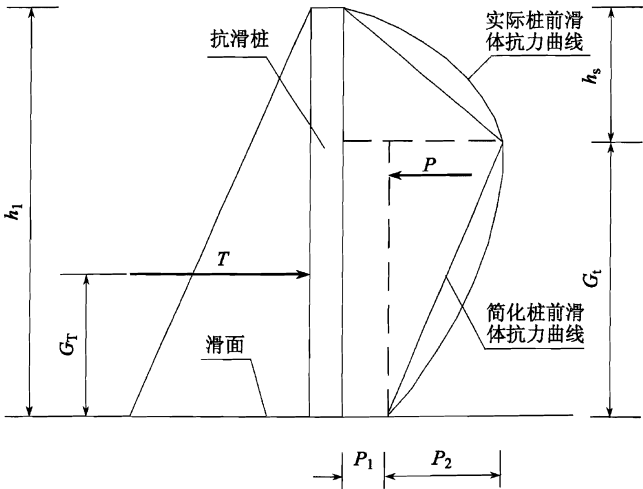
说明表 10.2.6—1 下滑力和桩前重心高度汇总

名称 项目	狮子山 2 号试验	大海哨 试 验	滑体为石英 砂模型试验 (铁二院)	滑体为砂黏 土模型试验 (铁二院)	连续抗滑 墙模型试验 (西南交大)	单排抗滑 桩模型试验 (西南交大)
下滑力重心 高度	$0.5h_1^*$	$0.5h_1^*$	$(0.255 \sim 0.268)h_1$	$(0.261 \sim 0.262)h_1$	$0.5h_1^*$	$(0.410 \sim 0.490)h_1$
桩前 滑体 抗力 重心 高度	实测	—	$(0.420 \sim 0.446)h_1$	$(0.603 \sim 0.900)h_1$	$(0.530 \sim 0.550)h_1$	$(0.410 \sim 0.600)h_1$
	计算	$(0.577 \sim 0.590)h_1$	—	—	—	—

注：表中有 * 号者表示以千斤顶和杠杆施加的外荷载。

本条文未规定桩前滑体抗力的分布图形，设计时可根据实际情况，采用与滑坡推力相同的分布图形或抛物线分布图形。

当桩前滑体抗力采用抛物线分布时，可将抗力图形简化为一个三角形和一个倒梯形，如说明图 10.2.6。



说明图 10.2.6 滑体抗力分布图形

图中 h_s 为最大应力处距桩顶的高度，它随滑体黏聚力的增大而减小。根据试验， h_s 一般等于滑动面以上桩长的 $1/4 \sim 1/3$ 。该值对计算影响不大，计算时可采用说明表 10.2.6—2 给出的数值。 p_1 和 p_2 根据简化后滑动面处弯矩和剪力相等的原理确定，即

$$P_1 = \frac{2P(2 - h_s/h_1 - 3\eta_p)}{h_1 - h_s} \quad (\text{说明 } 10.2.6-1)$$

$$P_2 = \frac{2P[3h_s/h_1 - (h_s/h_1)^2 - 3 + 3\eta_p(2 - h_s/h_1)]}{h_1 - h_s} \quad (\text{说明 } 10.2.6-2)$$

式中 P ——桩前滑体抗力 (kN/m)；

η_p ——桩前滑体抗力的合力重心至滑动面距离与滑动面上桩长之比，该值可较滑坡推力的重心高 10% ~ 15%；

h_1 ——滑动面以上的桩长 (m)。

说明表 10.2.6—2 最大应力处距桩顶高度 h_s 参考值

滑坡推力图形	G_T/h_1	h_s
三角形分布	1/3	$h_1/2$
梯形分布	$1/3 \sim 1/2$	$h_1/2 \sim h_1/5$
矩形分布	1/2	$h_1/5$

10.2.7 在计算滑动面以上的桩身内力时，对桩前滑体抗力的分布图形未作具体规定，可采用与下滑力相同的分布图形，也可采用如说明图 10.2.6 中的抛物线分布图形。当采用与下滑力相同的分布图形时，桩身内力可根据一般结构力学公式直接计算；当采用抛物线的分布图形时，应当首先确定桩前滑体抗力合力的重心高度，按式（说明 10.2.6—1）及式（说明 10.2.6—2）计算 P_1 和 P_2 ，然后按下式计算桩身内力：

当 $y \leq h_s$ 时

$$Q_y = T_1 y + 0.5 T_2 y^2 / h_1 - 0.5 (P_1 + P_2) y^2 / h_s$$

(说明 10.2.7—1)

$$M_y = 0.5 T_1 y^2 + T_2 y^3 / 6 h_1 - (P_1 + P_2) y^3 / 6 h_s$$

(说明 10.2.7—2)

当 $y > h_s$ 时

$$Q_y = T_1 y + 0.5 T_2 y^2 / h_1 - 0.5 (P_1 + P_2) h_s - P_1 (y - h_s) - P_2 (y - h_s) + 0.5 P_2 (y - h_s)^2 / (h_1 - h_s)$$

(说明 10.2.7—3)

$$M_y = 0.5 T_1 y^2 + T_2 y^3 / 6 h_1 - 0.5 (P_1 + P_2) h_s (y - 2 h_s / 3) - 0.5 P_1 (y - h_s)^2 - 0.5 P_2 (y - h_s)^2 + P_2 (y - h_s)^3 / 6 (h_1 - h_s)$$

(说明 10.2.7—4)

式中 Q_y ——滑动面以上桩身任意计算点的剪力 (kN);

M_y ——滑动面以上桩身任意计算点的弯矩 (kN·m);

y ——滑动面以上桩顶至任意计算点的距离 (m);

其余符号意义同前。

在计算滑动面以下桩身内力和变位时,按弹性地基梁计算,并应根据地基系数的分布情况选用相应的计算方法。当地基系数为三角形分布时,应采用“ m ”法;当地基系数为常数 K 时,应采用“ K ”法。

10.2.9 桩底支承一般采用自由端或铰支端是由于:

