中华人民共和国行业标准

铁路轨道设计规范

Code for design of railway track

TB 10082—2005

J 448—2005

主编单位：铁道部经济规划研究院

批准部门：中华人民共和国铁道部

施行日期：2005 年 4 月 25 日

中 国 铁 道 出 版 社

2005 年·北 京

关于发布《铁路路基设计规范》等7项铁路工程建设标准的通知

铁建设〔2005〕66号

《铁路路基设计规范》(TB 10001—2005)、《铁路轨道设计规范》(TB 10082—2005)、《铁路运输通信设计规范》(TB 10006—2005)、《铁路电力牵引供电设计规范》(TB 10009—2005)、《铁路光伏发电系统技术规范》(TB/T 10112—2005)、《铁路无人值守机房环境远程监控系统工程设计规范》(TB/T 10034—2005)、《铁路工程建设项目水土保持方案技术标准》(TB 10503—2005)等7项铁路工程建设标准，经审查现予发布，自发布之日起施行。原发《铁路路基设计规范》(TB 10001—99)、《铁路通信设计规范》(TB 10006—99)、《铁路电力牵引供电设计规范》(TB 10009—98)、《铁路信号硅太阳电池供电系统技术规范》(TB/T 10112—94)同时废止。

以上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

二〇〇五年四月二十五日

前　言

本规范是根据铁道部《关于印发〈2003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〔2003〕41号)进行编制的。

本规范编制过程中认真总结了我国铁路轨道建设的经验和教训，借鉴了国内外有关标准的规定，在广泛征求意见的基础上，经反复审查定稿。

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，积极采用安全、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13章，主要内容包括：总则，术语与符号，基本规定，轨道类型，钢轨及配件，轨枕及扣件，有碴道床，无碴道床，道岔，钢轨伸缩调节器，无缝线路轨道，有缝线路轨道，轨道附属设备和常备材料，另有8个附录。

本规范以黑体字标志的条文为强制性条文，必须严格执行。

本规范系首次编制。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：铁道部经济规划研究院。

本规范主要起草人：韩启孟、高慧安、许有全、刘华。

目　　次

1　总　　则 …… 1
2　术语和符号 …… 3
　2.1　术　　语 …… 3
　2.2　符　　号 …… 5
3　基本规定 …… 6
4　轨道类型 …… 12
5　钢轨及配件 …… 15
6　轨枕及扣件 …… 17
7　有砟道床 …… 20
8　无砟道床 …… 23
　8.1　一般规定 …… 23
　8.2　板式无砟道床 …… 24
　8.3　轨枕埋入式无砟道床 …… 26
　8.4　弹性支承块式无砟道床 …… 28
9　道　　岔 …… 29
10　钢轨伸缩调节器 …… 33
11　无缝线路轨道 …… 35
　11.1　一般规定 …… 35
　11.2　钢轨焊接 …… 35
　11.3　设计参数 …… 36
　11.4　锁定轨温 …… 36
　11.5　轨条布置 …… 38
　11.6　轨道稳定性计算 …… 39
　11.7　轨道强度计算 …… 39

11.8 桥上无缝线路 …… 40
11.9 无缝道岔 …… 41
11.10 伸缩区、缓冲区轨缝计算 …… 41
11.11 位移观测桩布置 …… 42
12 有缝线路轨道 …… 44
13 轨道附属设备和常备材料 …… 46
附录A 旧轨使用、整修技术条件 …… 53
附录B 轨距挡板、挡板座及绝缘轨距块号码配置 …… 56
附录C CA砂浆试验方法 …… 58
C.1 CA砂浆抗压强度试验方法 …… 58
C.2 CA砂浆弹性模量试验方法 …… 58
C.3 CA砂浆流动度与可工作时间试验方法 …… 59
C.4 CA砂浆膨胀率试验方法 …… 59
C.5 CA砂浆材料分离度试验方法 …… 60
C.6 CA砂浆含气量试验方法 …… 60
C.7 CA砂浆耐久性（抗冻性）试验方法 …… 61
附录D 各地区最高、最低轨温 …… 64
附录E 无缝线路轨道稳定性计算 …… 67
附录F 轨道强度检算 …… 70
附录G 无缝线路缓冲区预留轨缝计算 …… 78
附录H 桥上无缝线路轨道伸缩力、挠曲力计算 …… 80
本规范用词说明 …… 91
《铁路轨道设计规范》条文说明 …… 92

1 总　　则

1.0.1 为统一铁路轨道设计技术标准，使铁路轨道设计符合安全适用、经济合理、技术先进的要求，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 160 km/h、货物列车设计行车速度等于或小于 120 km/h 的标准轨距铁路轨道的设计。

1.0.3 新建和改建铁路（或区段）的轨道设计，应根据设计线路在铁路网中的作用、性质、速度和客货运量确定轨道类型。

1.0.4 轨道结构宜采用无缝线路轨道，Ⅰ级铁路应一次铺设无缝线路。

1.0.5 轨道结构部件的选择应有利于降低路基应力，满足标准化、系列化和通用化的要求。

1.0.6 轨道结构应根据运输需要，均衡提高轨道整体结构的承载能力，并应符合质量均衡、弹性连续、结构等强、合理匹配的原则。

1.0.7 改建既有线和增建第二线，应在满足设计年度的输送能力和设计行车速度的前提下，充分利用既有轨道部件和附属设施。

1.0.8 铁路轨道及附属设施的设置必须符合铁路建筑限界的有关规定。

1.0.9 铁路轨道设计应重视环境保护，节约能源。通过城镇或居民密集区等地段的铁路轨道，应根据环境影响评价的要求采取减振降噪措施。

1.0.10 铁路轨道设计应充分考虑检测、养护、维修、抢修的需要，配备必需的设施设备。

1.0.11 铁路轨道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 术语和符号

2.1 术　　语

2.1.1 轨道　track

路基面以上的线路部分，由钢轨、配件、轨枕、扣件、道岔、道床等组成。

2.1.2 有碴道床　ballast bed

用道碴铺设的道床。

2.1.3 无碴道床　unballast bed

不用道碴铺设的道床。

2.1.4 缩短轨　standard length short rail

用在曲线内股的短于标准长度的规定长度钢轨。

2.1.5 长钢轨　long rail

超过标准长度的钢轨（其中包括厂焊钢轨）。

2.1.6 单元轨节　rail link

一次铺设锁定的连续轨条。

2.1.7 钢轨胶接绝缘接头　glued insulated rail joint

由胶粘剂胶合的钢轨绝缘接头。

2.1.8 无缝道岔　gapless (welded or glued) turnout

对全部钢轨接头进行焊接、胶接或冻结的道岔。

2.1.9 跨区间无缝线路　super long continuous welded rail track

轨条长度跨越两个或更多区间，且车站正线上采用无缝道岔的无缝线路。

2.1.10 钢轨温度　rail temperature

钢轨截面的温度。

2.1.11 最高轨温　highest rail temperature

根据历年当地气象资料，确定其中最高气温，设计采用最高轨温等于最高气温加 20 ℃。

2.1.12 最低轨温 lowest rail temperature

根据历年当地气象资料，确定其中最低气温，设计采用最低轨温等于最低气温。

2.1.13 设计锁定轨温 design stress-free temperature of rail

根据气象资料和无缝线路允许温升、允许温降计算确定的无缝线路锁定轨温。

2.1.14 允许温升 allowable temperature rise range

无缝线路允许承受的最大升温幅值。

2.1.15 允许温降 allowable temperature drop range

无缝线路允许承受的最大降温幅值。

2.1.16 道床纵向阻力 longitudinal ballast resistance

轨枕在道床中纵向位移时，道床对轨枕所产生的抵抗力。

2.1.17 道床横向阻力 lateral ballast resistance

轨枕在道床中横向位移时，道床对轨枕所产生的抵抗力。

2.1.18 CA 砂浆 CA sand mortar

由沥青乳化剂和水、水泥、细骨料等混合而成的材料，称水泥沥青砂浆，简称 CA 砂浆。

2.1.19 板式无砟道床 slab track

由轨道板、凸型挡台、CA 砂浆及基础垫层组成的无砟道床。

2.1.20 轨枕埋入式无砟道床 longitudinal track

由轨枕、道床板、隔离层、混凝土底座组成的无砟道床。

2.1.21 弹性支承块式无砟道床 low vibration track

由混凝土支承块、橡胶套靴、混凝土道床组成的无砟道床。

2.1.22 断轨力 force acting on the bridge due to pull apart (breaking) of the CWR

桥上无缝线路当长轨条突然折断时所产生的纵向力。

2.2 符　　号

v——旅客列车设计行车速度

h——曲线超高

R——曲线半径

T_s——设计锁定轨温

T_{max}——当地历年最高轨温

T_{min}——当地历年最低轨温

$[\Delta T_c]$——轨道允许温升

$[\Delta T_d]$——轨道允许温降

ΔT_k——设计锁定轨温修正值

T_m——设计锁定轨温上限

T_n——设计锁定轨温下限

P_t——钢轨温度力（拉力或压力）

E——钢轨钢弹性模量

F——钢轨断面面积

α——钢轨钢线膨胀系数

λ——钢轨断缝值

P_j——接头阻力

r_1——每个节点扣件纵向阻力

r_2——每根轨枕道床纵向阻力

r——线路纵向阻力

q——每根轨枕道床横向阻力

3 基本规定

3.0.1 新建和改建铁路的轨道设计应满足运营的需要，并具有足够的强度、刚度和稳定性，轨道结构设计应符合少维修的原则。

3.0.2 钢轨的轨底坡应采用 1:40。

3.0.3 直线地段两股钢轨顶面应水平。曲线地段外轨应设置超高，新建铁路按式（3.0.3—1）、改建铁路按式（3.0.3—2）计算，并应根据道床结构形式进行设置。

$$h = \frac{7.6 v_{max}^2}{R} \qquad (3.0.3\text{—}1)$$

$$h = \frac{11.8 v_j^2}{R} \qquad (3.0.3\text{—}2)$$

式中 h——外轨超高（mm）；

R——曲线半径（m）；

v_{max}——路段设计最高行车速度（km/h）；

v_j——均方根速度（km/h），

$$v_j = \sqrt{\frac{\sum N_i Q_i v_i^2}{\sum N_i Q_i}}$$

N_i——一昼夜各类列车次数（列/d）；

Q_i——各类列车质量（t）；

v_i——实测各类列车速度（km/h）。

曲线外轨最大超高不应大于 150 mm，单线铁路上下行行车速度相差悬殊时，不应超过 125 mm。

3.0.4 曲线超高递减率的设计应符合下列规定：

1 新建铁路外轨超高应在缓和曲线全长范围内递减顺接；

2　改建铁路困难条件下，反向曲线超高顺坡可延伸至圆曲线上，但圆曲线始终点的未被平衡超高，不得超过本规范第3.0.5条的规定。改建铁路递减率顺坡可延伸至直线上或在直线上顺坡；设计速度大于120 km/h的轨道，递减率不应大于$1/10v_{max}$，困难条件下不应大于$1/8v_{max}$；设计速度等于或小于120 km/h轨道，递减率不应大于$1/9v_{max}$，困难条件下不应大于$1/7v_{max}$，当$1/7v_{max}$大于2‰时，按2‰设置。

3　改建铁路特殊困难条件下可保留复曲线，复曲线应在正矢递减范围内，从较大超高向较小超高均匀顺坡。

3.0.5　曲线欠超高及欠超高与过超高之和允许值应满足表3.0.5的要求。

表3.0.5　曲线欠超高及欠超高与过超高之和允许值（mm）

项　　目	欠超高允许值$[h_q]$		欠超高与过超高之和允许值$[h_q+h_g]$	
	一　般	困　难	一　般	困　难
120 km/h$<v\leqslant$160 km/h	≤70	≤90	≤120	≤140
$v\leqslant$120 km/h	≤75	≤90	≤125	≤140

注：过超高允许值不宜大于欠超高允许值，即$[h_q]>[h_g]$。过超高$[h_g]$不宜大于50 mm。

3.0.6　曲线半径小于350 m地段的轨距，应按表3.0.6规定的数值加宽。

表3.0.6　曲线轨距加宽值（mm）

曲线半径（m）	加　宽　值	轨　　距
$300\leqslant R<350$	5	1 440
$R<300$	15	1 450

3.0.7　钢轨焊接接头平直度应符合表3.0.7的规定。

3.0.8　线路有碴轨道静态平顺度应符合表3.0.8的规定。

3.0.9　道岔有碴轨道静态平顺度应符合表3.0.9的规定。

表 3.0.7　焊接接头平直度（mm/m）

项　　目	120 km/h< v≤160 km/h	v≤120 km/h
轨顶面	$^{+0.3}_{0}$	$^{+0.3}_{0}$
轨头内侧工作面	$^{+0.3}_{0}$	±0.3
轨底面	$^{+0.5}_{0}$	$^{+0.5}_{0}$

表 3.0.8　线路有碴轨道静态平顺度（mm）

项　　目	高　低	轨　向	水　平	扭　曲（基长 6.25 m）	轨　距
120 km/h< v≤160 km/h	4	4	4	4	$^{+4}_{-2}$
100 km/h< v≤120 km/h	4	4	4	4	$^{+6}_{-2}$
v≤100 km/h 及到发线	4	4	4	4	$^{+6}_{-2}$
其他站线	5	5	5	5	$^{+6}_{-2}$
测量弦长	10 m		—		

注：1　轨距偏差不含曲线上按规定设置的轨距加宽值，但最大轨距（含加宽值和偏差）不得超过 1456 mm；

2　轨向偏差和高低偏差为 10 m 弦测量的最大矢度值；

3　三角坑偏差不含曲线超高顺坡造成的扭曲量，检查三角坑时基长为 6.25 m。

表 3.0.9　道岔有碴轨道静态平顺度（mm）

项目 / 直向过岔速度	高　低	轨　向		水　平	扭　曲（基长 6.25 m）	轨　距	
		直　线	支　距			尖轨尖端	其他
120 km/h< v≤160 km/h	4	4	2	4	—	±1	$^{+3}_{-2}$
100 km/h< v≤120 km/h	4	4	2	4	—	±1	$^{+3}_{-2}$
v≤100 km/h 及到发线	4	4	2	4	—	±1	$^{+3}_{-2}$
其他站线	6	6	2	6	—	±1	$^{+3}_{-2}$
测量弦长	10 m		—				

注：支距偏差为铺设支距与设计支距之差。

3.0.10　有碴轨道曲线静态圆顺度应符合表 3.0.10 的规定。

3.0.11　线路无碴轨道静态平顺度应符合表 3.0.11 的规定。

表 3.0.10　有碴轨道曲线静态圆顺度（mm）

曲线半径（m）	实测正矢与计算正矢差		圆曲线正矢连续差	圆曲线最大最小正矢差
	缓和曲线	圆曲线		
$800<R\leqslant1600$	3	4	4	7
$1600<R\leqslant2800$	2	3	4	6
$2800<R\leqslant3500$	2	3	4	5
$R>3500$	1	2	3	4
测量弦长	20 m			
测量位置	钢轨头部内侧面下 16 mm 处			

注：半径 $R\leqslant800$ m 的曲线的静态圆顺度按有关规定执行。

表 3.0.11　线路无碴轨道静态平顺度（mm）

项　　目	高　低	轨　向	水　平	轨　距
120 km/h$<v\leqslant$160 km/h	4	4	4	±2
$v\leqslant$120 km/h	4	4	4	$^{+3}_{-2}$
测量弦长	10 m		—	

3.0.12　无碴轨道曲线静态圆顺度应符合表 3.0.12 的规定。

表 3.0.12　无碴轨道曲线静态圆顺度（mm）

曲线半径（m）	实测正矢与计算正矢差		圆曲线正矢连续差	圆曲线最大最小正矢差
	缓和曲线	圆曲线		
$R\leqslant1600$	3	4	5	6
$1600<R\leqslant2800$	2	3	4	6
$2800<R\leqslant3500$	2	3	4	5
$R>3500$	1	2	3	4
测量弦长	20 m			
测量位置	钢轨头部内侧面下 16 mm 处			

3.0.13　轨道动态平顺度应符合表 3.0.13—1～表 3.0.13—3 的

规定。

表 3.0.13—1　120 km/h< v≤160 km/h 轨道动态平顺度

项　　目	平顺度	超限等级		
		Ⅰ 级	Ⅱ 级	Ⅲ 级
高低（mm）	5	6	10	15
轨向（mm）	4	5	8	12
轨距（mm）	$^{+5}_{-2}$	$^{+6}_{-4}$	$^{+10}_{-7}$	$^{+15}_{-8}$
水平（mm）	5	6	10	14
扭曲（mm）(基长 2.4 m)	4	5	8	12
车体垂向加速度（g）	0.10	0.10	0.15	0.20
车体横向加速度（g）	0.06	0.06	0.10	0.15

注：1　表中轨道不平顺偏差限值为轨道不平顺实际幅值的半峰值；
2　道岔直股轨道不平顺按表评判；
3　v≤160 km/h 时，管理波长为 10 m；
4　平顺度为轨道结构的标准值；
5　超限等级为轨道动态评定标准，Ⅰ级每处扣 1 分，Ⅱ级每处扣 5 分，Ⅲ级每处扣 100 分，其轨道每千米扣分总数为各级、各项扣分总和；合格——扣分总数在 300 分以内，不合格——扣分总数在 301 分以上。

表 3.0.13—2　100 km/h< v≤120 km/h 轨道动态平顺度

项　　目	平顺度	超限等级		
		Ⅰ 级	Ⅱ 级	Ⅲ 级
高低（mm）	7	8	12	20
轨向（mm）	7	8	10	16
轨距（mm）	$^{+7}_{-5}$	$^{+8}_{-6}$	$^{+12}_{-8}$	$^{+20}_{-10}$
水平（mm）	7	8	12	18
扭曲（mm）(基长 2.4 m)	7	8	10	14
车体垂向加速度（g）	0.10	0.10	0.15	0.20
车体横向加速度（g）	0.06	0.06	0.10	0.15

注：同表 3.0.13—1。

3.0.14　有碴轨道道床状态主要参数不应低于表 3.0.14 的规定。

表 3.0.13—3　$v \leqslant 100$ km/h 轨道动态平顺度

项　　目	平顺度	超　限　等　级		
		Ⅰ　级	Ⅱ　级	Ⅲ　级
高低（mm）	11	12	16	22
轨向（mm）	9	10	14	20
轨距（mm）	$^{+11}_{-5}$	$^{+12}_{-6}$	$^{+16}_{-8}$	$^{+24}_{-10}$
水平（mm）	11	12	16	22
扭曲（mm）（基长 2.4 m）	9	10	12	16
车体垂向加速度（g）	0.10	0.10	0.15	0.20
车体横向加速度（g）	0.06	0.06	0.10	0.15

注：同表 3.0.13—1。

表 3.0.14　道床状态参数指标（平均值）

速度 / 轨枕类型 / 指标	80 km/h $< v \leqslant$ 120 km/h	120 km/h $< v \leqslant$ 160 km/h
	Ⅱ　型	Ⅲ　型
道床横向阻力 q（kN/枕）	9（6.5）	10
道床纵向阻力 r_2（kN/枕）	10（9）	12
道床支承刚度（kN/mm）	70（60）	100
道床密度（g/cm^3）	1.7	1.7

注：1　表中括号内数字为开通速度 80 km/h 的参数指标；

2　既有铁路改建采用Ⅱ型枕且 120 km/h $< v \leqslant$ 160 km/h 时，道床稳定状态参数可采用：横向阻力 9 kN/枕，纵向阻力 11 kN/枕，支承刚度 70 kN/mm，道床密度 1.7 g/cm^3。

3.0.15　旅客列车设计行车速度为 160 km/h 的正线轨道应设置线路基桩。

3.0.16　轨道结构设计应考虑信号设计对其道床电阻值的要求。

4 轨道类型

4.0.1 正线轨道类型分为特重型、重型、次重型、中型和轻型。设计时应按由轻到重逐步加强的原则，根据路段旅客列车设计行车速度及近期预测运量等主要运营条件按表 4.0.1 的规定选用。

表 4.0.1 正线轨道类型

项目					单位	特重型	重型			次重型	中型	轻型
运营条件	年通过总质量				Mt	>50	25～50			15～25	8～15	<8
	路段旅客列车设计行车速度				km/h	160～120	160～120	≤120		≤120	≤100	≤80
轨道结构	钢轨				kg/m	75	60	60		50	50	50
	轨枕	混凝土枕		型号	—	Ⅲ	Ⅲ	Ⅲ	Ⅱ	Ⅱ	Ⅱ	Ⅱ
				铺枕根数	根/km	1 667	1 667	1 667	1 760	1 667 或 1 760	1 600 或 1 680	1 520 或 1 640
	碎石道床厚度	土质路基	双层	表层道碴	cm	30	30	30		25	20	20
				底层道碴	cm	20	20	20		20	20	15
		土质路基	单层	道碴	cm	35	35	35		30	30	25
		硬质岩石路基	单层	道碴	cm	30	30	—		—	—	—
	无碴道床	板式轨道		混凝土底座厚度	cm	≥15						
		轨枕埋入式										
		弹性支承块式				≥17						

注：1 年通过总质量包括净载、机车和车辆的质量，单线按往复总质量计算，双线按每一条线的通过总质量计算；

2 年通过总质量大于 50 Mt 的线路，根据实际的运营条件，经技术经济比选可采用60 kg/m的钢轨；

3 货物列车设计行车速度为 120 km/h 时，应采用特重型或重型轨道，且重型轨道应采用Ⅲ型混凝土枕；

4 设计行车速度小于 160 km/h 的改建铁路轨道，可采用Ⅱ型混凝土枕；

5 明桥面铺设木桥枕时，每千米铺设根数按《铁路桥涵设计基本规范》(TB10002.1) 进行设计；

6 弹性支承块式混凝土底座厚度系指支承块下混凝土厚度；

7 特殊情况下采用木枕时，铺设根数可根据设计确定。

4.0.2 站线轨道类型应根据站线的类别按表 4.0.2 的规定采用。

表 4.0.2 站线轨道类型

项目				单位	到发线	驼峰溜放部分线路	其他站线及次要站线
钢轨				kg/m	60、50 或 43	50 或 43	50 或 43
轨枕	混凝土枕		型号	—	Ⅰ	Ⅰ	Ⅰ
			铺枕根数	根/km	1 520～1 667	1 520	1 440
	防腐木枕		型号	—	Ⅱ	Ⅱ	Ⅱ
			铺枕根数	根/km	1 600	1 600	1 440
道碴道床厚度	土质路基	双层道碴	特重型	cm	表层道碴 20 底层道碴 20	表层道碴 25 底层道碴 20	—
			重型				
			次重型				
			中型		表层道碴 15 底层道碴 15		
			轻型				
		单层道碴	特重型		35	35	其他站线 25 次要站线 20
			重型				
			次重型				
			中型		25		
			轻型				
	硬质岩石路基、级配碎石或级配砂砾石基床	单层道碴	特重型		25	30	20
			重型				
			次重型				
			中型		20		
			轻型				

注：1　钢轨系指新轨或再用轨（再用轨技术条件见附录 A）；

2　到发线（含到达线、出发线和编发线，下同）的钢轨，当正线为 50 kg/m 时，到发线采用 43 kg/m；当正线为 60 kg/m 及以上时，到发线应采用 50 kg/m及以上的钢轨；

3　驼峰溜放部分线路（系指自峰顶至调车线减速器或铁鞋脱落器出口的一段线路）及延伸一节钢轨，宜采用 50 kg/m，作业量较小的小能力驼峰也可采用 43 kg/m 钢轨；

4　其他站线系指调车线、牵出线、机车走行线及站内联络线，次要站线系指除到发线及其他站线以外的站线；

5　到发线采用无缝线路轨道时，宜采用与到发线连接的道岔同类型钢轨；

6　采用 18 号单开道岔且铺设混凝土枕的线路上，应采用Ⅱ型及以上混凝土枕。

5 钢轨及配件

5.0.1 正线轨道上使用的钢轨，应按本规范表 4.0.1 的规定选用。

5.0.2 无缝线路轨道应采用 50 kg/m 及以上的焊接长钢轨，钢轨标准长度可为 100 m、50 m 或 25 m，且优先采用 100 m 长定尺轨，长钢轨长度宜为 250～500 m。

正线轨道上道岔及钢轨伸缩调节器的钢轨应与正线轨道钢轨类型一致，强度等级及材质不应低于正线轨道钢轨，其尖轨应采用特种断面同类型钢轨。

5.0.3 60 kg/m 及以上的钢轨宜采用抗拉强度大于 880 MPa 的钢轨，其尺寸允许偏差及平直度和扭曲允许值应符合相关规定。新建铁路曲线半径小于或等于 800 m 地段的重型、特重型轨道，新建和改建铁路曲线半径小于或等于 500 m 地段的次重型轨道，应采用全长淬火钢轨或高强度钢轨。

铺设无缝线路的曲线地段宜采用全长淬火钢轨。

5.0.4 长度大于或等于 1 000 m 的隧道内，宜采用耐腐蚀钢轨。

5.0.5 正线有缝线路轨道宜采用 25 m 标准长度的钢轨。

5.0.6 正线轨道不同类型钢轨必须采用异型钢轨连接。

5.0.7 钢轨接头螺栓和螺母的强度等级及垫圈类型应符合下列规定：

1 正线轨道钢轨接头螺栓应采用 10.9 级高强度接头螺栓，螺母应采用 10 级高强度螺母，垫圈应采用高强度平垫圈；

2 站线轨道钢轨接头螺栓应采用 8.8 级及以上高强度接头螺栓，螺母应采用 10 级高强度螺母，垫圈应采用单层弹簧垫圈。

5.0.8 次重型及以上轨道的绝缘接头应采用胶接绝缘接头。

5.0.9 下列位置不应有钢轨接头，如不可避免时，应将其焊接或胶接：

1 明桥面小桥的全桥范围内；

2 桥梁端部、拱桥温度伸缩缝和拱顶等处前后 2 m 范围内；

3 设有钢轨伸缩调节器钢梁的温度跨度范围内；

4 钢梁的横梁顶上；

5 道口范围内。

5.0.10 站线轨道上使用的钢轨，应根据站线的类别按本规范表 4.0.2 选用。

5.0.11 新建和改建铁路站线轨道的同一股道应铺设同类型的钢轨。困难条件下，除使用铁鞋制动的调车线外，其余站线可铺设两种不同类型的钢轨，并应采用异型钢轨连接。

5.0.12 到发线按有缝线路轨道设计时，宜采用 25 m 标准长度的钢轨，其余站线可采用 12.5 m 标准长度的钢轨。

6 轨枕及扣件

6.0.1 新建和改建铁路设计应根据本规范表 4.0.1 和表 4.0.2 的规定选用不同类型的混凝土枕。

6.0.2 曲线半径小于 300 m 的地段，正线应铺设小半径曲线用混凝土枕，站线宜铺设小半径曲线用混凝土枕。

6.0.3 设有护轨的有碴桥面，应铺设与线路轨枕同类型的混凝土桥枕。钢桥明桥面可铺设木桥枕。

6.0.4 道岔区应根据道岔的类型优先选用配套的混凝土岔枕。

6.0.5 在路基（或基底）坚实、稳定、排水良好的大型客运站内，宜铺设混凝土宽枕。混凝土宽枕铺设根数应为 1 760 根/km。

6.0.6 下列地段宜铺设木枕：

1 明桥面桥的桥台挡碴墙范围内及两端各 15 根轨枕（有护轨时应延至梭头外不少于 5 根轨枕）；

2 正线铺设木岔枕的道岔及其前后两端线路各 50 根轨枕，站线铺设木岔枕的道岔前后两端各 15 根轨枕（均包括道岔后端辙叉跟端以后的岔枕）；

3 脱轨器及铁鞋制动地段；

4 上列地段间长度不足 50 m 的区段。

6.0.7 正线轨枕加强地段及其铺设数量应符合下列规定：

1 下列地段应增加轨枕的铺设数量：

1）半径小于或等于 800 m 的曲线地段（含两端缓和曲线）；

2）坡度大于 12‰的下坡地段；

3）长度大于或等于 300 m 且铺设木枕的隧道内。

上述条件重叠时，铺设数量只增加一次。

2　轨枕加强地段每千米增加的轨枕数量和最多铺设根数应符合表 6.0.7 的规定。

表 6.0.7　每千米增加的轨枕数量和最多铺设根数

轨　枕　类　型	Ⅱ型混凝土枕	木　　枕
每千米增加的轨枕数量（根）	80	160
每千米最多铺设根数（根）	1840	1920

注：铺设Ⅲ型混凝土枕的线路不需增加轨枕铺设根数。

6.0.8　不同类型的轨枕不应混铺，在不同类型的轨枕分界处，如有普通钢轨接头，应保持同类型轨枕延伸至钢轨接头外 5 根及以上。

6.0.9　在木枕与混凝土宽枕、整体道床及其他新型轨下基础之间，宜用混凝土枕过渡（含道床过渡），其长度不宜小于 10 m；其他站线和次要站线困难条件下，可适当缩短。

6.0.10　与正线道岔相接的轨道，60 kg/m 及以上钢轨混凝土岔枕道岔的道岔区前后两端各 50 根（后端包括辙叉跟端以后的岔枕）轨枕应采用Ⅲ型混凝土枕，每千米铺枕根数及扣件类型应与正线标准一致。道岔与道岔之间应采用与岔枕类型相同的轨枕。

6.0.11　正线轨道使用的扣件应符合表 6.0.11 的规定。

表 6.0.11　扣　件　类　型

轨道类型	特重型、重型	重型、次重型及中型	轻　　型
轨枕类型	Ⅲ型混凝土枕	Ⅱ型混凝土枕	Ⅱ型混凝土枕
扣件类型	有挡肩轨枕用弹条Ⅱ型 无挡肩轨枕用弹条Ⅲ型	弹条Ⅱ型或Ⅰ型	弹条Ⅰ型

注：1　明桥面上宜采用分开式扣件；
　　2　宽枕可采用弹条Ⅱ型或弹条Ⅰ型扣件。

6.0.12　站线混凝土枕轨道宜采用弹性扣件，木枕轨道宜采用分开式扣件，次要站线可采用普通道钉。

6.0.13　扣件的初始扣压力及弹程应符合表 6.0.13 的规定。

表 6.0.13　扣件的初始扣压力及弹程

扣 件 类 型	弹条Ⅰ型扣件	弹条Ⅱ型扣件	弹条Ⅲ型扣件
单个弹条扣压力(kN)	≥8	≥10	≥11
弹　程(mm)	8～9	10	13

注：1　弹条Ⅰ型扣件的弹程，A 型弹条为 8 mm，B 型弹条为 9 mm；
2　扣件的轨距挡板、挡板座及绝缘轨距块号码配置见附录 B。

6.0.14　铺设混凝土宽枕或无碴道床的轨道，可采用调高量较大的弹性扣件；铺设无缝线路的特大、大桥可采用小阻力扣件。

6.0.15　混凝土枕轨道的轨下橡胶垫板应与扣件配套使用，其型号宜按表 6.0.15 的规定选用。

表 6.0.15　轨下橡胶垫板型号

钢轨(kg/m)	60 或 75			50		43	
橡胶垫板型号	60—10—11	60—10—17	60—12—17	50—10—9	50—7—9	43—10—7	43—7—7
静刚度(kN/mm)	90～120	55～80	40～60	90～130	110～150	80～110	100～130

注：弹条Ⅲ型扣件的橡胶垫板，静刚度为 60～80 kN/mm。

7 有碴道床

7.0.1 碎石道床材料应符合国家现行标准《铁路碎石道碴》(TB/T 2140) 和《铁路碎石道床底碴》(TB/T 2897) 的规定。Ⅰ、Ⅱ级铁路轨道的碎石道床材料应采用一级道碴。站线轨道可采用二级碎石道碴。

7.0.2 单线铁路正线道床顶面宽度应符合表 7.0.2 的规定，双线道床顶面宽度应分别按单线设计。无缝线路轨道半径小于 800 m、有缝线路轨道半径小于 600 m 的曲线地段，曲线外侧道床顶面宽度应增加 0.10 m。

表 7.0.2 单线碎石道床顶面宽度

轨道类型	路段旅客列车设计行车速度 (km/h)	道床顶面宽度 (m)	
		无缝线路轨道	有缝线路轨道
特重型	$120 \leqslant v \leqslant 160$	3.50	—
重　型	$120 < v \leqslant 160$	3.40	—
重型、次重型	$v \leqslant 120$	Ⅱ型混凝土枕：3.30 Ⅲ型混凝土枕：3.40	3.10
中　型	$v \leqslant 100$	—	3.00
轻　型	$v \leqslant 80$	—	2.90

注：表中Ⅲ型混凝土枕系指长度为 2.60 m。当采用长度为 2.50 m 的Ⅲ型混凝土枕时，道床肩宽不应小于长度为 2.60 m 的Ⅲ型混凝土枕的道床肩宽。

7.0.3 正线轨道道床边坡坡度应符合表 7.0.3 的规定。

7.0.4 无缝线路轨道碴肩应使用碎石道碴堆高 15 cm，堆高道碴的边坡坡度应采用 1:1.75。

7.0.5 Ⅱ、Ⅲ型混凝土枕地段的道床顶面应与轨枕中部顶面平齐，其他类型轨枕地段的道床顶面应低于轨枕承轨面 3 cm。

表 7.0.3　正线道床边坡坡度

轨　道　类　型	道床边坡坡度
特重型、重型、次重型、中型	1:1.75
轻　型	1:1.50

7.0.6　正线轨道和站线轨道道床厚度应按本规范表 4.0.1 及表 4.0.2 的规定选用。

7.0.7　混凝土宽枕轨道的道床应由碎石道床和面碴带组成，其材质应符合国家现行标准《铁路碎石道碴》(TB/T 2140) 中一级道碴的规定。面碴带宽 95 cm，厚 5 cm，面碴带下应采用与混凝土枕道床相同的道床结构和道床厚度，枕端道碴埋深应为 8 cm。粒径级配应符合表 7.0.7 的规定。

表 7.0.7　面碴带材料粒径级配

筛孔边长（mm）	35	30	25	20	15	10
过筛质量百分率（%）	100	95～100	55～75	25～40	5～15	0～5

7.0.8　桥梁上碎石道床厚度应符合下列规定：

1　旅客列车设计行车速度大于 120 km/h、等于或小于160 km/h 时不应小于 30 cm，小于或等于 120 km/h 时不应小于 25 cm；

2　桥梁与两端线路轨道的道床厚度应在桥台外 30 m 范围内顺坡。

7.0.9　隧道内轨道的碎石道床厚度应按表 4.0.1 的规定选用。道床碴肩至边墙（或高侧水沟）间应以道碴填平。

7.0.10　站线轨道的道床应分别按单线轨道设计，对下列轨道间及其外侧，应采用渗水材料填平至轨枕底下 3 cm：

1　经常有调车和列检等作业的调车线、推送线、牵出线、到发线和客车整备线轨道；

2　扳道和调车作业繁忙的咽喉区。

7.0.11　土质路基的到发线、驼峰溜放线路轨道道床应采用双层

道碴，在少雨地区，可采用单层道碴；其余站线轨道道床宜采用单层道碴。硬质岩石、级配碎（砾）石或级配砂砾石基床路基应采用单层道碴。

7.0.12 到发线及设有轨道电路的其他线路轨道应采用碎石道碴道床，其余线路宜采用碎石道碴道床。

7.0.13 站线轨道道床顶面宽度应符合下列规定：

1 站线轨道按有缝线路设计时，道床顶面宽度应为2.9m，曲线外侧不加宽。

推送线经常有摘钩作业一侧的道床肩宽应为2.0m，另一侧应为1.5m。

调车线、区段站及以上大站的牵出线和有列检作业的到发线、客车整备线轨道外侧的道床肩宽应为1.5m。

2 混凝土宽枕道床顶面宽度宜为2.9m。

7.0.14 混凝土宽枕的站线轨道道床和面碴带及面碴带材质应符合本规范第7.0.7条的规定。

7.0.15 站线有碴道床的边坡坡度应为1:1.5。

7.0.16 有碴道床状态参数指标应符合本规范第3.0.14条的规定。

8 无砟道床

8.1 一般规定

8.1.1 无砟道床宜采用板式、轨枕埋入式和弹性支承块式等结构形式。正线轨道有条件时，特大桥、大桥及长度大于1000 m的隧道内，宜采用无砟道床。根据运营需要和环境要求，经技术经济比选可采用减振无砟道床。

8.1.2 道床设计动轮载应采用300 kN，扣件中心间距宜与同一区段轨道上的轨枕间距一致。

8.1.3 道床应设置防、排水系统，电力牵引区段应采取防迷流措施。

8.1.4 道床混凝土底座至轨底的高度不宜大于65 cm，混凝土底座应设置伸缩缝，伸缩缝之间的距离不宜大于12 m，伸缩缝位置应与板缝、梁缝一致。

8.1.5 道床混凝土结构应按国家现行标准《混凝土结构设计规范》(GB50010）的相关规定设计。

8.1.6 无砟道床与有砟道床之间应设置过渡段。轨道过渡段与路基过渡段宜在同一部位上。轨道过渡段长度不宜小于20 m。

8.1.7 桥上采用无砟道床时，应符合下列规定：

1 桥面应设置与混凝土底座连接的传剪器；

2 无砟道床的排水系统应与桥梁的排水设施连接；

3 在混凝土底座范围内，桥面不应设混凝土垫层、防水层及保护层；

4 无砟道床应按桥梁墩台沉降量及相邻墩台沉降量之差不大于20 mm设计。

8.2 板式无碴道床

8.2.1 板式无碴道床应由轨道板、乳化沥青水泥砂浆（以下简称CA砂浆）、混凝土凸型挡台（以下简称凸型挡台）和混凝土底座（以下简称底座）等组成。

8.2.2 根据运营要求及轨道的基础设施条件，可采用预应力混凝土或非预应力混凝土轨道板。露天区段应采用预应力混凝土轨道板；隧道内宜采用非预应力混凝土轨道板；路基地段应根据地质条件进行特殊设计。

8.2.3 轨道板的厚度不应小于190 mm，宽度不宜小于2 400 mm，长度不宜大于5 000 mm。

8.2.4 轨道板上应设置定位及起吊螺母和CA砂浆灌注孔。

8.2.5 轨道板两端中部应设置与凸型挡台共圆心的半圆形缺口，半径宜为300 mm。

8.2.6 轨道板的钢筋配置应按截面中心对称结构设计。

8.2.7 轨道板的截面承载能力应满足计算弯矩要求，且不允许混凝土开裂，但计算截面受拉边缘不得出现大于$0.7f_t$的拉应力（f_t为混凝土的抗拉设计强度）。

8.2.8 轨道板混凝土的设计强度等级不应小于C60。

8.2.9 凸型挡台与轨道板两端中部缺口间的CA砂浆厚度不应小于30 mm，间隙小于30 mm时，应采用树脂填充。

8.2.10 凸型挡台应采用与底座相同的混凝土，其强度等级不应小于C40。

8.2.11 CA砂浆填充层允许厚度应符合表8.2.11的规定。

表8.2.11 CA砂浆填充层的允许厚度（mm）

项　　目	线　型	标准厚度	最小厚度	最大厚度
普通板式无碴道床	直　线	50	40	100
	曲　线	60	40	100

续表 8.2.11

项　　目	线　型	标准厚度	最小厚度	最大厚度
减振板式无碴道床	直　线	40	30	100
	曲　线	50	30	100

8.2.12　CA 砂浆的主要物理力学性能应符合表 8.2.12 的规定。

表 8.2.12　CA 砂浆的主要物理力学性能

序　号	项　　目	单　位	性　能　指　标
1	抗压强度（1 d）	MPa	≥0.1
	抗压强度（7 d）	MPa	≥0.7
	抗压强度（28 d）	MPa	≥1.8
2	弹性模量	MPa	200～600
3	流动度	s	16～26
4	可工作时间	min	不少于 30
5	膨胀率	%	1～3
6	材料分离度	%	<3
7	含气量	%	8～12
8	泛浆率	%	0
9	耐久性（抗冻性）	300 次冻融循环试验后，相对动弹模量不得小于试验前的 60 %。	

注：试验方法应符合附录 C 的规定。

8.2.13　桥梁端部的轨道板下应粘贴减振胶垫，胶垫厚度宜为 25 mm，其物理力学性能应符合表 8.2.13 的规定。

表 8.2.13　胶垫的物理力学性能

序　号	项　　目	性能指标	试 验 方 法
1	硬度(邵尔 A)	75～85	GB531
2	静刚度(kN/mm)	2.7～4.4	TB/T2629 附录 A
3	压缩永久变形(%)	≤23	GB1683

续表 8.2.13

序　号	项　　目		性能指标	试 验 方 法
4	拉伸强度(MPa)		≥4.0	GB528
5	扯断伸长率(%)		≥150	
6	撕裂强度(N/cm)		≥150	GB529
7	耐水试验	吸水率(%)	≤1.5	GB/T 1690
		扯断强度(MPa)	≥5.4	
		扯断伸长率(%)	≥158	
8	疲劳强度	外　观	无变形、出皱、龟裂现象	TB/T 2629 附录 B
		变化量(mm)	≤1.5	
老化 70℃、72 h 后				
9	拉伸强度(MPa)		≥3.0	GB528
10	扯断伸长率(%)		≥120	
11	撕裂强度(N/cm)		≥130	GB529

8.3　轨枕埋入式无砟道床

8.3.1　轨枕埋入式无砟道床应由混凝土枕、混凝土道床板（以下简称道床板）、隔离层及混凝土底座等部分组成；隧道内可不设混凝土底座。

根据轨道减振要求，道床板下宜设置弹性垫板。

8.3.2　道床板应采用穿孔式混凝土枕，轨枕之间应采用钢筋串连。

8.3.3　道床板的型式尺寸应符合下列规定：

1　长度不宜大于 5 000 mm，宽度不宜小于 3 100 mm，隧道内可适当减小；

2　道床板横向边缘厚度不应小于 300 mm，枕间道床板顶面自中心向两侧应设 2% 的人字坡；

3 混凝土枕应埋入道床板内，在轨道中心线处轨枕顶面宜高出道床板面，其高度不应大于 20 mm。

8.3.4 道床板的结构设计应符合下列规定：

1 道床板截面设计承载能力应满足计算弯矩要求；

2 道床板的混凝土设计强度等级不应小于 C40。

8.3.5 道床板与底座之间应设置隔离层，厚度宜为 1～4 mm。

8.3.6 道床板下减振弹性垫板的主要物理力学性能应符合表 8.3.6 的规定。

表 8.3.6 弹性垫板的主要物理力学性能指标

序 号	项 目		性能指标	检 验 方 法
1	静刚度(kN/mm)		21±4.0	参考 TB/T 2626
2	拉伸强度(MPa)		≥3.9	ISO 1798
3	扯断伸长度(%)		≥150	
4	恒温压缩永久变形(%) (70 ℃ ±1 ℃，22 h，压缩 30%)		≤23	ISO 1856
5	橡胶成分定型分析		EPDM	
6	疲劳性能	外 观	无异常黏着、碎裂现象	GB 7764
		残余变形量(%)	≤8	GB 527
7	热空气老化后 (100 ℃，72 h)	静刚度变化率(%)	≤20	
		拉伸强度(MPa)	≥2.9	GB 3512
		扯断伸长度(%)	≥120	