(1) 根据抗滑桩破坏试验和室内模型试验,当锚固段为松散介质或较完整的基岩时,地层抗力均成两个对顶的三角形,桩底弯矩为零,桩底支承条件符合自由端。进一步的试算表明,在狮子山2号试桩锚固段地基系数取 0.3×10^6 kPa/m,在大海哨试桩锚固段地基系数取 0.2×10^6 kPa/m,桩底支承条件按自由端考虑时,桩身变位和弯矩的计算值与实测值基本吻合,证明桩底支承条件按自由端考虑是符合实际的。

(2) 当锚固段上部为土层,桩底嵌入一定深度的较完整基岩

时，此情况与桩下部嵌入一定深度的完整基岩时相类似。但考虑到目前这种边介条件的实测资料较少和过去的计算习惯，保留了桩底为铰支端的支承条件，可按两种桩底支承条件中的任何一种情况计算。当采用自由端时，各层的地基系数必须根据具体情况选用；当采用铰支端计算时，应把计算“铰支点”选在嵌入段基岩的顶面，并根据嵌入段的地层反力计算嵌入段的深度。

10.2.10 对于较完整的岩质岩层及半岩质岩层的地基，桩身作用于围岩的侧向压应力，一般不应大于容许强度。桩周围岩的侧向允许抗压强度，必要时可直接在现场试验取得，一般按岩石的完整程度、层理或片理产状、层间的胶结物与胶结程度、节理裂隙的密度和充填物、各种构造裂面的性质和产状及其贯通程度等情况，分别采用垂直允许抗压强度的 0.5~1.0 倍。当围岩为密实土或砂层时，其值为 0.5 倍，较完整的半岩质岩层为 0.60~0.75 倍，块状或厚层少裂隙的岩层为 0.75~1.0 倍。对于一般土层或风化成土、砂砾状的岩层地基，抗滑桩在侧向荷载作用下发生转动变位时，桩前的土体产生被动土压力，而在桩后的土体产生主动土压力。桩身对地基土体的侧向压应力一般不应大于被动土压力与主动土压力之差。在工程设计中，要使锚固段完全满足要求，有时会很困难，所以根据多年的工程经验，满足滑动面以下深度 $h_2/3$ 和 h_2 （滑动面以下桩长）处的横向压应力应小于或等于被动土压力与主动土压力之差即可。此时滑动面以下 $h_2/3$ 深度范围内进入塑性区。

10.2.12 抗滑桩属于地下结构，它的受力情况不同于桥涵结构，桥涵有频繁的反复动荷载影响，而抗滑桩不仅不承受动荷载，有的甚至远离路基，因此其结构计算按极限状态法较切合实际，从而达到节约钢材的目的。一般地区抗滑桩结构设计的荷载分项系数采用《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002) 的综合荷载系数 1.35，即《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001) 中按永久荷载效应控制时的情况。

10.2.13 抗滑桩一般允许有较大的变形。桩身裂缝超过允许值后，由于其保护层较厚，虽然裂缝宽度的计算值较大，但较大的混凝土保护层厚度对防止钢筋锈蚀是有利的，这一点在目前的计算公式中没有反映出来，且钢筋局部锈蚀对桩的强度不会有很大影响，因此本条允许一般情况下不作桩的抗裂和挠度等检算。但处于比较严重的腐蚀性环境中时，如果对裂缝开展宽度不控制，将无法满足耐久性的要求。如果严格按照其他结构的要求来控制最大裂缝宽度，钢筋增加数量太大。根据以往设置抗滑桩的实践经验，对裂缝宽度的允许值可作适当的放大，并辅以适当的防腐附加措施。腐蚀环境下的防腐附加措施的解释详见第 5.3.8 条的条文说明。

10.3.1 根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002) 第 3.4 节的规定，在二类环境中的情况 b 和三类环境中，设计使用年限为 50 年的最低混凝土强度等级为 C30。综合考虑过去抗滑桩的使用情况和现在混凝土结构为满足耐久性要求，其强度等级向高等级发展，本条规定混凝土的强度等级不宜低于 C30。

10.3.3~10.3.7 抗滑桩为大截面的地下钢筋混凝土构件，不论是采用的建筑材料还是施工方法，均与一般钢筋混凝土构件有所不同。因此，在多年生产实践的基础上，参照《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002) 和《铁路桥涵地基与基础设计规范》(TB10002.3—99)，在构造细节上作了一些具体的规定，如：

(1) 参照《铁路桥涵地基和基础设计规范》对钻（挖）孔桩的要求，规定抗滑桩纵向受力钢筋的直径不小于 16 mm，净距不宜小于 12 cm，困难情况下不得小于 8 cm。

(2) 《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002) 中规定，结构的基础部分，钢筋的净保护层厚度不应小于 7 cm。当柱子各边纵向受力钢筋多于 3 根时，应放置附加钢筋；考虑到抗滑桩为地下结构，桩身一般在十几米以上，工人必须在坑内上下作业，不宜设置过多的箍筋肢数，因此，规定不宜采用多于 4 肢的封闭箍

筋，并允许箍筋在一行上所箍的受拉筋不受限制。箍筋的间距不应大于 40 cm。

(3) 为使钢筋骨架有足够的刚度和便于人工作业，对箍筋、架立筋和纵向分布钢筋的最小直径作了一定限制。

(4) 为使桩截面的四周形成钢筋网，以提高混凝土抗剪能力，本条文对箍筋和纵向分布钢筋的最大间距作了一定的限制。

11.1.1 在抗滑桩出现以后不久，桩板式挡土墙也就跟着出现了。20 世纪 70 年代初在枝柳线上首先将桩板式挡墙应用在路堑中，接着在南昆等线上应用到路堤中，由于经验的不断积累，这项技术已日臻成熟，因此在 1992 年和 1993 年已经分别出现了路堑式、路肩式桩板挡土墙的通用图。多年来的实践证明，桩板式挡土墙是一种较好的支挡形式。根据《铁路工程可靠度设计统一标准》(GB50216—94) 中第 1.0.4 条的规定，铁路工程结构设计基准期宜为 50 年或 100 年，结合铁路混凝土结构耐久性设计的有关规定，本规范中的桩板式挡土墙的设计使用年限为 60 年。

11.1.2 前几年曾修建了一些较高的桩板式挡墙，桩的自由悬臂长度达到或超过 15 m，但有的在施工过程中发生桩的位移过大甚至桩折断事故，如京九线赣龙段某路堑桩板式挡土墙，最大的悬臂长达到 18 m，当路基开挖到路基面以后不久即发生桩断墙倒的事故。事故原因固然很多，但与悬臂太长、岩体压力增长过大有很大关系，从安全的角度出发，适当控制悬臂的长度以及桩顶位移是很有必要的。

11.1.4 锚固桩的刚度与锚索（杆）刚度相差很大，在锚索（杆）桩的设计中，锚索（杆）的变形量对桩的内力影响很显著，所以一定要控制锚索（杆）伸缩量，使之与桩的变形协调，不然会使桩实际承受的内力与设计值相差过大，而且有可能出现相反的值，即计算出出现负弯矩的部位发生正弯矩，或者反过来，计算正弯矩的截面实际上却是负弯矩。

11.2.2 南昆线某桩板墙工点实测表明，轨道及列车荷载引起的

土压力影响范围主要集中分布在路基面以下一定深度，并随深度衰减较快，与采用弹性理论计算的应力分布基本上是一致的。

11.2.3 桩板式挡土墙的桩间净距 L_n 一般为 $2\sim 4\text{ m}$ ，而墙高 h （自路基面算起）通常不会低于 5 m ，高的可以达到 15 m ，桩间墙的高宽比 $L_n/h < 0.8$ 。前苏联学者克列因早年根据模型试验的结果提出当 $L_n/h < 0.8$ 时，土压力可以乘 $0.7\sim 0.8$ 的折减系数，铁二院通过模型试验也有类似的结论，故在桩板墙的设计中，多采用 $0.7\sim 0.8$ 的折减系数。实践证明这样做是可行的，没有因此而出现任何不稳定迹象。

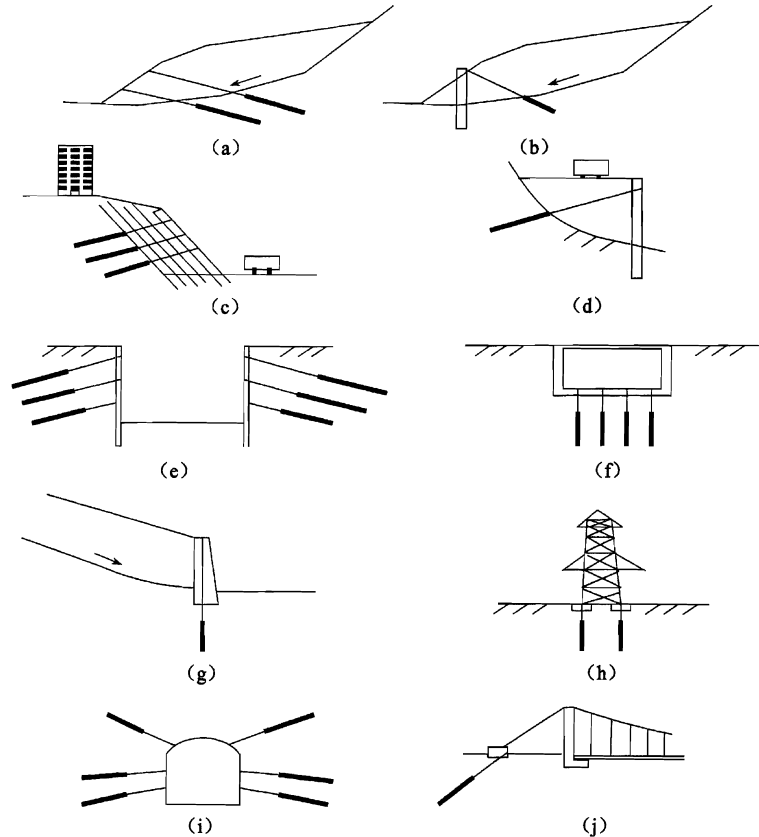
11.2.6 地基系数 K 和 m 是根据地面处桩位移值为 $6\sim 10\text{ mm}$ 时得出来的。试验资料证明，桩的变形和地基抗力不成线性关系，而是非线性的，变形愈大，地基系数愈小，所以当地面处桩的水平位移超过 10 mm 时，常规地基系数便不能采用，必须进行折减，折减以后地基系数变小，得出桩的变形更大，形成恶性循环，故通常采用增加桩截面或加大埋深来防止地面处桩水平位移过大。

11.2.7 设置于路堤（肩）的锚索（杆）桩防止由于填料下沉而使锚索（杆）产生次应力是十分重要的。从理论上说，只要很小一个荷载竖向压在锚索（杆）上，在其上产生的拉力就是无穷大，因此要力求避免填料压在锚索（杆）上。

11.2.8 桩板墙以前按《混凝土结构设计规范》(GBJ 10—89) 进行结构设计，本规范采用《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)，在没有更多的研究成果的条件下，采用钢筋截面面积不变的原则，反算相应的荷载分项系数 a_p 。以往按《钢筋混凝土结构设计规范》(TJ 10—74) 的规定计算时，桩受弯基本安全系数为 1.4 。反算时针对不同的荷载分布（矩形分布和三角形分布）、不同的桩长和截面以及不同的钢筋设计强度的取值标准，按《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002) 进行了 246 根桩的检算，荷载效应分项系数在 $1.30\sim 1.35$ 之间，与抗滑桩的荷载分项

系数接近。考虑到桩板墙为悬臂桩，悬臂一般较长，设计时未考虑悬臂段自重，且离线路近，经过综合分析，对于桩的荷载效应分项系数取 1.35~1.50，挡土板荷载效应分项系数取 1.35。