8.3.7 底座的型式尺寸应符合下列规定：

1 宽度应大于或等于道床板的宽度；

2 厚度不宜小于 250 mm；

3 长度宜与道床板相对应；

4 沿轨道纵向两端的中部应设置 1 000 mm × 700 mm × 130 mm 的凹槽。

8.3.8 桥上铺设轨枕埋入式无碴道床时，相邻道床的间隔及相邻底座的间隔宜为 80 mm。

8.3.9 底座结构设计应符合下列规定：

1 桥梁上相邻底座的间隔范围内应设置桥面防水层；

2 每块底座内应设置不少于 1 根的排水管（ϕ80 mm，PVC 管），其横向坡度应为 2%，并与基础的排水系统相连；

3 底座应按构造要求进行配筋设计；

4 底座混凝土设计强度等级应与道床板混凝土一致。

8.4 弹性支承块式无碴道床

8.4.1 弹性支承块式无碴道床宜在隧道内采用，并应采用相应的防污染和防老化措施。

8.4.2 弹性支承块式无碴道床应由混凝土支承块（以下简称支承块）、橡胶套靴、混凝土道床等部分组成。

8.4.3 支承块的长度不宜小于 60 cm，底面宽度不应小于 28 cm，承轨槽面至支承块底的高度不应小于 20 cm。

8.4.4 支承块截面设计承载能力应满足计算弯矩要求。

8.4.5 **支承块混凝土设计强度等级不应小于 C50。**

8.4.6 道床排水沟内侧边缘至轨道中心线距离不应小于 1.2 m。

8.4.7 **道床混凝土设计强度等级不应小于 C40。**

8.4.8 弹性橡胶套靴的主要物理力学性能除其刚度应满足设计要求外，其他指标宜符合国家现行标准《铁路混凝土轨枕下弹性垫板》（TB/T 2629）的规定。

8.4.9 混凝土支承块的橡胶套靴宜与混凝土块胶结，并应根据环境的减振要求调整橡胶套靴的支承静刚度。

8.4.10 曲线超高宜采用抬高外轨的方法设置。

9 道　　岔

9.0.1 道岔的设计应符合下列规定：

1 道岔号数应以辙叉角的余切值表示，并应符合国家现行标准《铁路道岔号数系列》(GB 1246) 的规定；

2 正线道岔的直向容许通过速度不应小于区间线路的设计速度；

3 道岔设计应标准化、系列化；

4 交叉渡线的线间距应按5 m、5.3 m、5.5 m 和 6.5 m 设计；

5 道岔设计应与轨下基础及电务转换设备相配套；

6 跨区间无缝线路的道岔应按无缝道岔设计，无缝道岔尖轨跟端的限位器子母块间的间隙、限位器和翼轨跟端间隔铁的强度应满足无缝线路的设计要求；

7 道岔设计应根据使用条件考虑大型养路机械作业要求。

9.0.2 道岔号数选择应符合下列规定：

1 正线道岔的列车直向容许通过速度不应小于路段旅客列车设计行车速度。

2 列车直向通过速度为 100～160 km/h 的路段内，正线道岔不应小于 12 号。困难条件下，改建的区段站及以上大站可采用 9 号。

3 列车直向通过速度小于 100 km/h 的路段内，侧向接发列车的会让站、越行站、中间站的正线道岔不得小于 12 号，其他车站可采用 9 号。

4 列车侧向通过速度超过 80 km/h 的渡线道岔，应根据线间距、道岔间的夹直线长度等选用大号码道岔或特殊设计。

5 列车侧向通过速度超过 50 km/h，但不大于 80 km/h 的

单开道岔不宜小于18号。

6　列车侧向通过速度不超过50 km/h的单开道岔不得小于12号。

7　侧向接发旅客列车的道岔，不应小于12号，困难条件下，非正线上接发旅客列车的道岔，可采用9号对称道岔。

8　其他线路的单开道岔或交分道岔不应小于9号。

9　驼峰溜放部分应采用6号对称道岔和7号对称三开道岔；改建困难时，可保留6.5号对称道岔。到达场出口、调车场尾部、货场及段管线等站线上，可采用6号对称道岔。

9.0.3　旅客列车设计行车速度为160 km/h路段，正线道岔应采用可动心轨辙叉单开道岔。

9.0.4　新建铁路正线不应采用复式交分道岔，改建铁路正线困难条件下需要采用时不应小于12号。

9.0.5　道岔的扣件类型应与连接线路的扣件类型相同。

9.0.6　列车直向通过速度大于120 km/h的道岔，应采用分动外锁闭装置。

9.0.7　正线应采用混凝土岔枕的道岔，站线宜采用混凝土岔枕的道岔，改建铁路设计速度小于等于120 km/h的线路，困难条件下，可采用木岔枕道岔。

9.0.8　混凝土岔枕的渡线道岔，当线间距小于5 m时，岔枕应根据线间距特殊设计。

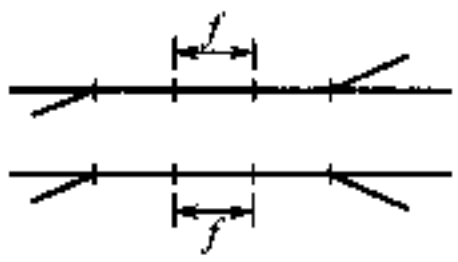
9.0.9　相邻单开道岔间插入的钢轨长度应符合下列规定：

1　两对向单开道岔间插入钢轨的最小长度不应小于表9.0.9—1的规定；

2　两顺向单开道岔间插入钢轨的最小长度不应小于表9.0.9—2的规定。

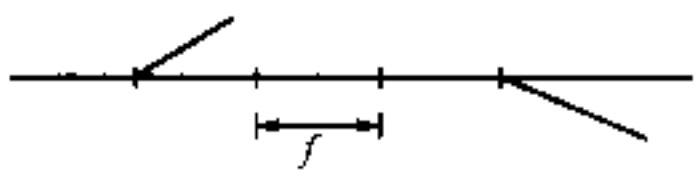
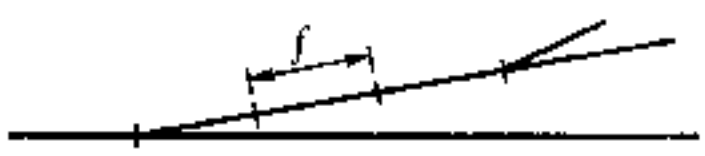
9.0.10　当道岔的轨型高于与其连接的线路轨型时，应在道岔前后各铺设长度不小于6.25 m与道岔同类型的钢轨或异型轨，在困难条件下不应小于4.5 m，并不应连续插入两根及以上短轨。

表 9.0.9—1　两对向单开道岔间插入钢轨的最小长度（m）

道岔布置	线别		有列车同时通过两侧线时（f）		无列车同时通过两侧线时（f）
			一般情况	特殊情况	
	正线	直向通过速度 120 km/h＜v≤160 km/h	12.5	12.5	12.5
		直向通过速度 v≤120 km/h	12.5	6.25	6.25
	到发线		6.25	6.25	0
	其他站线和次要站线		—	—	0

注：列车系指编成的车列，并挂有机车及规定的列车标志，不含未完全具备列车条件按列车办理的机车车辆。

表 9.0.9—2　两顺向单开道岔间插入钢轨的最小长度（m）

道岔布置	线别		木岔枕道岔（f）	混凝土岔枕道岔（f）
	正线	直向通过速度 120 km/h＜v≤160 km/h	—	12.5
		直向通过速度 v≤120 km/h	6.25	8.0
	到发线		4.5	
	其他站线和次要站线		0	
	到发线		4.5	
	其他站线和次要站线		0	

注：1　在其他站线和次要站线上，木岔枕与木岔枕相接时，如一组道岔后顺向并连两组 9 号单开或 6 号对称道岔时，其中至少一个分路的前后两组道岔间应插入不小于 4.5 m 长的钢轨；

2　正线上两对向单开道岔有正规列车同时通过两侧线时，18 号单开道岔间插入钢轨长度不应小于 25 m；

3　到发线上两对向单开道岔有旅客列车同时通过两侧线时，插入钢轨长度一般情况下不应小于 12.5 m；

4　客车整备所线路采用 6 号对称道岔连接时，插入钢轨长度不应小于 12.5 m；

5　当道岔的岔枕种类不同时，插入钢轨长度不应小于 12.5 m；

6　道岔间插入钢轨的长度除应符合表 9.0.9—1、表 9.0.9—2 及以上的规定外，尚应满足道岔结构的要求。

9.0.11　道岔不应设置在路堤与桥台连接处。

9.0.12　在正线和站线上，道岔至曲线间的直线段长度应按下列规定办理：

1　位于正线上的车站咽喉区两端最外道岔及其他单独道岔直向至曲线超高顺坡终点之间，路段设计速度大于 120 km/h 的线路不应小于 40 m，在困难条件下，不应小于 25 m，路段设计速度 120 km/h 及以下的线路不应小于 20 m；

2　站线上的道岔前后至曲线的直线段长度，应根据曲线半径、道岔结构、曲线轨距加宽和曲线超高等因素确定。道岔前后至圆曲线最小直线段长度应符合表 9.0.12 的规定。

表 9.0.12　道岔前后至圆曲线最小直线段长度

序号	道岔前后圆曲线半径 R（m）	轨距加宽（mm）	最小直线段长度（m）					
			一　般			困　难		
			轨距加宽或曲线超高递减率 2‰			轨距加宽递减率 3‰		
			岔　前	岔　后		岔　前	岔　后	
			木、混凝土岔枕	木岔枕	混凝土岔枕	木、混凝土岔枕	木岔枕	混凝土岔枕
1	$R \geqslant 350$	0	2	2	0	0	2	0
2	$300 \leqslant R < 350$	5	2.5	4.5	2.5	2	4	2
3	$R < 300$	15	7.5	9.5	7.5	5	7	5

当道岔采用混凝土岔枕时，道岔后直线长度应为道岔跟端至末根岔枕的距离（L'）与表 9.0.12 所列最小直线段长度之和。

与道岔前后连接的曲线设有缓和曲线时，可不插入直线段。

道岔后的连接曲线，其半径不宜小于相邻道岔的导曲线半径。

10 钢轨伸缩调节器

10.0.1 轨道设计中不宜采用钢轨伸缩调节器（以下简称调节器）。当必须设置时，应符合下列规定：

1 温度跨度大于 100 m 的钢梁，每一温度跨度应铺设一组调节器；

2 温度跨度大于 120 m 的混凝土梁上铺设无缝线路时，调节器设置位置应按计算确定。

10.0.2 调节器应采用曲线型，根据轨道结构条件可选用 600 mm 或 1000 mm 伸缩量的单向或双向调节器。

10.0.3 调节器基本轨伸缩过程中应与尖轨保持密贴，尖轨与基本轨平面连接，应满足列车运行条件下对线路平顺性的要求。

10.0.4 调节器范围内轨道几何尺寸允许偏差应符合正线轨道铺设标准的规定。

10.0.5 有碴桥上应采用与调节器配套的混凝土枕，并满足调节器安装和轨道承载能力的要求。

10.0.6 调节器设有护轨时，护轨类型宜与相邻轨道护轨类型相同。

10.0.7 曲线型调节器的布置应符合下列规定：

1 单向调节器的尖轨宜顺列车运行方向布置。

2 调节器不应设置在半径小于 1500 m 的曲线上，也不宜设置在竖曲线上。

3 当调节器布置在梁端时，尖轨不可跨越梁端；当每跨或每联的两端都设置调节器时，不得将尖轨同时设在两端梁内。

4 混凝土桥梁上铺设无缝线路，根据设计可在桥梁中部设置双向调节器。调节器基本轨接头以外的线路宜采用小阻力扣

件，其铺设长度应按计算确定。

5 调节器基本轨、尖轨接头距桥梁横梁、桥台胸墙或支座的距离不应小于2m。

10.0.8 伸缩预留量的设计应满足下列要求：

1 伸缩预留量应考虑温度变化产生的钢轨伸缩量、列车活载作用于梁而引起的钢轨纵向位移、轨道可能产生的爬行量等。

2 在无缝线路设计锁定轨温范围内铺设调节器时，其伸缩预留量应按设计伸缩量1/2计。

3 在无缝线路设计锁定轨温范围之外铺设调节器时，其伸缩预留量可按下式计算：

$$\Delta l = a/2 + \alpha l(T - T_s) \qquad (10.0.8\text{—}1)$$

式中 Δl——铺设调节器时，基本轨伸缩预留量（mm）；

a——调节器设计预留量，为600mm或1000mm；

α——钢轨钢线膨胀系数，为11.8×10^{-6}/℃；

l——无缝线路伸缩区长度，近似取150m；当梁轨之间不产生相对位移时，l为梁的温度跨度；

T——铺设调节器时的轨温（℃）；

T_s——无缝线路实际锁定轨温或设计锁定轨温（℃）。

4 有缝线路轨道铺设调节器时，其伸缩预留量可按下式计算：

$$\Delta l = a/2 + \alpha l(T - T_0) \qquad (10.0.8\text{—}2)$$

式中 l——梁的温度跨度；

T_0——当地中间轨温，$T_0 = (T_{max} + T_{min})/2$。

在$T_0 \pm 5$℃范围内，Δl按设计伸缩量的1/2计。

11 无缝线路轨道

11.1 一般规定

11.1.1 铺设无缝线路轨道的桥、隧、路基等建筑物，应满足相应技术标准的要求。

11.1.2 Ⅰ、Ⅱ级铁路采用60 kg/m及以上钢轨时，应按无缝线路设计；采用50 kg/m钢轨时，宜按无缝线路设计。

11.1.3 无缝线路长轨条及缓冲区钢轨的联结应采用接头夹板和高强度螺栓。

11.1.4 铺设无缝线路的曲线半径不宜小于400 m；在半径小于400 m的地段铺设无缝线路时，应采取措施增大道床横向阻力，并进行特殊设计。

11.1.5 铺设无缝线路的坡度可不受限制，但轨条全长在连续长大下坡道、制动坡段及行驶重载列车坡段，应采取加强措施。

11.1.6 桥梁上铺设无缝线路应符合新建铁路桥上无缝线路设计的有关规定。

11.2 钢轨焊接

11.2.1 焊接用钢轨应符合本规范第5.0.2条的规定。

11.2.2 基地（或工厂）钢轨焊接应采用接触焊，工地钢轨焊接应优先采用接触焊，道岔内及两端与区间线路连接的钢轨锁定焊可采用铝热焊。焊接质量、力学性能指标应符合国家现行标准《钢轨焊接接头技术条件》(TB/T 1632）的规定。

11.2.3 钢轨焊接接头平直度允许偏差应符合本规范第3.0.7条的规定。

11.2.4 铝热焊焊缝距轨枕边缘不得小于100 mm。

11.3 设 计 参 数

11.3.1 最高轨温应按当地历年最高气温加 20 ℃计，长隧道内最高轨温可按当地历年最高气温计。最低轨温应按当地历年最低气温计。

各地区设计最高最低轨温可按附录 D 选取。

11.3.2 扣件及有碴道床的设计参数应满足下列要求：

1 无缝线路缓冲区钢轨接头螺栓、螺母的强度等级及垫圈类型应符合本规范第 5.0.7 条的规定。

2 接头螺栓扭矩不应小于 900 N·m，接头阻力应采用 400 kN。

3 弹条扣件每个节点的纵向阻力 r_1 可按下式计算：

$$r_1 = 2p\mu \tag{11.3.2}$$

式中 p——每个扣件扣压力（kN）；

μ——扣件与钢轨、钢轨与胶垫综合摩擦系数，μ 一般取 0.8。

4 有碴轨道除特殊设计的桥上小阻力扣件之外，其他扣件的纵向阻力应大于道床纵向阻力。

5 有碴轨道道床设计参数应符合本规范第 3.0.14 条的规定。

11.3.3 计算轨道稳定性和强度、桥上无缝线路纵向力的有关参数可按附录 E～附录 H 取值。

11.4 锁 定 轨 温

11.4.1 无缝线路设计锁定轨温应根据当地气象资料，无缝线路的允许温升、允许温降，并考虑一定的修正量计算确定。

11.4.2 设计锁定轨温宜根据下式进行计算：

$$T_e = \frac{T_{max} + T_{min}}{2} + \frac{[\Delta T_d] - [\Delta T_c]}{2} \pm \Delta T_k \tag{11.4.2}$$

式中　T_e——设计锁定轨温，在小半径曲线上宜取偏高值，在年轨温幅度较大的地区宜取偏低值；

T_{max}——当地历年最高轨温（℃）；

T_{min}——当地历年最低轨温（℃）；

$[\Delta T_c]$——轨道稳定性允许温升（℃）；

$[\Delta T_d]$——轨道强度允许温降（℃）；

ΔT_k——修正值，一般为0～5℃。

11.4.3　设计锁定轨温范围宜为10℃。桥上无缝线路或寒冷地区，当$[\Delta T_d]+[\Delta T_c]-(T_{max}-T_{min})<10$℃时，锁定轨温范围不应小于6℃。

设计锁定轨温上限　$T_m=T_e+(3\sim5)$℃　　(11.4.3—1)

设计锁定轨温下限　$T_n=T_e-(3\sim5)$℃　　(11.4.3—2)

设计锁定轨温上、下限应满足下式条件：

$$T_m-T_{min}\leqslant[\Delta T_d] \qquad (11.4.3—3)$$

$$T_{max}-T_n\leqslant[\Delta T_c] \qquad (11.4.3—4)$$

钢轨温度力可按下式计算：

$$P_t=EF\alpha\Delta T \qquad (11.4.3—5)$$

式中　E——钢轨钢弹性模量（MPa）；

α——钢轨钢线膨胀系数（1/℃）；

F——钢轨截面面积（mm^2）；

ΔT——钢轨温差（℃）。

钢轨最大温度拉力　$P_{tmax拉}=EF\alpha(T_m-T_{min})$　(11.4.3—6)

钢轨最大温度压力　$P_{tmax压}=EF\alpha(T_{max}-T_n)$　(11.4.3—7)

11.4.4　跨区间无缝线路和区间无缝线路，相邻单元轨节之间的锁定轨温之差不应大于5℃，同一区间内单元轨节的最高与最低锁定轨温之差不应大于10℃；左右股钢轨锁定轨温之差，速度为160 km/h及以下时或普通无缝线路不应大于5℃。

11.4.5　隧道内距隧道口200 m范围无缝线路的设计锁定轨温宜

与两端区间无缝线路的设计锁定轨温一致。隧道口轨温过渡区段应加强锁定。

11.5 轨条布置

11.5.1 跨区间无缝线路和区间无缝线路的长轨条布置应满足下列要求：

1 跨区间无缝线路长轨条长度不受限制，区间无缝线路的长轨条长度应以车站最外道岔间的距离减两个缓冲区长度计算。

2 长轨条可由若干单元轨节组成。区间内单元轨节长度宜为1000～2000 m，最短不应小于200 m；每组无缝道岔应按一个单元轨节计。

3 下列地段宜单独设计为一个或数个单元轨节：

1）长大桥梁及两端线路护轨梭头范围之内；

2）长度超过1000 m的隧道；

3）大跨度连续梁的两端设置调节器时，单元轨节长度应与每联连续梁长度相同。

11.5.2 普通无缝线路长轨条布置应符合下列规定：

1 长轨条长度不应小于200 m。

2 下列地段宜单独布置长轨条，并在其两端设置缓冲区：

1）站内线路；

2）设有胶接绝缘接头的每个自动闭塞区间；

3）道岔与长轨条之间或两段长轨条之间；

4）小半径曲线钢轨伤损严重的区段；

5）其他特殊地段。

3 长大隧道长轨条接头宜设在距隧道口内侧50 m处；隧道群的长轨条宜连续布置，每座隧道距离隧道口内侧50 m范围，应按伸缩区要求加强锁定。

11.5.3 缓冲区宜设置2～4对同类型钢轨。

11.5.4 缓冲区和伸缩区不应设置在宽度大于 4.5 m 的道口上；伸缩区设在桥上时，长轨条接头宜设在护轨梭头范围以外。

11.5.5 单元轨节始、终端左右股钢轨接头相错量不应大于 100 mm。

11.5.6 绝缘接头性能应符合国家现行标准《胶接绝缘接头技术条件》(TB/T 2975)的规定。胶接绝缘钢轨长度不宜小于 12.5 m。

11.6 轨道稳定性计算

11.6.1 轨道稳定性允许温度压力〔P〕应按下式计算：

$$〔P〕=\frac{P_w}{K_1} \tag{11.6.1}$$

式中 P_w——轨道稳定性计算温度压力(N)，计算方法见附录 E；

K_1——安全系数，一般取 $K_1=1.25\sim1.3$。

11.6.2 轨道稳定性计算允许温升〔ΔT_c〕应按下式计算：

$$〔\Delta T_c〕=\frac{〔P〕}{2EaF} \tag{11.6.2—1}$$

式中符号意义同前。

桥上、无缝道岔及制动区段轨道稳定性计算时，〔ΔT_c〕应计入附加纵向压力和换算的附加温升，并应按下式计算：

$$〔\Delta T_c〕=\frac{1}{EaF}\left\{\frac{〔P〕}{2}-P_f\right\} \tag{11.6.2—2}$$

式中 P_f——桥上每轨、无缝道岔基本轨及制动区段钢轨附加纵向压力（N）；

其他符号意义同前。

11.7 轨道强度计算

11.7.1 作用在钢轨上的各种应力总和不得大于钢轨钢的容许应力：

$$\sigma_{wj}+\sigma_t+\sigma_f\leqslant〔\sigma〕 \tag{11.7.1}$$

式中 σ_d——钢轨动弯应力（MPa），计算方法见附录 F；

σ_t——钢轨温度应力（MPa）；

σ_f——钢轨附加应力（MPa），如桥上钢轨伸缩应力或挠曲应力、无缝道岔基本轨附加应力及制动区段的制动应力等；

$[\sigma]$——钢轨钢容许应力（MPa），其值等于钢轨钢屈服强度 σ_s 除以安全系数 K_2，$K_2=1.25\sim1.35$；不同强度级别钢轨 $[\sigma]$ 值应按附录 F 取值。

11.7.2 轨道强度计算允许温降 $[\Delta T_d]$ 应按下式计算：

$$[\Delta T_d]=\frac{[\sigma]-\sigma_d-\sigma_f}{E\alpha} \tag{11.7.2}$$

式中 E,α——意义同前；

σ_d,σ_f——取拉应力计算值（MPa）。

11.8 桥上无缝线路

11.8.1 桥上无缝线路伸缩力、挠曲力应按附录 H 计算。

11.8.2 简支梁桥宜将无缝线路固定区设在桥上。大跨度连续梁桥应根据计算布置钢轨伸缩调节器。

11.8.3 桥上无缝线路设计应进行钢轨断缝检算。

$$\lambda=\frac{EF(\alpha\cdot\Delta T_{d\max})}{r}\leqslant[\lambda] \tag{11.8.3}$$

式中 $\Delta T_{d\max}$——无缝线路最大温降(℃)，$\Delta T_{d\max}=T_m-T_{min}$；

r——每股钢轨单位长度线路纵向阻力(N/cm)，无碴桥上 $r=r_1$；有碴桥上当 $r_1<r_2$ 时，$r=r_1$；

$[\lambda]$——钢轨折断允许断缝值，无碴轨道 $[\lambda]=10$ cm，有碴轨道 $[\lambda]=8$ cm。

11.8.4 有碴桥上无缝线路宜采用与桥梁两端路基无缝线路相同的扣件形式；无碴桥上无缝线路扣件形式和布置方式可单独设计。

11.9 无缝道岔

11.9.1 跨区间无缝线路无缝道岔的设计锁定轨温应满足本规范第 11.4.4 条的规定。

11.9.2 无缝道岔钢轨接头可采用焊接或胶接。跨区间无缝线路宜采用焊接方式。

11.9.3 跨区间无缝线路应计算无缝道岔基本轨附加温度力、尖轨及可动心轨尖端位移等。

11.9.4 无缝道岔应进行轨道稳定性和强度检算，并应满足道岔限位器、间隔铁连接螺栓强度及转辙机械性能的要求。

11.9.5 桥上无缝道岔应与桥梁配合做个别设计。

11.10 伸缩区、缓冲区轨缝计算

11.10.1 伸缩区长度 $l_{伸}$ 可按下式计算：

$$l_{伸}=\frac{P_{t\max}-P_j}{r} \tag{11.10.1}$$

式中 $P_{t\max}$——钢轨最大温度拉力或压力（N），$P_{t\max}$ 按式（11.4.3—6）和式（11.4.3—7）计算；

P_j——接头阻力（N）；

r——意义同前，有碴道床路基上为一股轨下线路纵向阻力（表 3.0.14），

$$r=\frac{r_2}{2a}$$

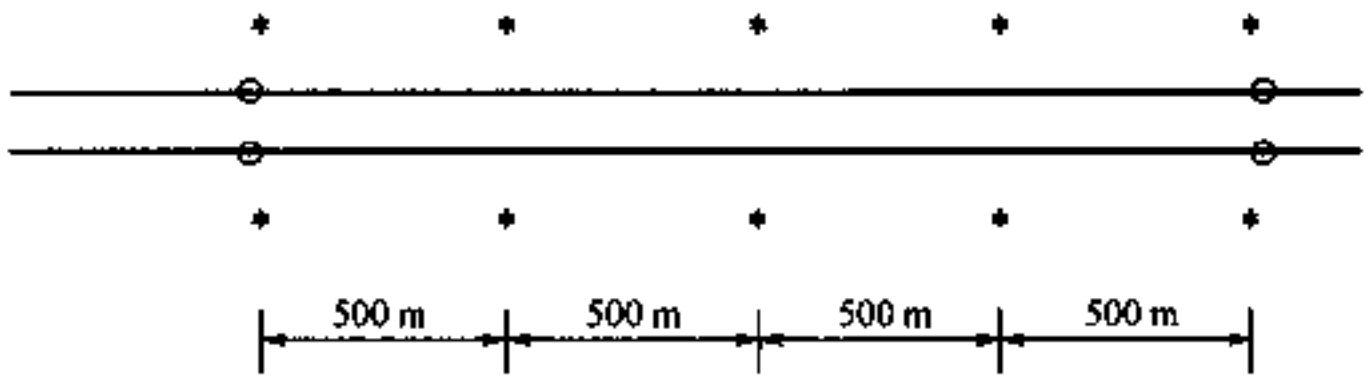
a——轨枕间距，伸缩区长度宜按 100 m 计；

r_2——每枕纵向阻力。

11.10.2 无缝线路应计算缓冲区预留轨缝。长轨条与缓冲轨之间、两缓冲轨之间的预留轨缝值，应满足最高轨温时轨缝大于零，最低轨温时最大轨缝不超过构造轨缝 18 mm。缓冲区预留轨缝值应按附录 G 计算。

11.11 位移观测桩布置

11.11.1 跨区间无缝线路、区间无缝线路按单元轨节等距离设置位移观测桩，桩间距离不宜大于 500 m。单元轨节长不足 500 m 整倍数时，可适当调整桩间距离。单元轨节位移观测桩可按图 11.11.1 设置。



"*"表示位移观测桩，"⊙"表示单元轨节始端或终端

图 11.11.1 单元轨节位移观测桩设置图

11.11.2 跨区间无缝线路每组道岔应设置 5 对位移观测桩，在道岔前、道岔后、限位器、距离道岔前后 50 m 处各设 1 对位移观测桩。多组焊联道岔位移观测桩位置与单组道岔基本相同。位移观测桩可按图 11.11.2—1～2 设置。

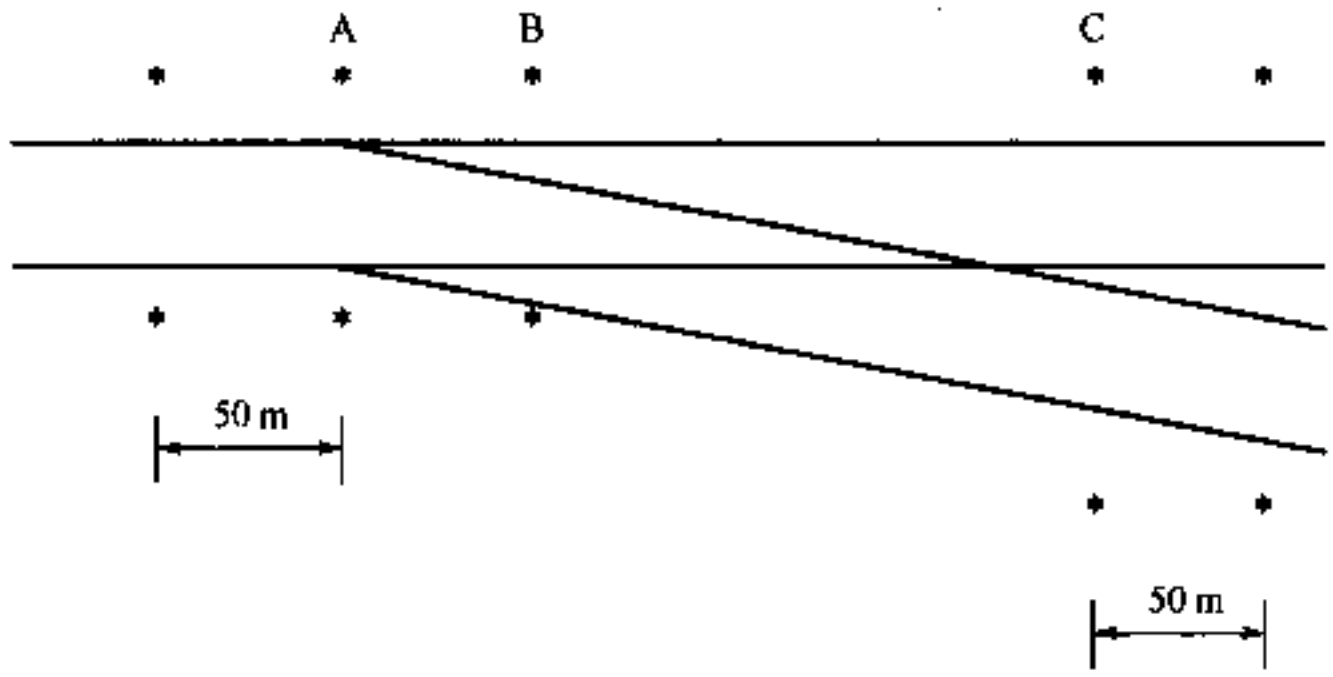
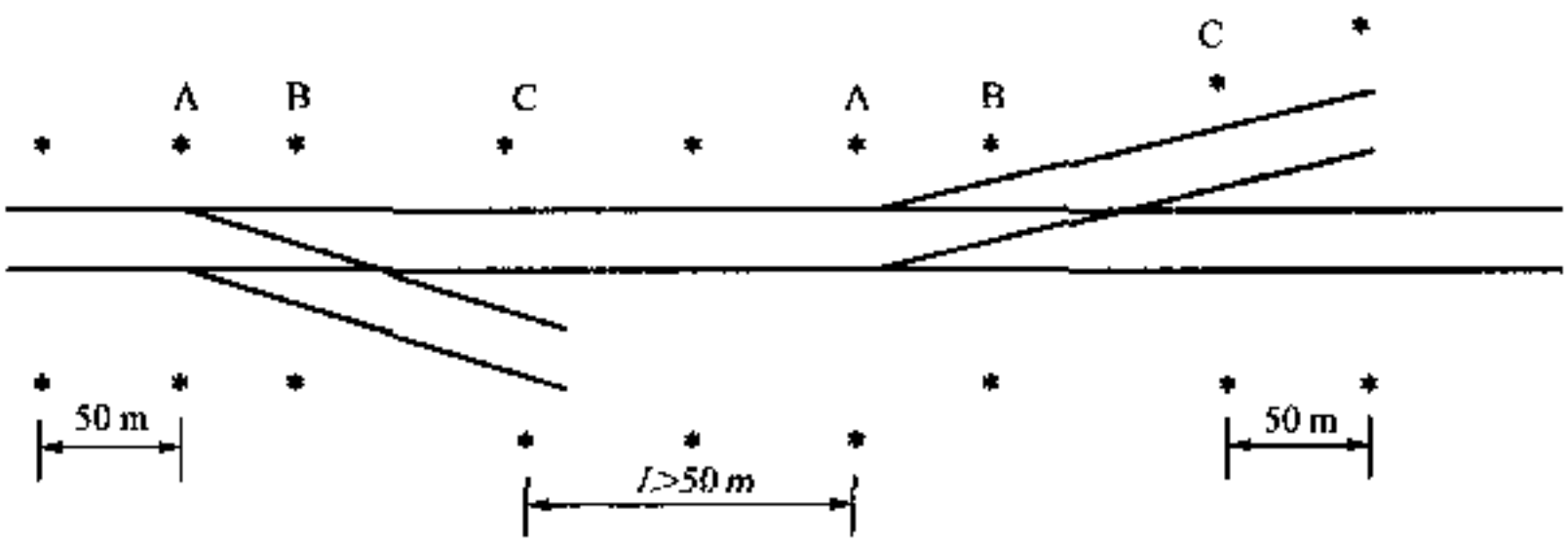


图 11.11.2—1 单组道岔位移观测桩设置图

11.11.3 跨区间无缝线路、区间无缝线路及普通无缝线路应在

长轨条起、始点，距长轨条起始点 100m 位置各设 1 对位移观测桩。

11.11.4 普通无缝线路轨条长度不大于 1 200 m 时，应设置 5 对观测桩，观测桩可按图 11.11.4 设置。轨条长度大于 1 200 m 时，应适当增设位移观测桩，但桩间距离不应大于 500 m。



A、B、C 分别表示岔头、限位器、岔尾

图 11.11.2—2 多组道岔位移观测桩设置图

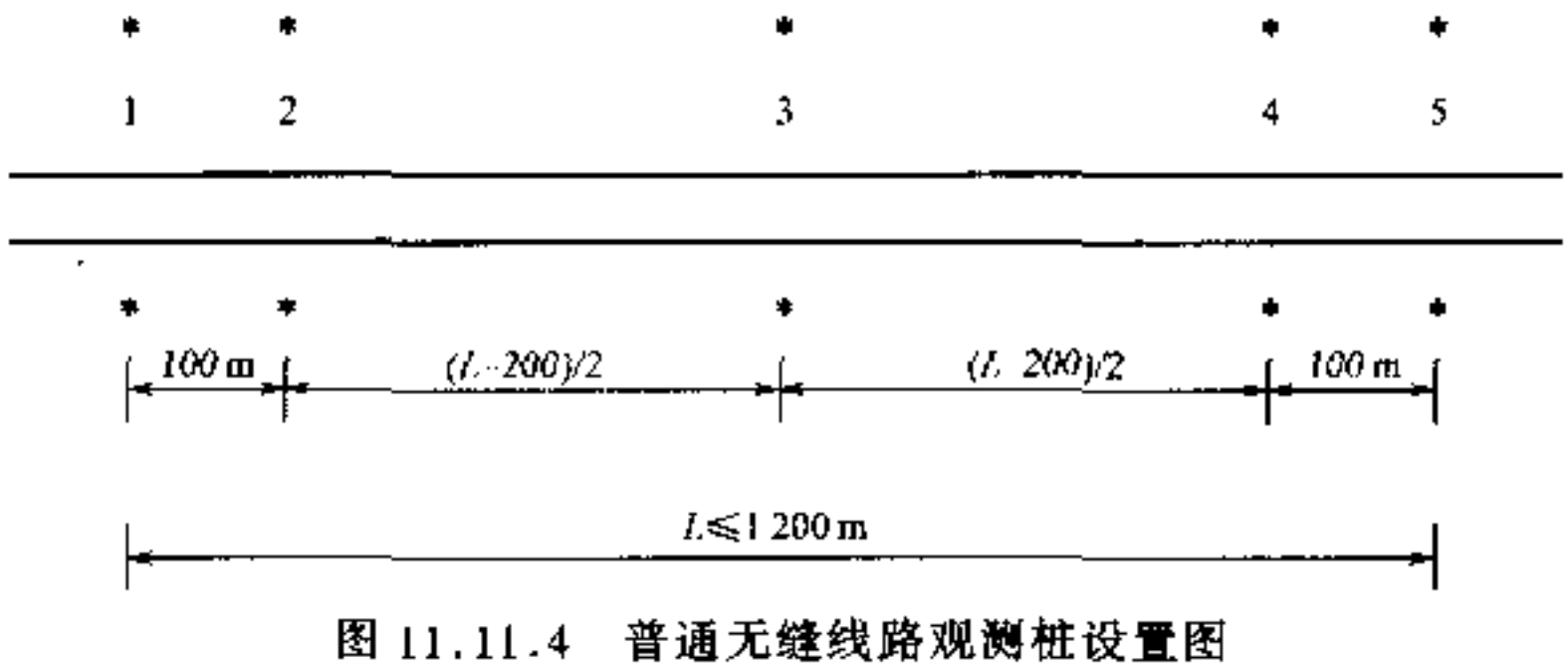


图 11.11.4 普通无缝线路观测桩设置图

11.11.5 长大隧道的隧道口，特大、大桥两端，钢轨伸缩调节器基本轨接头处和距离基本轨接头 100～150 m 处应增设位移观测桩。

11.11.6 位移观测桩应牢固稳定，有条件时可与线路基桩合并设置，或设置在线路两侧的固定构筑物上。

12　有缝线路轨道

12.0.1　有缝线路轨道钢轨接头应采用相对式。曲线地段外股应使用标准长度钢轨，内股应使用厂制缩短轨调整钢轨接头位置。两股钢轨接头相对偏差直线不应大于 40 mm，曲线不应大于 40 mm加缩短量的 1/2。

12.0.2　钢轨接头螺栓扭矩应符合表 12.0.2 的规定。

表 12.0.2　有缝线路轨道钢轨接头螺栓扭矩标准

项　目	单位	25 m 钢轨						12.5 m 钢轨	
		最高、最低轨温差＞85 ℃			最高、最低轨温差≤85 ℃				
钢　轨	kg/m	60 及以上	50	43	60 及以上	50	43	50	43
螺栓等级	—	10.9	10.9	8.8	10.9	10.9	8.8	10.9	8.8
扭　矩	N·m	700	600	600	500	400	400	400	400
C　值	mm	6			4			2	

注：1　C 值为接头阻力及道床阻力限制钢轨自由伸缩的数值；
2　高强度绝缘接头螺栓扭矩不小于 700 N·m。

12.0.3　有缝线路轨道设计时钢轨接头轨缝宜按 8 mm 取值。铺设钢轨时的预留轨缝值，应根据钢轨长度与钢轨温度按式（12.0.3—1）计算。

$$a_0 = \alpha L(T_{max} - t) - C \qquad (12.0.3\text{—}1)$$

式中　a_0——铺设钢轨时的预留轨缝值（mm）；

α——钢轨钢线膨胀系数，取 11.8×10^{-6}/℃；

L——钢轨长度（mm）；

T_{max}——当地历史最高轨温（℃）；

t——钢轨铺设时的温度（℃）；

C——钢轨接头阻力和道床纵向阻力限制钢轨自由伸缩的数值（mm），其值应按本规范第12.0.2条选用，并应满足下式要求：

$$C \geqslant \frac{\alpha L(T_{max} - T_{min}) - a_g}{2} \qquad (12.0.3\text{—}2)$$

T_{min}——当地历史最低轨温（℃）；

a_g——构造轨缝，43、50、60、75 kg/m钢轨均采用18 mm。

12.0.4 轨缝应均匀设置，每千米轨缝总误差：25 m钢轨地段不得大于±80 mm；12.5 m钢轨地段不得大于±160 mm。钢轨绝缘接头轨缝不得小于6 mm。

12.0.5 采用不同类型钢轨铺设有缝线路轨道时，同一类型钢轨设计长度不宜小于200 m。

12.0.6 钢轨接头位置应符合本规范第5.0.9条的规定。

12.0.7 铺设混凝土枕的有缝线路轨道、道岔，使用弹性扣件时，可不设置防爬设备。

12.0.8 有缝线路正线（不含站内正线）轨道，应设置爬行观测桩。有防爬设备地段每500 m宜设置一对；无防爬设备地段每1000 m宜设置一对。

13 轨道附属设备和常备材料

13.0.1 曲线地段应按下列条件设置轨距杆或轨撑：

1 木枕线路正线曲线半径小于或等于 800 m 地段，站线曲线半径小于或等于 450 m 地段，采用普通道钉时应按表 13.0.1 的规定设置轨距杆和轨撑；采用分开式扣件时，可按表 13.0.1 的规定设置轨距杆。

表 13.0.1 轨距杆或轨撑设置数量

曲线半径（m）	轨距杆（根）		轨撑（对）	
	25 m 轨	12.5 m 轨	25 m 轨	12.5 m 轨
$R \leqslant 350$	10	5	14	7
$350 < R \leqslant 450$	10	5	10	5
$450 < R \leqslant 600$	6～10	3～5	6～10	3～5
$600 < R \leqslant 800$	根据需要设置			

2 混凝土枕线路，正线上电力牵引区段曲线半径小于或等于 600 m 和其他牵引区段半径小于或等于 350 m 地段，可根据需要按表 13.0.1 的规定设置轨距杆；站线可不设轨距杆或轨撑。

3 装设轨道电路时，应设置绝缘轨距杆。

4 调车场的木枕线路外侧安装减速顶时应设置轨距杆，连挂区每 12.5 m 钢轨不少于 3 根，顶群部位不少于 5 根，并设置不少于 4 对的轨撑。

13.0.2 防爬设备的设置应符合下列规定：

1 防爬器应按下列条件设置：

1）正线木枕线路采用普通道钉时，应按表 13.0.2—1 的

规定设置防爬器，道岔、绝缘接头、桥梁前后各 75 m 范围内尚应根据需要增加防爬器的数量，采用分开式扣件时可减少防爬器的数量。

表 13.0.2—1　正线木枕轨道防爬器设置数量（对）

线路特征			非制动地段		制动地段			
			25 m 轨	12.5 m 轨	25 m 轨		12.5 m 轨	
					制动方向	反方向	制动方向	反方向
双线区间单方向运行的线路		重车方向	6	3	8	2	4	1
		轻车方向	2	1				
单线	两方向运量大致相等	每方向	4	2	6	4	4	2
	两方向运量大致相等	重车方向	6	3	8	2	4	1
		轻车方向	2	1	6	4	4	2

2）站线木枕轨道防爬设备的设置应符合表 13.0.2—2 的规定。

表 13.0.2—2　站线木枕轨道防爬设备设置数量

站线类型	每千米轨枕根数	25 m 轨		12.5 m 轨	
		防爬器对数	防爬支撑个数（碎石道床）	防爬器对数	防爬支撑个数（碎石道床）
单方向使用的到发线、兼作到发线的机车走行线、有列车通过和整列转线的联络线	$\frac{1600}{1440}$	6/2	36	3/1	18
单方向使用或主要为单方向使用的进站方向有长大下坡的到发线、兼作到发线的机车走行线	$\frac{1600}{1440}$	8/2	48	4/1	24
双方向使用的到发线、牵出线、调车线及有列车通过和整列转线的联络线、兼作到发线的机车走行线	$\frac{1600}{1400}$	4/4	24	2/2	12

续表 13.0.2—2

站线类型	每千米轨枕根数	25 m 轨		12.5 m 轨	
		防爬器对数	防爬支撑个数（碎石道床）	防爬器对数	防爬支撑个数（碎石道床）
有列车通过的道岔、绝缘接头、桥梁（明桥面）前后各 75 m	$\frac{1600}{1400}$	6/4	36	4/2	24
驼峰溜放部分线路	1600	8/2	48	4/2	24

注：1 防爬器对数栏中，分子和分母分别表示正、反方向的设置对数；
2 减速顶顶群区每 12.5m 钢轨不应少于 5 对（3 正 2 反），一般布顶区不应少于 3 对（2 正 1 反），对反牵较多的线路反向防爬器每 12.5m 钢轨不应少于 2 对，每对防爬器配 6 个防爬支撑；
3 木岔枕道岔除复式交分道岔外均应设置防爬器设备。