12.1.1 预应力锚索广泛应用于岩锚和土锚，土锚地层主要为砂土层。为确保锚索工程安全可靠，本规范限制了预应力锚索的使用范围，即锚索锚固段置于岩层内（说明图 12.1.1）。锚固段若置于土层中，则必须进行拉拔试验并进行个别设计。



说明图 12.1.1 预应力锚索应用示意

对于预应力锚索，其寿命主要受腐蚀控制。因此，在腐蚀性地层中不宜设置永久性锚索。从地层腐蚀性角度出发，国际预应力协会（FIP1990）规定，在下列地层中不宜设置永久性锚索：

- (1) 地下水 pH 值小于 6.5 的地层；
- (2) 地下水 CaO 的含量大于 30 mg/L 的地层；
- (3) CO₂ 含量大于 15 mg/L 的地层；
- (4) NH₄⁺ 含量大于 15 mg/L 的地层；
- (5) Mg²⁺ 含量大于 100 mg/L 的地层；
- (6) SO₄²⁻ 含量大于 200 mg/L 的地层。

当受条件限制不能避开弱中腐蚀性地层时，应对锚固段采取特别防腐措施。由于压力分散型锚索可形成双层防腐，同时灌浆体受压不易开裂，具有较好的耐久性，因而具有较强的抗腐蚀性能力。

预应力锚索加固技术几乎涉及土木建筑工程的各个领域，广泛应用于边坡、基坑、地下工程、坝基、码头、海岸、船坞等的加固、支挡、抗浮抗倾。

12.1.3 预应力锚索采用高强度、低松弛钢绞线，是提高单孔承载能力的主要手段，故本章只引用了预应力钢绞线的国家标准，未包括其他钢种或未编入国家标准的预应力钢绞线。附录 C 表 C.0.3 只给出了强度级别为 1860MPa 的预应力钢绞线规格，其他级别钢绞线可参照国标《预应力混凝土用钢绞线》(GB 5224—2003) 执行，设计时应说明所采用钢绞线的强度级别。

12.1.4 本条规定与国外对防腐蚀涂料的物理力学要求基本一致。

12.2.1 进行锚固设计时，应根据建筑物特点、周围环境、地质条件等，选取主要的荷载作为设计荷载。

12.2.2~12.2.3 由于滑坡推力计算时已考虑 1.05~1.25 的安全系数，因此预应力锚索用于整治滑坡时，下滑力可作为计算荷载。锚索用于支挡工程或边坡加固只承受侧向土压力时，通过大量测试，表明锚索结构承受比主动土压力更大的侧向压力，计算荷载可按主动土压力的 1.2~1.4 倍计算。

12.2.4 根据国内外大量统计资料, 锚索设计强度一般采用材料保证强度的 60% 左右。如漫湾等 13 个水电站锚索工程, 锚索设计强度取值是锚索材料强度的 0.55~0.65 倍, 平均为 0.62 倍, 超张拉时是 0.66~0.75 倍, 平均为 0.705 倍。南昆铁路预应力锚索设计强度取值是锚索材料强度的 0.58 倍。表 12.2.4 的要求与日本“VSL 锚固施工法设计施工规范”一致。式 (12.2.4—2) 中安全系数 F_{s1} 一般可选用 1.7~2.0, 高腐蚀地层的永久性锚索可选用 $F_{s1}=2.0\sim2.2$ 。

从施工工艺考虑, 锚索设置方向以水平线向下倾为宜, 多采用 $15^\circ\sim30^\circ$ 。通过技术经济综合分析, 按单位长度锚索提供抗滑增量最大时的锚索下倾角可参照下式计算:

$$\beta = \frac{45^\circ}{A+1} + \frac{2A+1}{2(A+1)}\phi - \alpha$$

式中 A ——锚索的锚固段长度与自由段长度之比;

ϕ, α ——设锚索段滑动面的内摩擦角和滑动面倾角。

对于土质边坡和松散破碎的岩质边坡, 在外力长期作用下存在一定的压缩变形, 坡面锚索预应力在滑动面上产生的法向正应力将产生一定的损耗。因此, 在采用锚索墩、锚索地梁、格子梁加固土质边坡和松散破碎的岩质边坡时, 应对锚索在滑动面上产生的法向力进行折减。

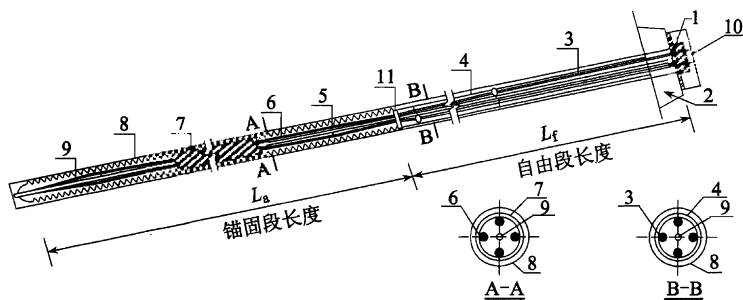
预应力锚索是群锚机制, 锚索的间距不宜过大。但锚索间距太小时, 受群锚效应的影响, 单根锚索承载力降低, 故间距又不能太小。根据通常设计和张拉试验观察, 间距小于 1.2 m 时, 应考虑锚孔周围岩土松弛区的影响, 因此规定锚索间距宜大于 1.5 m 或 5 倍孔径。根据经验, 一般采用 3~6 m。

12.2.5 锚索的锚固段长度通常在 4~10 m 间选取, 且要求锚固段必须位于良好的地基之中, 这是通过大量的数值分析及试验研究后所确定的。锚索锚固段破坏通常是从靠近自由段处开始, 灌浆材料与地基间的粘结力逐渐被剪切破坏, 即使增加锚固段长

度，也不可能提高锚固效果，并非锚固段越长越好。但锚固段太短时，由于实际施工期间锚固地基的局部强度降低，使锚固危险性增大。因此，在设计中一般按 4~10 m 选取。当锚固段计算长度超过 10 m 时，通常采用加大孔径或减小锚索间距或增加锚索孔数等来调整。

12.2.6 自由段的长度包括对张拉锚索施加预应力而产生的伸长部分，通常将锚索自由段伸入滑动面（或潜在破裂面）以下不小于 1 m。自由段短的锚索，相同的锚固荷载下的伸长也短，随着锚固段的地基蠕变变形，其锚固力减少的比例也大，应力松弛更加明显。一般规定，自由段长度不小于 3~5 m。

12.3.1 预应力锚索结构如说明图 12.3.1—1 和说明图 12.3.1—2 所示。



说明图 12.3.1—1 永久性拉力型锚索

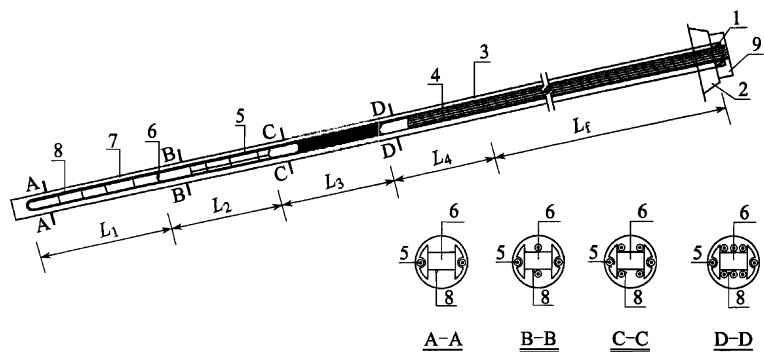
1—锚具；2—垫座；3—涂塑钢绞线；4—光滑套管；5—隔离架；

6—无包裹绞线；7—波形套管；8—钻孔；10—保护罩；

11—光滑套管与波形套管搭接处（长度不小于 200 mm）

12.3.8 采用分次逐级张拉，可使锚索逐步受力，均匀受荷，同时可减少地层徐变引起的预应力损失。当单孔锚索束数较少时，锚索张拉可采用整体张拉，但必须分次逐级进行；当单孔锚索束数较多时，可采用分次单根—对称—分级循环张拉，其循环次数不宜少于 4 次。预应力锚索应设置一定数量的测力

计，以掌握锚索应力变化情况。测力计设置数量一般不少于该工点锚索孔数的 5%，每工点不少于 2 孔。



说明图 12.3.1—2 永久性压力分散型锚索

1—锚具；2—垫座；3—钻孔；4—隔离环；5—无粘结构钢绞线；6—承载体；
7—水泥浆体；8—注浆管；9—保护罩 L_1 、 L_2 、 L_3 、 L_4 —1、2、3、4 单元锚索的
锚固段长度； L_f —单元锚索的自由段长度

12.3.11 预应力锚索锚固试验可分为破坏性试验（拉拔试验）和非破坏性试验（张拉试验）。破坏性试验可选择与加固工程地质条件相似的现场进行，不得在实际锚固工程部位进行，其主要目的是确定锚索可能承受的最大张力、锚固工程的安全及所采用参数是否正确。非破坏性试验一般都在有代表性的工作锚索中进行，其目的是验证设计的合理性和安全性，同时检查和控制施工质量的技术要求是否合适。

本次印刷已根据铁道部铁建设〔2009〕22号《关于发布〈铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范〉等三项标准局部修订条文的通知》作了修改。

铁道部文件

铁建设〔2009〕22号

关于发布铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范等三项标准局部修订条文的通知

各铁路局，投资公司，各铁路公司（筹备组）：

现发布《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》（TB10002.3-2005）、《铁路隧道设计规范》（TB10003-2005）及《铁路路基支挡结构设计规范》（TB10025-2006）局部修订条文，自2009年3月1日起施行。铁道部原上述三项标准相应条文及相关内容同时废止。本局部修订条文由铁道部建设管理司负责解释。



二〇〇九年二月二十五日

— 1 —

**《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》等三项
标准局部修订条文**

**一、《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》
(TB10002.3-2005)**

1. 第 3.2.1 条第 1 款改为“普通钢筋采用 HPB235 和未经高压穿水处理过的 HRB400、HRB335 钢筋,其技术条件应符合现行国家标准《钢筋混凝土用钢第 1 部份:热轧光圆钢筋》(GB1499.1)和《钢筋混凝土用钢第 2 部份:热轧带肋钢筋》(GB1499.2)的规定。HRB400 及 HRB335 钢筋的化学成分 $C + \frac{Mn}{6}$ 应小于或等于 0.5%。”

2. 第 3.2.1 条第 4 款改为“预应力混凝土用螺纹钢筋应符合现行国家标准《预应力混凝土用螺纹钢筋》GB/T20065 的规定。”

3. 第 3.2.1、3.2.2、3.2.3、3.2.4 条文说明修改为:

(1) 根据《钢筋混凝土用钢第 1 部份:热轧光圆钢筋》(GB1499.1)新标准, Q235 钢筋改写为 HPB235;

(2) 为了推进 HRB400 钢在铁路建设中的推广应用,根据《钢筋混凝土用钢第 2 部份:热轧带肋钢筋》(GB1499.2)新标准,本次规范修订将 HRB400 钢筋纳入,原规范 HRB335 钢筋保留;

① HRB335、HRB400 钢筋化学成分

GB1499.2 新标准中, HRB335 和 HRB400 钢筋的 C 含量为 0.25%、Mn 含量为 1.60%, 碳当量 $C + \frac{Mn}{6}$ 约为 0.52%。由于铁路桥梁以承受疲劳荷载为主,应对热轧带肋钢筋的碳当量严格要求。本次规范修订参考了国内外规范并走访了首钢集团和国家建筑钢材质量监督中心,国外规范国际标准 ISO6935: 2007、英国标准 BS4449-2005、前苏联钢筋混凝

土用带肋钢筋 CTOAC4M7-93 都对 400 或 500 级钢筋规定碳当量 $C + \frac{Mn}{6}$ 应小于或等于 0.5%；首钢集团认为国内大部分钢厂能满足这一要求。本次规范修订规定热轧带肋钢筋 (HRB335 和 HRB400) 的化学成分 $C + \frac{Mn}{6}$ 应小于或等于 0.5%。