2 单方向锁定地段每对防爬器应设 6 个防爬支撑，双方向锁定地段每两对防爬器间（每个方向一对）应配 6 个防爬支撑。

13.0.3 护轨设置应符合下列规定：

1 下列地段应在基本轨内侧设置护轨：

1）特大桥及大中桥上；

2）桥长大于或等于 10 m，且曲线半径小于或等于 600 m 或桥高（轨底至河床最低处）大于 6 m 的小桥上；

3）双线桥的两线、分别设于分离式桥跨结构上的多线桥的各线以及铺设于同一桥跨结构（如整体刚架桥）上的多线桥的两外侧线；

4）跨越铁路、重要公路和城市交通要道的立交桥上；

5）轨道中心至立交桥支柱的距离小于 3 m 时，立交桥下的轨道上；

6）墙顶高出地面 6 m、墙趾下为悬崖陡坎或地面横坡大于 1:0.75 的山坡，且连续长度大于 20 m 的路肩挡土墙及其两端各 5 m 范围内，应设单侧护轨；

7）道口铺面范围内；

8）单侧布顶顶群线路无防脱线功能时，另一侧应设护轨。

2　护轨应根据不同轨枕类型及结构要求选用。桥上护轨不得采用小于 43 kg/m 的钢轨，护轨顶面不得高于基本轨顶面 5 mm，也不得低于基本轨顶面 25 mm。

3　护轨的扣件应与桥枕扣件配套使用。

13.0.4　线路及信号标志应符合下列规定：

1　铁路线路安全保护区标志、铁路线路安全保护标志及警示标志的设置，应符合相关标准的规定。

2　线路标志包括公里标、半公里标、曲线标，圆曲线和缓和曲线的始终点标，桥梁标，坡度标，用地界标及铁路局（集团公司）、工务段、领工区、养路工区的界标，驼峰水平标桩，位移观测桩及线路基桩等。

3　信号标志包括警冲标、站界标、预告标、引导员接车地点标、司机鸣笛标、减速地点标、补机终止推进标、机车停车位置标、车挡表示器、道岔表示器等。

4　线路标志（用地界标、位移观测桩除外）应设在线路计算里程方向的左侧，双线区段须另设标志时，应设在列车运行方向的左侧，增建第二线的线路标志可比照双线区段设置。

5　线路标志（用地界标、位移观测桩除外）、信号标志（警冲标除外）应设在距钢轨头部外侧不小于 2 m 处；不超过钢轨顶面的标志，可设在距钢轨头部外侧不小于 1.35 m 处。

用地界标应设在铁路两侧用地界上，直线每 200 m、曲线上每 50 m 及地界转角处应各设一个。

6　信号标志（警冲标除外）应设在列车运行方向左侧。

警冲标的设置应符合《铁路技术管理规程》的规定。

7　线路及信号标志应采用反光标志，并符合《线路及信号标志》(TB/T 2493) 的规定。

13.0.5　旅客列车设计行车速度为 160 km/h 的线路，应设置线路基桩，并符合下列规定：

1　线路基桩的距离，直线地段宜为 100～200 m，曲线地段

宜为20 m，曲线上的直缓、缓圆、曲中、圆缓、缓直点和道岔中心、变坡点、竖曲线起终点均应增设一个。

2 线路基桩应设置在列车运行方向左侧的路肩上，距钢轨头部外侧的距离不得小于2.5 m。

3 基桩的测设精度应与线路的测量精度相同。

13.0.6 轨道常备材料应符合下列规定：

1 正线无缝线路轨道常备材料应按表13.0.6—1的规定备存。

表13.0.6—1 无缝线路轨道常备材料数量表

材料名称		常备数量
钢轨	标准轨	每个缓冲区备1根，有缩短轨时另备1根
	短轨	6.0 m钻孔及7.0 m无孔每工区各备1根
	胶接绝缘钢轨	每领工区4根（两端有孔和两端无孔各2根）
接头夹板		每工区4块
鼓包夹板		每千米1套
接头螺栓及垫圈		每千米12套
急救器		每千米1套
轨枕		每千米2根
扣件		每千米5套
防爬器		每千米5套

注：1 表中数量按单线计，双线时材料数量应加倍；

2 采用弹性扣件时可不备防爬器；

3 无绝缘轨道电路区段，胶接绝缘接头可适当减少。

2 正线有缝线路轨道常备材料应按表13.0.6—2的规定备存。

3 站线轨道常备材料应按表13.0.6—3的规定备存。

13.0.7 旅客列车设计行车速度120 km/h及以上的线路，应在线路两侧设置防护栅栏，并符合下列规定：

1 防护栅栏应沿线路走向设于铁路地界内的适当位置；

表 13.0.6—2　正线有缝线路轨道常备材料数量表

材料名称		每千米数量
钢　　轨	25 m	1 根
	12.5 m	2 根
接头夹板	25 m 钢轨	2 块
	12.5 m 钢轨	4 块
接头螺栓及垫圈		4 套
扣　　件		5 套
轨　　枕		2 根

注：1　表中数量按单线计，双线时材料数量应加倍；
　　2　有缩短轨的曲线，按总延长平均每千米备缩短轨 2 根。

表 13.0.6—3　站线轨道常备材料

材料名称	单　位	数　量	备　　注
钢　　轨	根/2km	1	25 m 钢轨
	根/km	1	12.5 m 及以下钢轨(包括缩短轨备用数量)
接头夹板	套/km	2	
接头螺栓及垫圈	套/km	2	
轨　　枕	根/km	1	
扣　　件	套/km	2	
异型钢轨	每种每 1～50 根备 1 根		
道　　岔	单开道岔每种每 1～100 组备 1 组，交分、菱形或特殊类型道岔每种每 1～50 组备 1 组		
岔　　枕	每 1～100 组备 1 组		

注：1　改建时站线轨道常用材料，新增钢轨、异型钢轨、配件、轨枕、交分、菱形或特殊类型道岔应按表 13.0.6—3 规定备存；新增单开道岔每种每 30～100 组备 1 组（含岔枕），新增型号者每种备 1 组；不足 30 组一般不备，但增加新型号者每种备 1 组。其中基本轨、尖轨、辙叉等常备材料，新建车站按每站新增道岔每种型号每 1～20 组备用辙叉 1 个，尖轨 1 对，基本轨 1 对；改建、扩建车站按每站新增道岔数量计算，每新增 30 组备用辙叉 1 个，尖轨 1 对，基本轨 1 对。
　　2　备料按工务段划分。
　　3　减速顶常备材料，应按减速顶安装顶数的 10% 的数量备存。

2　防护栅栏的高度不应小于1.6m；

3　有条件的地段可配合绿化，采用绿篱。

13.0.8　设有综合维修基地的线路，应根据需要配备大型养路机械。

附录 A　旧轨使用、整修技术条件

A.0.1　旧轨分为以下三类。

1　再用轨：不需修理即可使用的钢轨；

2　待修轨：需经整修才能使用的钢轨；

3　报废轨：无法整修使用的钢轨。

A.0.2　再用轨分为一、二两级，其技术条件如表 A.0.2。

表 A.0.2　再用轨分级

项　　目		一　级	二　级
伤损情况		无轻重伤	无轻重伤
每根钢轨长度		>10 m	>8 m
钢轨头部总磨耗或侧面磨耗	60 kg/m 及以上钢轨	≤10 mm	≤12 mm
	60 kg/m 以下～50 kg/m 钢轨	≤8 mm	≤10 mm
	50 kg/m 以下～43 kg/m 钢轨	≤6 mm	≤8 mm
	43 kg/m 以下钢轨	—	≤6 mm
低头及压堆		≤1 mm	≤2 mm
一侧飞边		≤2 mm	≤3 mm
波浪形磨耗		不明显	≤0.2 mm

注：仅侧面磨耗一项大于二级的规定尚能调边使用者，可作为二级再用轨调边使用。

A.0.3　一级再用轨可成段使用于次要正线及到发线；同一类型同等长度的再用轨，应连续使用不短于 0.5 km。二级再用轨可成段使用于次要站线；每股道应使用同一类型同一长度的再用轨，特殊情况下长度应不超过 2 种。

A.0.4　待修轨根据具体情况，经调直、截锯、钻孔、刨切、

打磨、焊接、焊补等整修后，即可分级使用。整修技术条件如下：

1　必须确认钢轨轻重伤部位及长度，截锯时必须去掉轻重伤部分，核伤钢轨不得截锯再用；

2　无缝线路长轨条截锯为再用短轨时，可更换下来以后锯断，亦可先用乙炔切割，更换下来以后锯头，但切口与锯口的距离不得小于100 mm；

3　截锯再用轨，应尽量减少长度档次，其标准长度由铁路局根据情况确定；

4　对较大飞边及波浪型磨耗，进行刨切或打磨；

5　剥落掉块长度超过15 mm，深度超过2 mm的，擦伤深度超过0.5 mm的，应进行焊补；

6　每根焊接的再用轨，焊缝不得超过一处，长度一般应为12.5 m或25 m；

7　硬弯应校直，用1 m直尺测量，矢度不得大于0.5 mm；

8　截锯再用轨，应利用机械锯断和机械钻孔（少量可除外），其容许误差为：

1）长度——12.5 m以上钢轨为±10 mm，12.5 m以下钢轨为±6 mm；

2）截面——轨头部分左右偏差不大于0.5 mm，轨底部分左右偏差不大于1 mm，上下偏差不大于1 mm；

3）螺孔——孔径为±1 mm，位置为±1 mm。

A.0.5　无缝线路长轨条的再用与整修技术条件，应根据长轨条的技术状态及计划铺设的线路条件具体确定。

A.0.6　具有下列缺陷之一的旧轨，经审批后予以报废：

1　内部有暗伤或严重锈蚀达到重伤标准的；

2　每根钢轨截去伤损部分后，长度不足8 m，且不用于焊接和插入短轨的；

3　侧面磨耗超过二级的规定，不能调边使用的；

4　轻杂旧轨，每种类型不足0.5km，且本局管内线路上已无同类型的；

5　经批准属于淘汰型的。

附录 B　轨距挡板、挡板座及绝缘轨距块号码配置

B.0.1　弹条Ⅰ、Ⅱ型扣件挡板和挡板座号码按表 B.0.1 配置。

表 B.0.1　挡板和挡板座号码配置

钢轨类型(kg/m)	轨距(mm)	挡板、挡板座号码								附注
		外侧		内侧		内侧		外侧		
		挡板座	挡板	挡板	挡板座	挡板座	挡板	挡板	挡板座	
50	1 427	6	20	14	0	0	14	20	6	设计有 14 号、20 号两种轨距挡板，(0—6)、(2—4)号两种挡板座，配合使用可调整轨距：−8～+16 mm
	1 429	4	20	14	2	0	14	20	6	
	1 431	4	20	14	2	2	14	20	4	
	1 433	2	20	14	4	2	14	20	4	
	1 435	2	20	14	4	4	14	20	2	
	1 437	4	14	20	2	2	14	20	4	
	1 439	4	14	20	2	4	14	20	2	
	1 441	2	14	20	4	4	14	20	2	
	1 443	4	14	20	2	2	20	14	4	
	1 445	2	14	20	4	2	20	14	4	
	1 447	2	14	20	4	4	20	14	2	
	1 449	0	14	20	6	4	20	14	2	
	1 451	0	14	20	6	6	20	14	0	

续表 B.0.1

钢轨类型(kg/m)	轨距(mm)	挡板、挡板座号码								附注
		外侧		内侧		内侧		外侧		
		挡板座	挡板	挡板	挡板座	挡板座	挡板	挡板	挡板座	
60	1431	4(2)	10(10)	6(6)	2(4)	2(4)	6(6)	10(10)	4(2)	设计有6号、10号两种轨距挡板，(0—6)、(2—4)号两种挡板座，配合使用可调整轨距： Ⅰ型 −8～+12 mm Ⅱ型 −12～+8 mm
	1433	2(4)	10(6)	6(10)	4(2)	2(4)	6(6)	10(10)	4(2)	
	1435	2(4)	10(6)	6(10)	4(2)	4(2)	6(10)	10(6)	2(4)	
	1437	4(2)	6(6)	10(10)	2(4)	4(2)	6(10)	10(6)	2(4)	
	1439	4(2)	6(6)	10(10)	2(4)	2(4)	10(10)	6(6)	4(2)	
	1441	2(0)	6(6)	10(10)	4(6)	2(4)	10(10)	6(6)	4(2)	
	1443	2(0)	6(6)	10(10)	4(6)	4(6)	10(10)	6(6)	2(0)	

注：1 表列号码为一般正常情况下的配合。如因制造公差不合轨距要求时，可根据实际情况予以调整；

2 表中不带括号的数字为使用Ⅰ型弹条Ⅱ型枕时的号码（TB/T 1495），括号内的数字为使用Ⅱ型弹条Ⅲ型有挡肩枕时的号码（专线 3352）；

3 当采用新Ⅱ型枕时，由于两承轨槽之间的距离缩小了 4 mm，因此 1435 mm标准轨距时应采用 1439 mm 轨距的配置，其余轨距时类推。

B.0.2 60 kg/m 轨用弹条Ⅲ型扣件绝缘轨距块号码按表 B.0.2 配置。

表 B.0.2 弹条Ⅲ型扣件绝缘轨距块号码配置表

轨距（mm）	左股钢轨		右股钢轨	
	外侧	内侧	内侧	外侧
1427	13	7	7	13
1429	13	7	9	11
1433	11	9	9	11
1433	11	9	11	9
1435	9	11	11	9
1437	7	13	11	9
1439	7	13	13	7

注：上表系 60 kg/m 钢轨、Ⅱ型无挡肩混凝土枕配合使用Ⅲ型弹条扣件时的配置（专线（01）3328）。

附录 C　CA 砂浆试验方法

C.1　CA 砂浆抗压强度试验方法

C.1.1　试验设备包括压力试验机（100 kN）、百分表。

C.1.2　试验方法如下：

1　试件尺寸：70.7 mm×70.7 mm×70.7 mm。

2　把配制好的砂浆拌和 30 min 后，注入模型内，表面抹平，按 1 d、7 d、28 d 龄期分别进行单轴压缩试验。加载速率为 0.5 mm/min，当压力不再上升时停止加载。

3　养生条件：20 ℃ ±3 ℃，(65 ± 5) %RH。

C.1.3　每次试验做三个试件，三个试件抗压强度的平均值作为该组试件的抗压强度值，即

$$\sigma_b = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

C.2　CA 砂浆弹性模量试验方法

C.2.1　试验设备包括压力实验机（100 kN）、百分表。

C.2.2　试验方法如下：

1　试件尺寸：70.7 mm×70.7 mm×220 mm

2　把配制好的砂浆拌和 30 min 后，注入模型内，表面抹平，28 d 龄期后进行弹性模量试验，试件养生条件:20 ℃ ±3 ℃，(65 ± 5) %RH。

3　以 0.5 mm/min 的速率加载至抗压强度 σ_b 的 1/3，然后立即卸载，卸载速率与加载速率相同，如此重复 3 次，以第 4 次的加载曲线的数据计算弹性模量，即

$$E=\frac{\sigma}{\varepsilon}=\frac{\frac{1}{3}\sigma_b}{\frac{b-a}{h}}=\frac{\sigma_b h}{3(b-a)}$$

式中 h——试件的高度；

σ_b——试件的抗压强度；

a——试验的第 4 次加载开始时的变形；

b——第 4 次加载至 $\sigma_b/3$ 时的变形。

C.2.3 每次试验共做三个试件，三个试件弹性模量的平均值作为该试件的弹性模量值，即

$$E=\frac{E_1+E_2+E_3}{3}$$

C.3 CA 砂浆流动度与可工作时间试验方法

C.3.1 试验设备包括：特制漏斗，容积为 640 mL，上口径为 ϕ70 mm，下口径为 ϕ10 mm，高度为（420 + 30）mm；秒表。

C.3.2 试验方法如下：

1 流动度试验方法

1）把配制好的砂浆注入漏斗内，调整注入量，使上表面在标记线上；

2）打开出口阀门，同时开始计时，砂浆从漏斗全部流出所经历的时间即为砂浆的流动度——t（以 s 计）。

2 可工作时间试验方法

单次试验与流动度试验相同，但是同一试样要每隔 5 min 做一次，并绘出流动度曲线，即流动度与累计时间的对应关系。砂浆在流动度设计范围内所经历的时间即为砂浆的可工作时间——t(以 min 计)。

C.4 CA 砂浆膨胀率试验方法

C.4.1 试验设备包括带刻度 250 mL 的量筒、游标卡尺、玻璃

板。

C.4.2 试验方法如下：

1 将流动度试验中拌和 20 min 的 CA 砂浆，注入 250 mL 的量筒到一定深度；

2 在量筒上面加盖一块玻璃板，用游标卡尺测量玻璃板至砂浆表面其深度 H_0，24 h 后再测量 CA 砂浆表面深度 H_{24}；

3 根据测量结果，用下式计算其膨胀率：

$$膨胀率(\%)=0.000\,314\times(H_0-H_{24})\times D^2$$

式中 D——量筒直径（mm）；

H_0——初始深度（mm）；

H_{24}——24 h 后的深度（mm）。

C.4.3 每次试验共做三个试件，三个试件膨胀率的平均值作为该组试件的膨胀率。

C.5 CA 砂浆材料分离度试验方法

C.5.1 试验设备包括案秤、锯子、夹钳台。

C.5.2 试验方法如下：

1 制作 ϕ50 mm×50 mm 的圆柱体砂浆试件，在砂浆龄期达 28 d 后，将其分成上、下两等分，分别称重。

2 根据称量结果，按下式计算材料分离度：

$$\text{材料的分离度}(\%)=\frac{(\text{下部单位容积质量}-\text{上部单位容积质量})\times 0.5}{\text{上、下部平均单位容积质量}}\times 100$$

C.5.3 每次试验共做三个试件，三个试件材料分离度的平均值作为该组试件的材料分离度。

C.6 CA 砂浆含气量试验方法

C.6.1 试验设备包括案秤。

C.6.2 试验方法如下：

1 把做流动度试验的 CA 砂浆拌和 30 min，倒入三角烧瓶

（约 1000 mL），测定其单位容积重量。

2 根据称量结果，按下式计算其含气量：

$$\text{含气量}(\%)=\frac{(\text{理论单位容积质量}-\text{实测单位容积质量})}{\text{理论单位容积质量}}\times 100$$

$$\text{理论单位容积质量}=\frac{\text{原材料总质量}}{\text{各使用材料的容积总和(质量/密度)}}$$

C.6.3 每次试验共做三个试件，三个试件含气量的平均值作为该组试件的含气量。

C.7 CA 砂浆耐久性（抗冻性）试验方法

C.7.1 试验设备包括混凝土冻融循环试验机（－17℃～8℃）、动弹模量测定仪、案秤（感量 5 g）。

C.7.2 试验方法如下：

试验按我国《普通混凝土长期性能和耐久性能试验方法》（GBJ82—85）中抗冻性能试验（快冻法）标准执行。

1 CA 砂浆抗冻性试验采用 100 mm × 100 mm × 400 mm 的棱柱体试件。

2 每组 3 块，试件应在 28 d 龄期时开始冻融试验，试验前在温度 15℃～20℃的水中浸泡（包括测温试计），浸泡时水面高出试件顶面 20 mm，试件浸泡 4 天后进行试验。

3 浸泡完毕后，取出试件，用湿布擦除表面水分，称重，并测定其横向基频和动弹模量的初始值。

4 将试件放入试件盒内（试件的侧面与底部垫放适当宽度与厚度的橡胶板）。在整个试验过程中，盒内水位高度始终保持高出试件顶面 5 mm 左右。

5 将试件盒放入冻融箱内，将装有测温试件的试件盒放在冻融箱的中心位置，并开始冻融循环试验。

6 冻融循环试验应符合下列要求：

1）每次冻融循环在 2～4 h 内完成，其中用于融化的时间

不得小于整个冻融时间的 1/4；

2）在冻结和融化终了时，试件中心温度分别控制在 −17℃ ±2℃和 8℃ ±2℃；

3）每块试件从 6℃降至 −15℃所用的时间不得少于冻结时间的 1/2，每块试件从 −15℃升至 6℃所用的时间也不得少于整个融化时间的 1/2，试件内外的温差不超过 28℃；

4）冻和融之间的转换时间不超过 10 min。

7 试件一般每隔 25 次循环作一次横向基频和动弹模量测定。测量前将试件表面浮碴清洗干净，擦去表面积水，并检查其外部损伤及质量损失。测完后，立即把试件掉头重新装入试件盒内。试件的测量、称重及外观检查应尽量迅速，以免水分损失。

8 为保证试件在冷冻液中冻结时的温度稳定、均衡，当有一部分试件停冻取出时，另用试件填充空位。

9 冻融达到以下两种情况之一即停止试验：

1）已达到 300 次循环；

2）相对动弹模量下降到 60% 以下。

10 试件的相对动弹模量按下式计算：

$$P = \frac{F_n}{F_0} \times 100\%$$

式中 P——经 N 次冻融循环后试件的相对动弹模量，以三个试件的平均值计算（%）；

F_0——冻融循环试验前测得的试件动弹模量（MPa）；

F_n——经 N 次冻融循环后试件动弹模量（MPa）。

11 试件冻融后的质量损失率按下式计算：

$$\Delta W \approx \frac{G_n - G_0}{G_0} \times 100\%$$

式中 ΔW——经 N 次冻融循环后试件的质量损失率，以三个试件的平均值计算（%）；

G_0——冻融循环试验前的试件质量（kg）；

G_n——经 N 次冻融循环后的试件质量（kg）。

12 试件耐久性系数按下式计算：

$$K_n = P \times N/300$$

式中 K_n——试件耐久性系数；

N——达到第 9 款要求时的冻融循环次数；

P——经 N 次冻融循环后试件的相对动弹模量。

C.7.3 CA 砂浆耐久性（抗冻性）试验结果应包括冻融循环次数、相对动弹模量、质量损失率（参考值）、耐久性系数（参考值）。

附录 D　各地区最高、最低轨温

表 D　各地区最高、最低轨温（℃）

地　区	最高轨温	最低轨温	地　区	最高轨温	最低轨温
北　京	62.6	-22.8	满洲里	58.7	-46.9
天　津	65.0	-22.9	赤　峰	62.5	-31.4
上　海	60.3	-12.1	加格达奇	57.3	-45.4
哈尔滨	59.1	-41.4	石家庄	62.7	-26.5
齐齐哈尔	60.1	-39.5	承　德	61.5	-23.3
佳木斯	56.4	-39.6	张家口	60.9	-26.2
嫩　江	58.1	-47.3	唐　山	63.3	-22.6
牡丹江	57.2	-39.7	保　定	63.3	-23.7
安　达	59.5	-44.3	邢　台	61.8	-22.4
长　春	59.5	-36.5	太　原	61.4	-29.5
延　吉	60.3	-37.1	大　同	58.0	-30.5
四　平	56.6	-38.7	运　城	65.0	-18.9
通　化	55.5	-36.3	乌鲁木齐	60.7	-41.5
沈　阳	59.3	-33.1	塔　城	61.3	-39.2
本　溪	57.3	-32.3	克拉玛依	62.9	-35.9
丹　东	57.8	-31.9	吐鲁番	67.6	-28.0
锦　州	61.8	-24.7	哈　密	63.9	-32.0
大　连	56.1	-21.1	库尔勒	60.0	-28.1
呼和浩特	58.0	-36.2	喀　什	60.1	-24.4
包　头	59.5	-32.8	兰　州	59.1	-23.3
二连浩特	59.9	-40.2	玉　门	56.7	-28.2
集　宁	55.7	-33.8	酒　泉	58.4	-31.6

续表 D

地　区	最高轨温	最低轨温	地　区	最高轨温	最低轨温
天　水	58.2	-19.2	蚌　埠	64.5	-19.4
西　宁	53.5	-26.6	南　昌	60.6	-9.3
格尔木	53.1	-33.6	九　江	61.0	-10.0
银　川	59.3	-30.6	武　汉	61.3	-18.1
中　卫	58.5	-29.2	郴　州	61.3	-9.0
西　安	65.2	-20.6	宜　昌	63.9	-9.8
延　安	59.7	-25.4	福　州	59.8	-2.5
汉　中	58.0	-10.1	邵　武	60.4	-7.9
宝　鸡	61.6	-16.1	厦　门	58.5	-2.0
安　康	61.7	9.5	长　沙	63.0	-11.3
郑　州	63.0	-17.9	衡　阳	61.3	-7.9
开　封	63.0	-15.0	广　州	58.7	-0.3
安　阳	61.7	-21.7	韶　关	62.0	-4.3
许　昌	61.9	-17.4	深　圳	58.7	0.2
洛　阳	64.2	-20.0	湛　江	58.1	2.8
南　阳	63.2	-21.2	南　宁	60.4	-2.1
信　阳	62.0	-20.0	桂　林	59.7	-5.0
济　南	62.5	-19.7	成　都	60.1	-5.9
德　州	63.4	-27.0	资　阳	59.2	-4.0
青　岛	56.6	-20.5	内　江	61.1	-3.0
兖　州	61.0	-19.0	绵　阳	57.1	-2.3
南　京	63.0	-14.0	重　庆	64.0	-2.5
徐　州	63.3	-22.6	宜　宾	59.5	-3.0
杭　州	62.1	-10.5	西　昌	59.7	-6.0
金　华	61.2	-9.6	贵　阳	61.3	-7.8
合　肥	61.0	-20.6	遵　义	58.7	-7.1
安　庆	64.7	-12.5	安　顺	54.3	-7.6

续表 D

地　区	最高轨温	最低轨温	地　区	最高轨温	最低轨温
桐　梓	57.5	-6.9	日喀则	58.2	-25.1
昆　明	52.3	-5.4	台　北	58.6	-2.0
河　口	60.9	1.9	台　南	59.0	2.0
拉　萨	49.4	-16.5	香　港	56.1	0.0

注：无缝线路设计时，可根据需要对当地气温资料做补充调查。

附录 E　无缝线路轨道稳定性计算

E.0.1　无缝线路轨道的稳定性应满足钢轨内的实际升温幅度 ΔT 小于或等于允许的升温幅度〔ΔT_c〕的要求。无缝道岔、桥上铺设无缝线路时，〔ΔT_c〕应计入纵向附加力的影响，即 $\Delta T \leqslant$〔ΔT_c〕。

E.0.2　统一稳定性计算公式的基本假设：

1　假设轨道弯曲成各半波相同的多波形状，仅取一个最不利的半波作为计算对象。

2　假设轨道原始弹性弯为正弦曲线，即

$$y_{0e} = f_{0e}\sin\frac{\pi x}{l_0}$$

轨道原始塑性弯为半径 R_0 的圆曲线，即

$$y_{0p} = \frac{(l_0 - x)x}{2R_0}$$

3　假设在温度压力 P 作用下，轨道变形曲线为正弦曲线，即

$$y_f = f\sin\frac{\pi x}{l}$$

4　对于半径为 R 的圆曲线轨道，表示为

$$y_R = \frac{(l - x)x}{2R}$$

5　道床横向阻力采用三项式，表示为

$$q_{(x)} = q_0 - c_1 y_f + c_2 y_f^n \qquad (n < 1)$$

6　节点阻矩对轨道刚度的加强用 β 表示，则轨道横向刚度为 βEI。

E.0.3　稳定性计算公式：

根据以上假设，用势能驻值原理导出如下基本公式：

$$P_w = \frac{\beta EI\pi^2 \cdot \dfrac{f + f_{0e}}{l^2} + \dfrac{4}{\pi^3} r_0 l^2}{f + f_{0e} + \dfrac{4}{\pi^3}\left(\dfrac{1}{R_0} + \dfrac{1}{R}\right) l^2} \qquad \text{(E.0.3—1)}$$

$$l^2 = \frac{\omega + \sqrt{\omega^2 + \left(\dfrac{4r_0}{\pi^3} - \dfrac{\omega t}{f}\right) \cdot f\beta EI\pi^2}}{\dfrac{4r_0}{\pi^3} - \dfrac{\omega t}{f}} \qquad \text{(E.0.3—2)}$$

式中 $\omega = \beta EI\pi^2\left(t + \dfrac{4}{\pi^3 R'}\right)$；

$$\frac{1}{R'} = \frac{1}{R} + \frac{1}{R_0}；$$

P_w——计算两根钢轨温度压力（N）；

E——钢轨钢弹性模量，为 2.1×10^5 MPa；

I——两根钢轨对竖直中和轴线的惯性矩，

50 kg/m 钢轨　$I = 2\times377 = 754\ \text{cm}^4$

60 kg/m 钢轨　$I = 2\times524 = 1\,048\ \text{cm}^4$

75 kg/m 钢轨　$I = 2\times665 = 1\,330\ \text{cm}^4$

β——轨道框架刚度系数，采用 1.0；

l——轨道弯曲半波长（cm）；

l_0——轨道原始弹性弯曲半波长（cm）；

f_{0e}——轨道原始弹性弯曲矢度（cm）；

t——轨道原始弹性弯曲的相对曲率（cm^{-1}），$t = f_{0e}/{l_0}^2$，t 为常量，其值根据无缝线路现场调查资料统计分析确定；

$1/R_0$——轨道原始塑性弯曲曲率（cm^{-1}）；

f——轨道弯曲变形矢度，采用 0.2 cm；

R——曲线轨道半径（cm）；

r_0——等效道床横向阻力，

$$r_0 = q_0 - \frac{\pi}{4} c_1 f + \frac{\pi}{2} c_n c_2 f^n \qquad \text{(E.0.3—3)}$$

式中 q_0——道床初始阻力常数（N/cm）；

c_1 和 c_2——道床弹塑性系数，单位分别为 N/cm^2 和 N/cm^{n+1}；

c_n——积分常数。

根据实测资料并进行数理统计确定上述各值。Ⅱ型混凝土枕1760根/km碎石道床当 $f=0.2$ cm 时，$r_0 \approx 84.1$ N/cm。

式（E.0.3—1）、式（E.0.3—2）即为修改后的统一稳定性计算公式。将现场调查后统计确定的轨道原始弯曲（塑性弯和弹性弯）代入式（E.0.3—1）和式（E.0.3—2），可直接求得轨道稳定性临界半波长 l 和临界温度压力 P_w。

E.0.4 轨道稳定性允许温度压力由下式计算：

$$\text{允许温度压力} \qquad [P] = \frac{P_w}{K_1} \qquad \text{(E.0.4—1)}$$

式中 K_1——安全系数，$K_1=1.25$ 或 1.3。

$$\text{允许升温幅度} \qquad [\Delta T_c] = \frac{[P]}{2E\alpha F} \qquad \text{(E.0.4—2)}$$

式中 F——钢轨断面面积，

50 kg/m 钢轨 $F=65.8\ cm^2$

60 kg/m 钢轨 $F=77.45\ cm^2$

75 kg/m 钢轨 $F=95.037\ cm^2$

计算桥上、无缝道岔及制动区段轨道稳定性时，$[\Delta T_c]$ 应计入附加压力和换算的温度幅度。

附录 F　轨道强度检算

F.0.1　轨道强度应根据《铁路轨道强度检算法》(TB 2034—88)进行检算。

F.0.2　轨道强度检算的基本假设：

1　假设列车运行时，车轮荷载在轨道各部件中所引起的应力、应变，与量值相当的静荷载所引起的应力、应变相等，即车轮荷载具有准静态性质；

2　以速度系数、横向水平力系数、偏载系数分别反映车轮垂直动荷载、横向水平力和垂直力偏心、曲线内外轨偏载的影响；

3　假设轨道及基础均处于线弹性范围，列车轮系作用下轨道各部件的应力、应变，等于各单独车轮作用下的应力、应变之代数和；

4　视钢轨为连续弹性基础上的等截面无限长梁，梁的基础反力与各自弹性下沉之间成线性关系。

F.0.3　列车荷载参数应满足下列要求：

1　轨道垂直动荷载

车轮动荷载以当量静荷载最大可能值表达。直线轨道上的垂直当量静荷载应由下式计算：

$$\left.\begin{array}{ll} v \leqslant 120\ \text{km/h} & P_d = P_0(1+\alpha) \\ 120\ \text{km/h} < v \leqslant 160\ \text{km/h} & P_d = P_0(1+\alpha)(1+\alpha_1) \end{array}\right\} \tag{F.0.3—1}$$

式中　P_d——车轮作用于钢轨上的垂直当量静荷载（kN）；

P_0——静轮重（kN）；

v——行车速度（km/h）；

α, α_1——速度系数，电力机车 $\alpha = 0.6v/100$，内燃机车 $\alpha =$

$0.4v/100$，$\alpha_1=0.3\Delta v_1/100$。

2　轨道横向水平力系数 f

由于曲线轨道轮缘导向作用及直线轨道转向架的蛇行运动，在轮轨之间产生横向水平力及垂直力的偏心，使钢轨承受横向水平弯曲和扭转，由此而引起的轨头、轨底边缘应力相对其中应力的增量用横向水平系数 f 表示。不同曲线半径的 f 值见表 F.0.3。

表 F.0.3　横向水平力系数 f 值

直　线	曲线半径 R（m）				
	300	400	500	600	≥800
1.25	2.0	1.8	1.70	1.60	1.45

3　偏载系数 β

列车通过曲线时，由于未被平衡的超高导致内轨或外轨偏载，由此而引起的钢轨附加荷载用偏载系数 β 表示。

$$\beta=\frac{2\cdot\Delta h\cdot H}{S^2} \qquad \text{(F.0.3—2)}$$

式中　Δh——未被平衡的超高（mm）；

H——机车或车辆重心高（mm）；

S——内外股钢轨中心距（mm）。

我国机车重心高度最大为 2 300 mm，两股钢轨中心距为 1 500 mm，将其代入上式则简化为

$$\beta=0.002\Delta h \qquad \text{(F.0.3—3)}$$

F.0.4　轨道特征参数应符合下列规定：

1　钢轨支座刚度 D

钢轨支座刚度 D 是使轨底面产生单位下沉而作用于支座上的压力。将钢轨支座视为由轨下“垫板、轨枕弹簧”与枕下“道床、路基弹簧”所组成的串联弹簧，则支座刚度由下式计算：

$$D=\frac{D_1\times D_2}{D_1+D_2} \qquad \text{(F.0.4—1)}$$

式中　D_1——“垫板、轨枕弹簧”刚度，混凝土枕轨道即为轨下垫板刚度（N/mm）；

D_2——“道床、路基弹簧”刚度（N/mm），

$$D_2 = \frac{r_2}{y_q} = c \cdot e' \cdot b \cdot a_R$$

2　钢轨基础弹性模量 u

把钢轨视为连续弹性基础上的无限长梁，使钢轨产生单位下沉时，需要在单位长度钢轨上施加于基础的匀布荷载。u 由下式计算：

$$u = \frac{D}{a} \qquad \text{(F.0.4—2)}$$

式中　a——轨枕间距（mm）。

根据实测资料的统计分析，建议 D、u 值见表 F.0.4—1 和表 F.0.4—2 所示。

表 F.0.4—1　钢轨支座刚度 D

轨枕类型	轨下胶垫刚度（kN/mm）	轨道类型	D（kN/mm）
Ⅱ型	110	重型，特重型	30
Ⅱ型	80	重型，特重型	27.2
Ⅲ型	80	重型，特重型	33

F.0.5　轨道结构静力计算方法：

轨道结构的静力值宜按连续支承法计算，视钢轨为连续弹性基础上的无限长梁。

1　单个车轮作用下的计算

均匀连续弹性基础上的钢轨在车轮 P_0 作用下的挠曲曲线如图 F.0.5 所示。

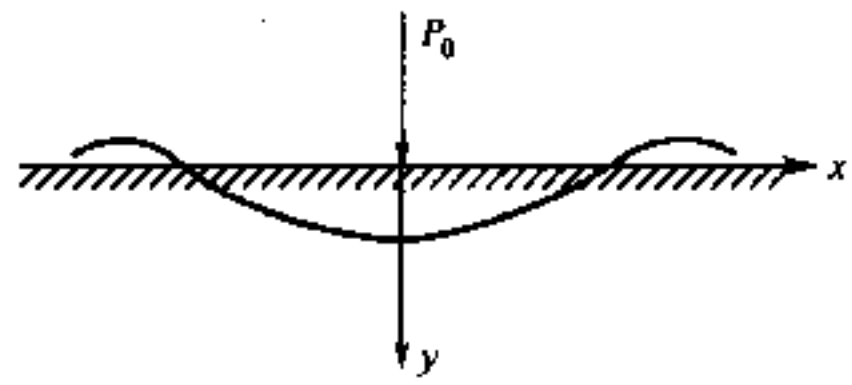


图　F.0.5

挠曲曲线的微分方程为

表 F.0.4—2　混凝土轨枕线路的 α、k 值

钢轨类型(kg/m)	轨枕根数(根/km)	$D=33$ kN/mm				$D=30$ kN/mm				$D=27.2$ kN/mm				$D=25$ kN/mm			
		α (N/mm²)	k(cm⁻¹) 钢轨垂直磨耗(mm)			α (N/mm²)	k(cm⁻¹) 钢轨垂直磨耗(mm)			α (N/mm²)	k(cm⁻¹) 钢轨垂直磨耗(mm)			α (N/mm²)	k(cm⁻¹) 钢轨垂直磨耗(mm)		
			0	3	6		0	3	6		0	3	6		0	3	6
75	1667	55	0.01099	0.01109	0.01125												
60	1760					52.8	0.011982	0.01196	0.012216	47.9	0.011153	0.011671	0.011886				
	1667	55	0.01194	0.01209	0.01228												
50	1760									47.9	0.011293	0.011809	0.011329	38.7	0.012126	0.012141	0.012160

$$\frac{M}{EI}=\frac{1}{\rho}=\frac{-\dfrac{\mathrm{d}^2y}{\mathrm{d}x^2}}{\left[1+\left(\dfrac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}x}\right)^2\right]^{3/2}}$$

式中 ρ——挠曲曲线的曲率半径；

E——钢轨钢的弹性模量；

I——钢轨断面对其水平中和轴的惯性矩，各型钢轨 I 值见表 F.0.6—1。

由于钢轨承受荷载后的变形很小，分母中的$\left(\dfrac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}x}\right)^2$项远比 1 小，可略而不计，于是得

$$M=-EI\frac{\mathrm{d}^2y}{\mathrm{d}x^2} \qquad \text{(F.0.5—1)}$$

以 τ 表示钢轨内部的剪力，以 q 表示钢轨基础的反力强度，则

$$\tau=\frac{\mathrm{d}M}{\mathrm{d}x}=-EI\frac{\mathrm{d}^3y}{\mathrm{d}x^3}$$

$$q=\frac{\mathrm{d}\tau}{\mathrm{d}x}=-EI\frac{\mathrm{d}^4y}{\mathrm{d}x^4}$$

根据计算假设有 $q=yu$，于是得

$$yu=-EI\frac{\mathrm{d}^4y}{\mathrm{d}x^4}$$

令

$$k=\sqrt[4]{\frac{u}{4EI}} \qquad \text{(F.0.5—2)}$$

k 为钢轨基础与钢轨的刚比系数，u 及 k 值见表 F.0.4—2。

故有

$$\frac{\mathrm{d}^4y}{\mathrm{d}x^4}+4k^4y=0 \qquad \text{(F.0.5—3)}$$

解此四阶齐次微分方程，得

钢轨下沉 $y_0=\dfrac{P_0k}{2u}\mathrm{e}^{-kx}(\cos kx+\sin kx)$

钢轨弯矩 $M_0=-EI\dfrac{\mathrm{d}^2y}{\mathrm{d}x^2}=\dfrac{P_0}{4k}\mathrm{e}^{-kx}(\cos kx-\sin kx)$

枕上压力　$Q_0 = qa = auy = \dfrac{P_0 ka}{2} e^{-kx}(\cos kx + \sin kx)$

令

$$\eta_0 = e^{-kx}(\cos kx + \sin kx)$$

$$\mu_0 = e^{-kx}(\cos kx - \sin kx)$$

η_0、μ_0 分别为均匀连续弹性基础上无限长梁的下沉（压力）和弯矩影响线系数。如以 y_0、M_0、Q_0 分别表示静轮重 P_0 作用下的钢轨静下沉量、静弯矩和静枕上压力，则得

$$\left.\begin{aligned} y_0 &= \frac{P_0 k}{2u}\eta_0 \\ M_0 &= \frac{P_0}{4k}\mu_0 \\ Q_0 &= \frac{P_0 ka}{2}\eta_0 \end{aligned}\right\} \qquad \text{(F.0.5—4)}$$

2　轮系作用下的计算

根据力的独立作用叠加原理，可得静轮系作用下的钢轨静下沉、静弯矩和静枕上压力的算式，即

$$\left.\begin{aligned} y_0 &= \frac{k}{2u}\sum P_0\eta_0 \\ M_0 &= \frac{1}{4k}\sum P_0\mu_0 \\ Q_0 &= \frac{ka}{2}\sum P_0\eta_0 \end{aligned}\right\} \qquad \text{(F.0.5—5)}$$

F.0.6　无缝线路钢轨强度检算：

检算轨道各部件的破坏强度时，车轮动荷载采用当量静荷载的最大可能值。考虑速度及偏载的因素，车轮动荷载应由下式计算：

$$\left.\begin{aligned} &v \leqslant 120\ \text{km/h} && P_d = P_0(1+\alpha+\beta) \\ &120\ \text{km/h} < v \leqslant 160\ \text{km/h} && P_d = P_0[(1+\alpha)(1+\alpha_1)+\beta] \end{aligned}\right\}$$

(F.0.6—1)

由轨道结构静力计算式（F.0.5—5）可知，钢轨弯矩 M_0 与

车轮垂直静荷载 P_0 成正比，因此，在垂直当量静荷载的最大可能值 P_d 作用下的钢轨动弯矩 M_d 应按速度分档列出算式，即

$$\left.\begin{array}{ll} v\leqslant 120\ \text{km/h} & M_d = M_0(1+\alpha+\beta) \\ 120\ \text{km/h} < v \leqslant 160\ \text{km/h} & M_d = M_0[(1+\alpha)(1+\alpha_1)+\beta] \end{array}\right\} \quad \text{(F.0.6—2)}$$

钢轨的强度条件是要求轨头及轨底的边缘荷载应力的最大可能值，不超过钢轨钢的屈服强度除以一定的安全系数所得出的容许应力。其表达式如下：

轨头
$$\sigma_{头d} + \sigma_t + \sigma_f \leqslant [\sigma] = \frac{\sigma_s}{K_2} \quad \text{(F.0.6—3)}$$

轨底
$$\sigma_{底d} + \sigma_t + \sigma_f \leqslant [\sigma] = \frac{\sigma_s}{K_2} \quad \text{(F.0.6—4)}$$

式中 $\sigma_{头d}$——轨头边缘荷载应力的最大可能值，

$$\sigma_{头d} = \frac{M_d f}{W_{头}} \quad \text{(F.0.6—5)}$$

$\sigma_{底d}$——轨底边缘荷载应力的最大可能值，

$$\sigma_{底d} = \frac{M_d f}{W_{底}} \quad \text{(F.0.6—6)}$$

$W_{头}$，$W_{底}$——轨头、轨底的截面系数，见表 F.0.6—1；

σ_t——无缝线路钢轨温度应力；

σ_f——钢轨附加应力；

σ_s——经标准拉伸试验所得出的钢轨钢屈服强度，根据国家钢轨钢试验资料统计分析结果，按极限强度 σ_b 的不同等级，σ_s 的取值不同，计算时，可按钢轨的钢号及相应的 σ_b，由表 F.0.6—2 查得；

K_2——安全系数，新钢轨 $K_2 = 1.25$，铝热焊及再用轨 $K_2 = 1.3 \sim 1.35$。

表 F.0.6—1　各型钢轨断面参数表

钢轨垂直磨耗（mm）	钢轨断面参数	单　位	钢　轨　类　型		
			75 kg/m	60 kg/m	50 kg/m
	$b_{底}$	mm	150	150	132
0	$W_{头}$	mm^3	432 000	339 400	250 000
	$W_{底}$	mm^3	509 000	396 000	289 000
	I	mm^4	44 890 000	32 170 000	20 370 000
3	$W_{头}$	mm^3	420 000	318 000	242 000
	$W_{底}$	mm^3	496 000	385 000	283 000
	I	mm^4	43 280 000	30 690 000	19 460 000
6	$W_{头}$	mm^3	405 000	291 000	230 000
	$W_{底}$	mm^3	482 000	375 000	275 000
	I	mm^4	40 890 000	28 790 000	18 270 000