②HRB400 钢筋力学性能按 GB1499.2 新标准执行，其中钢筋抗拉强度标准值和钢筋的计算强度均按 GB1499.2 表 6 中的屈服强度给出。

③桥涵结构的钢筋选用应经强度计算、裂纹宽度验算并经济比选后确定。强度控制时，宜采用 HRB400 钢。由裂纹宽度验算控制时，HRB400 钢强度虽高，并不能减少钢筋用量。

④由于缺乏 HRB400 钢承受疲劳荷载时容许应力取值的依据，HRB400 钢暂不用于承受疲劳荷载的构件。为完善对 HRB400 钢的使用，本次规范修订后将尽快开展 HRB400 钢的疲劳试验工作，为全面推广使用 HRB400 钢提供条件。

(3)《预应力混凝土用螺纹钢筋》GB/T20065 已颁布，本次条文修订将该标准写入。

4. 第 3.2.2 条表 3.2.2-1 改为：

表 3.2.2-1 钢筋抗拉强度标准值(MPa)

种类 强度	预应力混凝土用螺纹钢筋 f_{pk}			
	HPB235	HRB335	HRB400	PSB 830
抗拉强度标准	235	335	400	830

注：1. 预应力混凝土用螺纹钢筋主要作横、竖向预应力筋；其抗拉强度标准值系屈服强度值；

2. 普通钢筋系指用于钢筋混凝土结构和预应力混凝土结构中的非预应力钢筋。

5. 第 3.2.3 条表 3.2.3 改为：

表 3.2.3 钢筋计算强度 (MPa)

钢筋类型		抗拉计算强度 f_b 或 f_s	抗压计算强度 f'_b 或 f'_s
预应力筋	钢丝、钢绞线、预应力混凝土用螺纹钢筋	$0.9f_{tk}$	380
普通钢筋	HPB235	235	235
	HRB335	335	335
	HRB400	400	400

6. 第 3.2.4 条表 3.2.4 改为:

表 3.2.4 钢筋弹性模量 (MPa)

钢筋种类	符号	弹性模量
钢丝	E_p	2.05×10^5
钢绞线	E_p	1.95×10^5
预应力混凝土用螺纹钢筋	E_p	2.0×10^5
HPB235	E_s	2.1×10^5
HRB400 及 HRB335	E_s	2.0×10^5

注: 计算钢丝、钢绞线伸长值时, 可按 $E_p \pm 0.1 \times 10^5$ MPa 作为上、下限。

7. 第 5.1.2 条表 5.1.2 改为:

表 5.1.2 截面最小配筋率 (%)

钢筋种类	混凝土强度等级		
	C20	C25 ~ C45	C50 ~ C60
HPB235	0.15	0.20	0.25
HRB335	0.10	0.15	0.20
HRB400	0.10	0.15	0.30

8. 第 5.2.2 条第 1 款改为 “ HPB235 钢筋在主力或主力加附加力作用下, 容许应力 $[\sigma_s]$ 分别取 130MPa 或 160MPa。”

第 3 款改为 “不承受疲劳荷载的构件, 在主力或主力加附加力作用下, HRB400 钢筋容许应力 $[\sigma_s]$ 分别取 210MPa 或 270MPa。”

第 4 款修改为 “当检算架桥机架梁产生的应力时, 钢筋的容许应力 $[\sigma_s]$: HPB235 钢筋取 176MPa、HRB335 钢筋取 253MPa、HRB400 钢筋取 297MPa。”

9. 第 5.2.3 条表 5.2.3-1 改为:

表 5.2.3-1 m 值

钢的种类	混凝土强度等级								
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
HPB235	17.4	13.8	11.8	10.0	8.7	7.8	7.0	6.4	5.9
HRB335	24.8	19.7	16.8	14.3	12.4	11.2	10.0	9.1	8.4
HRB400	29.6	23.5	20.0	17.0	14.8	13.3	11.9	10.8	10.0

10. 第 5.3.1 条改为“受拉区域的钢筋可以单根或两至三根成束布置, 钢筋的净距不得小于钢筋的直径(对带肋钢筋为计算直径), 并不得小于 30mm。当钢筋(包括成束钢筋)层数等于或多于三层时, 其净距横向不得小于 1.5 倍的钢筋直径并不得小于 45mm, 竖向仍不得小于钢筋直径并不得小于 30mm。

光钢筋端部半圆形弯钩的内径不得小于 2.5 倍钢筋直径, 带肋钢筋直钩的半径不得小于 2.5 倍钢筋直径 (HRB335) 或 3.5 倍钢筋直径 (HRB400), 并在钩的端部留一直段, 其长度不小于 3 倍钢筋直径 (HRB335) 或 5 倍钢筋直径 (HRB400) (图 5.3.1)。”

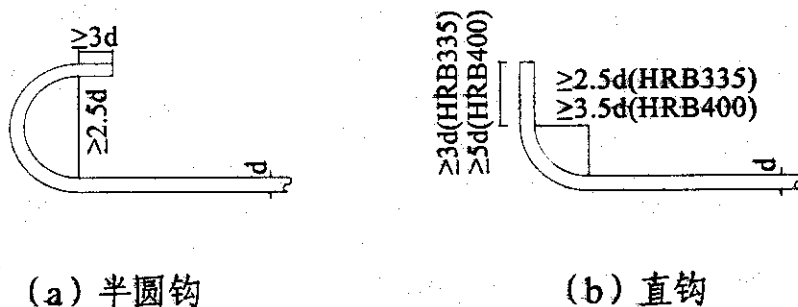


图 5.3.1 钢筋标准弯钩图

11. 第 5.3.3 条第 3 款改为“钢筋的最小弯曲半径: HPB235 钢筋的最小弯曲半径应为 10 倍钢筋直径, HRB335 钢筋的最小弯曲半径应为 12 倍钢筋直径, HRB400 钢筋的最小弯曲半径应为 14 倍钢筋直径。”

12. 第 5.3.3 条表 5.3.3 改为:

表 5.3.3 钢筋最小锚固长度 (mm)

钢筋种类	锚固条件		混凝土强度等级		
			C20	C25	C30 ~ C60
HPB235	受压钢筋		30d 或(10d+直钩)		
	受拉构件钢筋		30d+半圆钩	25d+半圆钩	20d+半圆钩
	受弯及偏心受压构件中的受拉钢筋	锚于受压区	10d+直钩		
		锚于受拉区	20d+半圆钩		
	弯起钢筋	伸入受压区长度不小于 20d	不设与纵筋平行的直段, 端部采用直钩		
		伸入受压区长度小于 20d	设与纵筋平行的长度为 10d 直段, 并加直钩		
		锚于受拉区	25d+半圆钩		
HRB335	受压钢筋		25d 或(15d+直钩)		
	受拉构件钢筋		35d+直钩	30d+直钩	25d+直钩
	受弯及偏心受压构件中的受拉钢筋自不受力处算起的锚固长度	锚于受压区	15d		
		锚于受拉区	25d+直钩		
	弯起钢筋	伸入受压区长度不小于 25d	不设与纵筋平行的直段		
		伸入受压区长度小于 25d	设与纵筋平行长度为 20d 的直段		
		锚于受拉区	25d+直钩		
HRB400	受压钢筋		30d 或(20d+直钩)		
	受拉构件钢筋		40d+直钩	35d+直钩	30d+直钩
	受弯及偏心受压构件中的受拉钢筋自不受力处算起的锚固长度	锚于受压区	20d		
		锚于受拉区	30d+直钩		
	弯起钢筋	伸入受压区长度不小于 30d	不设与纵筋平行的直段		
		伸入受压区长度小于 30d	设与纵筋平行长度为 20d 的直段		
		锚于受拉区	30d+直钩		

注: 1 表中 d 为钢筋计算直径;

2 受拉的 HRB335 和 HRB400 钢筋直径大于 25 mm 时, 其锚固长度应按表中值加 5d;

3 受弯及大偏心受压构件中的受拉钢筋截断时宜避开受拉区, 表中数

值仅在困难条件下采用。

二、《铁路路基支挡结构设计规范》(TB10025-2006)

1. 第 1.0.6 条增加第 10 款和第 11 款。

10 “钢筋混凝土结构中的普通受力钢筋,可采用 HRB400 钢和 HRB335 钢。”

11 “按极限状态法设计的结构,设计参数的选取、结构计算和构造要求等执行现行《混凝土结构设计规范》GB50010 有关规定;按容许应力法设计的结构,设计参数的选取、结构计算和构造要求等执行现行《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》TB10002.3 有关规定。”

2. 增加第 1.0.6 条条文说明内容。

HRB400 钢具有强度高、延性好的特点,本次将 HRB400 钢作为一种钢种纳入本规范。路基支挡结构的钢筋选用应经强度计算,裂纹宽度验算并经济比选后确定,强度控制时宜采用 HRB400 钢。

3. 第 5.3.2 条文改为“墙身混凝土强度等级不宜低于 C30。主筋宜采用 HRB400 钢,直径不应小于 12mm。箍筋宜采用 HRB335 钢,直径不应小于 8mm。”

4. 第 6.3.1 条文改为“肋柱和墙面板的混凝土强度等级宜为 C30。肋柱和墙面板中钢筋的混凝土保护层厚度应满足《铁路混凝土结构耐久性设计暂行规定》的要求。受力钢筋可采用 HRB400 钢或 HRB335 钢。”

5. 第 6.3.4 条文改为“锚杆钢筋宜选用 HRB400 带肋钢筋或高强精轧螺纹钢,其直径为 18~32mm。不宜采用镀锌钢材。钢筋每孔不宜多于 3 根。锚杆未锚入地层部分,必须做好防锈处理。腐

蚀环境下可采用钢筋表面环氧涂层等措施。”

6. 第 9.3.3 条文改为“土钉钉材可采用 HRB400 钢或 HRB335 钢，土钉直径为 16~32mm，钻孔直径为 70~130mm。土钉应设定位支架。腐蚀环境下可采用钢筋表面环氧涂层等措施。”

7. 第 10.3.1 条文改为“桩身混凝土的强度等级宜为 C30。当地下水有侵蚀性时，水泥应按有关规定选用，耐久性设计应满足《铁路混凝土耐久性设计暂行规定》的要求。桩身中的主筋宜采用 HRB400 钢，箍筋可采用 HRB335 钢或 HRB400 钢。”

8. 第 11.3.1 条文改为“锚固桩和挡土板的混凝土强度等级不宜低于 C30，桩身中主筋宜采用 HRB400，箍筋和挡土板中的主筋可采用 HRB335 钢或 HRB400 钢。灌注锚索（杆）孔的水泥（砂）浆强度等级不宜低于 M30。”

三、《铁路隧道设计规范》（TB10003-2005）

1. 第 5.1.1 条第 6 款改为“钢筋 HPB235、HRB335、HRB400，当结构构件受截面强度控制时，宜优先采用 HRB400 钢筋。”

2. 增加 5.1.1 条文说明内容

HRB400 钢筋即新 III 级螺纹钢筋，与普通 II 级螺纹钢筋相比，具有强度高、延性好的优点。为推进 HRB400 钢在铁路隧道工程中的应用，将 HRB400 钢种纳入本条文。

隧道结构钢筋级别一般由强度计算、裂缝宽度验算并经经济比较后选用，当强度控制时，宜优先采用 HRB400 钢，而由裂缝宽度验算控制时，HRB400 钢强度虽高，但并不能减少钢筋用量或减薄断面厚度，因此较多采用 HRB335 钢。同时，鉴于目前未取得 HRB400 钢的焊接、疲劳等相关试验结果，HRB400 钢暂不用于承