表 F.0.6—2　钢轨钢抗拉强度和屈服强度

序　号	抗拉强度 σ_b（MPa）	屈服强度 σ_s（MPa）
1	785	405
2	≥880	≥457

附录 G　无缝线路缓冲区预留轨缝计算

G.0.1　无缝线路缓冲区宜设置 2～4 根缓冲轨，在其中部当设有胶接绝缘接头时，该处轨缝应保持不变，宜为 8～10 mm。需要计算的预留轨缝应为长轨条与缓冲轨之间的轨缝、相邻缓冲轨之间的轨缝。在最高轨温时两轨端不顶紧，在最低轨温时轨缝不应超过构造轨缝，螺栓不受弯。对于普通无缝线路、跨区间无缝线路、区间无缝线路，均应计算缓冲区预留轨缝。

1　长轨条一端伸缩量 $\Delta_{长}$ 由下式计算，见图 G.0.1：

$$\Delta_{长}=\frac{(P_{t\max}-P_j)^2}{2EF\cdot r} \qquad (G.0.1—1)$$

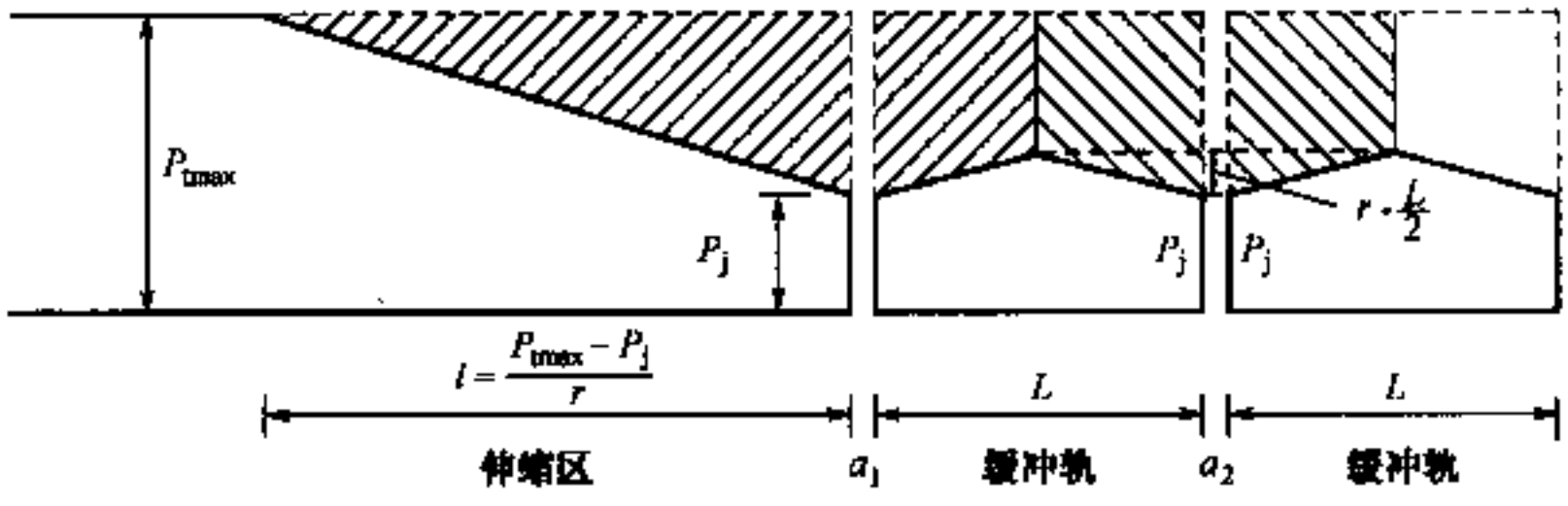


图 G.0.1　无缝线路轨缝示意图

2　缓冲轨一端伸缩量 $\Delta_{缓}$ 由下式计算，见图 G.0.1：

$$\Delta_{缓}=\frac{1}{2EF}\left[(P_{t\max}-P_j)\cdot L-\frac{1}{4}rL^2\right] \qquad (G.0.1—2)$$

式中　$P_{t\max}$——钢轨温度拉力或压力的最大值（N）；

L——缓冲轨长度（m）；

其他符号意义同前。

3　预留轨缝的计算

冬季轨缝不应超过构造轨缝的条件：

$$a_1 \leqslant a_g - (\Delta_{长} + \Delta_{缓})$$

$$a_2 \leqslant a_g - 2\Delta_{缓} \qquad \text{(G.0.1—3)}$$

夏季轨缝不顶紧的条件：

$$a_g - a_1 \geqslant \Delta_{长} + \Delta_{缓}$$

$$a_g - a_2 \geqslant 2\Delta_{缓} \qquad \text{(G.0.1—4)}$$

式中 a_1——长轨条与缓冲轨之间预留轨缝值（mm）；

a_2——相邻缓冲轨间预留轨缝值（mm）；

a_g——钢轨接头构造轨缝，取 18 mm；

$\Delta_{长}$——长轨条一端的收缩量或伸长量（mm）；

$\Delta_{缓}$——缓冲轨一端的收缩量或伸长量（mm）。

附录 H　桥上无缝线路轨道伸缩力、挠曲力计算

H.0.1　计算假设

1　桥梁固定支座能完全阻止梁的伸缩，不计活动支座对梁纵向位移的影响。

2　梁的温度变化为单方向的升温或降温，不考虑梁温升降交替变化的影响。

3　计算挠曲力时，简支梁按两跨梁上布置列车荷载计算，连续梁在边跨或在固定支座至一侧梁端的多跨梁上布置列车荷载计算。

4　不考虑伸缩力、挠曲力的相互影响，伸缩力、挠曲力分别计算。

H.0.2　计算参数

1　梁温度差取值应符合以下规定：

有碴轨道混凝土梁　15 ℃

无碴轨道混凝土梁　20 ℃

钢　　梁　25 ℃

2　有碴轨道线路（每轨）纵向阻力 r 取值应符合以下规定：

1）桥上无缝线路采用与桥梁两端路基无缝线路一致的轨道结构。

计算伸缩力，纵向阻力取 70 N/cm。

计算挠曲力，轨面无载时，纵向阻力取 70 N/cm；轨面有载时，机车下纵向阻力取 110 N/cm，车辆下纵向阻力取 70 N/cm。

计算断轨力，纵向阻力取 110 N/cm。

2）桥上无缝线路采用与桥梁两端路基无缝线路不同的轨道结构，且扣件的扣压力以及摩擦系数低于路基无缝线路时，线路纵向阻力 r 应按下式计算：

$$r = 2\xi P\mu / a \qquad \text{(H.0.2—1)}$$

式中 ξ——线路纵向阻力系数：

计算伸缩力取 0.65；

计算挠曲力，轨面无载时取 0.65；轨面有载时，机车下阻力系数取 1.0，车辆下阻力系数取 0.65；

计算断轨力取 1.0；

P——单个扣件的扣压力（N）；

μ——钢轨与轨下胶垫的综合摩擦系数：

轨下胶垫为橡胶垫板时取 0.8；轨下胶垫为不锈钢复合胶垫或钢轨与铁垫板直接接触时取 0.5；

a——轨枕间距（cm）。

3 无碴轨道线路（每轨）纵向阻力计算应符合以下规定：

1）钢梁桥上采用 K 型分开式扣件，扣件布置形式为 1 紧——n 松——1 紧（螺母扭力矩为 80～120 N·m），线路纵向阻力 r 值应按下式计算：

$$r = \xi(P_1 + nP_2)/(n+1)a \qquad \text{(H.0.2—2)}$$

式中 ξ——线路纵向阻力系数：

计算伸缩力取 0.75；

计算挠曲力，轨面无载时取 0.75；轨面有载时，机车下阻力系数取 1.15，车辆下阻力系数取 0.75；

计算断轨力取 1.0；

P_1——扣紧轨底的 K 型扣件节点阻力，取 7 500 N；

P_2——不扣紧轨底的 K 型扣件节点阻力，取 500 N；

a——轨枕间距（cm）。

2）混凝土桥梁无碴轨道，扣件的扣压力以及摩擦系数低于路基无缝线路时，线路纵向阻力 r 值应按式

（H.0.2—1）计算。

式中　ξ——线路纵向阻力系数：

计算伸缩力取 0.75；

计算挠曲力，轨面无载时取 0.75；轨面有载时，机车下阻力系数取 1.15，车辆下阻力系数取 0.75；

计算断轨力取 1.0；

P、μ、a 意义同前。

H.0.3　计算原理

各种桥跨结构伸缩力、挠曲力计算原理基本相同，因此主要以伸缩力为例，介绍当无缝线路固定区设在桥上，且相邻两孔梁的固定、活动支座同墩情况下的计算方法。

1　变形平衡方程

图 H.0.3—1 为单跨简支梁，梁因升温 ΔT 而伸长，梁的各截面向活动端位移，位移曲线见图中斜线 BG 所示，梁位移量由下式计算：

$$\Delta_i = \alpha \cdot l_i \cdot \Delta T \qquad \text{(H.0.3—1)}$$

式中　Δ_i——梁截面 i 处的位移量；

l_i——截面 i 至固定支座的距离；

α——线膨胀系数，钢梁为 11.8×10^{-6}/℃，钢筋混凝土梁为 10×10^{-6}/℃。

梁各截面位移时，带动梁上道床、轨枕位移，轨枕位移使扣件阻力作用于钢轨并使钢轨向梁的活动端位移。钢轨位移受到桥梁两端线路纵向阻力的约束，活动端以外的线路纵向阻力阻止钢轨向桥外位移，使活动端附近钢轨产生压力；固定端以外的线路纵向阻力抵抗钢轨向活动端方向位移，使固定端附近钢轨产生拉力，从而形成钢轨伸缩力，见图H.0.3—1(1) 所示的折线 AB′K′DE′F。同理，若梁因降温而缩短，固定端附近钢轨产生压力，活动端附近钢轨产生拉力，其数值大小不变，符号相反。

钢轨因受伸缩力的作用，各截面向梁的活动端位移曲线见图

H.0.3—1(2) 所示的 abkdef，其纵坐标即为任一截面 i 的位移量，由下式计算：

$$y_i = \sum \omega_i / EF$$

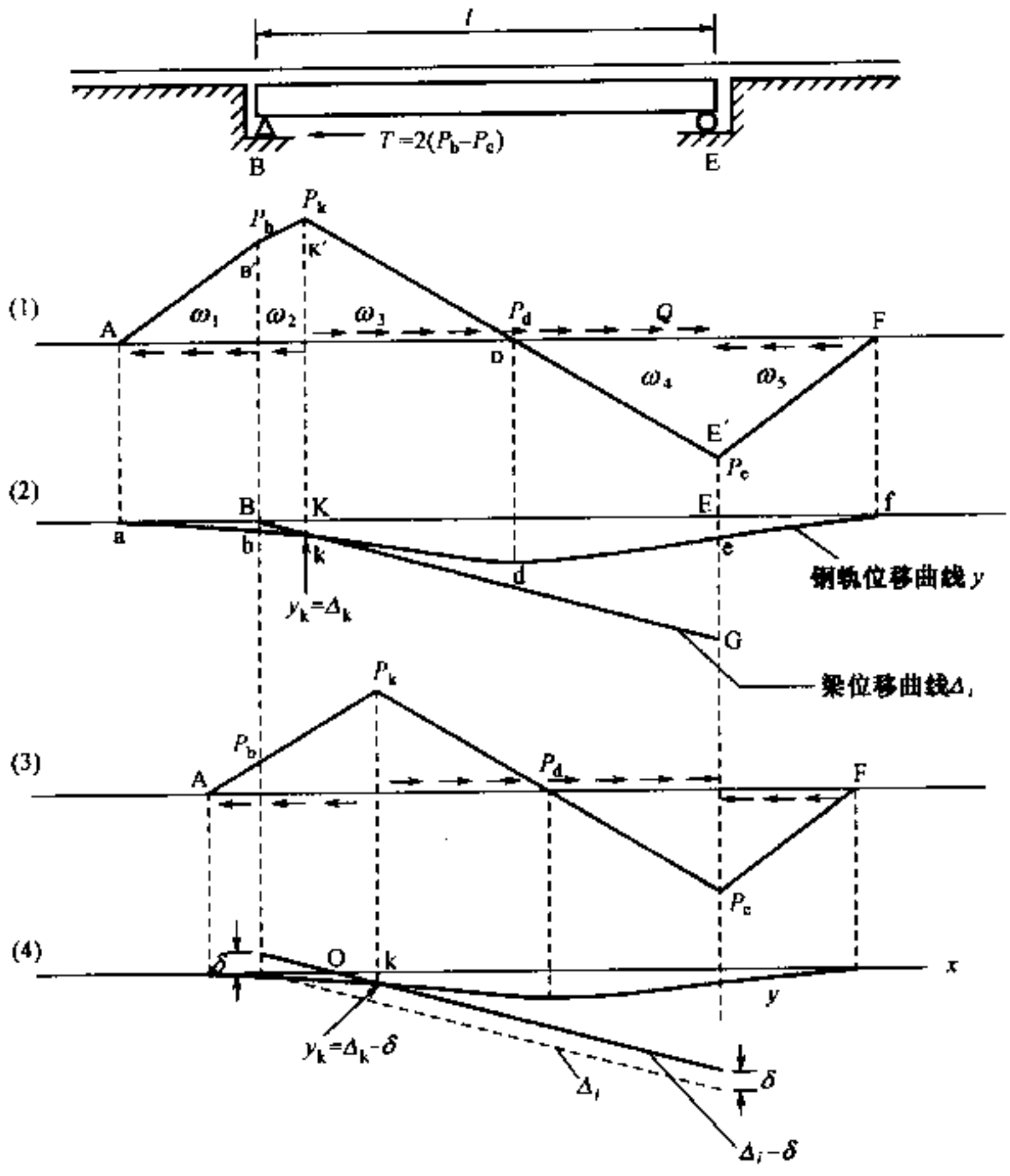


图 H.0.3—1　单跨梁增温时伸缩力及梁轨位移

式中　y_i——钢轨截面 i 的位移量；

$\sum \omega_i$——钢轨截面 i 以左（或以右）的伸缩力图面积之代数和。图中伸缩力图所包围的面积有 5 个，$i = 1 \sim 5$。

由于无缝线路固定区设在桥上，所以由伸缩力引起的钢轨拉伸变形和压缩变形的代数和等于零，即

$$\sum \omega_i / EF = 0 \qquad \text{(H.0.3—2)}$$

式（H.0.3—2）即为计算伸缩力的变形平衡方程式，也可以用 $y_0 = 0$ 或 $y_f = 0$ 表示。也就是说，在梁的左侧或右侧路基上，伸缩力的始、终点，其钢轨位移应为零。

2 变形协调方程

仅根据变形平衡方程式计算伸缩力是不够的，还必须补充一个变形协调方程。

梁上线路纵向阻力的作用方向取决于梁、轨相对位移。如图H.0.3—1(2) 所示，梁的位移量 Δ_x 小于钢轨位移量 y_x 时，纵向阻力阻止钢轨向梁的活动端移动，见图 H.0.3—1(2) 的 BK 段；当梁的位移量 Δ_x 大于钢轨位移量 y_x 时，纵向阻力使钢轨向梁的活动端移动，见图中的 KE 段。因此，梁上产生梁、轨位移相等的截面 K，K 点处线路纵向阻力改变方向，则以下变形协调方程式成立：

$$y_k = \Delta_k \qquad \text{(H.0.3—3)}$$

由式（H.0.3—2）和式（H.0.3—3）即可计算简支梁伸缩力，需要求解的未知量为 l_0（或 P_1）和 l_{ki}（或 P_{ki}）。

钢轨伸缩力反作用于梁并传至固定支座和墩台，由于墩台身水平线刚度的影响，墩台承受纵向力后将产生墩台顶位移。墩台顶位移又将使梁上钢轨伸缩力重新分布。图 H.0.3—1 (3)、(4) 为单跨梁台顶有纵向位移时伸缩力的分布。台顶位移使桥跨产生平移，其方向与梁伸缩方向相反。梁的实际位移曲线应向上平移 δ，与 x 轴交于 O 点，如图中实线所示，则梁的实际位移 $\Delta_{\delta i}$ 由下式计算：

$$\Delta_{\delta i} = \Delta_i - \delta \qquad \text{(H.0.3—4)}$$

式中 δ——墩台顶纵向位移，

$$\delta = \frac{T}{K}$$

T——作用于墩台的伸缩纵向力，单线墩台按桥跨两端钢轨伸缩力之差计算，即 $T = 2(P_b - P_e)$；

K——墩台水平线刚度。

将式（H.0.3—3）改写为

$$y_k = \Delta_{\delta k} \qquad \text{(H.0.3—5)}$$

由图 H.0.3—1(4) 可见，梁的位移曲线相对 O 点向两端伸或缩，O 点相当于不动点。O 点以右，梁各截面位移量相对虚线减少 δ，使支座 E 处伸缩压力减少；O 点以左，梁各截面位移量相对虚线反向增加 δ，支座 B 处伸缩拉力下降。因此，作用于墩台的纵向力也相应减小。

由上分析，由于墩台身水平线刚度的影响，伸缩力计算的基本方程式为

$$\begin{cases} \sum \omega_i / EF = 0 \\ y_k = \Delta_{\delta k} \end{cases}$$

式中 $\Delta_{\delta k} = \Delta_k - \delta$。当 $\delta = 0$ 时，式（H.0.3—5）与式（H.0.3—3）相同。所示 $\delta = 0$ 是不计墩台身水平线刚度的特例。

当桥梁为多跨时（图 H.0.3—2），应根据各墩台水平线刚度分别计算各梁的位移，方程式为

$$\begin{cases} \sum \omega_i / EF = 0 \\ y_{k1} = \Delta_{\delta k1} \\ y_{k2} = \Delta_{\delta k2} \\ y_{kn} = \Delta_{\delta kn} \end{cases}$$

式中 $\Delta_{\delta kj} = \Delta_{kj} - \delta_j$，$j = 1 \sim n$；

$$\delta_j = \frac{T_j}{K_j} = \frac{2\ (P_j - P_{j+1})}{K_j}。$$

方程的边界条件为：$x = 0$（或 $x = 0_1$）时，$y = 0$，$P = 0$。伸缩力的始终点均满足边界条件。

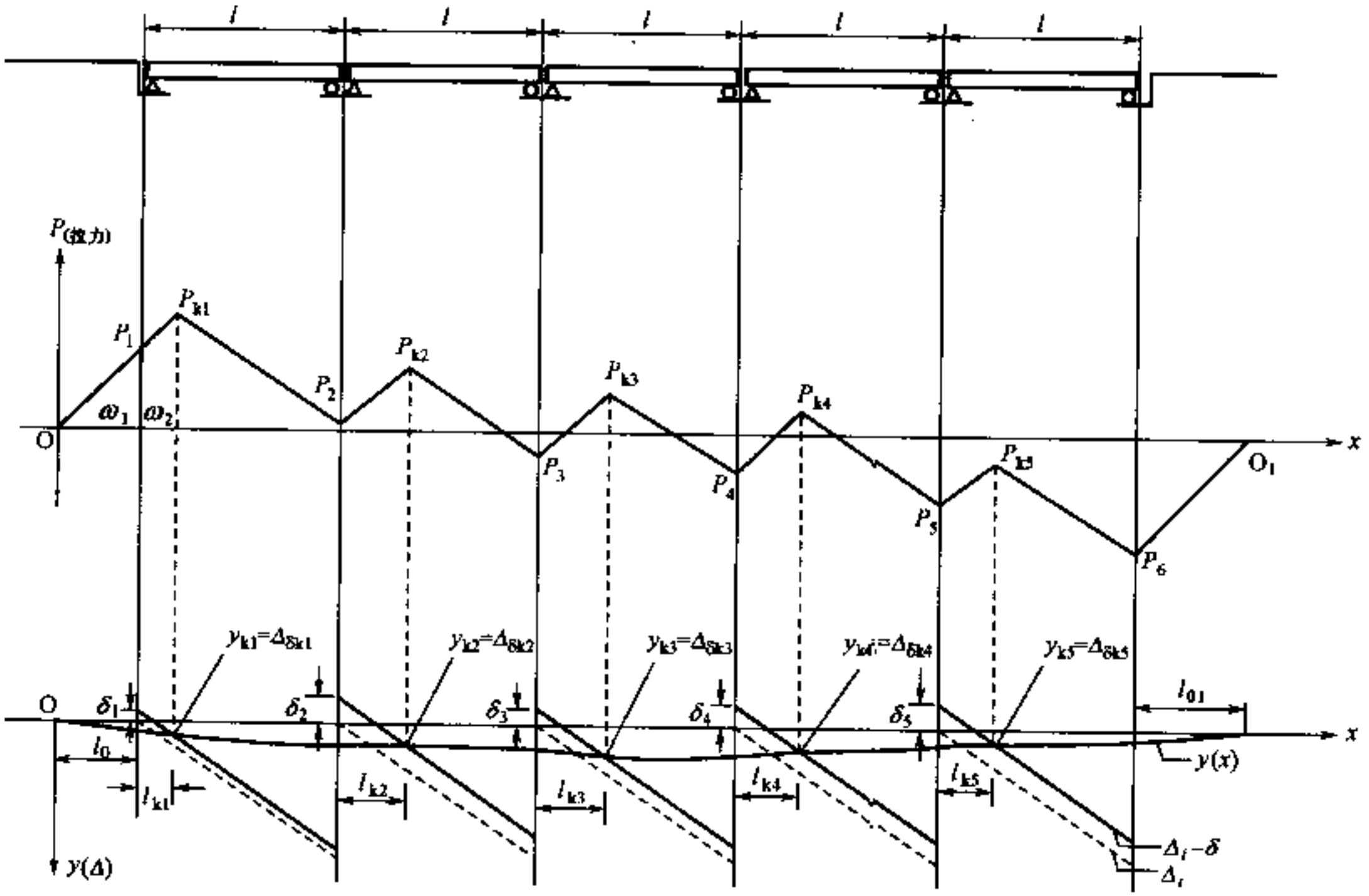


图 H.0.3—2　多跨梁增温时伸缩力及梁轨位移

H.0.4　计算方法

1　平衡微分方程

在钢轨计算长度范围内，截取一微段长度 $\mathrm{d}x$，其所受的力如图 H.0.4—1 所示。

由静力平衡条件 $P+\mathrm{d}P=P+r\cdot\mathrm{d}x$ 得

$$\frac{dP}{\mathrm{d}x}=r \qquad \text{(H.0.4—1)}$$

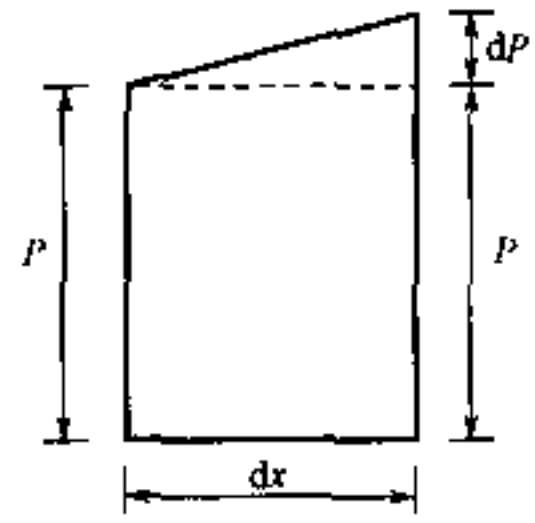


图 H.0.4—1

在力的作用下，$\mathrm{d}x$ 微段的变形量为 $\mathrm{d}y$，近似由下式表示：

$$\frac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}x}=\frac{P}{EF} \qquad \text{(H.0.4—2)}$$

对上式进行微分，将式（H.0.4—1）代入，并注意到纵向阻力的正负方向，得

$$\frac{\mathrm{d}^2y}{\mathrm{d}x^2}=\pm\frac{r}{EF} \qquad \text{(H.0.4—3)}$$

式中　E——钢轨钢的弹性模量；

F——钢轨的断面面积；

r——线路纵向阻力；

y——钢轨位移。

式中 y 值等于计算截面以左（或以右）伸缩力引起钢轨位移量的代数和，如 $y_{k1}=y_0+y_1=\dfrac{\omega_1+\omega_2}{EF}=\dfrac{1}{2EF}[P_1l_0+(P_1+P_{k1})l_{k1}]$。

式（H.0.4—2）中，y'为钢轨位移曲线的斜率，$y'EF$ 表示钢轨伸缩力，当 $y'=0$ 时，$P=0$。图中 $P=0$ 时，在钢轨位移曲线上的对应点，满足 $y'=0$ 的条件是钢轨位移的极值点。

式中 y''为钢轨位移曲线的拐点。当 $y''=0$ 时，y'及 P 取得极值，见图中支座处及梁、轨位移相等处的各点 P_j、P_{kj}。y''还表示线路纵向阻力及作用方向。

2　计算伸缩力

计算5跨梁伸缩力，采用数值解法。计算可从固定端（或活动端）开始；假设 l_0，l_0 为坐标原点与固定支座桥台的距离，该处 $x=0$，$y_0=0$，$P_0=0$。

计算 P_1，$P_1=rl_0$。由式（H.0.2—1）计算 $y_{k1}=\Delta_{k1}$及 l_{k1}、P_{k1}，并求得 $P_2=P_{21}$。

计算 δ_1，$\delta_1=\dfrac{2(P_1-P_{21})}{K_1}$，由式（H.0.2—1）计算 $y_{k1}=\Delta_{\delta k1}$及 l_{k1}、P_{k1}，并求得 $P_2=P_{22}$。再计算 δ_1，$\delta_1=\dfrac{2(P_1-P_{22})}{K_1}$，计算 $y_{k1}=\Delta_{\delta k1}$及 l_{k1}、P_{k1}，并求得 $P_2=P_{23}$。若 P_{23}与 P_{22}相等，则第一跨计算完毕。从 $P_2=P_{23}$开始，用同样方法计算第二跨，直到最后一跨及以外的路基，当 $x=0_1$ 时，$P_{01}=0$、$y_{01}=0$，说明满足方程式（H.0.3—2）的平衡条件，计算完毕。

若 $y>0$ 或 $y<0$，说明假设的初值 l_0 偏大或偏小，需要调整 l_0 重新试算。但计算结果很难满足 P_{01}和 y_{01}同时等于零，一般对于 y_{01}给出误差 $\pm\varepsilon$，当 $y_{01}<|\varepsilon|$时，便不需要再试算下去。

3　伸缩力计算结果

等跨简支梁桥，若桥梁跨数很多，根据计算经验，最大伸缩力产生在桥梁边跨及附近，中间各跨伸缩力小且基本成对称分布，因此可简化为计算5～7跨。

1）钢轨伸缩力

各跨相等的简支梁桥，梁升温时最大伸缩压力为 P_{n+1}，产生在有活动支座的桥台断面；最大伸缩拉力为 P_{k1}，产生在有固定支座桥台的梁跨上；轨道稳定性检算应计入伸缩压力 P_{n+1}。梁降温时伸缩力大小不变，但符号相反。检算钢轨受拉力强度时，应计入伸缩拉力 P_{n+1}。

2）墩台、支座伸缩力

墩台、固定支座承受的伸缩力按一孔梁上钢轨伸缩力之差取值，即 $T_j=2(P_j-P_{j+1})$。

4　挠曲力计算

挠曲力计算原理和计算方法与伸缩力的计算基本相同。

简支梁挠曲力分布如图 H.0.4—2 所示，计算的基本方程式与伸缩力基本相同，即

$$\begin{cases}\sum \omega_i/EF=0\\ y_{k1}=\Delta_{\delta k1}\\ y_{k2}=\Delta_{\delta k2}\\ y_{k3}=\Delta_{\delta k3}\end{cases}$$

式中 $\Delta_{\delta k1}=\delta_1$，$\Delta_{k1}=0$，$\delta_1$ 为车前方墩台顶位移引起的桥跨平移，

$$\delta_1=\frac{2(P_1-P_2)}{K_1}$$

$$\Delta_{\delta k2}=\Delta_{k2}-\delta_2 \qquad \delta_2=\frac{2(P_2-P_3)}{K_2}$$

$$\Delta_{\delta k3}=\Delta_{k3}-\delta_3 \qquad \delta_3=\frac{2(P_3-P_4)}{K_3}$$

Δ_{k2}、Δ_{k3}分别为列车荷载作用下梁挠曲在 K_2、K_3 点所引起的纵向位移。

计算略去列车后部桥跨在挠曲力作用下的桥跨平移。

简支梁钢轨最大挠曲拉力为 P_2；列车前方及列车作用的桥跨墩台、固定支座承受的挠曲力按一孔梁上钢轨挠曲力之差取值。

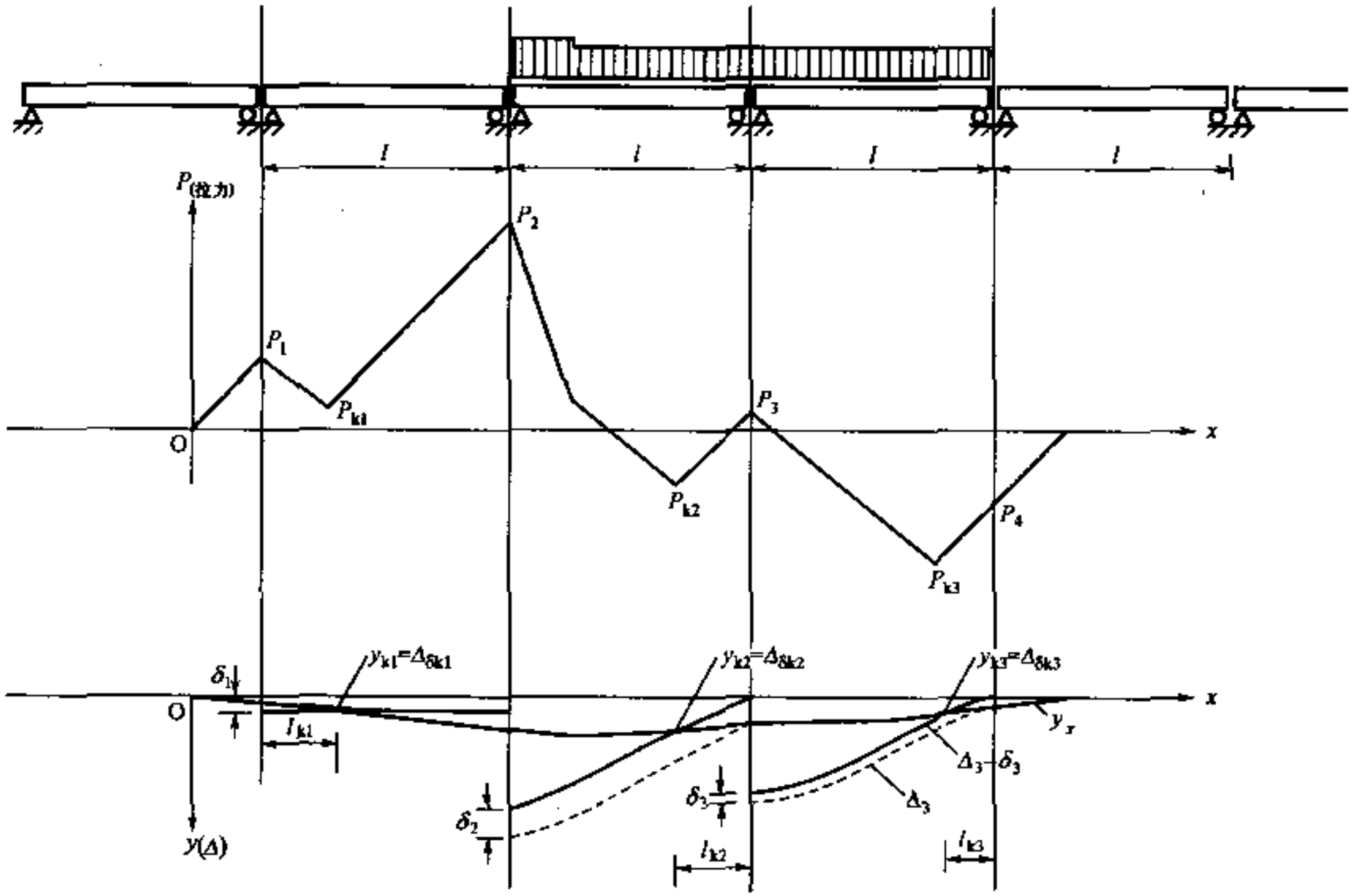


图 H.0.4—2　简支梁挠曲力及梁轨位移

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，在一定条件可以这样做的，采用“可”。

《铁路轨道设计规范》
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 本规范是按照我国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160 km/h的1 435 mm标准轨距铁路常用机车、车辆、信联闭设备、标准轨距铁路机车车辆限界和建筑限界、运输性质和运营特点编制的。考虑受牵引特性、计算荷载、几何尺寸的限制，故本规范只适用于铁路网中1 435 mm标准轨距的铁路轨道设计。

客货列车共线运行是指线路的主要技术标准必须同时满足客、货两种列车的运输要求，这与“货运专线”和“客运专线”是有明显区别的。

提高列车速度始终是铁路交通运输技术发展的主要目标之一。随着我国人民生活水平的提高，时效观念的增强，提高客货列车速度已成为提高运输质量的重要内容。铁路科学技术的发展、技术装备的改善，为提高列车速度提供了物质基础。因此，根据《铁路主要技术政策》的要求，将主要干线的客货列车共线运行铁路的旅客列车最高设计行车速度提高到200 km/h。考虑到《新建时速200公里客货共线铁路设计暂行规定》是针对旅客列车最高行车速度200 km/h而制定的暂行规定，故本规范将旅客列车设计行车速度定为等于或小于160 km/h。

铁路轨道由于曲线超高的设置，一般最高列车行车速度与最

低行车速度之差不宜超过50%，这样从运营条件分析方为经济。但列车作用于轨道上的荷载是动荷载，此动荷载的作用主要取决于列车轴重与行车速度，轴重大速度低与轴重小速度高的动力响应是相接近的，但轴重大对钢轨的接触应力加剧远超过轴重轻的，轴重大对轨面不平顺度的形成也远超过轴重轻的。列车行车速度高，由于列车运行对轨道振动加剧，对有碴道床石碴的粉碎会加剧；但轴重大对道床板结加快远超过轴重轻的列车作用。轮轨接触最大剪应力 τ_{max} 从本规范说明表4.0.1—2可以看出，其取决于车辆的轴重与轮径，最大轮轨接触剪应力不仅会加剧钢轨的疲劳，严重时还会造成轨面的伤损，从而危及行车安全。因此，在列车行车速度匹配的同时，列车轴重的匹配是不能忽视的。

1.0.3 按运量（包括客运量和货运量）划分铁路等级，是世界各国广泛采用的分级办法。修建铁路的经济效益，首先体现在运量上，如果没有运量，也就没有铁路的经济效益。铁路规范基本上都是以运量作为划分铁路等级的主要指标。随着铁路建设的技术发展，旅客列车行车速度不断提高，列车行车速度的高低，不仅与铁路运量密切相关，而且也是铁路运输在整个交通网内能否占据更大份额的至关重要因素。行车速度是铁路综合性技术指标，是铁路技术装备、技术标准、运营管理水平的重要标志，是铁路重大技术政策之一，它关系到铁路的运输能力、机车车辆购置、列车能时消耗、运输成本、客货在途损失等一系列技术运营指标，也关系到铁路工程费等经济指标。随着时间的推移，铁路设计水平、施工水平、检测水平、管理水平已与世界铁路先进水平相接近，线路开通速度达到设计速度就是上述水平的具体体现，也是我国铁路建设管理与国际接轨的一项重要措施。因此，旅客列车设计行车速度也是轨道类型划分的一项重要条件。

铁路运量是随着国民经济的发展逐渐增长的。铁路建设技术水平也随着时间的推移在不断提高。旅客列车行车速度也是铁路

现代化的重要标志之一，轨道类型是确保设计速度与线路运营交付使用的速度一致的铁路构筑物中的一项关键设备。因此，轨道类型的选择应与设计线路在铁路网中的作用、旅客列车对数、旅客列车设计行车速度、轴重、线路等相匹配，以满足运输要求。将运量、列车行车速度作为划分轨道类型的依据是理所当然的。

1.0.4～1.0.5 轨道结构是确保铁路开通速度与设计速度的线路建筑物。在基础设施满足列车设计行车速度要求的前提下，轨道结构就是确定能否满足旅客列车设计行车速度的关键因素。一般以客运为主或全为客运的线路，轨道结构钢轨均在 60 kg/m 及以上。例如城市轻轨交通，尽管轴重很轻，但一般均选择 60 kg/m 及以上钢轨，这主要是为了确保旅客乘坐舒适和安全。客货共线铁路运量越大，钢轨应越重，才能满足运输强度的要求。

借鉴国外高速铁路建设和运营理论，结合我国秦沈客运专线建设实践，参考既有线提速经验。一般重载线路或旅客列车设计行车速度在 120 km/h 以上的铁路轨道采用无缝线路，既是运营要求也是旅客乘坐舒适和降低噪声的要求。考虑桥梁和隧道内，一是基础条件稳定，二是减少维修运营成本，可以选择整体道床式的无碴轨道。

轨道结构是由钢轨、扣件、轨枕及道床等部件组成。钢轨类型很多，常用的有 43 kg/m、50 kg/m、60 kg/m、75 kg/m 等型号钢轨；扣件分为弹性扣件、刚性扣件，其中扣件又由弹条、扣板、螺旋道钉、螺母、平垫圈、胶垫等组成；轨枕分为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ型混凝土枕、桥枕、岔枕，另外还有木枕等。这些轨道部件，强度、刚度、使用的耐久性均不相同，因此各部件的合理匹配十分重要。例如：60 kg/m 钢轨应使用弹性扣件，50 kg/m 钢轨根据运营需要可用弹性扣件，也可用刚性扣件。胶垫的应用也必须与列车运行所需轨道弹性相匹配。但这些部件的设计基准期不同，钢轨使用期一般在 15～20 年，混凝土枕设计基准期为 50 年，而扣件的使用期相对较短。不论使用期长短，轨道部件均会

发生损坏，需要更换与修理。因此部件的标准化、系列化、通用化尤为重要，方便设备修理，缩短修理时间对运营的影响是轨道设计的一项基本技术准则。轨道部件的系列化是轨道结构合理匹配的科学原则。轨道部件的标准化、通用化是方便设备修理的必要条件；实现轨道部件的系列化是轨道结构能够最大满足列车平稳运行的充分条件。

1.0.6 轨道是由钢轨、扣件、轨枕及道床等组成，列车荷载由他们共同工作并传递给路基，因此各部件的精度应合理配套，整体结构共同提高，才能减少设备维修对运营的影响。车轮在轨道上连续通过，轨道设备的质量应该是在合格的基础上均匀一致，才能确保列车平稳运行，轨道质量均衡，系指轨道结构满足列车运行条件的基础上，轨道的质量状态基本一致，不出现忽好忽坏；这样机车车辆运行时，受力状态变化幅度最小，从而可延长列车部件的疲劳寿命，也会使线路轨道修理周期趋于一致，同时也可使轨道的修理工作量达到最大节省。结构等强是指轨道结构各部件强度在铁路运营期间，部件结构强度得以充分发挥，其使用周期内达到均匀损耗。弹性连续是指轨道结构的刚度趋于一致，使列车运行时不会造成列车因为轨道结构刚度不一致，引起列车摇晃致使旅客乘坐不适，甚至加剧列车的机械部件磨损。合理匹配是指轨道结构各部件受力合理，部件使用周期更经济。质量均衡、结构等强、弹性连续、合理匹配是提高轨道结构整体承载能力的前提，因此尤为重要。

1.0.7 改建既有线和增建二线，将拆换下来的能够再用的轨道部件经过整修在本线和次要线路上继续使用，是降低工程造价的合理措施。

1.0.8 现行国家标准《标准轨距铁路机车车辆限界》(GB 146.1)和《标准轨距铁路建筑限界》(GB 146.2) 是对铁路建筑物和设备、机车车辆几何尺寸的限制，要求铁路一切建筑物和设备在任何情况下均不能侵入建筑限界，机车车辆的一切部位在任何情况

下均不超出机车车辆限界，否则将危及行车安全和作业人员的人身安全。因此规定铁路建筑物和设备的限界应符合上述现行国家标准的规定。

1.0.9 环境是指以人类为主体的外部世界，即人类赖以生存和发展的物质条件综合体。人类环境包括自然环境和社会环境。《中华人民共和国环境保护法》所称的环境是：影响人类生存和发展的各种天然的和经过人工改造的自然因素的总体。因此，重视保护环境，构筑物与环境协调，才能形成不影响人类赖以生存和发展的物质条件综合体。

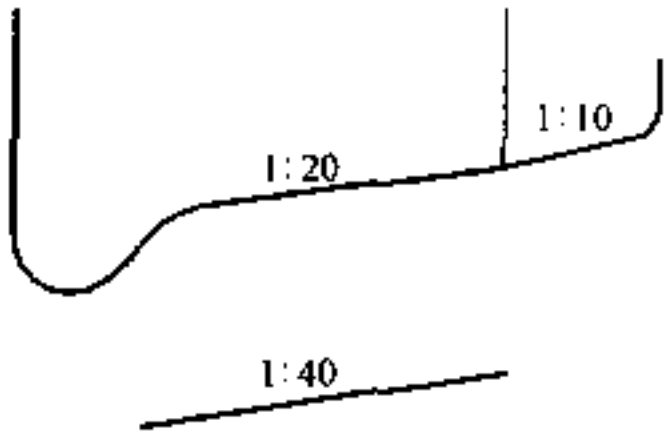
3.0.1 轨道是铁路运输的主要技术设备之一。它由钢轨、轨枕、道床、道岔、联结零件和防爬设备等主要部件组成。它的作用是引导机车车辆运行，直接承受由车轮传来的荷载，并把它传布给路基或桥隧构筑物。因此，新建和改建铁路的轨道结构，应具有足够的强度、刚度、稳定性和规定的几何形位，以保证列车按规定的速度安全运行，并满足少维修的原则要求。

3.0.2 钢轨的轨底坡是由铁垫板或轨枕承轨槽形成的。它是轮轨关系中轨道受力计算和轨道部件设计的一项重要参数。世界各国铁路轨道对钢轨的轨底坡大致分两种：一种为 1:40，如我国、日本（见说明图 3.0.2—1）；另一种为 1:20，如法国、德国等一些欧洲国家铁路（见说明图 3.0.2—2）。轨底坡与轮缘踏面坡度相匹配，才能使轮轨受力更趋于合理，同时对钢轨的磨耗也会有利。我国车辆轮缘踏面为 1:20 至 1:10，其对应轨底坡以 1:40 为合适。

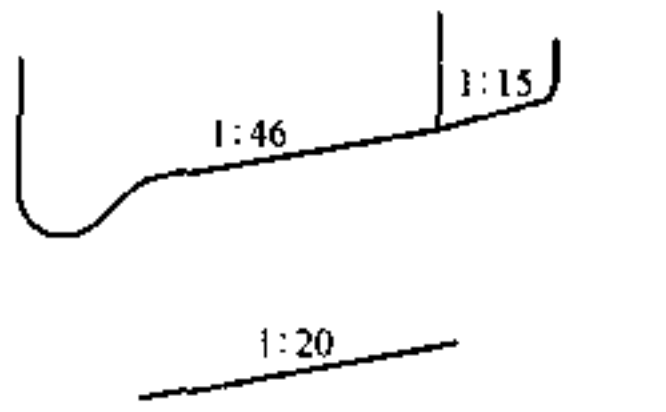
另外，轨底坡与轨距、扣件受力均关系密切，以 60 kg/m 钢轨而言，若由 1:40 轨底坡改为 1:20，两者引起的轨距差约9 mm，对扣件的横向力也有很大的影响。本规范考虑轨底坡在规范设计中一直没有规定，故本条给予了明确，以利设计者之用。