受疲劳荷载的地下立交隧道结构设计。

3. 第 5.1.5 条第 3 款改为“钢质锚杆杆体的直径宜为 16~32mm, 杆体应用带肋钢筋, 杆体材料基本物理力学指标不宜低于 HRB335、HRB400 钢, 杆体断裂延伸率不小于 16%; 锚杆端头应设垫板, 垫板材质可采用 Q235 钢。”

4. 增加第 5.1.5 条文说明内容。

根据锚杆受力特征, 钢质锚杆杆体宜选用 HRB400 钢更显经济合理, 根据受力计算也可选用 HRB335, 根据 GB 1499.1-2008《钢筋混凝土用钢第 1 部分: 热轧光圆钢筋》、GB 1499.2-2007《钢筋混凝土用钢第 2 部分: 热轧带肋钢筋》可知: HRB335、HRB400 钢筋的断裂延伸率分别为 16%、17%, 故要求锚杆杆体断裂延伸率不小于 16%; 垫板不是钢筋而是钢材, 经调研, 一般垫板材质采用 Q235 钢。

5. 第 5.2.5 条表 5.2.5 改为:

表 5.2.5 钢筋抗拉和抗压强度的标准值与设计值

钢筋种类	HPB235(Q235)	HRB335	HRB400
抗拉强度标准值 (MPa)	235	335	400
抗拉强度和抗压强度设计值	210	300	360

6. 第 5.2.6 条改为“HPB235 级钢筋的弹性模量应采用 210GPa, HRB335、HRB400 钢筋的弹性模量应采用 200GPa。”

7. 第 5.3.4 条表 5.3.4 改为:

表 5.3.4 钢筋的容许应力

钢筋种类	容许应力 (MPa)	
	主要荷载	主要荷载 + 附加荷载
HPB235	130	160
HRB335	180	230
HRB400	210	270

8. 第 5.3.5 条表 5.3.5 改为:

表 5.3.5 钢筋的强度和弹性模量

钢筋种类	屈服强度 (MPa)	抗拉极限强 度 (MPa)	抗拉或抗压计算强 度 (MPa)	弹性模量 (GPa)	延伸率 (%)
HPB235	235	310	235	210	25
HRB335	335	455	335	200	17
HRB400	400	540	400	200	16

9. 第 10.5.4 条改为“受拉区域的钢筋可单根或 3~3 根成束布置, 钢筋的净距不得小于 d (d 为钢筋的直径, 螺纹钢筋 d 为钢筋的计算直径) 或 30mm。当钢筋(包括成束钢筋)层数等于或多于 3 层时, 其净距横向不得小于 $1.5d$ 或 45 mm, 竖向仍不得小于 d 或 30 mm。

光面钢筋端部半圆形弯钩的内径不得小于 $2.5d$ (直钩的半径也不得小于 $2.5d$), 带肋钢筋直钩的半径不得小于 $2.5d$ (HRB335) 或 $3.5d$ (HRB400), 并在钩的端部留一直段, 其长度不小于 $3d$ (HRB335) 或 $5d$ (HRB400) (图 10.5.4)。”

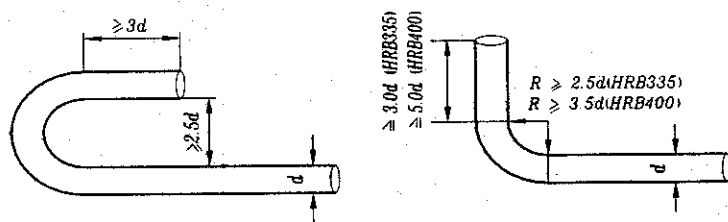


图 10.5.4 钢筋标准弯钩图

10. 第 10.5.6 条第 2 款改为“钢筋的锚固长度应符合表 10.5.6 的规定。”

表 10.5.6 钢筋最小锚固长度 (mm)

钢筋种类	锚固条件		混凝土强度等级		
			C20	C25	C30 ~ C60
HPB 235	受压钢筋		30d 或(10d+直钩)		
	受拉构件钢筋		30d+半圆钩	25d+半圆钩	20d+半圆钩
	受弯及偏心受压构件中的受拉钢筋	锚于受压区	10d+直钩		
		锚于受拉区	20d+半圆钩		
	弯起钢筋	伸入受压区长度不小于 20d	不设与纵筋平行的直段, 端部采用直钩		
		伸入受压区长度小于 20d	设与纵筋平行的长度为 10d 直段, 并加直钩		
		锚于受拉区	25d+半圆钩		
HRB335	受压钢筋		25d 或(15d+直钩)		
	受拉构件钢筋		35d+直钩	30d+直钩	25d+直钩
	受弯及偏心受压构件中的受拉钢筋自不受力处算起的锚固长度	锚于受压区	15d		
		锚于受拉区	25d+直钩		
	弯起钢筋	伸入受压区长度不小于 25d	不设与纵筋平行的直段		
		伸入受压区长度小于 25d	设与纵筋平行长度为 20d 的直段		
		锚于受拉区	25d+直钩		
HRB400	受压钢筋		30d 或(20d+直钩)		
	受拉构件钢筋		40d+直钩	35d+直钩	30d+直钩
	受弯及偏心受压构件中的受拉钢筋自不受力处算起的锚固长度	锚于受压区	20d		
		锚于受拉区	30d+直钩		

- 注: 1 表中 d 为钢筋计算直径;
 2 受拉的 HRB335 和 HRB400 钢筋直径大于 25 mm 时, 其锚固长度应按表中值加 5d;
 3 受弯及大偏心受压构件中的受拉钢筋截断时宜避开受拉区, 表中数值仅在困难条件采用。

主题词：基本建设 标准 通知

抄送：中铁工程、建筑公司，中建总公司，中交集团，中水集团，各设计院，铁五院，中铁设计咨询集团，上海城铁院，铁科院，铁道出版社，地方铁路协会，经规院，鉴定、工管中心，工程监督总站，部内政法、计划、财务、科技、安监司，运输局。

铁道部办公厅

2009 年 2 月 26 日印发