3.0.3 列车的行驶速度与外轨超高不相适应时，就会出现欠超高或过超高。设置超高时，不仅要保证旅客的乘坐舒适，同时要

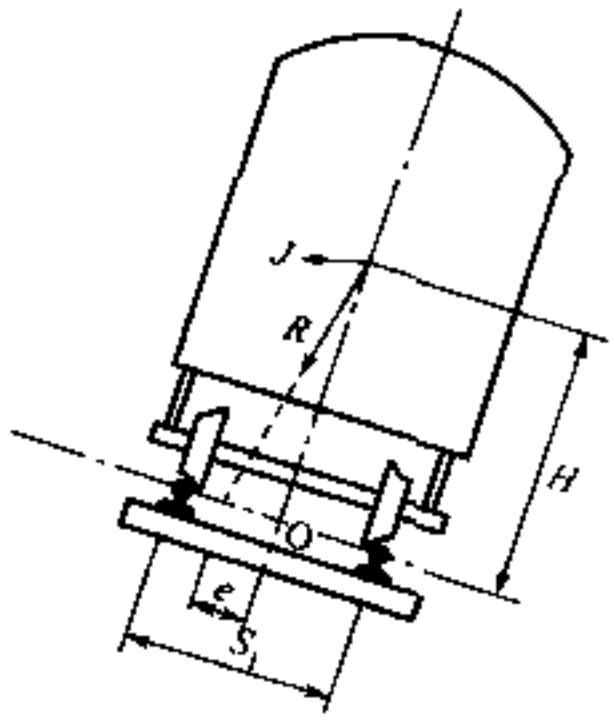
保证行车的稳定性。车辆在曲线上运行时，受到重力、离心力、风力等的共同作用，如说明图 3.0.3—1 所示。列车停止或以低速驶于超高很大的曲线轨道时，存在着倾覆的危险性。为保证行车安全，必须限制外轨超高的最大值。当上述诸力的合力 R 作用线通过轨道中心 O 时，车辆处于稳定状态。当存在着欠超高或过超高时，合力作用点的位置就会偏离轨道中心一定距离 e。要保证车辆的稳定性，就需保证在最不利的条件下合力作用线不会落在车轮支承点之外，即偏心距 e 要小于轨道中心距之半，$e < S_1/2$。



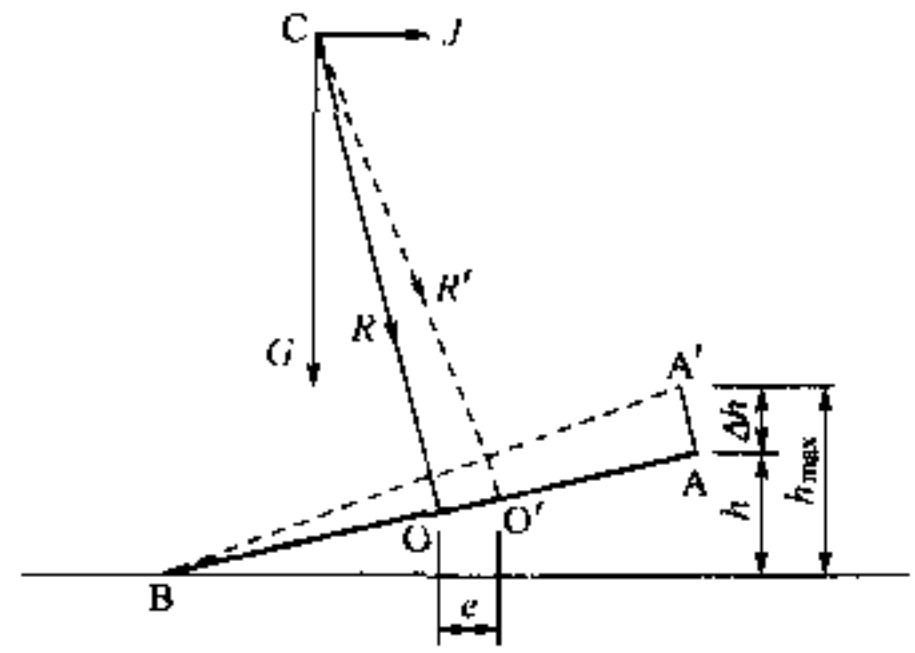
说明图 3.0.2—1　中国、日本的轮缘踏面及轨底坡



说明图 3.0.2—2　德国轮缘踏面及轨底坡



说明图 3.0.3—1



说明图 3.0.3—2

S_1 为两股钢轨轨头中心距，可视作车轮支承点间的距离。偏心距的大小直接影响车辆行驶的稳定程度，用稳定系数 n 表

示车辆行驶的稳定性：

$$n=\frac{S_1/2}{e}=\frac{S_1}{2e} \qquad \text{（说明 3.0.3—1）}$$

当 $e=0$ 时，$n=\infty$，车辆处于绝对稳定状态；

当 $e=S_1/2$ 时，$n=1$，车辆处于临界稳定状态；

当 $e>S_1/2$ 时，$n<1$，车辆处于不稳定状态；

当 $e<S_1/2$ 时，$n>1$，车辆处于稳定状态。

为保证列车行驶的稳定性，超高设置应得当，务使 $n>1$，即 $e<S_1/2$。超高设置过大，当列车在曲线上以低速运行时，会使偏心距 e 增大，列车重量偏压在里股钢轨上，加剧里股钢轨磨耗甚至轨头压溃。如在曲线上停车，车体向内倾斜量也大，易滚易滑的货物可能产生位移，极端情况下可能造成列车倾覆，对行车安全不利。

偏心距 e 的大小与未被平衡超高 Δh 有一定关系。由说明图 3.0.3—2 可知，若外轨超高 h 与车速 v 相适应，合力 R 通过轨道 O。如有欠超高 Δh，合力 R' 将与轨顶面线相交于另一点 O′。如说明图 3.0.3—2 所示，CO 垂直于外轨超高为 h 的轨顶连线 BA，CO′垂直于外轨超高为 $h-\Delta h$ 的假想轨顶联线 BA′。

因∠OCO′＝∠ABA′，△COO′与△BAA′相似，故

$$OO':CO=AA':BA$$

又 $OO'=e$（偏心距），$CO=H$（我国车辆重心至轨面的高度标准为：货车 $H=2\,220$ mm，客车 $H=2\,057.5$ mm），$AA'=\Delta h$，$BA=S_1$，故

$$\frac{e}{H}=\frac{\Delta h}{S_1} \qquad e=\frac{H}{S_1}\Delta h \qquad \text{（说明 3.0.3—2）}$$

将式（说明 3.0.3—2）代入式（说明 3.0.3—1）得

$$n=\frac{S_1^2}{2H\cdot\Delta h} \qquad \text{（说明 3.0.3—3）}$$

用容许的欠（过）超高 Δh 和货车重心高度 H 代入式（说明

3.0.3—2），可得相应的偏心距及稳定性系数。

$\Delta h = 60\,\text{mm}$，$e = 88\,\text{mm}$，$n = 8.5$；

$\Delta h = 75\,\text{mm}$，$e = 110\,\text{mm}$，$n = 6.8$；

$\Delta h = 90\,\text{mm}$，$e = 132\,\text{mm}$，$n = 5.7$。

一般情况下，n 不应小于 3。当列车在曲线上停车时，其外轨超高全是过超高，在这种情况下应使稳定系数 $n \geqslant 3$，求得容许的过超高，即是容许设置的最大超高。由式（说明 3.0.3—3）得

$$h_{\max} = \Delta h = \frac{S_1^2}{2Hn} \qquad \text{（说明 3.0.3—4）}$$

将 $n = 3$，$S_1 = 1\,500\,\text{mm}$，$H = 2\,220\,\text{mm}$ 代入上式，得 $h_{\max} = 169\,\text{mm}$。

由于还有其他因素，如风力、车辆不良等，本规范规定曲线外轨设计最大超高值不应大于 150 mm，单线铁路上下行行车速度相差悬殊时，不应超过 125 mm。

最大外轨超高为 150 mm 时，检算其稳定性：

$$n = \frac{S_1^2}{2H \cdot \Delta h} = \frac{1\,500^2}{2 \times 2\,220 \times 150} = 3.38$$

可保证有足够的稳定性系数。

新建铁路曲线地段外轨超高为计算用碴量，采用平均速度 v_j。将 $v_j = 0.8 v_{max}$ 代入 $h = 11.8 \frac{v_j^2}{R}$，则 $h = 7.6 \frac{v_{\max}^2}{R}$。

新建铁路外轨超高按 $h = 7.6 \frac{v_{\max}^2}{R}$ 的规定，主要用于计算曲线地段的道碴数量。

《铁路线路设计规范》(GB 50090—99）条文说明中曾提出过曲线道碴用量采用 $h = 7.1 \frac{v_{\max}^2}{R}$ 计算公式。

此公式是根据过去施工手段采用传统的手工和小型机械捣固道床作业，且轨道竣工时速度远低于设计速度情况下的调查，得

出我国干线铁路的客货列车加权平均速度与最高设计速度之比远低于0.8，某些地区甚至低于0.6。这一结论与轨道开通速度远低于设计速度及施工手段是相匹配的。但随着时间推移，施工手段的大型机械化，轨道开通速度与设计速度一致是铁路建设水平与国际接轨以及铁路建设发展的必然趋势，按列车实际行车一般较设计速度降低10%～15%的国际铁路规律性的标准，选择列车平均速度为最高设计速度的0.8是合适的。故道碴数量计算采用 $h=7.1\frac{v_{max}^2}{R}$ 是不合适的，而采用 $h=7.6\frac{v_{max}^2}{R}$ 是符合铁路建设发展要求的，故本规范规定新建铁路曲线外轨超高应按式（说明3.0.3—5）计算。

$$h=7.6\frac{v_{max}^2}{R}\qquad\text{（说明3.0.3—5）}$$

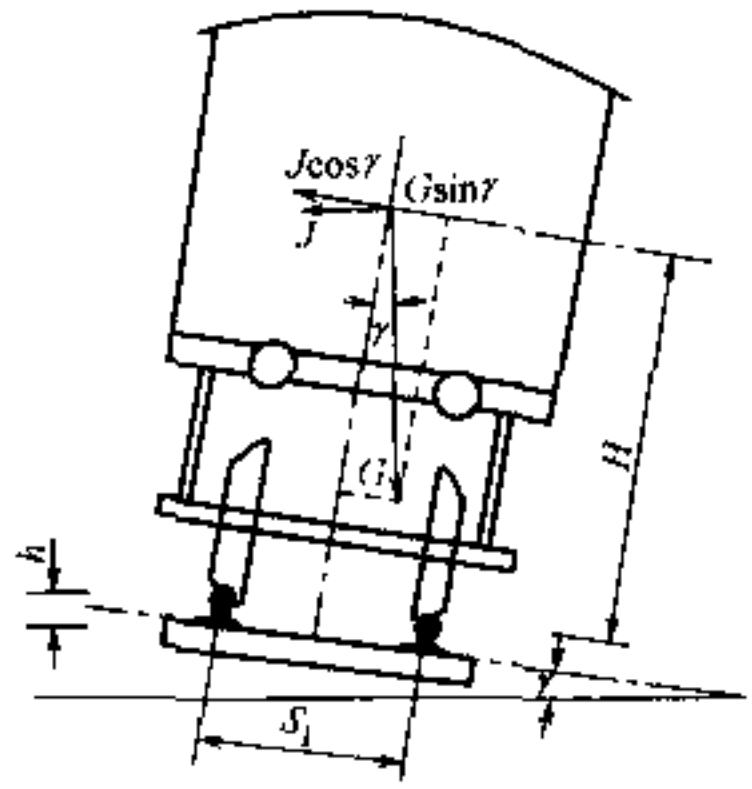
改建铁路 $h=11.8\frac{v_j^2}{R}$。

3.0.4 在一个缓和曲线上，超高顺坡、正矢递减和轨距加宽递减三者最好是同步的，超高顺坡应在整个缓和曲线内顺完。特别是若不在整个缓和曲线内顺完，超高进入直线段，会引起轨道不平顺；若顺入圆曲线会引起超高不足，为此，应于整个缓和曲线内顺完超高。由于既有线修建的年代不同，采用的标准不一，加之列车速度的提高，有的缓和曲线长度较短，为适应行车速度需要，对改建铁路困难条件下，允许将一部分超高顺坡延伸至直线上，但考虑直线上应有的平顺性，应给予必要限制，对于顺坡至圆曲线上的应满足容许的欠超高要求。

3.0.5 在任何一段曲线轨道上，外轨超高按平均速度计算确定并设置后，便成为固定设施，但由于列车通过的实际行驶速度或大于平均速度或小于平均速度，使外轨超高与行车速度不相适应，因而不可避免地会产生未被平衡的加速度（见说明图3.0.5）。

当列车以速度 v（m/s）通过半径为 R（m）、外轨超高为 h

(mm) 的曲线轨道时，因离心力而产生的离心加速度为$\frac{v^2}{R}$，因外轨超高而产生的向心加速度为 $g\cdot\tan\gamma=g\frac{h}{S_1}$，则由于列车通过速度 v 与外超高 h 不相适应而产生的未被平衡离心加速度 a 为



说明图 3.0.5

G—车辆重力（N）；h—外轨超高（mm）；γ—轨顶线与水平线夹角（°）；S_1—两股钢轨中心线间距离（mm）；H—车辆重心在轨顶线以上的高度（mm）

$$a=\frac{v^2}{R}-\frac{gh}{S_1} \qquad \text{（说明 3.0.5—1）}$$

如果 $v=v_0\left(v_0=\sqrt{\frac{Nv^2}{\sum N}}\right)$，$\frac{v^2}{R}=\frac{gh}{S_1}$，$a=0$，说明列车通过时无未被平衡的加速度；如果 $v>v_0$，$a>0$，说明列车通过时有未被平衡的离心加速度，其值为$\frac{v^2}{R}-\frac{gh}{S_1}$；又如 $v<v_0$，$a<0$，说明列车通过时有未被平衡的向心加速度，其值为$\frac{gh}{S_1}-\frac{v^2}{R}$。

未被平衡的离心加速度不宜太大，否则，不仅会影响列车行驶平稳，使旅客感觉不适，而且在高速行车条件下，还可使车辆失去稳定，危及行车安全。因此，必须规定一个合理的未被平衡

的离心加速度容许值 a_0。令 v_{max}为通过列车的最高行车速度，则

$$\frac{v_{max}^2}{R} - g\frac{h}{S_1} \leqslant a_0 \qquad \text{（说明 3.0.5—2）}$$

g 采用 9.81 m/s^2，S_1 采用 1 500 mm，代入式（说明 3.0.5—2），并把 v_{max}（m/s）改写成 $v_{max}/3.6$（km/h），则得

$$11.8\frac{v_{max}^2}{R} - h \leqslant 153a_0 \qquad \text{（说明 3.0.5—3）}$$

显然，式（说明 3.0.5—2）左侧第一项为与 v_{max}相适应的外超高，记为 h_{max}，第二项为与平均速度相适应的外轨超高，记为 h_0，两者之差为超高差，记为 Δh。在 $v_{max} > v$ 的情况下，Δh 为正值，称欠超高。而在 $v_{max} < v_0$ 的情况下，Δh 为负值，称过超高。欠超高和过超高是未被平衡的离心加速度和未被平衡的向心加速度的另一种表示方法，两者之间的关系为

$$\Delta h \leqslant 153a_0 \qquad \text{（说明 3.0.5—4）}$$

（未被平衡加速度与超高关系，即 $\Delta h = \frac{S_1}{g}a$，$S_1 = 1\,500$ mm，$g = 9.81\,\text{m/s}^2$，$\Delta h = 153a$）

我国铁路经大量实践，规定未被平衡的离心加速度不得超过 0.4～0.5 m/s^2，特殊情况不得超过 0.6 m/s^2，以保证旅客舒适，即 $\Delta h = 153 \times (0.4 \sim 0.5)$，为 60～75 mm，困难情况可达90 mm。

另外，按行车的稳定性分析，欠超高使列车向外侧方向倾出，其安全率应为 4，即

$$\frac{h_q}{S_1} \cdot H \leqslant \frac{1}{4} \cdot \frac{S_1}{2} \qquad \text{（说明 3.0.5—5）}$$

式（说明 3.0.5—5）中车辆重心高度，客车 $H = 2\,057.5$ mm，货车 $H = 2\,220$ mm。

故为保证旅客舒适，h_q 限制在 90 mm 以内是满足运营要求的。

$$h_q = \frac{S_1^2}{8H} \leqslant \begin{cases} 140\,\text{mm} \\ 120\,\text{mm} \end{cases}$$

过超高 h_g 为列车速度低而所设置的，超高过大时，称为过超高 h_g。过超高使列车向内侧方向倾倒，其危险性尤甚于欠超高。过超高的分析与欠超高同，但应小于欠超高，即 $h_g < h_q$。

我国一般限制在 30～70 mm，外国有用到 90 mm 的。

综合上述分析，本规范规定一般条件下，欠超高为 60～75 mm，困难条件下可用至 90 mm，过超高不宜大于 50 mm。

3.0.6 为使机车车辆能顺利通过小半径曲线，并尽量减少轮轨间的横向水平力，减少轮轨磨耗和轨道变形，因此曲线地段的轨距应有一定的加宽量。

小半径曲线轨距加宽值，不论按几何内接计算还是按力学内接计算，都与轨道的曲线半径和机车车辆的固定轴距等因素有关。因此，在已确定的车辆条件下，轨距加宽与曲线半径成反比。

我国曲线轨距加宽是按以下参数和理论计算的：

（1）车辆在列车中占大多数，以目前主型车辆中固定轴距较大的客车转向架按力学自由内接计算；

（2）对于机车，由于数量少，即使荷载的数值稍大，对钢轨磨耗和轨道变形的影响也不太严重，所以在保证行车安全的前提下，采用固定轴距最大的 FD（菲德）型蒸汽机车按最小运营半径条件核算；

（3）为保证行车安全，以车轮踏面在轨头上的覆盖量不应小于 30 mm 来确定最大加宽值；

（4）为简化轨道铺设工作，加宽档数尽可能少。

现行轨距加宽值是在铁科院的研究、试验和试铺的基础上确定的，经过多年的运营实践，证明所定的轨距加宽值与我国铁路的机车车辆的固定轴距是相宜的，完全可以保证电力、内燃、蒸汽牵引地段的行车安全，可减少行车摇晃，线路方向易于保持，减少改、拨道等养护维修工作量。为此，本规范仍延用了线路设计规范的轨距加宽值。

3.0.7 钢轨焊接接头是轨面不平直的控制部位。随着行车速度的提高对其平直度提出了更高要求。国家现行标准《钢轨焊接接头技术条件》(TB/T 1632) 规定，用 1 m 直尺测量钢轨焊头的平直度，如说明表 3.0.7。

说明表 3.0.7　钢轨焊接接头平直度标准（mm/1m）

焊头部位 \ 焊接方法	接触焊、气压焊（固定）	气压焊、（移动）铝热焊
轨　顶　面	$^{+0.3}_{0}$	$^{+0.5}_{0}$
轨头内侧工作面	0.3	0.5
轨　　底	$^{+1.0}_{0}$	—

但考虑列车设计行车速度 120 km/h 以下的轨道几何形位与运营条件的匹配，仅对轨头内侧工作面按 120 km/h 速度值为界限，即轨顶面、轨头内侧工作面的平直度，分别为 0.3 mm/1m 和 ±0.3 mm/1m，其他指标相同。

目前钢轨焊接质量较过去有很大提高。打磨钢轨焊头的机械水平已完全能够做到现场和工厂（基地）一致，基于平直度是满足列车运行需要，故本规范对焊头打磨标准不分焊接方法均采用基本一样标准，如本规范表 3.0.7 的规定。另外，无论是那种焊接，目前探伤检测手段已能满足运营要求，随着列车速度的提高，不能满足标准要求的焊接方法应禁止使用。

3.0.8～3.0.12　轨道的静态平顺度及曲线圆顺度，其标准主要参照《秦沈客运专线线路养护维修暂行规定》(运基线路〔2001〕274 号文)、《铁路线路维修规则》(铁运〔2001〕23 号部令)、《秦沈客运专线有碴轨道工程质量检验评定标准(试行)》(建技〔2001〕1 号文)、《秦沈客运专线桥上无碴轨道工程质量检验评定标准(试行)》(工管技〔2001〕97 号文)、《新建客货共线铁路设计暂行规定》(铁建设〔2003〕76 号文) 相应的设计、施工、验收规定，提出本规范的标准。

圆曲线出现的正矢连续差，形成实际的轨道圆曲线的几何形位均为复曲线形式表现。20 m 为弦长，其正矢 $f = 50\,000/R$ (mm)，R 以 m 计。连续差不同，轨向变化率不同。《铁路线路维修规则》表 3.7.6 规定：在曲线半径 350 m $< R \leqslant$ 650 m 时，连续差为 8 mm，变化率为 0.8‰；$R >$ 650 m 时，连续差为 6 mm，变化率为 0.6‰。

(1)《新建客货共线铁路设计暂行规定》(铁建设〔2003〕76 号文) 第 19 条规定的曲线半径如说明表 3.0.8。

说明表 3.0.8　线路平面曲线半径

铁路等级	Ⅰ			Ⅱ		
路段旅客列车设计行车速度 (km/h)	160	140	120	120	100	80
推荐曲线半径 (m)	2 500～5 000	2 000～4 000	1 600～3 000	1 600～3 000	1 200～2 500	800～2 000
最小曲线半径 (m)	2 000 (1 600)	1 600 (1 200)	1 200 (800)	1 200 (800)	800 (600)	600 (500)

从上表分析，曲线静态圆顺度，速度以 120 km/h、曲线半径 R 以 800 m 为界限合适；小于 800 m 可参照《铁路线路维修规则》表 3.7.6 办理。

(2) 速度与曲线半径划分范围分析：

①按本规范第 3.0.3 条曲线外轨最大超高及表 3.0.5 的允许欠超高及欠超高与过超高之和的规定。

在最大超高 $h_{max} = 150$ mm 时，欠超高 $h_q = 75$ mm，速度为 120 km/h，$v = 4.37\sqrt{R}$，R 为 754 m，困难条件 $h_q = 90$ mm，$v = 4.5\sqrt{R}$，则 R 为 711.1 m，选择 800 m 为确定正矢差分界合适。

速度 160 km/h 时，一般条件 $v = 4.3\sqrt{R}$，困难条件 $v = 4.5\sqrt{R}$，R 分别为 1 384、1 264 m。

②以速度差分析，v_{max}均为 80 km/h，由

$$R = 11.8\,\frac{v_{max}^2 - v_{min}^2}{(h_q + h_g)}$$

采用困难条件，160 km/h 时，$(h_q + h_g) = 140$ mm，$R = 1618$ m；

140 km/h 时，$(h_q + h_g) = 140$ mm，$R = 1112$ m；

120 km/h 时，$(h_q + h_g) = 140$ mm，$R = 674$ m。

上述分析，说明 76 号文件半径划分合适。

(3) 以圆曲线连续正矢差形成圆曲线为复曲线几何形位分析。

①《铁路线路维修规则》表 3.7.6 以 $R = 650$ m 为例，允许连续差 8 mm，轨向顺坡率 0.8‰，半径不同复曲线为 $R = 650$ m，$f = 50\,000/650 = 77$ mm，$f \pm 8$ mm 时，其复曲线半径在 588～725 m 范围内变化，在标准半径 650 m 的 0.9～1.1 倍内变化。随着半径的加大，轨向顺坡率在减少，按本规范表 3.0.10 规定，$R < 1200$ m时为 0.6‰，1 200 m$\leqslant R < 1600$ m 时为 0.5‰，1 600 m $\leqslant R < 3500$ m 时为 0.4‰，$R \geqslant 3500$ m 时为 0.3‰。

半径变化范围：曲线半径为 2 800 m 时，标准正矢为 18 mm，连续正矢差 4 mm，半径变化 2 273～3 571 m。从上述分析看，最小半径均满足速度目标值要求。

综合分析表 3.0.10 圆顺度允许偏差，即满足轨向变化，正矢连续差引起的曲线半径变化，可以满足列车速度要求。

3.0.13 轨道设计动态平顺度标准，主要依据《秦沈客运专线线路养护维修暂行规定》(运基线路〔2001〕274 号)、《铁路线路维修规则》(铁运〔2001〕23 号部令) 中的轨道各级偏差管理值。各平顺度标准表中的平顺度是指轨道结构设计时采用的标准轨道状态。其他的各级超限是能够保证列车按设计行车速度运行的偏差管理值，但超限处所应限制在一定数量范围内，且以扣分形式体现，超过规定的分数为失格轨道。

3.0.14 道床质量参数，常以道床密度、道床承载力、道床弹性、道床加速度、下沉或位移、几何形位、道碴物理力学性能和

级配等表达。根据铁科院、中国铁路工程总公司、铁一局、西南交大等单位在20世纪90年代对铁路有碴轨道结构施工标准与工艺研究结果及秦沈客运专线轨道施工实践经验，道床密度、道床支承刚度、道床纵向阻力、道床横向阻力等参数，基本上可以体现道床能否满足列车开通速度的主要物理力学指标。

（1）道床密度（g/cm^3）

①灌水法：常规方法，但精度不高、测量工作量大并且速度慢。

②γ射线仪：利用137Cs放射出的γ射线，在穿过不同介质时，其衰减程度与介质的性质、厚度、密度有关的原理，测量散粒体道床密度。

（2）道床支承刚度（kN/mm）

道床支承刚度是用于评价道床弹性和承载力的力学指标，是指轨枕在道床的支承面上产生单位下沉所需的单股钢轨作用到轨枕上的荷载值。用支承刚度仪测量道床支承刚度。测量时将加力架安装在轨枕一端，以钢轨作支撑反力，在轨枕上加载，在加、卸载与位移关系曲线图上取位移量最大值与最终值之差，即为道床恢复变形的能力。由非侧限条件下道床所受垂直荷载与垂向位移关系曲线的斜率表示道床支承刚度K。K按下式计算：

$$K = \frac{P_{35} - P_{7.5}}{S_{35} - S_{7.5}}$$

式中　K——道床支承刚度（kN/mm）；

$P_{35}, P_{7.5}$——轨枕承受的荷载值（kN）；

$S_{35}, S_{7.5}$——轨枕承受P_{35}、$P_{7.5}$荷载时道床的下沉量（mm）。

（3）道床横向纵向阻力（kN/枕）

道床横向阻力是指道床阻止轨枕沿线路横向位移的力，是保持无缝线路轨道稳定的重要条件。

用道床横向阻力加力架、卧式油压千斤顶、位移传感器测量

道床横向阻力，加力架以钢轨作反力向轨枕上施加作用力。其测量原理、使用的加力装置、传感器及记录打印方式，与道床支承刚度相同。

同理，也可用于测量道床纵向阻力。

（4）铁科院1998年3月27～30日在京广下行线进行的有压花和无压花的Ⅲ型混凝土枕的道床纵横向阻力对比测试及对Ⅱ型混凝土枕的道床阻力试验，测试试验条件如说明表3.0.14—1。

说明表3.0.14—1　测试轨道条件

枕　型	地　　段	碴肩（cm）	堆高（cm）	铺设根数（根/km）
Ⅲ	京广线K790+900	45	20～25	1667
Ⅱ	京广线K787+550	50	10～15	1840

实测单根轨枕横向阻力，Ⅲ型平均在12.78 kN/枕，均方差为1.17；Ⅱ型枕平均在10.03 kN/mm，均方差为0.79。

纵向阻力Ⅲ型枕18.13 kN/枕，均方差为2.30；Ⅱ型枕10.0 kN/枕。

（5）1999年4月中国铁路工程总公司、铁一局和西南交大承担的铁道部科技研究开发计划《高速铁路有碴轨道结构施工标准与工艺研究》(合同编号96G09）提供的成果报告，给出的道床横向阻力测定值如说明表3.0.14—2。

说明表3.0.14—2　道床横向阻力测定值

地　点	轨　枕	道　床（cm）	作　业　方　法	运营条件	2 mm位移时横向阻力（kN/枕）		
					松散阶段	初期稳定阶段	稳定阶段
京九线龙川	Ⅱ	肩宽50	分层补碴机养作业后			6.27	
京山线	Ⅲ型	肩宽40	全部换新道碴，动力稳定			6.41	

续说明表 3.0.14—2

地点	轨枕	道床(cm)	作业方法	运营条件	2mm位移时横向阻力（kN/枕）		
					松散阶段	初期稳定阶段	稳定阶段
大秦线	Ⅲ型	肩宽 40		稳定的道床			11.82
大秦线	Ⅲ型	肩宽 40 堆高 15		稳定的道床			12.35
大秦线	Ⅱ型	肩宽 40 堆高 15		稳定的道床			10.30
沪宁线 沪杭线	69 型，直线	肩宽 40	起道 40mm 捣固后		4.75		
		肩宽 40	动力稳定			6.43	
		肩宽 40	运量 12 万 t			8.14	
		肩宽 40	起道之前	稳定的道床			12.8
沪宁线 沪杭线	69 型、直线	肩宽 45	起道 60mm 捣固后		3.34		
		肩宽 45	动力稳定			5.31	
		肩宽 45	运量 12 万 t			6.83	
		肩宽 45	起道之前	稳定的道床			9.52

根据测试分析，Ⅲ型枕建议初期稳定阶段道床横向阻力不低于 7.5kN/枕；稳定阶段道床横向阻力不低于 12kN/枕。

道床纵向阻力与横向阻力有关。当横向阻力足够时，纵向阻力即达到设计标准，报告建议Ⅲ型枕道床稳定阶段的纵向阻力值不低于 14kN/枕。

（6）根据铁一局、北京局、广铁集团、铁三院及北方交大《普通铁路有碴轨道铺设无缝线路道床阻力等参数试验研究》成果报告（铁建技字〔2002〕第 5 号），当设计速度为 160km/h、开通速度为 120km/h 时，稳定阶段道床横向阻力Ⅱ型枕不低于 9.0kN/枕（1760 根/km），Ⅲ型枕不低于 10.0kN/枕（1667 根/km）；纵向阻力Ⅱ型枕不低于 10.0kN/枕，Ⅲ型枕不低于 12.0kN/枕。

（7）铁道部《新建改建铁路开通速度 80km/h 轨道工程施工

暂行技术标准》(铁建设〔2002〕65号)的第4.1条规定，竣工后混凝土枕道床横向阻力应大于或等于6.5 kN/枕，纵向阻力应大于等于9 kN/枕，支承刚度大于或等于60 kN/mm。广铁集团和铁一局结合京九铁路龙东段复线新线开通80 km/h工程实测，开展了新建铁路开通速度80 km/h轨道等的试验研究，对铁建设〔2002〕65号文的标准进行了验证。

(8) 铁道部建设司《秦沈客运专线有碴轨道工程施工技术细则(试行)》(建技〔2000〕121号) 第11.0.3条表11.0.3—4道床状态参数指标（平均值）参数为：

枕下道床密度　　≥1.70 g/cm^3

枕下道床刚度　　≥100 kN/mm

道床横向阻力　　≥10 kN/枕

道床纵向阻力　　≥12 kN/枕

该项参数指标也得到了秦沈客运专线建设的实践证明。

(9) 铁道部《新建客货共线铁路设计暂行规定》(铁建设〔2003〕76号) 第63条表9规定的道床状态参数指标为：

枕下道床密度　　≥1.7 g/cm^3

枕下道床刚度　　≥100 kN/mm

道床横向阻力　　≥10 kN/枕

道床纵向阻力　　≥12 kN/枕

(10) 道床纵向阻力一般以每根轨枕的阻力或每延厘米分布阻力来表示。它是抵抗钢轨伸缩、防止线路爬行的重要参数。道床抵抗轨道框架纵向位移的阻力是由轨枕与道床之间的摩阻力和轨枕盒内道碴抗推力组成。纵向道床阻力还与道碴材质、粒径尺寸、道床断面形状有关，尤其与道床的密实程度有关。它也是无缝线路轨道结构计算的一项重要参数。

(11) 道床的横向阻力是防止胀轨跑道、保持轨道稳定的重要因素。前苏联的研究结果表明，保持轨道的稳定性，道床横向阻力的作用占65%。

道床横向阻力由轨枕两侧及底部与道碴接触面之间的摩阻力和枕端的碴肩阻止横移的抗力组成。据北方交通大学的试验，在混凝土枕的轨道上，道床肩宽从300 mm起加宽，横向阻力随碴肩宽度的增加而增大，增加到550 mm达最大值，总阻力增加16%。若再加宽就不再增大了。日本堀越博士也做过这类试验，认为碴肩宽度超过400～460 mm后，道床横向阻力将不再增加，这主要与轨枕的长度，枕底接触面积和枕端截面不同有关。

(12) 道床肩部堆高，一般可提高横向阻力10%～15%。

据英国铁路测试混凝土枕轨道，轨枕与石碴各接触面道床横向阻力大约为：枕底占30%～50%，枕侧占22%～52%，枕端占18%～28%。

为此，道床稳定阶段的参数指标，与道床密度、支承刚度、道床碴石材质，道床断面尺寸等均密切相关。

综合上述说明，本条把正线轨道有碴道床稳定状态的主要参数规定为表3.0.14。列车行车速度80 km/h$<v\leqslant$120 km/h应满足表中所列数值，括号内系指开通速度为80 km/h时的标准。

3.0.15 线路允许行车速度较低的曲线地段设置的基桩主要是为曲线养修，确保曲线的圆顺度而设置的。只要轨道水平、轨距、方向、扭曲等几何形位符合规定即可，但对轨面标高并不需要控制。随着列车行车速度的提高，电力牵引区段的弓网与轨面高度显得尤为重要。在列车速度高的情况下，随着振动的加剧，在接触导线上形成以弦的形态传播的横向波，同时受电弓遇到吊弦线夹和定位器的冲击将波反射，致使振动波振幅增大，振动波沿接触导线以其波速传播，即为接触线的波动传播速度，其定义为导线张力与密度比的平方根，表达式为

$$c=\sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$$

式中 c——波动传播速度 (m/s)；

τ——接触导线的张力 (N)；

ρ——接触导线的密度（kg/m）。

日本的试验结果表明，当列车运行速度接近接触网的波动传播速度时，接触网和受电弓就很难维持接触，还有可能出现接触导线断线。在列车运行速度与接触导线波动传播速度的比值 β 系数达到0.7～0.8以上时，有相当长的吊弦间距周期。按照周期变动的力，接触导线难以急速变动。这导致受电弓通过时接触导线出现弯曲变形。

上述分析，在列车速度高的情况下，轨面与接触导线间距离就显得尤为重要了。因为线路方向及轨道标高的改移直接影响到电力牵引的弓网关系，同时影响列车运行速度，故本规范规定160 km/h的线路应设置基桩。

3.0.16 轨道电路是列控系统的基础设备。轨道电路参数标准除对轨道电路本身的安全、可靠有重要作用外，对业主来说，这个标准还会影响到设备的选型、设备投资、工程造价等重要经济指标。其中铁路轨道道床电阻也是轨道电路参数标准之一，道床电阻越大，轨道电路可设计得越长，最大电缆长度也长，列控地面信号中心间隔可增大，区间信号室可减少。因此电务信号设备设计与轨道结构设计宜共同协商道床电阻这一参数值。

目前对轨道结构提出一个道床电阻值非常困难，特别是客货共线铁路受环境、湿度、污染程度等因素影响更大。因此本规范仅提出轨道结构设计时应考虑信号设计对其道床电阻值的要求。

4.0.1

（1）轨道类型划分原则和方法。轨道类型划分有两种方法：一是按铁路等级划分，另一是按运营条件划分。按铁路等级划分轨道类型，要求同一等级的铁路采用同一种轨道类型。但实际上同属一个等级的铁路，其近期运量增长速度却相差很大，有的在通车以后很快达到远期规模；有的在运营一段时期以后，才迅速增长；有的在很长时期内运量一直很小。所以轨道类型按铁路等级划分与实际需要有不完全相符的情况，造成轨道使用的不合

理。按运营条件划分轨道类型、同一等级的铁路，可以采用不同类型的轨道；不同等级的铁路，也可采用同一类型的轨道。这样可以使轨道类型与运营条件相适应，故本规范按运营条件将轨道类型划分为特重型、重型、次重型、中型和轻型五种。

对Ⅲ型混凝土枕的每千米铺设根数，由 1 680 根/km 改为 1 667根/km。经铁科院理论计算，Ⅲ型混凝土枕 1 600 根/km，道床状态参数均能满足列车荷载的要求，经京九铁路铺设试验也证明了是合适的。为使轨道有一定储备，实际采用 1 667 根/km，轨枕间距为 600 mm，也方便了施工与维修，且较 1680 根/km 降低了建设费用和运营成本。对焊接接头与轨枕搭接的问题，由于钢轨焊接接头轨底施行打磨，且有标准要求，世界各国铁路对此也均无规定。实际由于钢轨焊接采用接触焊和气压焊时钢轨焊联后形成顶锻量，采用铝热焊时，由于焊粉填充，钢轨焊联后加长，经计算，1680 根/km 较 1 667 根/km 焊缝与轨枕搭接的还多。另外，韩国修建的高速铁路采用 UIC60 kg/m 钢轨，其标准长度与中国一样均为 25 m，其每千米铺设根数为 1667 根。我国秦沈客运专线、道岔岔枕布置均采用 600 mm 的轨枕间距。这一改进，经济效益十分显著。

（2）各种轨道类型部件的选定。轨道是由钢轨及轨下基础（轨枕、道床等）构成的一个整体结构，直接承受机车车辆荷载，并将其由钢轨经轨枕和道床传递给路基。在荷载作用下，轨道各组成部件均产生应力和变形，不同轨道结构，各部件的应力和变形有很大的差异。为使各部件的应力和变形不超过其容许值，必须选定各类轨道的钢轨类型、轨枕类型及配置根数和道床厚度等，使各类轨道在规定的运营条件下，既有足够的强度、寿命及合适的养护维修工作量，又符合国家的技术政策要求。

①钢轨类型的选定。在轨道结构中，钢轨是最主要的部件。在划分轨道类型时，首先要根据运营条件选定钢轨类型，然后确定相应的轨枕类型及配置根数、道床材料和断面尺寸，使整体结

构的各组成部分互相配套，充分发挥各自的工作性能。选定钢轨类型的主要因素是年通过总质量、行车速度、最大轴重及合理的轨道设备修理周期。

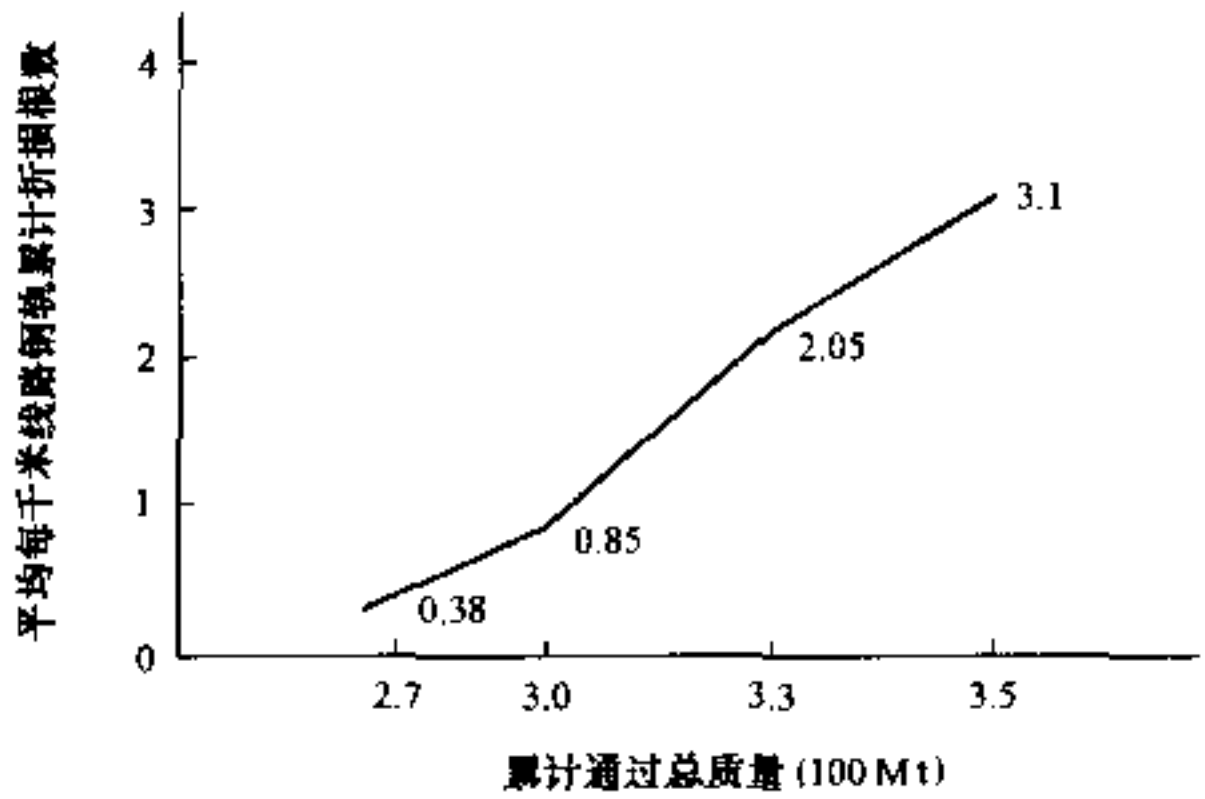
a. 钢轨类型与年通过总质量的适应关系。根据我国《铁路主要技术政策》的规定，干线应铺设 60 kg/m 钢轨的轨道结构，运煤专线可采用 75 kg/m 特重型钢轨的轨道结构。

随着轨道结构的重型化，在列车荷载作用下的钢轨基本工作应力相应降低。钢轨重量加大后，刚度提高，枕上压力减小，轨道结构受力有所改善。钢轨材质、轧制工艺以及热处理的技术提高，使钢轨的静力强度指标（主要指屈服强度和极限强度）又有很大提高。因此，按最大列车荷载（过去通常是选机车最大轴重，再考虑动力附加系数）作用下的钢轨最大基本工作应力和按钢轨静力强度指标考虑一定的安全系数所得出的钢轨容许应力而建立起来的钢轨静力强度条件已不再是确定钢轨类型的控制因素。当前，铁路运营部门选择钢轨类型的主要依据是：轨道大修周期所要求的钢轨安全使用寿命；养护维修条件和养护维修能力所期望的轨道正常养护维修工作量及日常维修费用；旅客列车的行车速度；线路每千米年通过总质量。

b. 钢轨安全使用寿命。钢轨上道后，由于材质、使用环境、运营条件及养护作业等诸多原因，在使用过程中个别钢轨的伤损、修复乃至更换是不可避免的。随着钢轨使用期限的延长，钢轨折损的数量会逐年增加。说明图 4.0.1—1 为我国京包线上行总长为 146 km 的某区段内，43 kg/m 普通碳素轨平均每千米累计折损根数随累计通过总质量增长而变化的情况。可以看出，当累计通过总质量超过 300 Mt 之后，平均每千米线路钢轨折损的数量明显增加。

钢轨折损是行车安全的最大隐患。折损数量愈多，行车的安全水准就愈低，修复、更换伤损轨的费用及占用中断行车时间、干扰运营所造成的经济损失就愈大。从行车安全、换轨修理的综

合经济指标出发，当平均每千米线路钢轨的折损数量超过某一限度之后危及行车安全，被认定该批钢轨继续使用已无技术经济价值，必须成批更换下道并配合进行线路大修。一批钢轨从上道使用直至平均每千米线路钢轨累计折损根数达到某一规定限度之后成批更换下道的整个使用期限内，线路累计通过的总质量称为钢轨的安全使用寿命。在“使用寿命”之前加上“安全”二字时表示上述使用寿命时受一定的安全度指标所控制的。随着铁路的重要性、运输性质及行车速度的不同，对钢轨使用所要求的安全度指标是不同的。通常，国际上连通线路、大城市之间的主要干线、客运为主的线路以及高速线上，要求更高的安全度指标，这是因为在这些线路上一旦发生事故，损失最大、影响也最大。不同国家、不同铁路，不可能采用统一的钢轨使用安全指标。



说明图 4.0.1—1

根据我国铁路长期运营经验，在过去钢轨标准长度 12.5 m 的有缝线路轨道区段，取钢轨累计折损数量 2 根/km 作为钢轨大修下道的参考标准，计算累计损伤度为 1，钢轨折损率为 1/60。前苏联最初规定，当每年钢轨单根更换量超过 1%～2%时，必须进行线路大修，后来由于钢轨质量的提高，又将这个比数降低到 0.5%。根据有缝线路轨道区段上钢轨伤损的统计资料，钢轨

螺栓孔伤损占钢轨伤损总数的31%，钢轨因材质伤损占69%。采用标准长度25m的钢轨之后，接头数量减少一半，在其他所有条件及累计通过总质量相同条件下，接头螺栓孔的折损数量可减少1/2，即15.5%。钢轨总折损数量也可减少15.5%，按线性累计损伤原理，其计算累计损伤度也减少15.5%。如仍按每千米线路钢轨累计折损数量2根/km(计算累计损伤度为1)作为钢轨大修下道的标准,则仅将钢轨标准长度由12.5m改成25m，钢轨的使用寿命可延长(1/84.5%)－1＝18.3%。但应当指出，此时钢轨的折损率标准不再是1/80，而是1/40。这是因为采用12.5m长的钢轨时，折损数量2根/km，占每千米钢轨数量的1/80，而采用25m长的钢轨后，伤损数量2根/km，占每千米钢轨数量的1/40。随着时间的推移，炼钢技术水平提高，因为钢轨材质而损伤的比例在明显减少，这也是前苏联把钢轨损伤由1%～2%降至0.5%的主要原因。

另外一种决定钢轨是否下道大修，是采用磨耗系数法，即

$$\text{钢轨使用年限}=\frac{\text{轨头允许磨耗断面积}}{\text{平均年通过总质量}\times\text{磨耗系数}}$$

磨耗系数为每通过百万总质量（t·km）所发生的轨头磨耗量（mm^2）。

另外，运营条件也是使钢轨下道的一项技术原则，即线路年通过总质量增加了，钢轨型号低于了年通过总质量的标准，也应更换与年通过总质量匹配的钢轨，下道的钢轨再利用到次要线上去。这是因为年通过总质量的提高，钢轨型号低，轨道的安全必然降低。

在采用了无缝线路之后，特别是采用了标准长度为25m的钢轨焊成的无缝线路轨道之后，不仅接头数量减少，而且几乎所有接头都由普通钢轨接头变成了焊接接头，此时接头损伤的数量会进一步减少。按过去的经验，无缝线路轨道钢轨接头部位，主要采用铝热焊的联合接头，其伤损几乎占联合接头伤损的85%，

后来采用了气压焊，联合接头伤损明显减少。例如津浦线下行线60 kg/m 钢轨轨道，累计通过总质量约 605 Mt·km/km 时，铝热焊、气压焊、接触焊伤损比重分别达到 49.4%、7% 和 0.5%；铝热焊缝低塌严重，在通过总质量为 723 Mt·km/km 时达 0.99 mm，是气压焊缝低塌量的 3 倍。但考虑日常维护及处理伤轨，铝热焊还是不可少的工艺。联合接头出现的伤损虽仍有相当数量，但和普通钢轨接头相比，其数量约可减少至 1/2。也就是说，25 m 轨有缝线路在接头部位出现的 15.5% 伤损，可进一步减少到 7.75%，使每千米钢轨的累计折损数（计算累积损伤度）又减少了 7.75%。如果仍按累积损伤度达到 1 作为钢轨大修下道的标准，按线性累积损伤原理，钢轨的安全使用寿命可延长 30.3%。

钢轨安全使用寿命通常用累计通过总质量表示。这与在年通过总质量不同线路上同种钢轨以年限表示的安全使用寿命是不同的，因为钢轨的安全使用寿命是确定换轨及线路大修周期的主要依据。根据运营条件，一般大修换轨的合理周期在 15～20 年。为满足运输需要，年通过总质量大的特重型、重型轨道上，必须采用重型钢轨；年通过总质量小的中型、轻型轨道上，可采用轻一级的钢轨。虽然不同类型钢轨满足的年通过总质量不同，但钢轨与轨道类型相匹配，同样可以达到合理的大修周期 15～20 年的要求。这也是在线路轨道年通过总质量提高后，钢轨虽然没有达到更换周期，也需要更换的一项因素。

根据我国 20 世纪 80 年代初的现场统计资料，标准长度12.5 m 钢轨有缝线路的钢轨安全使用寿命为：43 kg/m 钢轨平均270 Mt，50 kg/m 钢轨平均 480 Mt，按钢轨疲劳累积损伤理论计算，60 kg/m 钢轨平均为 840 Mt。根据前面的分析，如果是无缝线路，则钢轨安全疲劳使用寿命可提高 30.3%，相应值分别为 353 Mt、627 Mt 和 1 097 Mt。当时，60 kg/m 钢轨的安全使用寿命 840 Mt 完全是根据室内 60 kg/m 钢轨实物疲劳资料 $S—N$ 曲线，按与43 kg/m轨、

50 kg/m 轨相同的安全指标，用疲劳累积损伤理论推算出来的，与20 世纪 90 年代初《延长运营钢轨使用寿命的研究——在线钢轨的服役寿命预测方法的研究》课题中，60 kg/m钢轨累计折损处数为2 处时的累计通过总质量为 870～1 384 Mt，是大体一致的。从运营安全出发，考虑一定的安全储备，以及钢轨再利用，延长钢轨使用周期，故《铁路线路维修规则》规定无缝线路轨道钢轨更换周期 75 kg/m、60 kg/m、50 kg/m 钢轨通过总质量分别为 900 Mt·km/km、700 Mt·km/km、550 Mt·km/km，有缝线路轨道钢轨更换周期分别为 700 Mt·km/km、600 Mt·km/km、450 Mt·km/km；43 kg/m 钢轨有缝线路轨道为 250 Mt·km/km。

实际采用的铺设重型钢轨可以收到更大的经济效益，增加了线路轨道通过的总质量，同时也延长了线路轨道的使用年限，而且通过总质量的增长比钢轨重量增长要快。因为分摊到每百万吨公里总质量的金属消耗量，随着钢轨重量的增加而减少。因此，钢轨型号与轨道类型匹配，技术经济效益更为明显。

c. 轨道养护维修工作量及养护维修费用。轨道养护维修的主要作业是整治轨道几何状态的恶化，而轨道几何状态的恶化又与轨道结构的累积残余变形密切相关。从概念上说轨道结构的残余变形并不等于轨道几何尺寸的变化。国内外的运营观测资料表明，轨道的累积残余变形量愈大，残余变形的不均匀性也愈大，这种不均匀性所导致的轨道几何尺寸的变化也愈大，在轨道残余变形量与轨道几何尺寸的变化之间存在近似的线性关系。因此，轨道结构的累积残余变形量可以作为轨道几何状态恶化及为整治这种恶化所要求的轨道维修工作量及维修费用的评估指标。

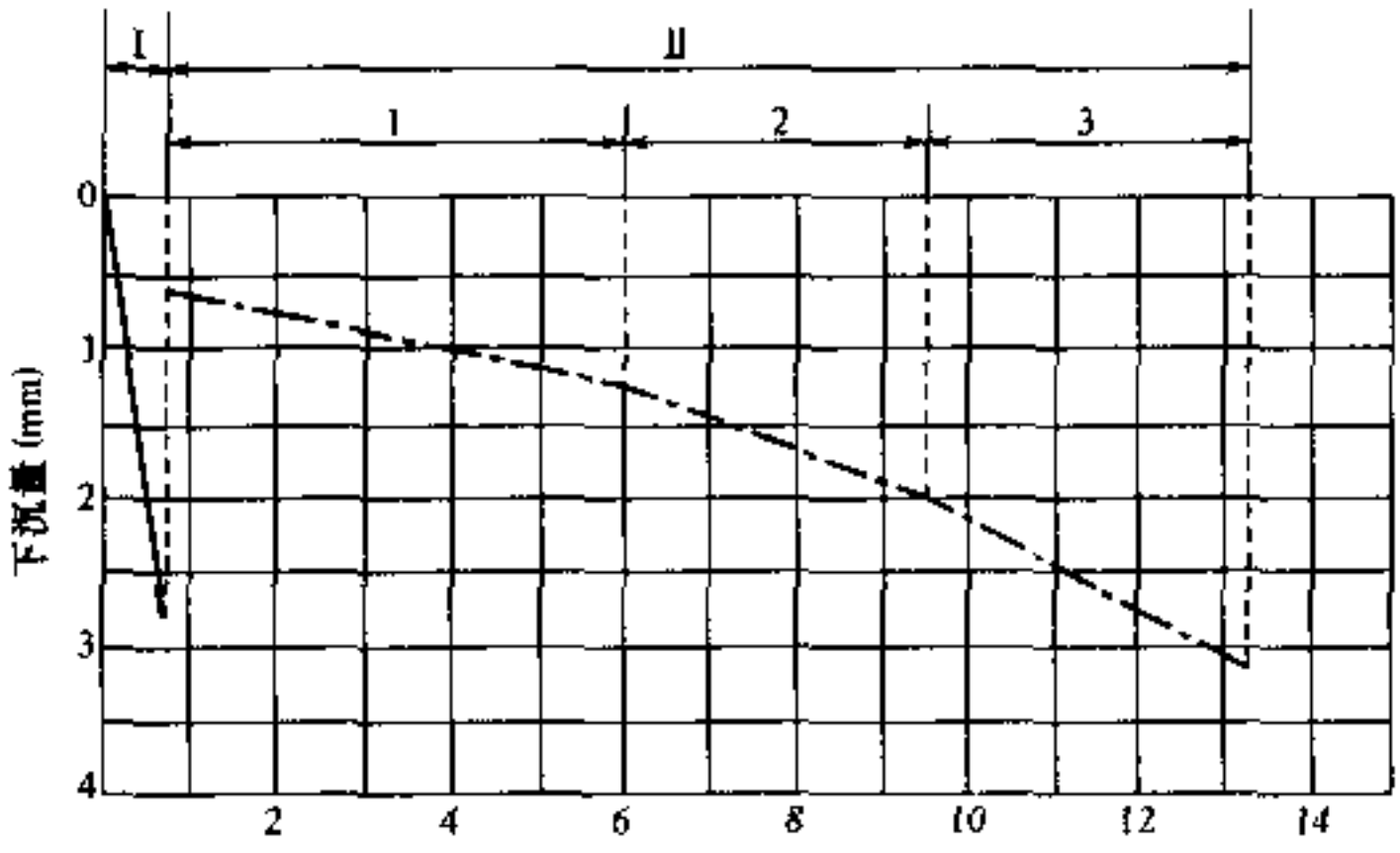
在路基稳定、状态良好的既有线上，轨道结构的累积残余变形主要来自于道床层，国内外都进行过重复荷载下道床累积变形的试验研究。试验中同时测定道床工作系数、道床顶面压应力和道床中部（15 cm 深处）的振动加速度 a 及道床层的累积变形

量，并记录相应的荷载作用次数，然后绘制道床顶面下沉 y（累积变量）与荷载作用次数 n 的关系曲线（见说明图 4.0.1—2），并分别求出不同工作阶段累积变形曲线下沉速率 β(10^{-5} mm/次）及相应的道床顶面压应力 p（10^5 N/m^2）与道床振动加速度 a（10 m/s^2）的平方的乘积 pa^2(10^7 N/s^4)，再根据计算所得的各组对应的 β、pa^2 之值，绘制 β 与 pa^2 之间的关系曲线（见说明图 4.0.1—3)。不难看出道床顶面下沉率 β 与 pa^2 之间有近似的线性关系，即 $\beta \propto pa^2$。

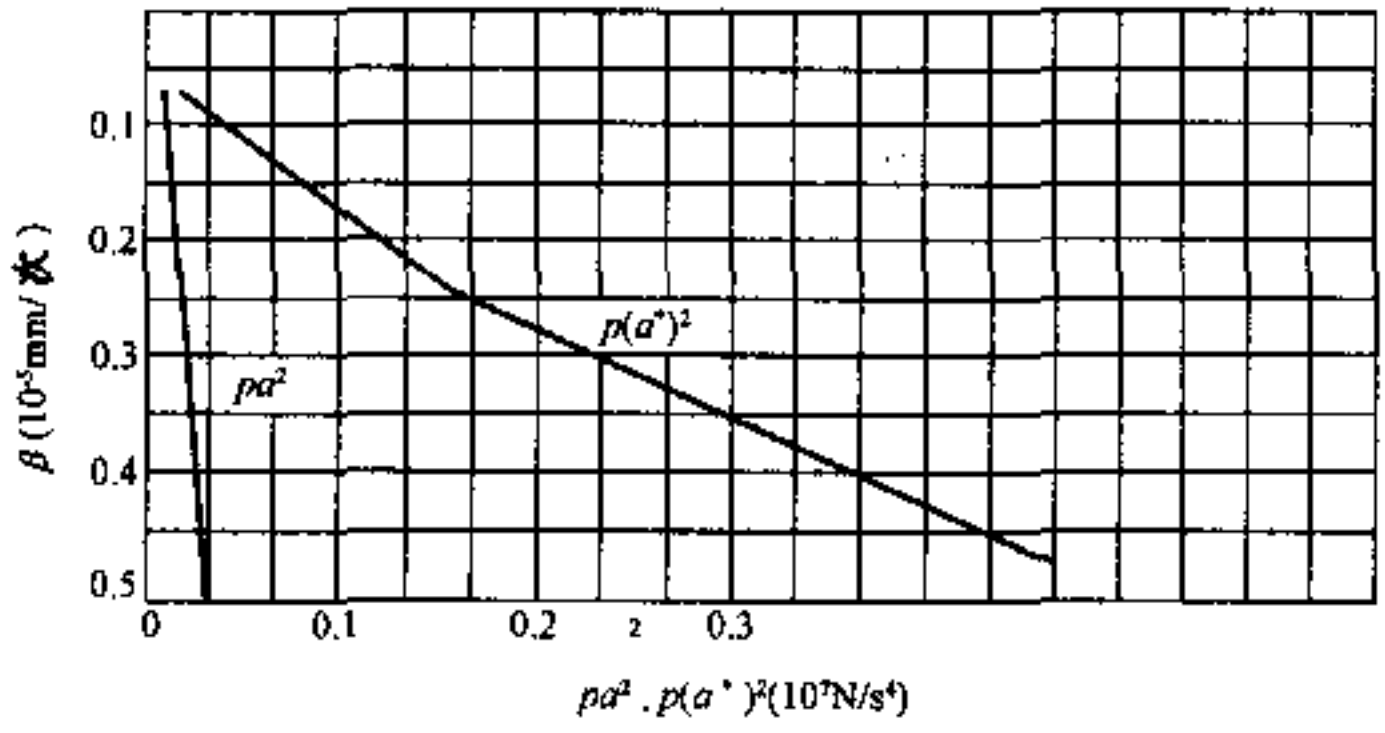
说明表 4.0.1—1

工作阶段		荷载 P	β	p	a	a^*	pa^2	$p(a^*)^2$
		10 kN	10^{-5} mm/次	10^5 N/m^2	10 m/s^2		10^4 N/s^4	
密实阶段 I		2～15	3.67	0.971	0.1	0.153	9.71	22.7
相对稳定阶段 II	1	2～15	0.075	0.971	0.1	0.153	9.71	22.7
	2	2～17.5	0.228	1.133	0.1158	0.316	15.2	113
	3	2～20	0.472	1.295	0.138	0.526	24.6	358

注：a 频率 0～250 Hz，a^* 频率 2～10 000 Hz。



说明图 4.0.1—2　道床累积变形曲线



说明图 4.0.1—3　β 与 pa^2 关系曲线

经进一步分析道床应力、振动加速度与列车轴重（影响道床顶面应力 p）、车辆走行部分参数 λ、行车速度 v、轨面平顺状态 ω、钢轨刚度 EI、轨下垫层弹簧刚度 u_1、钢轨基础弹性系数 u 及参与振动的轨枕、道床和路基的质量 m 之间的关系，并根据道床累积变形与累积通过总质量 T 成线性关系的试验规律，得出道床顶面累积下沉量 y 的计算公式为

$$y \propto pa^2 Tv\lambda\omega = pTv\omega \frac{u_1}{EIum} \quad \text{（说明 4.0.1—1）}$$

上式表明，决定养护维修工作量及养护维修费用的道床顶面累积下沉量 y 与线路的通过总质量 T 成正比，与钢轨刚度（EI）、钢轨基础弹性系数 u 及参与振动的轨枕、道床、路基质量 m 成反比。为了维持轨道维修工作量在合适的范围内，年通过总质量大的线路就应当采用重型钢轨、坚实的轨下基础、重量大的轨枕、道碴材质优良的重型轨道结构。这就是从轨道养护维修工作量及维修费用的角度，说明钢轨类型必须与年通过总质量相应的另一基本思想。

经计算，在列车平均轴重、车辆走行部分参数、轨下胶垫及钢轨基础弹性系数、行车速度、年通过总质量等条件相同时，采用 60 kg/m 钢轨比采用 50 kg/m 钢轨的轨道养护维修工作量可减

少 40%。在式（说明 4.0.1—1）中，钢轨质量的增加不仅直接改变 EI 值，而且还导致道床顶面应力 p 值的减小。

②不同钢轨类型的年通过总质量界值的划分。钢轨类型必须与年通过总质量相适应。本规范主要根据我国 20 世纪 80 年代的运营试验资料经分析、计算提出有关数值，并概括 20 世纪 90 年代已经变化的，特别是 2000 年后的列车速度提高的运营条件作相应的调整。这主要表现在以下三个方面：

a. 关于轨道结构设计的安全度指标。“安全”是铁路运输永恒的主题，铁路各部门努力在基本设备、操作软件及管理规程的各方面采取加强措施，提高本行业运营的安全水准。铁路工务设备大力发展推广区间无缝线路和跨区间无缝线路，是提高轨道设备运营安全水准的重大举措，它可使钢轨折损率减少 31.5%，从而大大提高行车的安全性。这是采用上述措施所带来的技术经济效益。当然，这种效益也可用其他形式来表现，那就是提高钢轨类型、延长钢轨的使用期限。例如采用 60 kg/m 轨可增加使用寿命 30.3%，区间无缝线路轨道和跨区间无缝线路轨道的采用，标准长轨的缓冲区段消除，无缝线路轨道的伸缩区减少，例如一个区间平均 10 km，单元轨节平均 1500～2000 m，这使可能发生应力峰的处所减少 80%，无缝线路轨道稳定的安全性大大提高。本规范提高钢轨使用的安全水准，延长钢轨使用寿命。其理由有两点：

其一，随着 20 世纪 90 年代行车速度、行车密度提高，国际交流的增加，要求提高铁路运输的安全水准。与 20 世纪 80 年代相比，同样一次行车事故，20 世纪 90 年代所造成的经济损失、社会及政治影响要大得多。跨世纪后，旅客列车大幅度增加，行车速度提高也在向国际水平靠拢，其安全性显得尤为重要，这也是铁路、公路、航空各种交通之间，高安全性是铁路运输的一项明显优势。

其二，采用无缝线路轨道之后，虽然断轨次数可以显著减

少，但要修复断轨较有缝线路轨道困难。它不仅在修复时需要锯轨、配轨、临时轨、重焊等复杂工作，必要时还要进行轨道的应力调整。如果把采用无缝线路轨道后钢轨接头伤损数量减少的50%作为提高钢轨使用可靠性的安全储备，另50%用于延长钢轨使用寿命，则60 kg/m钢轨的安全疲劳可按840 Mt×1.1515=967 Mt考虑。区间无缝线路和跨区间无缝线路轨道的安全使用寿命还能有所增加。

b. 列车平均轴重的增长。随着轴重和钢轨质量增加，钢轨的损伤愈来愈集中于钢轨的头部，疲劳源发生在轨头部分的疲劳损伤、轨面剥离、压溃及波磨已成为钢轨伤损的主要形式。究其原由，主要是轨头部分的轮轨接触应力随轴重的增加而显著增加，并不随钢轨质量的增加而明显减少，因为我国60 kg/m钢轨、50 kg/m钢轨，其轨头圆弧半径为300 mm，在相同的轮重情况下，对钢轨损伤和轨面损伤具有重要意义的轮轨接触最大剪应力 τ_{max} 可按下式计算：

$$\tau_{max}=4.13\sqrt{\frac{P}{R}} \qquad \text{（说明4.0.1—2）}$$

式中 τ_{max}——轮轨接触最大剪应力（kg/mm^2）；

P——轮重（kg）；

R——车轮半径（mm）。

概括我国机车车辆资料，几种典型的计算结果列于说明表4.0.1—2。

说明表4.0.1—2 轮轨接触最大剪应力

机车、车辆类型	轴重（轮重）（t）	车轮半径（mm）	τ_{max}（MPa）
货车 C_{75}	25（12.5）	420	225
货车 C_{64}	21（10.5）	420	207
货车平均轴重17 t	17（8.5）	420	186
货车平均轴重18.5 t	18.5（9.25）	420	194

续说明表 4.0.1—2

机车、车辆类型	轴重（轮重）（t）	车轮半径（mm）	τ_{max}（MPa）
前进型蒸汽机车	23（11.5）	750	162
东风$_4$内燃机车	21（10.5）	525	185
韶山$_1$电力机车	23（11.5）	625	177
韶山$_4$电力机车	25（12.5）	625	185

由说明表 4.0.1—2 表可以看出如下几点：

一是前进型蒸汽机车主动轮下的轮轨接触最大剪应力 τ_{max}之值最小。在传统的轨道强度检算中，通常以该型机车主动轮为计算轮，并以该型机车的轴式作为轨道强度的荷载图式，检算轨道各部件的强度。但对重型钢轨的伤损具有决定意义的轨头伤损而言，前进型机车处于非常次要的地位。这就是前面所提到的“钢轨静力强度条件已不再是确定钢轨类型的控制因素”的验证。

二是对机车与车辆而言，尽管机车轴重仍普遍大于车辆，但其轮轨接触最大剪应力却普遍小于车辆。这样，在整个列车中，不仅机车较车辆数量少，机车车轮作用下的最大轮轨剪应力也小，这就是当今确定轨道结构中的钢轨类型时，特别重视车辆轮重而忽视机车轮重的原因。

三是对钢轨的疲劳累积损伤及钢轨的安全使用寿命而言，不但要考虑那些轴重大、作用次数少的荷载，而且更应考虑那些轴重居次，但作用次数很多的荷载，列车的平均轴重比列车的最大轴重对钢轨的疲劳累积损伤更具有控制意义。

四是对同一类型钢轨轨道，机车车辆轴重越大，相同速度条件下枕上压力也越大，加剧胶垫的破损、道床板结，加剧轨道状态的残余变形，对钢轨损伤影响亦不能忽视。因此，轴重也不宜过大。

从 20 世纪 80 年代到 90 年代，我国铁路随着载重 60 t 及以上的大型车辆投入使用和载重 30 t、40 t 小型车辆的相继淘汰，

车辆的平均轴重已由接近 17 t 提高到 18 t。根据钢轨疲劳累积损伤计算原理，在其他条件不变的情况下，仅平均轴重由 17 t 提高到 18 t，标准长度 12.5 m 的 60 kg/m 钢轨有缝线路的安全疲劳寿命将由 *840 Mt* 降低到 *660 Mt*，由标准长度 25 m 的 *60 kg/m* 钢轨焊接成无缝线路，其钢轨安全使用寿命按前述理论提高 15.15%，即为 $660 \times 1.1515 = 760$ Mt。

c. 列车速度的提高。列车速度的提高会使轮轨重力附加荷载增加，加大钢轨各部分的应力，导致钢轨安全寿命的缩短。我国《铁路轨道强度检算法》用速度系数 α 计算行车速度对轮轨动荷载的影响。

$$P_a = P_0(1 + \alpha) \qquad \text{（说明 4.0.1—3）}$$

式中 P_a——车轮动荷载（t）；

P_0——车轮静荷载（t）；

α——速度系数，见说明表 4.0.1—3。

说明表 4.0.1—3 速 度 系 数 α

牵引种类	检算内容	
	检算钢轨	检算轨枕、道床、路基
内燃	$0.4v/100$	$0.3v/100$
电力	$0.6v/100$	$0.45v/100$
蒸汽	$0.8v/100$	$0.6v/100$

由于在强度检算中采用的是最大荷载，故在强度检算法中所给出的速度系数是不同种类机车的速度系数，而没有车辆的速度系数。钢轨疲劳寿命估算中起控制作用的是数量最多的车辆荷载而不是机车荷载，故不能用说明表 4.0.1—3 的速度系数来推算行车速度对钢轨疲劳寿命的影响。

国际铁路联盟（UIC）通过试验，提出了计算列车（包括机车和车辆）动力附加荷载的统计经验公式：

$$\Delta P = 1.201 + 0.060P + 0.051(v - 50)(S - 0.5)$$

（说明 4.0.1—4）

式中 ΔP——轴重动力附加值（t）；

P——静轴重（t）；

v——行车速度（km/h）；

S——轨道几何质量指数，用线路方向的标准差表示：在轨道质量好的线路上，200 m 线路长度范围内的方向标准差值为 1～2 mm。

可以看出，当速度 $v = 50$ km/h 时，速度的影响项为 0，可见式（说明 4.0.1—4）是以速度 $v = 50$ km/h 时的动力附加值为基础，计算其他速度时的动力附加影响。

假定车辆静轴重为 23 t，在轨道质量好的线路上，列车速度每提高 10 km/h，轴重动力附加值为 0.225～0.765 t，为静轴重的 1.1%～3.3%，其值有限。

20 世纪 90 年代以来，特别是近几年来，我国客车速度提高的幅度比较大，而货车牵引质量大，速度提高不多，平均时速由 50 多千米提高到 60 多千米，提高的幅度约 10 km/h，故其轴重的动力附加增量有限。对于钢轨疲劳寿命的影响而言，起控制作用的恰恰是货车而不是客车，故一般不考虑速度提高的影响。目前既有线提速已由 140 km/h 提高到 200 km/h，货物列车的行车速度也有提高到 120 km/h 目标值的趋势，因此，无论是货物列车还是旅客列车设计行车速度的提高，轴重的动力附加增量均在明显增大，其速度系数也应做出相应调整，轨道结构强度应适当提高。

综上所述，60 kg/m 钢轨的安全疲劳寿命均为 760 Mt，50 kg/m 钢轨的安全疲劳寿命在轨道结构设计的安全度指标（或称可靠系数）及列车平均轴重变化之后，也可按相同的原理和比例进行估算，均为 435 Mt。按线路大修周期 15～20 年考虑，则 60 kg/m 钢轨的年通过总质量范围为 38～51 Mt，50 kg/m 钢轨的适用范

围为 22～29 Mt。

特重型轨道的年通过总质量大于 50 Mt，而 60 kg/m 钢轨的适用上限为 51 Mt，仅接近其特重型轨道年通过总质量的下限边缘，故特重型轨道最好是采用 75 kg/m 钢轨。在目前 75 kg/m 钢轨产量、质量等条件有一定限制的情况下，也可采用 60 kg/m 钢轨。重型轨道的年通过总质量为 25～50 Mt，与 60 kg/m 钢轨的适用范围 38～51 Mt 大体相当，故可原则上配用 60 kg/m 的钢轨。《铁路线路维修规则》规定，无缝线路 60 kg/m 轨道，大修周期 700 Mt，以 20 年计，年通过总质量可满足 35 Mt；有缝线路轨道大修周期 600 Mt，相当于每年通过总质量为 30 Mt，现定 25～50 Mt 的年通过总质量匹配 60 kg/m 钢轨是有一定储备的。但若采用 50 kg/m 钢轨，则大修周期达不到 20 年。次重型轨道的年通过总质量为 15～25 Mt，可配用 50 kg/m 钢轨。中型、轻型轨道从钢轨使用寿命的角度来考虑，本可配用 43 kg/m 钢轨，因为 50 kg/m 钢轨的年通过总质量适用范围高于中型、轻型轨道的年通过总质量规定范围。所以本规范仍建议采用 50 kg/m 钢轨。站线轨道可按 43 kg/m 钢轨考虑，其理由如下：

其一，前面的分析已经指出，选择钢轨类型的因素有两个：一是钢轨安全使用寿命，另一个是轨道维修工作量。正线上使用 43 kg/m 的钢轨，轨道养护维修工作量太大，轨道几何质量低劣，影响行车安全。

据以往津浦线桑梓—济南段使用 50 kg/m 和 43 kg/m 钢轨的对比统计资料，其年通过总质量、钢轨类型和线路季度维修情况如说明表 4.0.1—4。

由说明表 4.0.1—4 可见，在相同运营条件下，铺设 43 kg/m 钢轨的线路，维修工作量较铺设 50 kg/m 钢轨线路轨道大，而线路质量也低得多。此外，从铁道部原工务局对京包、京山、石太及吉长等线 43、50 kg/m 钢轨的调查统计结果看，以保证行车安全为前提条件，新钢轨的平均使用寿命，43 kg/m 钢轨为 270

Mt，50 kg/m 钢轨为 500 Mt 左右。实践表明，50 kg/m 钢轨所能承担的累计通过总质量比 43 kg/m 钢轨大 70%，而轨重仅增加 15%。这也说明了较重的钢轨具有较大的刚度，在相同动荷载作用下产生较小的挠度因而能有较好的耐疲劳性能。从节约工程运营费方面分析 43、50 kg/m 钢轨的经济临界总质量，也可以得出类似的结果。

说明表 4.0.1—4　43 kg/m 与 50 kg/m 钢轨年通过总质量、钢轨类型调查

年通过总质量（Mt）		所属工区	钢轨类型（kg/m）		维修工作量（km）		线路质量分
上　行	下　行		上　行	下　行	计划维修	紧急维修	
19	26	桑梓（二）	50	50	—	150	66
		孙　　庄	43	50	1 430		126

注：孙庄地区下行线的维修工作量约占总工作量的 30%。

其二，目前国内钢轨生产厂家已不再作为正常供货产品生产 43 kg/m 钢轨，故在订购钢轨时，如未事先签定 43 kg/m 钢轨的生产专项合同，就会买不到 43 kg/m 钢轨，导致供料、铺轨的困难。另外，由于 43 kg/m 钢轨生产批量减少，钢轨的单价也相应提高，钢厂宁愿生产批量大的 50、60 kg/m 钢轨。当前某些铁路建设中，建设施工单位将原设计中的 43 kg/m 钢轨改用 50 kg/m 钢轨的情况已不少见。

其三，采用 43 kg/m 钢轨，只能用 70 型刚性扣件或 67 型拱形弹片式扣件，这两种扣件厂家已不再生产，钢轨夹板等与 43 kg/m 钢轨的联结零件采购也相当困难，这也是施工单位将原设计的 43 kg/m 钢轨改用 50 kg/m 钢轨的一项主要原因之一。

在轻型轨道中，本规范仍规定采用 50 kg/m 钢轨。

③对本规范标准评估。根据 1996 年年底的统计资料，我国铁路线路年通过总质量的情况如说明表 4.0.1—5。

按本规范标准，要求铺设 60 kg/m 或 75 kg/m 钢轨的线路延长为 16 927.3 km，应铺 60 kg/m 钢轨的为 25 047.1 km，应铺

50 kg/m钢轨的 11 350.2 km，可铺 50 kg/m 或 43 kg/m 钢轨的为 22 599.0 km。

说明表 4.0.1—5　线路年通过总质量延长公里统计资料

一年通过总质量（Mt）	>50	50～25	25～15	<15
线路延长（km）	16 927.3	25 047.1	11 350.2	22 599.0

1996 年底，我国不同类型钢轨的铺设延长公里如说明表 4.0.1—6 所示。

说明表 4.0.1—6　不同类型钢轨的铺设延长公里

钢轨类型（kg/m）	75	65	60	50	43	其　他
铺设延长（km）	147.7	367.5	34 072.2	32 947.5	8 376.9	750.1

比较说明表 4.0.1—5 及说明表 4.0.1—6 的资料，可见本规范的标准尚留有一定的余地，是符合我国实际的。

④轨枕配置标准。轨枕配置标准应与运营条件相适应，并与轨道各部件合理匹配，以求在最经济的条件下保证轨道具有足够的强度和稳定性。

20 世纪 60 年代以前我国铁路多使用木枕，多年来的实践证明，现行木枕配置标准是适宜的。随着我国铁路和建设事业的发展，混凝土枕的铺设数量逐年增多。现对轨枕配置根数作一说明。

a. 我国轨枕每千米配置标准：钢轨标准长度 12.5 m、25 m、50 m 系列，与前苏联一致，一般有缝线路上，其钢轨接头和第一孔，轨枕间距 a、b、c（中间），均以 60 根或 80 根为等级差，其以每千米铺设 1 600、1 680、1 760、1 840、1 920（前苏联到 2 000根/km）等。欧洲各国钢轨标准长度 18 m、36 m、72 m 系列，轨枕间距一般为 600 mm，每千米铺设 1667 根，曲线地段根据强度要求按 60 根一级增加。我国一般是参照前苏联的轨枕配置，在运输繁忙的Ⅰ级铁路上，轨枕的配置根数要有适宜的密

度。混凝土枕设计制造技术的发展，按其运营条件不同，由原来的Ⅰ型混凝土枕发展至Ⅱ型、Ⅲ型混凝土枕，轨枕长度也由2.5 m发展至Ⅲ型枕的2.6 m，且枕底面积也加宽了。Ⅲ型枕枕底宽为300 mm，而Ⅱ型枕底宽为280 mm，这样道床纵、横向阻力Ⅲ型较Ⅱ型增加，轨枕长度增加，基床表面应力2.6 m长枕较2.5 m降低10%～12%。为此，一般干线上铁路轨道铺设Ⅱ型混凝土枕为1760根/km，铺设Ⅲ型混凝土枕为1667根/km。这样既减少了新建铁路工程的工程量，也减少了养护维修工作。一般混凝土枕与钢轨配套的技术原则，50 kg/m钢轨宜配置Ⅱ型混凝土枕，60 kg/m及以上钢轨宜配置Ⅲ型混凝土枕。

对于Ⅲ型混凝土枕，20世纪90年代中期，铁道部建设司曾组织于京九铁路做过每千米1600根、1667根、1680根的配置铺设试验。实践与理论相吻合，铺设Ⅲ型混凝土枕，每千米1600根即可满足运营要求，考虑安全储备及施工维修方便，采用枕间600 mm，每千米1667根配置为合适。后该配置于既有铁路轨道广泛使用。

另外，采用混凝土枕每千米配置对无缝线路轨道而言，即是厂焊接头与轨枕承轨槽面搭接的影响。由于钢轨打磨技术的发展，钢轨接头焊接轨底打磨均能达到标准要求，世界各国均无所谓“搭接”限制规定。每千米轨枕配置根数在无缝线路轨道上与钢轨标准长度25 m还是18 m也无技术上的联系。例如韩国的高速铁路，就采用1667根/km。实际上，由于钢轨焊接的顶锻量的原因，焊缝并不在钢轨标准长度的位置上，这样实际1680根/km的焊缝与轨枕承轨槽“搭接”较1667根/km更多。为此，本规范铺设Ⅲ型混凝土枕选用1667根/km是符合运营条件的。从方便捣固作业的角度，轨枕配置不宜过密。在国外，轨枕配置一般为1667～1720根/km。随着列车行车速度的提高、钢轨重量的提高、混凝土重量的增加，广泛采用Ⅲ型混凝土枕的趋势将成为必然。

b. 以不同轨枕间距对钢轨、道床、路基应力的影响，分析轨枕配置标准。

（a）不同轨枕间距对钢轨应力的影响

为了分析不同轨枕间距对钢轨应力的影响，按下式进行钢轨应力计算：

$$\sigma = \frac{P}{4W}\sqrt[4]{\frac{4EIa}{D}} \qquad \text{（说明 4.0.1—5）}$$

式中 σ——钢轨应力（Pa）；

a——轨枕间距（m）；

W——钢轨截面模量（m^3）；

I——钢轨的惯性矩（m^4）；

P——轮重（N）；

E——钢轨钢的弹性模量，为 2.1×10^5 MPa；

D——钢轨支点弹性系数（N/m）。

对于 50 kg/m 钢轨，轨枕间距采用 54、57、63 和 70 cm 四种数（各相当于 1 840、1 760、1 600、1 440 根/km）作了计算。如间距为 54 cm 的钢轨应力为 100，其他轨枕间距的钢轨应力增加的百分比如说明表 4.0.1—7。

说明表 4.0.1—7 不同轨枕间距的钢轨应力增加比例（%）

道床系数（MPa/m）	轨枕间距（cm）			
	54	57	63	70
40	100	101.8	104.6	107.7
60	100	101.4	104.0	107.0
80	100	101.2	103.6	106.6

注：钢轨应力系指钢轨底部边缘应力。

由说明表 4.0.1—7 可知，当轨枕间距从 54 cm 增加到 70 cm 时，钢轨应力增加不到 10%，而当轨枕间距从 54 cm 增加到 57 cm或 63 cm 时，钢轨应力增加的比例更小。

(b) 不同轨枕间距对枕底道床应力的影响

有荷载轨枕下的道床应力，按下式计算：

$$\sigma = \frac{Pa}{F}\sqrt[4]{\frac{CF}{8EIa}} \qquad \text{(说明 4.0.1—6)}$$

式中 F——轨枕支承面积（m^2）；

C——道床系数。

设道床系数 $C = 80$ MPa/m，如以间距为 54 cm 的道床应力为基数，其他轨枕间距的道床应力增加的百分比如说明表 4.0.1—8 所示。

说明表 4.0.1—8 不同轨枕间距道床应力增加比例（%）

轨枕间距（cm）	54	57	63	70
道床系数为 80 MPa/m 时	100	103.5	105	120

由说明表 4.0.1—8 可见，轨枕间距从 54 cm 增加到 57 cm，即轨枕配置从 1 840 根/km 减至 1 760 根/km 时，道床应力只增加 3.5%。其增加比例虽较钢轨应力为大，但在每千米相差 80 根轨枕的情况下，道床应力的变化还是极小的。

(c) 不同轨枕间距对路基面应力的影响

国外曾对不同轨枕间距和道床厚度的路基面应力进行试验，测定结果如说明表 4.0.1—9。

说明表 4.0.1—9 不同轨枕间距和道床厚度的路基面应力

轨枕间距(cm) / 路基面应力(kPa) / 道床厚度(cm)	54		57		63	
	σ_0	σ_1	σ_0	σ_1	σ_0	σ_1
30	63	49	67	49	69	50
40	56	43	57	47	59	43
50	51	41	51	43	51	40

注：σ_0 为承载轨枕下的路基面应力；σ_1 为邻近轨枕下的路基面应力。

由说明表 4.0.1—9 可见，不同轨枕间距对路基面应力的影响有限。当道床厚度为 30 cm 时，轨枕间距从 54 cm 增加到 63 cm，路基面应力增加不到 10%，而道床厚度 40 cm 及以上时，不同轨枕间距对路基面应力基本上没有影响。

从以上分析可知，混凝土枕配置标准比木枕的配置标准（1975 年以前的规定，混凝土枕与木枕相同）每千米减少 80 根左右时，钢轨、道床和路基面应力的增加都很有限。就稳定性来说，由于混凝土枕在道床中的纵、横向阻力和扣件的扣压力较大，稳定性远高于木枕轨道。各类轨道的轨枕配置标准规定如说明表 4.0.1—10。

说明表 4.0.1—10　各类轨道Ⅱ型混凝土轨枕配置标准规定

轨道类型	特重型	重　型	次重型	中　型	轻　型
每千米根数	—	1840	1760～1680	1680～1600	1600～1520

c. Ⅲ型轨枕的合理配置。根据优化轨道结构、实现各部件性能的合理匹配、提高轨道结构整体承载能力的要求，本规范中，特重型、重型轨道采用Ⅲ型混凝土枕。Ⅲ型轨枕与Ⅱ型轨枕相比，Ⅲ型轨枕的轨下断面承载能力提高 43%，枕中断面负弯矩承载能力提高 65%。因此，Ⅲ型轨枕的每千米铺设根数可以适当减少。另外，Ⅲ型轨枕的轨枕重量、轨枕底面积、轨枕侧面积和轨端面积的增加，提高了轨枕的横向阻力、纵向阻力，提高了线路的稳定性；轨枕质量增加，还可以减缓传递给道床的冲击和振动荷载；轨枕的加长，降低基床表面的动应力，同时也改善了轨枕的自身受力，改善了道床的工作条件，提高了散粒体道床结构的稳定性。

从加强轨道整体结构考虑，每千米轨枕配置根数多一点，有利的是轨道结构得到加强，不利的是轨枕配置多了会增加捣固作业工作量，故匹配尤为重要。从轨道养护维修的捣固作业要求以及轨道结构的弹性连续、质量均衡、部件合理匹配考虑，每千米

轨枕配置根数不宜过多。根据既有铁路轨道铺设实践，Ⅱ型混凝土枕以1760根/km为宜。Ⅲ型轨枕和Ⅱ型轨枕相比，枕底更宽，在相同的枕间距条件下枕底侧缘之间的净间距更小。另外，轨下断面的轨枕高度也增大，这样更不利于捣固工作。因此，从捣固作业要求、轨枕承载能力匹配考虑，Ⅲ型轨枕的枕间距应当比Ⅱ型轨枕更大些，也就是Ⅲ型轨枕的每千米配置根数应比Ⅱ型轨枕更少些。

轨枕配置根数、轨枕间距和枕底侧缘净距的计算结果如说明表4.0.1—11。

说明表4.0.1—11　轨下断面枕底侧缘净间距

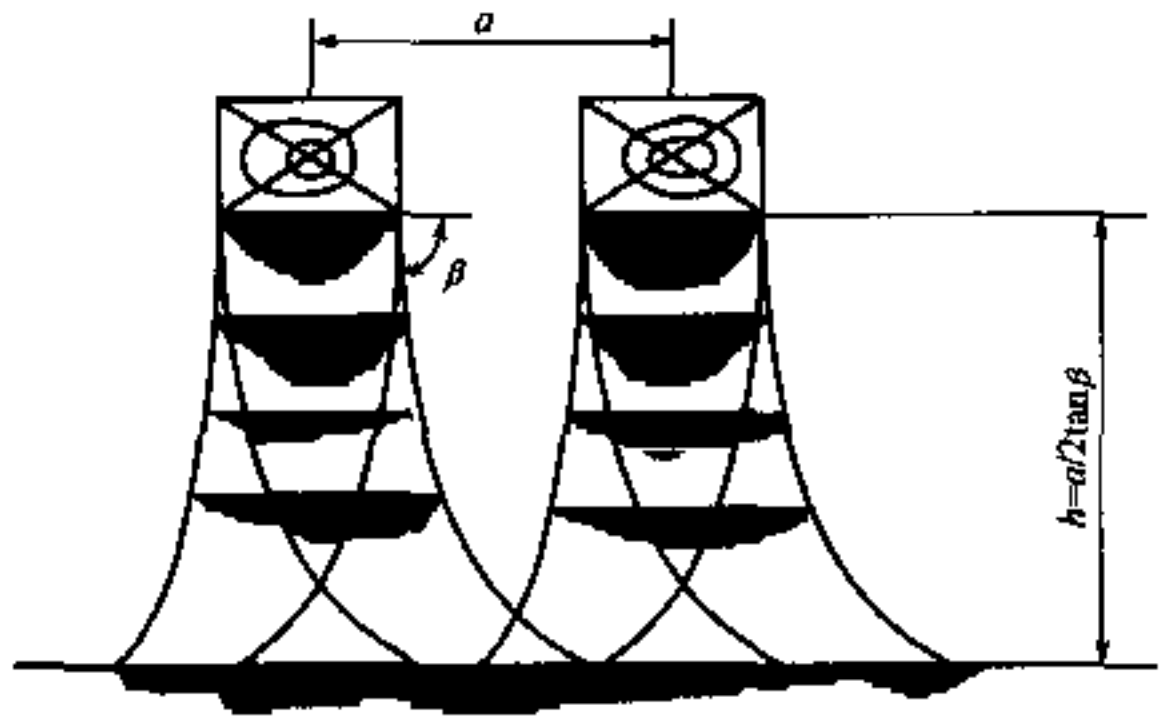
轨枕配置根数（根/km）		1840	1760	1720	1667	1680	1600
轨枕间距（cm）		54.3	56.8	58.1	60.0	59.5	62.5
枕底侧缘净间距（cm）	Ⅱ型轨枕	26.8	29.3	30.6	32.5	32.0	35.0
	Ⅲ型轨枕	24.3	26.8	28.1	30.0	29.5	32.5

注：Ⅱ型轨枕轨下断面枕底宽27.5cm，Ⅲ型轨枕为30.0cm。

由说明表4.0.1—11可以看出，每千米轨枕配置根数，Ⅱ型枕1840根的枕底接触面积较Ⅲ型枕1667根还少，与Ⅲ型枕1600根/km配置相当。为此，本规范特重型、重型轨道最高行车速度为120～160km/h、等于或小于120km/h，采用Ⅲ型混凝土枕时，铺设根数为1667根/km。重型、次重型轨道最高行车速度等于或小于120km/h，采用Ⅱ型混凝土轨枕时，铺设根数为1667～1760根/km。

⑤道床厚度。碎石道床的厚度是指直线地段或曲线地段内轨枕底与路基面之间的道碴层和底碴层的总厚度。本规范补充规定了采用级配碎（砾）石基床表层的单层道碴厚度标准，其主要是根据国外和我国秦沈线实践经验。道床应有足够的厚度，使由钢轨、轨枕传下来的车轮压力经道床的扩散而大大减小，以使在列车重复荷载作用下所产生的道床下沉、道碴和路基面应力均不超

过容许值，以延缓轨道永久变形。所以在确定道床厚度时，必须考虑机车车辆荷载的大小，钢轨、轨枕类型，轨枕间距，道碴粒径和级配对压力传递的特征，以及路基面的容许承载能力。道床中压力分布方式如说明图 4.0.1—4。



说明图 4.0.1—4

列车荷载传递给路基面的压力随道床厚度增加而逐渐减少、均匀，轨道的变形也逐渐减少。当厚度达到 $h = a/2\tan\beta$ (cm) 时，沿线路轨道方向的路基面上的所承受的压力可大致均等，然而沿轨枕方向路基面所受压力仍不均等。根据计算，要使路基面在纵横向所受压力大致均等，道床厚度将达到 70～80 cm，但事实上并无必要。由于道床内的应力分布比较复杂，因此对道床厚度的要求，只要相邻轨枕的压力传到路基面上相互重叠就差不多了（约 $h > 25$ cm）。

此外，在一条线路上，路基土质不尽相同，其承载能力也不是各处都相同，而且差异甚大（根据测定，土质路基面的容许承载力，按照土质不同，自 0.02～0.2 MPa）。轻型轨道的双层道床厚度 15/20 cm，现场反映道床的面碴厚度不足，特别是铺设混凝土枕地段宜适当加厚，以增加道床的弹性和抗剪能力，减小轨道变形。考虑到道床的总厚度，基本上是合适的，不宜增大。同

时，根据宝成线等底碴层厚仅 15 cm 的实践看，还是可行的。轻型轨道所承担的通过总质量和列车的走行速度均较小，在不致造成底碴层变形、不减弱其隔离、保温防冻和渗水过渡等作用的条件下，将轻型轨道双层道床的厚度定为道碴层 20 cm，底碴层 15 cm。

4.0.2 本条根据目前正线使用特重型、重型钢轨的情况，对原《站规》规定的到发线要采用比正线轻一级的新轨或同级旧轨做了修改。

到发线一般只作接发列车之用，只有在个别情况下才办理通过列车。但列车速度因受所连接的道岔的侧向通过速度控制，虽然较正线通过列车速度低，到发线接发列车速度也有很大提高。为此，当正线为 60 kg/m 及以上钢轨时，到发线应采用 50 kg/m 及以上的钢轨，这样利于到发线实现少维修之目的。

另外，为实现站线少维修之目的，本规范做了站线轨道采用Ⅰ型混凝土枕的规定。

5.0.1

（1）钢轨分类

①按质量分。我国现行钢轨类型按 2003 年国家现行标准《43～75 kg/m 热轧钢轨订货技术条件》(TB 2344) 分为 43、50、60、75 kg/m 四种类型，以适应不同运营条件的使用要求。各型钢轨的理论质量见说明表 5.0.1。

说明表 5.0.1 钢轨的理论质量（kg/m）

钢轨类型	43	50	60	75
理论质量	44.653	51.514	60.643	74.414

②按钢种分。钢轨可以分为碳素轨、合金轨和热处理轨三种。

碳素钢轨是指仅用自然的原铁矿石冶炼的钢轨钢轧制的钢轨，其化学成分为原铁矿石所含，不含人为加入的稀有金属元

素。碳素轨主要以碳、锰两元素来提高强度，改善韧性。前苏联和美国多采用高碳、低锰类碳素轨，而欧洲、日本则采用高锰、中碳类碳素轨。我国碳素轨与欧洲、日本的锰、碳含量相近。

碳是铁以外的主要成分，钢的抗拉强度、耐磨性及硬度均随含碳量的增加而增加，但钢中含碳量偏多，钢质变脆，其塑性指数（伸长率、断面收缩率和冲击韧性）会显著降低。

锰可提高钢的强度和耐磨性，同时增加韧性，它可以除去钢内的有害氧化铁和硫化夹杂物。

合金轨则是以碳素轨为基础，即是指在自然矿石中人为加入适量的合金元素，如 V（钒）、Ti（钛）、Cr（铬）、Mo（钼）等，从而提高钢轨的强度和韧性。北美和前苏联的合金轨多为 Cr—Mo 轨或 Cr—V 轨。中国合金轨则是 V—Ti 轨和 Re—No（钵、铌）轨。例如目前使用的 $U75V^b$ 钢轨及试验中 $U76NbRE^b$ 稀土轨，一般称为微合金轨。

热处理轨则主要是碳素轨通过加热和控制冷却，来改善其金相结构，通过热处理细化晶粒，形成细珠光体组织，从而获得高强度和高韧性。

③按钢轨的力学性能分。通常钢轨分为三类：一类为普通轨，它是指抗拉强度不小于 800 MPa 的钢轨；二类为耐磨轨，它是指抗拉强度不小于 900 MPa 的钢轨；三类为高强度轨，它是指抗拉强度不小于 1 100 MPa 的钢轨。

④按钢轨钢金相组织分。通常钢轨分为珠光体、贝氏体和马氏体钢三大类。

上述钢轨分类，钢轨钢各有特色。碳素钢生产成本最低，但其金相组织是较粗大的珠光体，因此其强度和韧性并不是最理想的；合金钢轨钢是利用 Mn、Cr、Mo、V 等元素来提高其强度，改善其韧性，可以获得细化珠光体组织，比碳素钢轨钢综合力学性能要好，但其焊接性能不如碳素钢轨钢，而且生产成本也高；

热处理钢轨钢主要是通过热处理获得细微珠光体组织，到目前为止世界各国普遍认为这是综合性能最好的钢轨钢，但其热处理设备投资较大。

钢轨通过热处理，可进一步提高普通碳素钢轨或合金钢轨的各项机械性能，使其抗拉强度、金属表面的疲劳强度、韧性、耐磨性、抵抗高应力下的塑性变形能力等均高于普通碳素钢轨或合金钢轨。目前我国铁路铺设的全长淬火钢轨主要有 U71Mn 全长淬火钢轨及 PD_2、$U75V^b$ 全长淬火钢轨。

通常，在相同的运营条件下，钢轨越重、断面越大，相应的刚度也随之增大。从理论计算得知：增加钢轨刚度，只能减小钢轨的动弯应力和轨道各部件的应力，却无法减小轮轨接触应力。钢轨刚度越大，越易发生接触型疲劳伤损。所以钢轨的重型化必须与强韧化、纯净化、精度化同时进行。全长淬火钢轨是我国目前较易获得的强韧化钢轨，也是强化钢轨的一个发展方向。

(2) 钢轨类型的选用

钢轨类型的选择不仅是一个技术问题，同时也是一个经济问题，选型时应根据有关规定、运营条件要求、合理的修理周期等条件确定。本条规定“正线上使用的钢轨，应按本规范表 4.0.1 的规定选用”，详细的分析说明已在本规范第 4.0.1 条的条文说明中给出，此处不再赘述。

本条根据我国 1985 年后制定的钢轨系列标准、铁路正线的实际铺轨运营情况以及近些年来客货列车提速、广深准高速铁路运营和秦沈客运专线建设实际情况，明确了各型轨道应采用的钢轨类型（轻型轨道不再采用 38 kg/m 钢轨，特重型轨道采用 75 kg/m或 60 kg/m 钢轨），对重型钢轨机械性能提出了较高要求。这与我国铁路科技进步和发展是一致的，也是可行的。

根据运营条件不同，应选择不同钢种的钢轨。例如，作为客运专线，应选择强度不宜过高的钢轨，这主要是为及时消除钢轨

的波浪磨耗，易于打磨，经常保持钢轨的平顺性，从而延长钢轨波浪磨耗的修理周期。如果钢轨强度高，过硬，列车运行过程中，如同对轨面进行冷加工，钢轨表面强度和硬度也会提高，形成波浪磨耗后，很难打磨，甚至会造成打磨出新的轨面波浪。但对于小半径曲线地段，由于钢轨侧磨严重，则应选择高强度、耐磨钢轨。值得注意的是，铺设无缝线路轨道，应选用焊接性能好的钢种钢轨。

5.0.2 无缝线路轨道采用的标准长度钢轨越长，焊接接头越少，不仅可以减少焊接接头不平顺处数，还可减少钢轨焊接的强度薄弱点。目前我国钢轨制造厂鞍钢、包钢、攀钢三厂，已由国家投资 75 亿元引进生产线，实现 LF 炉外精炼、VD 真空脱气、大方坯连铸、炼钢生产线改造；采用步进式炉加热，万能轧制生产线改造；高压水除磷，平立复合矫直，四面压力矫直，加工生产线改造；并使用超声波探伤、涡流探伤及激光等自动检测设备。生产钢轨长度可为 25 m、50 m、100 m 的钢轨。

采用工厂（基地）接触焊的长钢轨，既有线轨道大修，一般焊接长钢轨 250 m。进入 20 世纪 90 年代，由于工务装备技术发展，开始使用 500 m 钢轨运输车。郑州、北京、呼和浩特等铁路局实现了厂（基地）焊长钢轨 500 m；郑州局小李庄焊轨厂，设计焊长为 500 m，实际焊长可达 750 m。长轨条越长，现场联合接头越少，利于减少薄弱环节。

道岔及钢轨伸缩调节器是正线轨道上的薄弱环节，为此，其钢轨强度等级不宜低于线路轨道。过去很长时间道岔尖轨采用普通钢轨刨切而成，此种尖轨横向刚度小，高度与基本轨同高，列车通过道岔时，特别是侧向通过时，容易将基本轨撞出鹅头，且在转辙部分形成构造三角坑，不利于列车平稳通过道岔。采用特种断面尖轨，其优点是增加了尖轨横向刚度，并消除了转辙部分的构造三角坑。

5.0.3 全长热处理钢轨是钢轨钢的一种。作为使用者，应该要

求钢轨能够满足轨道结构的力学性能需求。为此，本规范规定重型及以上轨道采用 60 kg/m 及以上钢轨。运量较大，平面条件较差，宜采用高强度钢轨。

近些年来列车速度提高，钢轨波浪磨耗加剧，为利于钢轨打磨，及时消除轨顶面的不平顺，从而延长钢轨波磨形成周期，确保列车平稳运行。根据《铁路主要技术政策》“客运专线和干线采用 60 kg/m 钢轨轨道结构，主要干线可采用 60 kg/m 的淬火钢轨或微合金轨。运煤专线可采用 75 kg/m 淬火钢轨轨道结构”的要求，干线和快速、高速铁路采用抗拉强度高于 880 MPa 的 60 kg/m钢轨，主要干线采用可焊性好的全长淬火钢轨。据世界各国铁路部门总结的经验，凡是钢轨使用寿命是由疲劳因素决定的地段，如果使用十分耐磨的钢轨，其使用寿命反而短。这是因为耐磨使最大剪应力基本上固定集中发生在同一区域（轨面下 5～7 mm)。如果有磨耗，其最大剪应力随磨耗而不断下降，不会在同一处固定不变。所以很多国家用打磨钢轨、修整轨头踏面外形的办法，使最大剪应力区在耐磨的轨头内向下移动，改善应力分布。美国从 1957 年开始打磨钢轨，打磨车通过一次即可从轨头上磨下 0.25～0.5 mm 的金属层，这样同时还可以消除轨面的不平顺，利于列车平稳运行，改善轮轨作用关系。澳大利亚、欧洲、日本高速铁路及重载轨道均采用打磨的办法。这也是世界各国以客运为主，列车速度高、平纵断面条件较好，而不采用更高强度钢轨的原因之一。对于重载轨道也是同样的道理。另外，由于无缝线路已是目前次重型及以上轨道结构的基本形式，故钢轨钢的可焊性能也尤为重要。对于半径较小的曲线地段，采用 60 kg/m 及以上全长淬火钢轨。重载铁路的小半径曲线轨道上，应发展高强度热处理合金轨。一般线路应以 50 kg/m 钢轨替代 43 kg/m钢轨。

另外，《“九五”期间铁路四大干线提速规划》(铁办〔1997〕29 号）附件的主要技术措施中明确要求：“正线钢轨全部采用

60 kg/m钢轨，小半径曲线及大坡道地段应尽量采用全长淬火钢轨。提速区段正线全部铺设区间或跨区间无缝线路。”各铁路局在小半径曲线上的使用结果表明，全长淬火钢轨的耐磨性和使用寿命可比普通碳素钢轨高 1～2 倍。1996 年国家计委下发的钢轨出厂基本价格中，全长淬火钢轨出厂基本价格比普通钢轨约高 10%，可见采用全长淬火钢轨具有明显的技术经济效益。目前全长淬火钢轨的加工工艺已经解决，质量控制标准已颁布了《热处理钢轨技术条件》(TB/T 2635—2004)，对全长淬火钢轨的使用提供了技术基础。

铁道部 1998 年编制了《时速 200 公里客运专线 60 kg/m 钢轨暂行技术条件》，其中钢轨拉伸性能、钢轨的抗拉强度和伸长率如说明表 5.0.3—1。

说明表 5.0.3—1　抗拉强度、伸长率和轨头踏面硬度

钢　　号	抗拉强度 σ_b（MPa）	伸长率 δ_5（%）	轨头踏面中心线硬度（HB）
U71Mn，U1C900A	≥880	≥10	260～300
PD_3，BN6RE	≥980	≥9	280～320

另外，钢轨轨头踏面中心线上的表面硬度值应符合上表的规定，在同一根钢轨上，其硬度值变化范围应不大于 30 HB。

世界各国使用钢轨的型式尺寸，均按本国铁路的轮轨关系确定，我国钢轨使用的运量等级相对国际铁路联盟 UIC 标准钢轨略多一些。目前欧洲高速铁路为实现联运，又制定了欧洲统一标准，即 EN 标准。

轨道由钢轨、轨枕、道床、道岔及联结零件等构成。轨道结构的各部件相匹配与钢轨和轨枕有关。中国的 60 kg/m 钢轨与 UIC 60 kg/m 钢轨的型式尺寸基本相近，钢轨断面轨顶曲线半径一致，曲线段长度仅半径 300 mm 段相差 1 mm，其他并无区别。从轮轨作用关系计算分析，UIC 60 kg/m 钢轨轨底边缘高为 11.5

mm，弹条扣压处轨底上缘坡度为1:14，而中国钢轨轨底高为12 mm，弹条扣压处轨底上缘陡于UIC 60 kg/m轨，为1:9，这使扣件扣压钢轨轨底高度相差近1 mm，这样我国目前使用Ⅲ型弹条是不适合UIC 60 kg/m钢轨的。国际铁路联盟UIC的轨底坡采用1:20，而中国铁路轨道轨底坡采用1:40，两者不同轨底坡，相对于60 kg/m钢轨轨距相差近9 mm，为此中国的混凝土枕将不能使用，要重新设计。

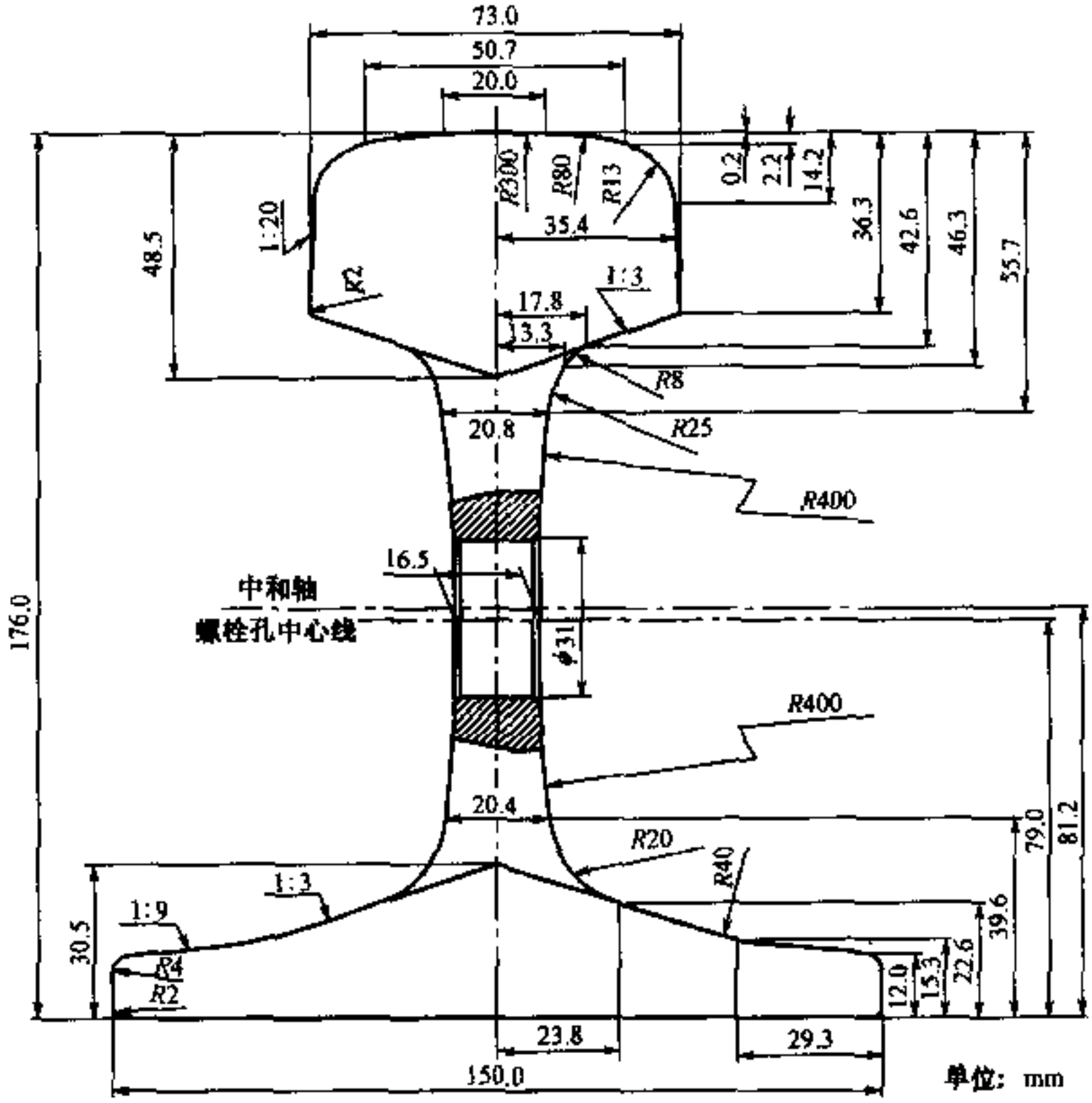
另外，UIC60 kg/m钢轨道岔采用的特种断面尖轨为73 kg/m，而中国60 kg/m钢轨道岔采用的特种断面尖轨为82.016 kg/m，两者相差一个等级。UIC尖轨尖端距基本轨顶高度为21 mm，因其轨距线为轨顶下14 mm处。而我国《技规》规定道岔尖轨尖端距基本轨顶高度为23 mm，这是由于我国铁路轨道轨距线为轨顶下16 mm。这样若把中国60 kg/m钢轨断面型式改为UIC 60 kg/m轨型，不仅会引起扣件、轨枕、道岔的全面改动，并且中国铁路现行机车车辆与UIC轨道标准不匹配。

中国60 kg/m钢轨轨高176 mm，而UIC 60 kg/m钢轨轨高172 mm，其他尺寸也较UIC60 kg/m略大，因此中国60 kg/m钢轨在刚度和强度方面均优于UIC60 kg/m钢轨。钢轨详细尺寸见说明图5.0.3—1及说明图5.0.3—2。

综合上述分析，中国铁路钢轨轨型断面，经数十年的运行实践，应该是符合我国铁路客运专线和客货共线的运营要求。由于钢轨的材质随着时间的推移和制造技术的进步，也在不断提高，目前钢轨钢的化学成分等标准均借鉴欧洲的EN标准，为此本规范只对60 kg/m及以上钢轨的抗拉强度提出宜采用高于880 MPa的钢轨的规定。

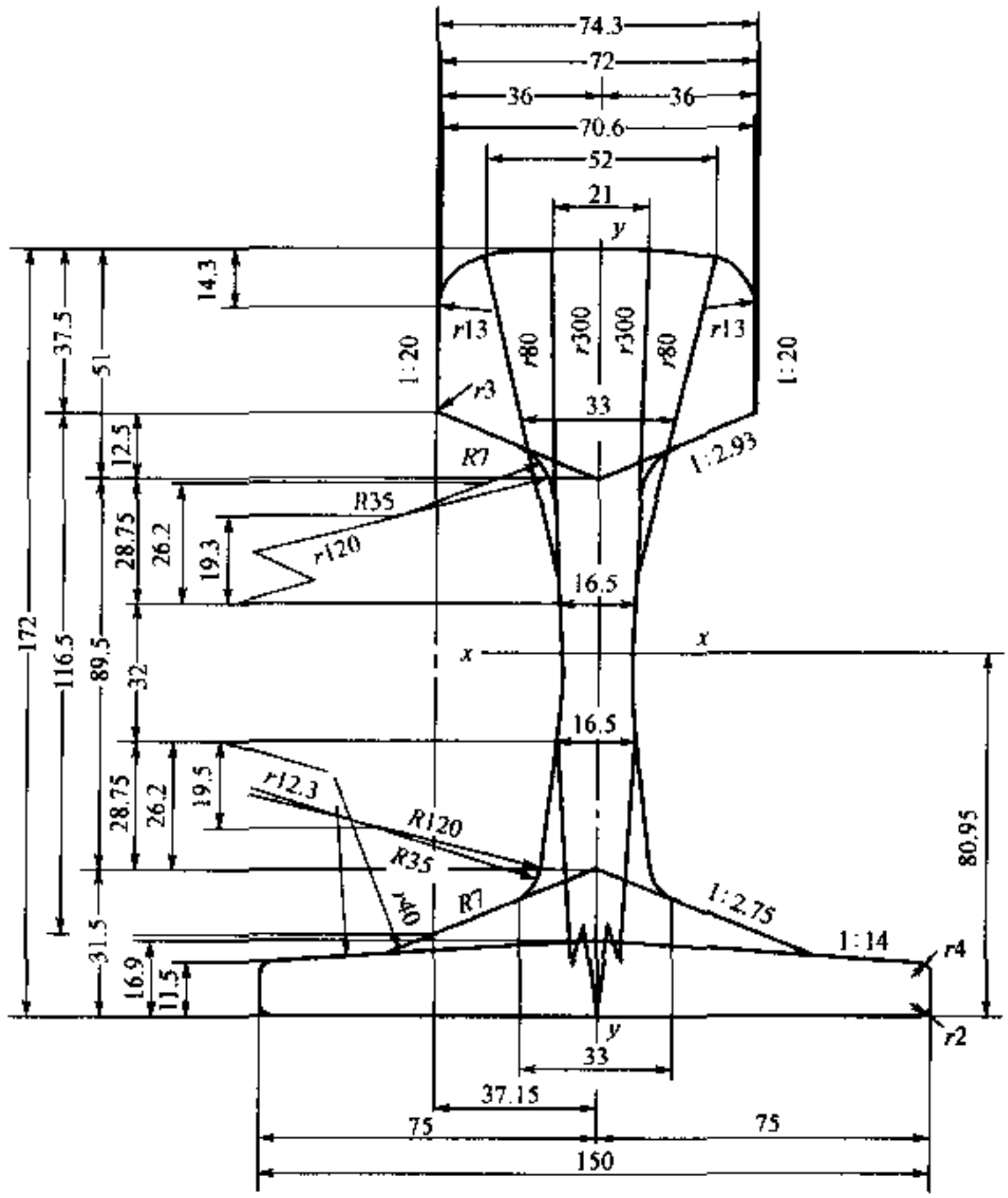
小半径曲线的钢轨磨耗及疲劳伤损是控制钢轨使用寿命的主要因素，同时也是一个综合性的问题。列车在曲线运行时，附加动压力及轮轨间的相对滑动与曲线半径成反比，所以曲线半径越小，钢轨磨耗越严重。疲劳伤损的发生则与车轮偏载作用于钢轨

的过载压应力和钢轨的材质有关。现将上海局 1989～1993 年现场观测到的钢轨侧面磨耗率列于说明表 5.0.3—2。1984～1994 年鹰厦线钢轨伤损率统计资料列于说明表 5.0.3—3。



说明图 5.0.3—1　中国 60 kg/m 钢轨断面图

从说明表 5.0.3—2 中可以看出，60 kg/m 钢轨，沪杭线曲线半径 650 m＜R≤900 m 时，侧面磨耗率为 0.84 mm/10 Mt 以下；当曲线半径 400 m＜R≤650 m 时，侧面磨耗率为 1.49 mm/10 Mt 以上，均为 650 m＜R≤900 m 时的 1.8 倍以上。



单位：mm

说明图 5.0.3—2　UIC60 kg/m 钢轨断面图

说明表 5.0.3—2　钢轨侧磨耗率（mm/10 Mt）

线　别	轨型（kg/m）	曲线半径（m）			
		$R=600$	$R=900$	$R=1\,200$	$1\,200<R\leqslant1\,400$
津浦/沪宁	60	1.17/1.72	0.71/1.04	0.68/1.00	0.43
线　别	轨型（kg/m）	曲线半径（m）			
		$R=400$	$400<R\leqslant650$	$650<R\leqslant900$	$900<R\leqslant1\,200$
沪杭/浙赣	60	1.59/3.80	1.49/3.55	0.84/2.00	0.42/1.00

注：表中钢轨均为 U71Mn 钢轨。

说明表 5.0.3—3　鹰厦线钢轨伤损率统计（根/km）

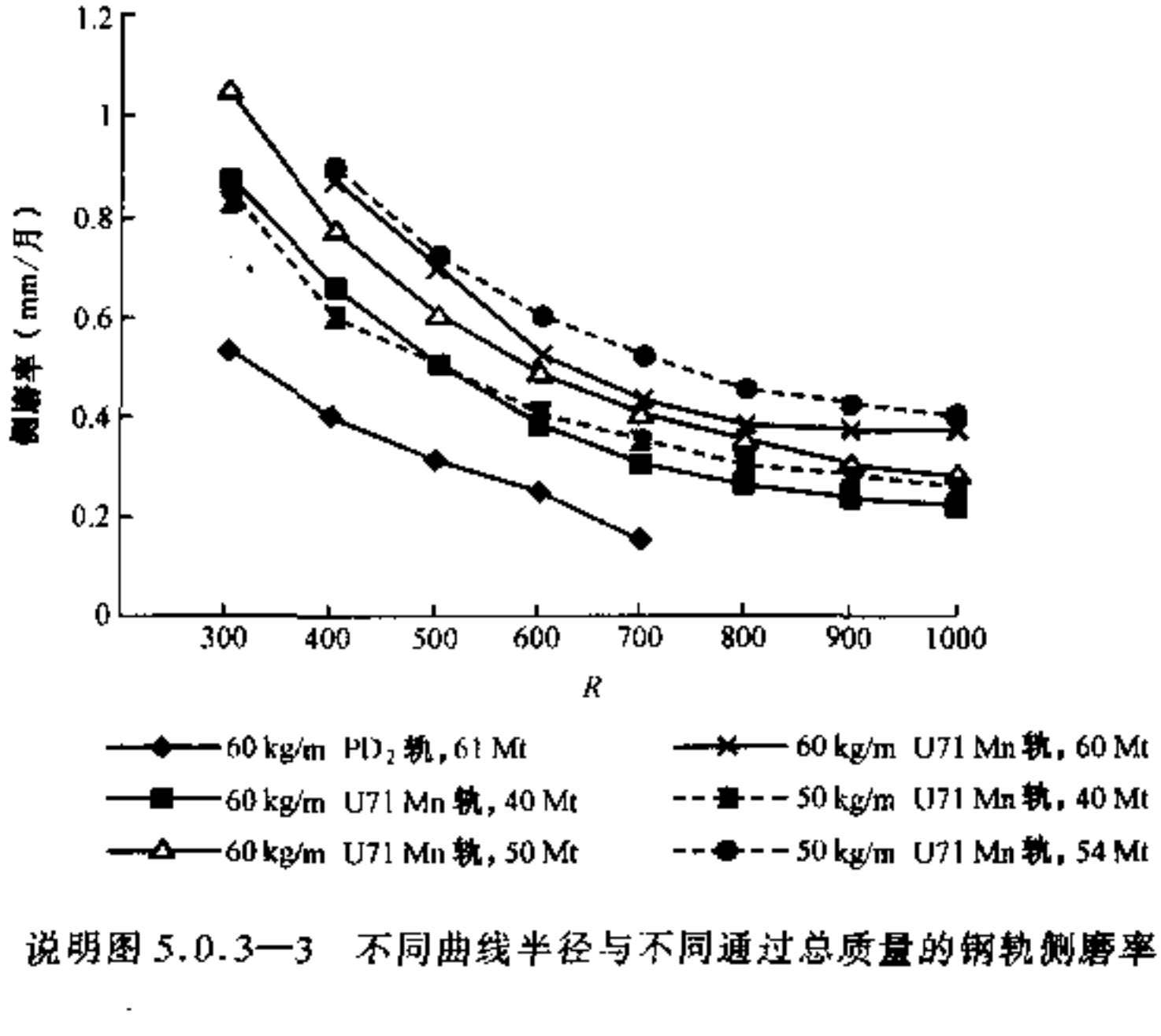
累计通过总质量（Mt）	线路纵断面	线路平面	
		曲线	直线
200	高坡地段	5.54	0.65
200	一般地段	1.37	0.23
350	高坡地段	10.29	1.17
350	一般地段	4.00	0.54

注：由于鹰厦线曲线半径过小，曲线钢轨伤损率偏高。

从说明表 5.0.3—3 中可以看出，曲线地段的钢轨伤损率为直线地段的 6～9 倍。

从说明图 5.0.3—3 中可以看出，曲线地段的钢轨侧磨率与曲线半径的大小、年通过总质量的大小和钢轨材质有关。同样的曲线半径，年通过总质量越大，钢轨的侧磨率也越大（意味着钢轨使用寿命越短）。如 $R\approx600$ m，同是 60 kg/m（U71Mn）钢轨，当年通过总质量为 40、50、60、70 Mt 时，相应的钢轨侧磨率分别为 0.38、0.48、0.52、0.65 mm/月。当 $R=600$ m，年通过总质量为 60 Mt 时，PD_2 与 U71Mn（60 kg/m 钢轨）的侧磨率分别为 0.25、0.52 mm/月，后者为前者的 2 倍多。当 $R\leqslant700$ m 时，60 kg/m钢轨的侧磨率迅速增长；当 $R<400$ m 时，50 kg/m 钢轨的侧磨迅速增长。

根据上述分析，同时考虑到我国全长热处理钢轨的生产供应情况，本条规定："新建铁路曲线半径小于或等于 800 m 地段的重型、特重型轨道，新建和改建铁路曲线半径小于或等于 500 m 地段的次重型轨道，应采用全长淬火钢轨或高强度钢轨。"以确保行车安全，节约钢材，减少轨道养护维修工作量。



说明图 5.0.3—3　不同曲线半径与不同通过总质量的钢轨侧磨率

铺设无缝线路轨道时，单元轨节不可避免地要伸入曲线，若曲线部分因磨耗等原因更换，就必然导致锯轨，增加养护维修的不便和工作量，故本条考虑钢轨可焊性，增加了"铺设无缝线路的曲线地段宜采用全长淬火钢轨"的规定。

由于重型及以上轨道的年通过总质量较大，根据曲线上钢轨磨耗情况及沪杭、津浦、浙赣线的曲线钢轨磨耗实际调查，本次规范编制将重型、特重型轨道在曲线上使用的钢轨材质由原来的"耐磨轨"改为"全长淬火轨或高强度钢轨"，并把使用地段由 $R \leqslant 700$ m 改为 $R \leqslant 800$ m。

我国铁路曾试铺过 U70MnSi 钢轨，其含硅量为 0.85%～1.15%。现场也有人将其称为高硅轨或耐磨轨，但目前 U70MnSi 钢轨基本无供货。另外关于耐磨钢轨的定义，不同科技资料的内涵也不同，例如冶金部门专家董志洪先生编著的《高技术铁路与钢轨》一书中，抗拉强度不小于 800 MPa 的钢轨为普通轨；第二类高强轨，是指抗拉强度不小于 1 000 MPa 的钢轨。颜秉善和王其昌教授编著的《钢轨力学与钢轨伤损》一书，把抗拉强度 σ_b =735～833 MPa 视为普通轨；σ_b = 883～1 030 MPa 为耐磨轨，σ_b = 1 080～1 226 MPa 为特级轨。德国费列茨·法森拉斯主编的《铁路轨道理论和实践》一书中，提出当轴重超过 220 kN 时，钢轨分类为：

标准钢轨：最小抗拉强度 690 MPa，用于直线和曲线半径≥800 m的地段；

耐磨钢轨：最小抗拉强度 880 MPa，用于直线和曲线半径≥500 m的地段；

硅锰钢轨：最小抗拉强度 980 MPa，用于曲线半径≥300 m的地段；

铬锰钢轨：最小抗拉强度 1 080 MPa，用于曲线半径≥250 m的地段。

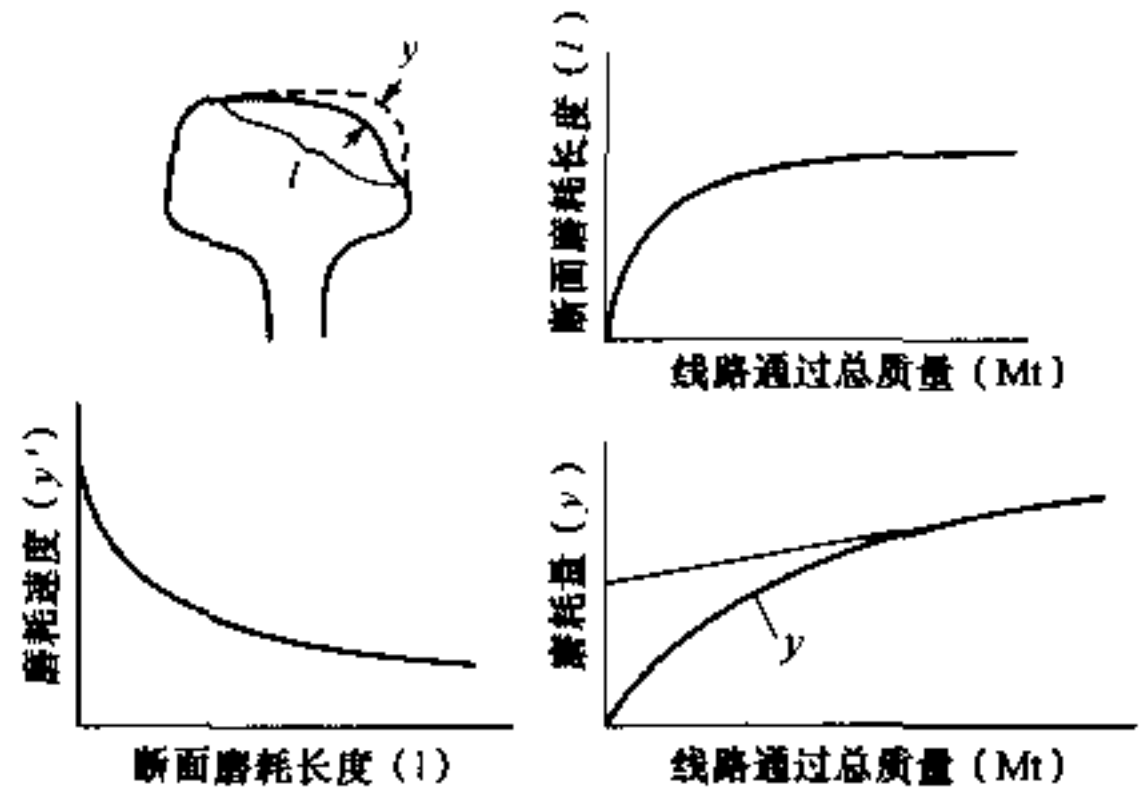
据上述分析，本规范将耐磨轨改为高强度钢轨。

钢轨磨耗的进展，一般是在铺设运营初期速度快，随着累积通过总质量的增加而逐渐变慢，到某一程度（例如通过总质量达 100～200 Mt）时，变为恒定磨耗状态。这是由于受到通过列车车轮的加工硬化作用，而使钢轨轨头顶面硬化，以及由于轮轨接触面吻合的良好，而使接触压力减小的缘故。

至于曲线外轨侧磨的速率，除与以上诸参数有关外，通常是半径越小越快，大轴重是轻轴重的 3～4 倍，运煤线轨道钢轨侧磨严重，制动地段比非制动地段要提高 25%～50%。

为研究和预测曲线外轨侧磨的进展，根据以往的资料和经

验，以及如说明图 5.0.3—4 所示的基本概念，作如下假定：



说明图 5.0.3—4

（1）钢轨磨耗分为初期磨耗和通过 100～200 Mt 总质量后的恒定磨耗期。

（2）恒定磨耗期的磨耗速度与曲线半径成反比，即

$$y_1' = \beta / R \qquad \text{（说明 5.0.3—1）}$$

（3）初期磨耗期的磨耗速度

$$y_2' = \frac{\gamma\alpha}{R^2} e^{\frac{\alpha}{R}T} \qquad \text{（说明 5.0.3—2）}$$

（4）全磨耗与累计通过总质量的关系，由式（说明 5.0.3—1）和式（说明 5.0.3—2）得

$$y = \frac{\gamma}{R}\left(l - e^{-\frac{\alpha}{R}T}\right) + \frac{\beta}{R}T \qquad \text{（说明 5.0.3—3）}$$

式中 y——磨耗量；

R——曲线半径；

T——累计通过总质量；

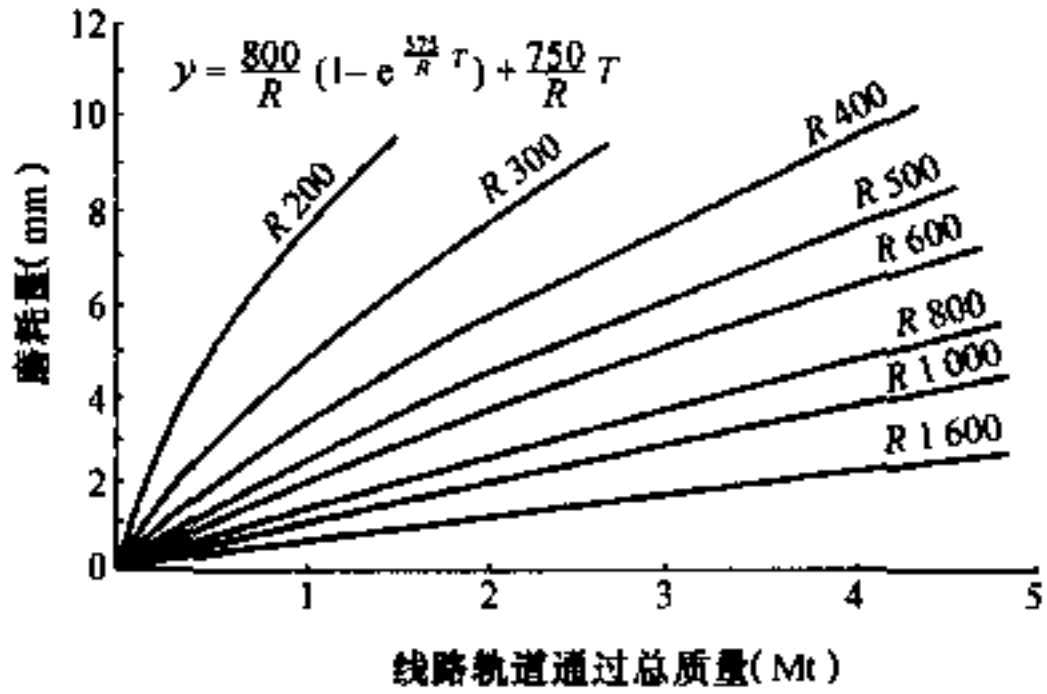
α——磨耗收敛系数；

β——恒定磨耗系数；

γ——初期磨耗系数。

α、β 和 γ 各系数通过观测确定后，按式（说明 5.0.3—3）计算外轨磨耗量，其结果如说明图 5.0.3—5。显然，由外轨磨耗曲线便可预测钢轨的使用寿命。

据上述说明，本条确定曲线半径 800 m 为界是合适的。



说明图 5.0.3—5

5.0.4 长隧道内通风较差，空气潮湿，在饱和湿度下，普通钢轨及其零配件极易发生锈蚀，即使采用比隧道外重一级的钢轨，其使用寿命也较隧道外钢轨短，故本条规定："长度大于或等于 1000 m 的隧道内，宜采用耐腐蚀钢轨。"此处的耐腐蚀钢轨系指具有耐腐蚀性能的钢轨，而不是具体的钢轨牌号。以前我国铁路曾试铺过武钢生产的 WP_1（普通含铜碳素钢轨钢）、WP_2（含铜高硅钢轨钢）含铜钢轨（现已不生产），现场也有人将其称为耐腐蚀钢轨，但这与本条所指的是有区别的。考虑耐腐蚀钢轨的实际供应情况，在条件不具备时，也可采用与隧道外轨道钢轨类型一致的强度较高的钢轨。

另外，钢内增加铜元素，耐腐蚀性能提高了，但强度性能无法提高。

5.0.5 有缝线路轨道的钢轨接头是轨道的薄弱环节。在钢轨接头处，由于轨线不连续，机车车辆的振动加剧，钢轨损伤增加，轨道病害也随之增加。在无缝线路轨道的焊接接头处虽然轨线连

续，但在钢轨焊接接头处易出现马鞍型磨耗。因此，钢轨应尽可能长一些，以减少有缝线路轨道的接头和无缝线路轨道的焊接接头。同时，由于受预留轨缝长度和运输的限制，钢轨又不宜过长。

过去国家标准规定 60 kg/m 钢轨和 75 kg/m 钢轨只有 25 m 一种标准长度。为减少无缝线路轨道的焊接接头，已把 60 kg/m 钢轨和 50 kg/m 钢轨标准长度增加到 50 m、100 m；43 kg/m 钢轨有 25 m 及 12.5 m 两种标准长度。本条规定“正线有缝线路轨道宜采用 25 m 标准长度的钢轨”。

根据计算，25 m 钢轨适用的最大轨缝限制轨温差为 100 ℃，而我国尚有小部分地区的历史最大轨温差大于 100 ℃，故在这些地区铺设 25 m 钢轨时应做特殊设计。

5.0.6 一条铁路，由于各区段的运营条件不同，轨道类型也不可能完全一致，不同类型钢轨的联结也就在所难免。过去采用异型夹板联结异型钢轨接头，但接头强度低，而且轨头断面突变，顶面、侧面均不平顺，对行车安全和养护维修不利。现多采用异型钢轨联结。对于站线轨道，往往由于道岔轨型和材料的关系，会在一股站线上出现不同轨型，考虑异型夹板强度低，采用异型轨联结为宜。

5.0.7 钢轨接头夹板、接头螺栓及螺母是钢轨的主要配件，接头螺栓拧紧后应使夹板与钢轨联结密贴牢固，在气温变化引起钢轨伸缩时，又可使轨端在两夹板之间作少量纵向移动。为使轨道具有足够的强度和稳定性，确保行车安全，接头螺栓及螺母、垫圈应按本条文的规定采用。

在国家现行标准《钢轨用高强度接头螺栓与螺母》(TB/T 2347) 中，将接头螺栓分为 10.9 级和 8.8 级，螺母均为 10 级。

5.0.8 在自动闭塞区段上，闭塞分区分界点的钢轨接头应设置绝缘接头。绝缘接头有普通绝缘接头和胶接绝缘接头两种。普通绝缘接头由绝缘夹板、接头螺栓、螺母、轨端绝缘片、槽型绝缘

片、螺栓绝缘管垫等组装而成。由于结构上的原因，此种接头的强度及接头阻力较低，使用中易出现低接头、绝缘件被挤压变形或损坏。一般累计通过总质量 150 Mt 左右时就需更换，且更换时需工务、电务两家配合施工，工作量较大。若在无缝线路轨道上使用，更换时的气温条件还受无缝线路轨道的锁定轨温限制。另外，更换次数多对保持无缝线路轨道的稳定不利。一般不宜采用此种绝缘接头。

胶接绝缘接头是绝缘接头的另一种形式，由特制的胶接绝缘槽板、绝缘套管、夹板、接头螺栓、螺母等经特殊加热施工程序制成。这种接头价格较高，但整体性好、强度高、接头阻力大、寿命长，一般累计通过总质量 600 Mt 以上时才需要更换，特别适合在无缝线路轨道，尤其在跨区间无缝线路上使用。次重型及以上轨道，一般均应铺设无缝线路，考虑绝缘接头宜尽量与正线轨道钢轨使用寿命相近为宜，故本条规定，“次重型及以上轨道的绝缘接头应采用胶接绝缘接头。”

5.0.9 为了减少某些构筑物的附加动荷载引起的冲击力，增加构筑物的稳定性，所以条文规定在某些构筑物位置的一定范围内不准有钢轨接头，否则应予焊接或冻结。

6.0.1 轨枕的种类按材质可分为混凝土枕、木枕和钢枕三类。我国目前主要使用混凝土枕，钢枕只是在我国窄轨铁路上曾使用过，在初期的提速道岔上，为配合电务转换设备也曾采用。

本规范规定“新建及改建铁路设计应根据本规范表 4.0.1 和表 4.0.2 的规定选用不同类型的混凝土枕”，是由于混凝土枕具有强度高、道床纵横向阻力大、稳定性好、使用寿命长等特点，可减少现场的养护维修工作量，并节省大量的优质木材。

目前我国普通混凝土枕可分为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ型。各种类型混凝土枕的承载能力不同。Ⅱ型枕与Ⅰ型枕相比，其轨下断面承载能力提高了 13%，枕中断面负弯矩承载能力提高了 40%；Ⅲ型枕与Ⅱ型枕相比，其轨下断面承载能力提高了 43%，枕中断面负

弯矩承载能力提高了65%。

不同类型的混凝土枕，其设计条件各不相同，因此按照不同轨道类型合理选用不同类型的混凝土枕，是保证混凝土枕充分发挥其功效及正常使用的前提，同时也是确保轨道强度、减少铺设及养护维修工作量和降低造价的有效方式，因此新建和改建铁路设计应根据本规范表4.0.1和表4.0.2的规定选用混凝土枕。

6.0.2 正线上由于列车运行速度高，运量大，在小半径曲线地段养护维修工作量较大，因而应加强轨道结构，延长设备的使用寿命。但由于普通轨枕难以满足使用要求，为此需要采用专门的小半径曲线用混凝土枕及配套的扣件。近年来，相关单位已进行了试验，取得了较好的效果，技术已较为成熟，因而规定正线的小半径曲线地段应铺设小半径曲线用混凝土枕。对于站线，由于情况较为复杂，本规范规定宜采用小半径曲线用混凝土枕。

6.0.3 设有护轨的有碴桥面，应铺设与连接线路轨枕类型相同的桥枕，主要是为了安装护轨，并与线路的弹性相近。目前我国的混凝土桥枕主要分为Ⅱ型和Ⅲ型，并与同类型的混凝土轨枕对应使用，其中Ⅲ型桥枕又分为有挡肩桥枕和无挡肩桥枕两种，分别与有挡肩Ⅲ型混凝土枕和无挡肩Ⅲ型混凝土枕对应，明桥面目前主要采用木桥枕。

6.0.4 目前道岔的基础可分为木岔枕、混凝土岔枕、混凝土支承块和钢岔枕等几种。1996年既有线提速以前，我国的铁路道岔以采用木岔枕为主，同时铺设了少量的有挡肩混凝土岔枕。1996年以后，无挡肩混凝土岔枕迅速得到推广使用。由于混凝土岔枕具有稳定性好、使用寿命长、道岔组装方便的特点，可极大地减少现场的养护维修工作量，取得了良好的使用效果。采用混凝土岔枕的缺点是当路基出现病害时，整治困难，且要求的道岔间插入钢轨长度较长，轨道高度也较大，因此本规范规定，应优先采用混凝土岔枕。混凝土支承块主要用于整体道床。

6.0.5 混凝土宽枕具有整齐美观、轨道稳定性好的特点，轨道

稳定后，养护维修工作量也较少，但铺设初期整道工作量较大，缺少专用的机具，养护维修不便。

由于混凝土宽枕轨道质量的好坏与铺设地段的地基处理、施工质量及配套的防排水构筑物有密切的关系，当地基条件不好、排水不畅或施工质量不好时，将引起轨道病害，且整治相当困难。由于目前还没有一套成熟、有效的作业方法和专门的养修机具，因而对混凝土宽枕的使用应作出限制，《铁路线路设计规范》(GB 50090—99) 规定："基底坚实、稳定，排水良好的隧道内可铺设混凝土宽枕"，但由于隧道内施工困难，混凝土宽枕厚度制造公差难以克服铁道部已停止了在隧道内使用混凝土宽枕，因此本规范规定只能在站内采用混凝土宽枕。

6.0.6 由于混凝土枕的设计使用条件和与木枕的连接等问题，下列地段宜铺设木枕：

(1) 明桥面桥的桥台挡碴墙范围及其两端各 15 根轨枕（有护轨时应延至梭头外不少于 5 根轨枕）铺设木枕，是为了维持这一段范围内的轨道弹性，保持桥上及桥台路基之间的线路平顺。

(2) 道岔是铁路轨道的重要设备，不仅直接影响列车的通过速度，同时也在线路的养护维修工作量中占了较大的比重，在木岔枕道岔两端铺设一定数量的木岔枕，主要是为了缓和车轮对道岔的冲击，使道岔与线路的弹性平稳过渡。由于正线和站线在列车运行速度、运量等方面有较大的差异，同时也为了缩短站坪长度、节省造价，因此对正线道岔和站线道岔分别作了规定。

(3) 脱轨器、铁鞋制动地段，受现有设备限制，目前需铺设木枕。

(4) 两铺设木枕的地段间不足 50 m 的地段应铺设木枕，主要是考虑轨道弹性的平稳、连续，并方便设计、施工和养护维修。

6.0.7 轨道在曲线、陡坡地段的工作条件比平直线路差，承受的外力也比较复杂，在隧道内轨道养护条件差，故轨道在曲线、陡坡地段和隧道内均应加强。增加轨枕的铺设根数，可增大轨道

的纵横向阻力，减少钢轨和道床应力，有利于保持轨道的稳定和提高轨道强度，这是我国目前轨道加强的主要形式。

（1）关于加强范围的确定

①曲线地段。由于各种类型的轨道是与其运营条件相适应的，受破坏力较大的轨道，其抵抗破坏的能力也应较强，因此对各类轨道曲线加强的临界半径作了统一规定。

列车通过曲线时，由于钢轨受垂直力和水平力的偏心作用，将增大钢轨的应力，其增大值与曲线半径的大小成反比。根据实测，曲线半径从 800 m 减少到 300 m 时，横向水平力系数增大 42%，而曲线半径大于 800 m 时，横向水平力系数与直线接近。因此，从横向水平力与曲线半径的关系来看，从半径 800 m 开始加强是合适的，现场多年的实践也证明该值是合适的。

②陡坡地段。在坡度大于 12‰的坡道上，上坡时需加大列车牵引力，下坡时需经常制动，这些均将增加作用在钢轨上的纵向力，引起轨道的爬行，坡度越大和采用多机牵引时，轨道爬行越严重。故要求在坡度大于 12‰的下坡地段增加轨枕铺设数量，增强轨道的抗爬能力。

③隧道内。在隧道内，轨道的养护条件差，潮湿且通风不良时，钢轨、木枕容易腐蚀和出现空吊，甚至失效，降低了轨道强度，为保持轨道的正常状态，减少养护维修工作量，故需加强。

根据对宝成线宝略段和天兰线的现场调查，长度在 300 m 以下的直线隧道或明洞内，轨道不受洞外气候的影响，通风流畅，容易保持干燥，维修工作量较小，故不予加强。

（2）加强标准的确定

轨枕的加强标准是指在本规范表 4.0.1 中所规定的铺枕根数的基础上每千米所增加的轨枕根数。

①轨枕外形尺寸及自重不同，在道床中抵抗纵横向阻力的能力也不同，混凝土枕比木枕要强得多，而Ⅲ型枕又比Ⅱ型枕强。

有关实测资料表明，即使木枕每千米的配置根数比Ⅱ型混凝

土枕多 160 根，其道床的纵、横向阻力仍小于Ⅱ型混凝土枕。而Ⅲ型混凝土枕每千米的配置根数比Ⅱ型混凝土枕少 80 根，但其道床的纵、横向阻力仍大于Ⅱ型混凝土枕。所以不同类型轨枕的加强标准不需一致，纵、横向阻力大的轨枕加强标准可以低一些，反之则应该高一些。

②扣件的扣压力越大，轨道的防爬能力越强。由于混凝土枕主要采用弹性扣件，每个扣件的扣压力为 8～11 kN，木枕轨道采用分开式扣件时，扣压力与混凝土枕基本相当，但当采用普通道钉时，扣压力就较低。由于混凝土枕轨道的抗爬行能力比木枕轨道要强得多，所以混凝土枕的加强标准可以比木枕低一些。

③多年的实践证明，木枕每千米增加 160 根，Ⅱ型混凝土枕每千米增加 80 根是合适的。Ⅲ型混凝土枕由于强度较高，纵、横向阻力较大，根据实际使用经验，不需增加铺设根数。

④最多铺枕根数的确定，一要考虑轨道加强的要求，二要考虑养护维修的要求。从加强轨道整体结构的方面考虑，轨枕根数配置多一些有利，但从轨道养护维修的要求以及保持轨道的弹性均匀方面考虑，轨枕的配置根数不能过多。养护维修方面，必须保持捣固作业所必须的轨枕间的净距，同时考虑到重型及以上轨道采用大型养路机械进行养护维修作业的要求以及道床阻力受道床肩宽、轨枕埋深、密实程度、脏污程度等较多因素的影响，不同线路的道床阻力值变化范围较大等实际情况，本条表 6.0.7 规定各型轨枕每千米的最多铺设根数为：Ⅱ型混凝土枕为 1 840 根，木枕为 1 920 根。

6.0.8 由于不同类型的轨枕型式尺寸、承载能力、适用范围各不相同，为保持轨道弹性的连续，方便设计、施工和养护维修，因而要求同一类型的轨枕应集中连续铺设。

为保持钢轨接头前后轨道的弹性一致，减缓列车对钢轨接头的冲击，在不同类型的轨枕分界处，如遇钢轨接头，应保持同类型轨枕延至钢轨接头外 5 根以上。

6.0.9 刚性道床与弹性道床之间应有过渡段，并采用混凝土枕（也含道床厚度的纵坡过渡），其长度以道床厚度纵坡过渡控制不宜小于10 m，其他站线和次要站线受出岔点或其他条件控制时可适当缩短。

6.0.10 60 kg/m、75 kg/m钢轨道岔的混凝土岔枕强度高、刚度大，当道岔与Ⅱ型枕线路连接时，将造成较大的弹性不均匀，因此为保持道岔前后的弹性均匀过渡，延长道岔及岔枕的使用寿命，提高列车过岔时的稳定性，特规定在道岔前后各铺设50根Ⅲ型混凝土枕过渡。为避免道岔区的道岔之间轨枕类型变化较大，保证轨道的弹性，特规定道岔之间的轨枕类型与道岔的岔枕类型相同，60 kg/m、75 kg/m钢轨道岔之间采用Ⅲ型枕，50 kg/m钢轨道岔采用Ⅱ型枕。

6.0.11 扣件是联结钢轨与轨枕的重要部件，其作用是保持钢轨在轨枕等轨下基础上的正确位置及钢轨与轨枕的可靠联结，阻止钢轨的纵横向移动，为轨道结构提供一定的弹性，因此扣件不仅要具备足够的强度和扣压力，还应具有良好的弹性和一定的调整能力。扣件类型不同，使用范围也不同。只有根据不同轨道类型合理选用不同类型的扣件，才能充分发挥扣件的性能，达到经济合理的目的。

由于铁科技函〔2002〕56号文已发布70型扣板式扣件作废，因此我国混凝土枕主要采用不分开式弹性扣件。现场的多年使用实践，也证明采用弹性扣件可提高轨道强度，并显著减少现场的养护维修工作量。

弹条Ⅰ型扣件是我国铁路干线的主型扣件，多年来取得了良好的使用效果，但由于扣压力和弹程较小，强度安全储备不足，扣件残余变形较大，因此规定其在最高行车速度小于或等于120 km/h的重型及以下轨道使用。

弹条Ⅱ型扣件是在弹条Ⅰ型扣件的基础上开发的，除弹条外，其余部件与弹条Ⅰ型扣件相同。该扣件的初始扣压力大于等

于10 kN，具有扣压力大、强度安全储备高、残余变形小等优点，可在重型、特重型轨道上使用。

弹条Ⅲ型扣件是一种无螺栓扣件，与Ⅲ型无挡肩混凝土枕配套使用。扣件的初始扣压力不小于 11 kN，弹性好，零部件少，安装方便，可减少现场的养护维修工作量，适宜于大运量、高密度的运输条件，应在重型、特重型轨道上使用。但该扣件调高困难，扣压力损失时难以调整。

对于木枕轨道，我国大量采用铁垫板加普通道钉的方式，它具有简单、方便的特点，但道钉容易松动、浮起，防爬能力及轨距保持能力差，铁垫板也容易切割枕木，在中型及以上轨道使用时，将大大削弱轨道强度和稳定性，显著增加线路的养护维修工作量，因而本规范取消了正线木枕轨道的扣件类型。混凝土枕用扣件主要技术性能见说明表 6.0.11。

说明表 6.0.11　混凝土枕扣件主要技术性能

扣件类型			弹条Ⅰ型扣件A型弹条	弹条Ⅰ型扣件B型弹条	弹条Ⅰ型调高扣件	弹条Ⅱ型扣件	弹条Ⅲ型扣件
单个弹条初始扣压力(kN)			>8	9	>8	≥10	≥11
弹性变形量(mm)			9	8	9	10	13
抗横向力能力(kN)（疲劳 200 万次）			60	60	60	70	70
扣件节点静刚度(kN/mm)			90～120	90～120	90～120	60～80	60～80
调距量(mm)			−4～+8	−4～+8	−4～+8	−8～+12	−8～+4
调高量(mm)			≤10	≤10	≤20	≤10	0
扣紧控制方式			测力扳手与肉眼观察相结合，第二点接触				安装工具
一套(半根轨枕)扣件的防爬阻力(kN)	垫板压缩量(mm)	0	12.0	14.3	12.8	16	17.6
		1.5	11.5	12.6	11.5	13.6	16.0
		3.0	10.1	10.9	10.1	11.2	14.3
		5.0	8.36	8.7	8.36	8	12.1

弹条Ⅰ型扣件的螺母扭矩应为 80～120 N·m，弹条Ⅱ型扣件的螺母扭矩应为 100～140 N·m。

6.0.12 站线轨道由于列车运行速度低，运量小，因而对混凝土枕轨道推荐采用弹性扣件，主要指弹条Ⅰ型扣件，对木枕轨道推荐采用分开式扣件（包括弹性扣件和 K 型扣件）。对于次要站线，由于使用几率较少，速度更低，为求经济，可以采用普通道钉。

6.0.13 扣件的扣压力和弹程值是根据各种扣件的使用条件设计确定的，本条文主要是为了方便无缝线路等的设计。

扣件的防爬阻力应大于轨枕的道床阻力，以保证钢轨的稳定。从说明表 6.0.11 可以看出，目前的弹性扣件均可满足此项要求。无缝线路设计，扣件节点的纵向阻力可以通过扣件的扣压力换算得出，见本规范第 11.3.2 条的规定。此处的扣压力指扣件的初始扣压力，使用过程中扣压力的损失可通过加强现场的养护维修等方式进行控制。

6.0.14 混凝土宽枕轨道可以采用与混凝土枕相同的扣件（弹条Ⅰ型或弹条Ⅱ型扣件），但由于混凝土宽枕轨道养护维修困难，采用调高量较大的扣件可以方便养护维修。无碴道床轨道，由于对施工精度要求较高，且出现病害时难以整治，为方便施工和养护维修，可以采用调高量较大的弹性扣件或分开式弹性扣件，以方便养护维修。长大桥上的无碴道床，可采用小阻力扣件，主要是为了满足桥上无缝线路的设计要求。

6.0.15 橡胶垫板是混凝土枕轨道绝缘、缓冲部件，其主要作用是为轨道提供弹性，同时也是钢轨与轨枕间的绝缘层，橡胶垫板的使用应与扣件相配套。本规范根据《铁道混凝土枕轨下用橡胶垫板技术条件》(TB/T 2626) 的规定增加了各橡胶垫板的静刚度值，以方便无缝线路等的设计。

根据《铁道混凝土枕轨下用橡胶垫板技术条件》(TB/T 2626) 的规定，60、75 kg/m 钢轨用橡胶垫板分为三种，其中

60—10—17 用于直线或半径大于等于 600 m 的曲线，60—10—11 用于半径小于 600 m 的曲线，60—12—17 用于钢轨接头部位。

弹条Ⅲ型扣件用橡胶垫板，与以上不同，应按专线（01）3328 图纸选用。

7.0.1 道床是轨道的重要组成部分，是轨道框架的基础，它承受来自轨枕的压力并均匀地传递到路基面上；提供轨道的纵横向阻力，保持轨道的稳定；提供轨道弹性，减缓和吸收轮轨的冲击和振动；提供良好的排水性能，以提高路基的承载能力及减少基床病害；便于轨道修理作业，校正线路的平纵断面。为此，对道床材料的要求，应能满足上述功能，道碴应具有质地坚韧，有弹性，不易压碎和捣碎，排水性能好，吸水性差；不易风化，不易被风吹动或被水冲走。我国轨道使用碎石道碴。

（1）国家现行标准《铁路碎石道碴》(TB/T 2140）按道碴材料性能及参数指标将道碴分为一级和二级。碎石道碴的技术参数有：反映道碴材质的参数，如抗磨耗、抗冲击、抗压碎、渗水、抗风化、抗大气腐蚀等材料指标参数，为道碴材质分级提供了法定依据；反映道碴加工质量参数，如道碴粒径、级配、颗粒形状、表面状态、清洁度等加工指标。

（2）碎石道碴属于散粒体，其级配是指道碴颗粒的分布。道碴粒径的级配对道床的物理力学性能、修理工作量有重要影响。现行标准是按级配要求，可保证道碴产品有最佳的颗粒组成。级配道碴由于道碴粒径相互配合以及道碴颗粒之间的填满，使得道碴有更好的强度和稳定性，也利于道床作业。

（3）道碴颗粒形状及清洁度对道床的性能有重要影响。一般而言，棱角分明、表面粗糙的颗粒，对集料具有较高的强度和稳定性。近于立方体的颗粒比扁平、长条形颗粒有较高的抗破碎、抗变形、抗粉化能力。一般用针状指数和片状指数来控制长条形和扁平颗粒的含量。凡长度大于该颗粒平均粒径 1.8 倍的称针状颗粒；厚度小于平均粒径 1.8 倍的称片状颗粒。

（4）道碴中的土团、粉末或其他杂质对道床的承载能力是有害的，须控制其数量。土团是指那些泡水后出现软化，丧失其强度的颗粒，粉末会脏污道床，加速道床的板结，影响道床排水。标准规定黏土团及其他杂质含量的质量百分率不大于0.5%；粒径0.1 mm以下的粉末含量的质量百分率不大于1%。

（5）目前路网铁路的有碴轨道全部采用碎石道床。碎石道碴的粒径级配、材质指标、试验检验及道碴的生产管理和交付验收，在国家现行标准《铁路碎石道碴》(TB/T 2140）中都有详细规定。该标准中还规定了一级道碴和二级道碴的使用范围。在国际上铁路正线有碴轨道禁止使用石灰岩道碴，但考虑我国地域广阔，有些地区很难找到花岗岩、玄武岩等硬质碴石，从经济上考虑，标准人为地划分了二级碴石。既有铁路轨道运营证明了二级道碴容易粉化，致使道床板结形成道床病害，增加轨道修理工作。随着列车速度的提高，加之无缝线路轨道的广泛铺设，对轨道的形位尺寸要求越来越严格。为此，本条规定Ⅰ、Ⅱ级铁路轨道应采用一级道碴。

（6）底碴材料国内过去用河砂，没有材质标准，只是参照前苏联砂道床的材质标准，对砂中石英砂的含量有所要求。纵观世界各国的底碴层材料，除了前苏联采用河砂之外，其他国家都是采用天然或人工破碎的砂、砾石材料。底碴层的主要功能是隔离碎石层和基床表层，防止上层碎石和下层路基土颗粒之间的相互掺混，对从碎石到基床表层之间的渗水性能起过渡作用，防止基床表层在暴雨时被冲刷，防止地下水通过毛细管作用向上渗透，对基床表层起保温防冻作用。当然，底碴层本身要有足够的承载能力，底碴层材料要有足够的抗冲击、抗压碎、抗磨耗功能。

底碴层材料的粒径级配是根据我国道碴材料的粒径级配按道碴层界面上的隔离过滤准则确定的。在底碴层与基床表层的界面上，不仅要满足隔离过滤准则，而且还要满足渗水准则。国家现

行标准《铁路碎石道床底碴》(TB/T 2897) 中，对底碴材料的粒径、级配、材质指标及生产、验收检验都有详细的规定。

7.0.2 道床断面包括道床厚度、顶面宽度及边坡坡度三个主要特征。

道床厚度是指直线上钢轨或曲线上内轨中轴线下轨枕底面至路基顶面的距离。其说明已在轨道类型条文说明中有详细阐述；道床边坡坡度在下一条也有文字说明，此处就不再赘述了。

本条制定道床顶面宽度的主要依据：

(1) 国家现行标准《无缝线路铺设及养护维修标准》(TB 2098) 已将一般地段的道床顶面宽度规定为 3.3 m，碴肩宽 40 cm，在桥头路基、连续长大坡道及年轨温变化幅度大于 90 ℃ 的地区等特殊地段，道床顶面宽度 3.4 m（碴肩宽 45 cm），并且碴肩堆高 16 cm。该项标准是在 20 世纪 80 年代以前我国无缝线路发生过大量胀轨跑道事故后制定的。此标准对确保无缝线路运营安全起到了重要作用。

(2) 为了提速的需要。由于行车速度的提高，在直线上因转向架的蛇行及在曲线上因过超高、欠超高所引起的轮轨横向力显著增加。在相同的方向、水平不平顺条件下，高速时所引起的轮轨横向力比低速时要大得多，因而对轨道的横向强度及稳定性构成威胁。增加碴肩宽度，堆高碴肩，是线路提速后提高轨道横向抗力的主要措施。说明表 7.0.2—1 为一些国家速度提高后碴肩宽度和碴肩堆高的变化情况。

说明表 7.0.2—1 高速、提速轨道的碴肩宽度 (cm)

国 家	线 路 类 型	碴 肩 宽 度
法 国	一般线路，TG 高速铁路	53，60（堆高 10 cm）
日 本	既有线，高速新干线	40，50～55
德 国	既有线，ICE 列车高速线	40，50
中 国	特重型轨道无缝线路，广深准高速铁路	40，45（堆高 15 cm）

我国目前铁路干线提速的目标值已由140 km/h改为200 km/h。这些线的通过总质量比广深准高速铁路要大得多，轨温变化幅度也比广深地区要大。因此，有更进一步提高碴肩宽度标准的要求。

（3）在采用Ⅲ型混凝土枕时，既要考虑到轨枕质量、支承底面积和端面积的增大而达到的轨枕横向阻力的增加，也要考虑到推广Ⅲ型轨枕的主要目的是加强轨道整体结构的承载能力、提高横向稳定性。根据大秦线Ⅱ型枕既有道床断面和Ⅲ型轨枕碴肩宽40 cm，无堆高道床断面的轨枕横向阻力的实测资料（见说明表7.0.2—2），Ⅲ型轨枕的横向阻力增大（11.62/10.2）－1＝13%。

说明表7.0.2—2　Ⅲ型轨枕横向阻力实测结果对比

工况	轨道条件						测试根数	平均阻力(kN/根)	比值
	钢轨(kg/m)	轨枕	扣件	肩宽(cm)	堆高(cm)	边坡			
1	60	Ⅱ型	弹条Ⅰ型	61.9	16.8	1:1.76	20	10.27	100
2	75	Ⅲ型有挡肩	弹条Ⅱ型	40	0	1:1.75	20	11.62	113

如Ⅱ型轨枕按1760根/km，Ⅲ型轨枕按1667根/km计算。用Ⅲ型轨枕碴肩宽度40 cm时单位轨道长度上的道床横向阻力比采用Ⅱ型轨枕既有道床断面时增大约8%。根据这一测试结果，我们认为在重型轨道120 km/h＜v≤160 km/h时采用Ⅲ型轨枕1667根/km、碴肩宽40 cm的方案合适。

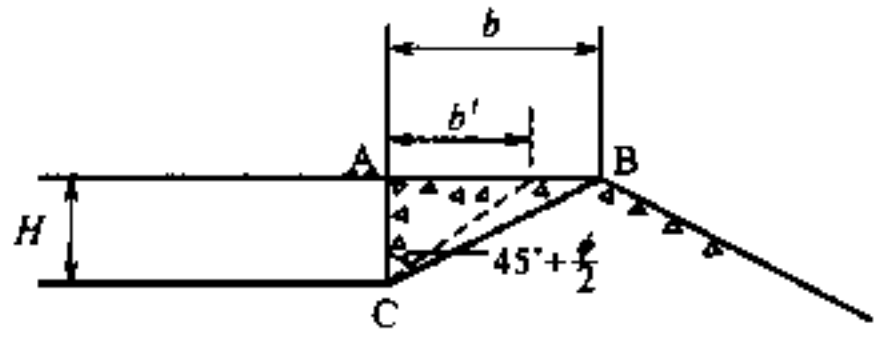
（4）1998年郑武间时速200 km/h试验，对Ⅲ型轨枕道床横向阻力的测试表明，1667根/km的Ⅲ型轨枕方案应该是最合适的方案；90年代中期建设司于京九线Ⅲ型轨枕1667根/km铺设实践也有力地说明，道床肩宽不少于40 cm是合适的。

（5）道床肩宽部分所分担的道床横向阻力约占总阻力的1/3。轨枕横移挤动碴肩的道碴棱体的阻力，见说明图7.0.2—1。

$$b = H\tan(45^\circ + \phi/2)$$

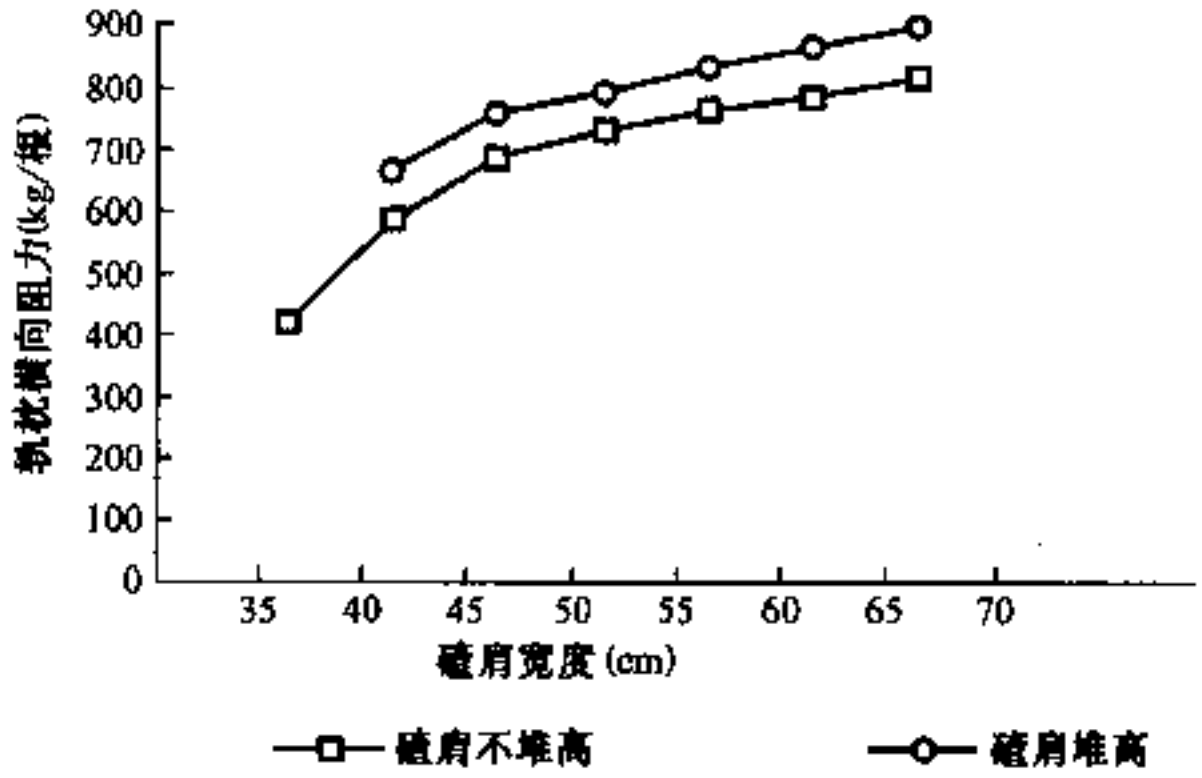
式中　H——轨枕端部高度；

ϕ——摩擦角，一般 $\phi=35°\sim50°$。



说明图 7.0.2—1　道碴阻力

北方交大在混凝土枕轨道上对碴肩加宽进行了测试，从30 cm的肩宽起测，道床横向阻力随碴肩宽度的增加而加大。增加到 55 cm 达最大值，总阻力值增加 16%。若再加宽，阻力将不再增加。日本崛越博士也做过这类试验，认为碴肩宽度超过 40～46 cm 后，道床横向阻力将不再增加。国外道床肩宽和轨枕横向阻力的试验资料表明（见图 7.0.2—2），碴肩宽度从 40 cm 以下增加到 40～45 cm 是轨枕横向阻力增长最快的阶段，碴肩宽度大于 45 cm 之后，轨枕横向阻力的增长趋于平缓。因此，有些国家对碴肩宽度规定了限值：美国为 50 cm；日本为 55 cm；前苏联为 45 cm；我国普通线路过去规定为 30 cm，无缝线路轨道不小于



说明图 7.0.2—2　轨枕横向阻力与碴肩宽度及碴肩堆高关系曲线

40 cm，$R<800$ m的曲线外侧、制动地段、桥头路基、年轨温差大于90 ℃地区为50 cm。

（6）秦沈客运专线建设相关规定碴肩宽度采用45 cm，施工检测资料表明Ⅲ型混凝土枕，1 667根/km配置，其道床横向阻力完全满足横向10 kN/枕阻力的标准。《京沪高速铁路设计暂行规定》中碴肩宽度为50 cm。

为此，本条表7.0.2规定重型以上无缝线路轨道碴肩宽度选用45～50 cm，道床顶面宽度在3.4～3.5 m，其主要目的是满足一次铺设无缝线路轨道及开通速度达到设计速度要求。

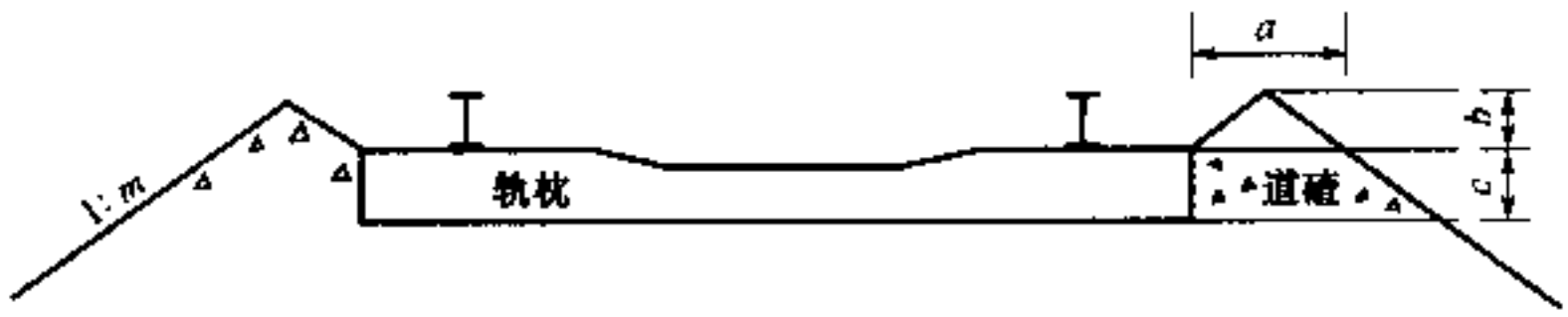
7.0.3～7.0.4 碴肩堆高是提高轨枕横向阻力，提高线路横向稳定性最经济、最有效的手段。根据广深线的实测资料（见说明表7.0.4），在碴肩宽度相近的情况下（48 cm），碴肩堆高10 cm与平碴肩相比，轨枕横向阻力增加9.01/7.65－1＝18%。根据国外的资料（见说明图7.0.4），在碴肩宽度为40 cm时，碴肩堆高5 cm时增加75/68－1＝10%，碴肩宽度50 cm时增加78/72－1＝8%。这是本条采用碴肩堆高的主要依据。

说明表7.0.4 碴肩堆高对轨枕横向阻力影响实测资料

工况	轨道条件						测试根数	平均阻力(kN/根)	比值
	钢轨(kg/m)	轨枕	扣件	肩宽(cm)	堆高(cm)	边坡			
1	60	Ⅱ型	弹条Ⅰ型	46.4	10	1:1.67	20	9.01	100
2	60	Ⅱ型	弹条Ⅰ型	49.0	0	1:1.49	20	7.65	84.9

正如前面所指出的，国家现行标准《无缝线路铺设及养护维修标准》(TB2098）规定在某些特殊地段采用碴肩堆高16 cm，我国广深准高速铁路采用碴肩堆高15 cm。秦沈客运专线道床也采用这一标准，实践表明这一堆高值便于保持及养护维修，列车速度在200 km/h及以下时不会由于列车风力引起飞碴，故本规范规定堆高15 cm。

为了保持轨道结构在列车往复振动下的稳定性，以减少养护工作量，道床应有适当的边坡坡度。根据调查资料分析，从目前养护条件来看，在现行速度下，配合上述有关道床的规定（厚度和宽度以及材料），本条将中型及以上轨道规定为 1:1.75，轻型道床因运量小，行车速度也较低，可以稍陡，故规定为 1:1.5，以节约投资。道床肩宽、堆高及边坡如说明图 7.0.4。



说明图 7.0.4　直线地段道床断面图

a—肩宽；b—堆高；c—埋深；d—边坡

7.0.5　本规范规定混凝土枕轨道区段，道床顶面与轨枕中部顶面平齐。这样，Ⅲ型轨枕的枕端埋深为 18.5 cm，Ⅱ型轨枕为 16.5 cm。由于混凝土枕的承轨槽高于轨枕中部的枕顶面，其高度差值Ⅱ型轨枕为 3.625 cm，Ⅲ型轨枕为 4.475 cm，均大于 3 cm，能满足轨道电路绝缘电阻的要求。

在混凝土岔枕、混凝土桥枕、混凝土宽枕等轨道区段，轨道道床顶面应低于轨枕承轨面 3 cm，以保证轨道电路绝缘电阻的需要。

7.0.7　混凝土宽枕线路的道床由碎石道床加铺面碴带组成，面碴带厚 5 cm。

（1）道床结构及厚度。自推行Ⅲ型混凝土轨枕中间部分不掏挖等技术措施之后，道床工作条件有所改善，道床顶面的轨枕压应力及通过道床传给路基顶面的压应力都有相应的降低，以适应运量、轴重和速度增长的需要。而混凝土宽枕的尺寸及枕底碴带支承方式没有改变。Ⅱ型轨枕、Ⅲ型轨枕及宽枕的枕底支承面积如说明表 7.0.7—1 所示。

说明表 7.0.7—1　Ⅱ、Ⅲ型轨枕及宽枕的枕底支承面积

轨枕类型	Ⅱ型轨枕		Ⅲ型轨枕	宽　枕
支承方式	中部掏空	满支承	满支承	碴带支承
枕底支承面积（cm^2）/比例（%）	4970/100	6588/132.6	7720/155.0	10298/207.0

可见，Ⅲ型轨枕满支承的枕底支承面积已为Ⅱ型轨枕中间掏空时枕底支承面积的 1.55 倍，有了较大改善。而宽枕的枕底支承面积仍为Ⅱ型枕中间掏空时的 2.07 倍，没有改变。所以，在宽枕道床的面碴带下采用与混凝土枕道床相同的道床结构和道床厚度，是对宽枕道床的加强措施之一。

宽枕道床只能以“垫砂”方式进行起道、维修，道床难于清筛和更换，因此，不仅要求宽枕道床的碎石道碴采用一级道碴，而且还要求道床有较好的工作条件，以延长道床的使用寿命。在宽枕线路上采用比混凝土枕线路较薄的道床，是不利于延长道床的使用寿命的。这是本次规范编制中在碴带下采用普通碎石道床的原因之一。

（2）面碴带。宽枕要求枕底有较均匀的支承状态，以使宽枕有合理的受力条件。另外，宽枕的枕底支承状态在铺设之后难于调整，要求在铺设时做到轨枕支承状态均匀。而采用粒径较小的面碴带支承方式，是达到枕底均匀支承的最好形式。面碴带厚度 50 mm 作为枕底支承均匀性调整层已足够。碴带宽度 950 mm，宽枕的支承长度与以往Ⅱ型轨枕中间掏空时的轨枕支承长度相同，适合于轨道（包括宽轨枕本身）的受力及荷载传递方式。

面碴带材料要求满足国家现行标准《铁路碎石道碴》(TB/T 2140）一级道碴的要求，以保证面碴带有足够的抗冲击、抗磨耗、抗压碎、抗腐蚀等性能。面碴带的粒径级配如说明表 7.0.7—2 所示。

把面碴带材料的最大粒径控制在 20～40 mm，对总厚度仅为

50 mm 的碴带铺设较为有利。由于说明表 7.0.7—2 所示的级配范围较宽，可以保证碴带有较好的压密性能，提供较优的施工作业质量和作业效果，有利于延缓运营使用中的碴带材料的破碎。

说明表 7.0.7—2　面碴带材料粒径级配

方孔筛孔边长（mm）	35	30	25	20	15	10
过筛质量百分率（%）	100	95～100	55～75	25～40	5～15	0～5

7.0.8　路基上的道床厚度按道床中压力的扩散角及路基面的允许应力计算确定。混凝土桥上的道床基础为刚性基础，比路基土有更高的承压应力，因而传统的设计思想认为，在石质路基及混凝土桥等刚性基础上，可以比土路基采用较薄的道床厚度。其实，道床除了起扩散分布荷载的作用之外，还有其他多方面的功能，如增加轨道弹性、延缓道碴颗粒的破碎和粉化、隔离振动和减少噪声等。在混凝土桥上，正是上面提到的这些功能，对道床的厚度起着控制作用。法国 TGV 线路规定，“在石质路堑地段，除应保持和土路基地段相同的碎石道碴厚 32 cm 之外，还应在道碴和石质路基之间铺 20～30 cm 厚的小碎石垫层”，正是基于这种考虑。

德国客货共线运行的高速铁路规定，桥上最小道床厚度为 40 cm。法国 TGV 线路上，规定碎石厚度为 35 cm，其下再加 10 cm 厚的垫碴层，其总厚度 45 cm。日本东海道新干线，原先桥上道床厚度采用 20 cm，与普通线路无区别，后来发现道碴破碎、粉化、道床脏污，很快失去弹性，不得已在碴下加铺厚 2.5 cm、弹性刚度为 4.5 t/cm 的胶垫。在后来修建的山阳、上越等高速线路上，采用桥上道碴厚 30.4 cm、碴下胶垫厚 2.5 cm。高速列车的轴重轻，传递道床顶面的准静态压应力小，但由于冲击和振动的加剧，使置于刚性基础上的道床工作条件恶化，此时道床的弹性、道床的减振和降噪的要求已对道床的厚度起着决定性的作用。

在我国铁路干线上规定桥上道床厚度亦应与行车速度和轴重相匹配，保持桥上道床适当的厚度是必要的。本规范规定，桥上道床厚度，新建铁路设计行车速度小于等于 120 km/h 时不应小于 25 cm，设计行车速度大于 120 km/h 时不应小于 30 cm；改建铁路困难条件下不得小于 20 cm。

线桥连接部位是轨道的薄弱环节。由于轨道垂向弹性在该部位的突变，经常导致列车通过时的颠簸和振动，是行车安全事故的多发地点。因此，要求连接部位的轨道弹性有一个较为平缓的过渡。在高速铁路上，通常对这一段的路基填筑和轨道结构作出某些特殊的规定。本条规定在 30 m 的长度范围内对线路和桥上道床厚度差进行顺坡，也正是考虑这种弹性的平缓过渡。

7.0.9 隧道内的道床基础为石质路基或混凝土仰拱，均为刚性基础，符合本规范表 4.0.1 中岩石、渗水土路基的条件，故其道床厚度应按表中单层道床的有关标准采用，并应按远期的轨道类型预留道床厚度。隧道内由于宽度有限，照明条件差，隧道技术检查和轨道的维修养护都比较困难。为此道床肩至边墙（或高侧水沟）间应以道碴填平，以便于洞内维修养护人员工作和行走，以及待避列车时便于进入避车洞。

7.0.10 站内各种线路的道床一般应分别按单线设计，以节省道碴。但在编组站、区段站上经常有调车作业和列检作业的调车线、列发线、牵出线、客车整备所的客运及技术整备线间及其外侧和扳道作业或调车作业繁忙的咽喉范围内，为了作业的安全与便利，又不影响排水，应采用渗水性材料（最好采用与面层相同而粒径较小的材料）将线路道床间及最外线路外侧的洼垄填平，为抽换轨枕方便而填至轨枕底下 3 cm。

7.0.11 非渗水土路基，采用单层道碴。易造成各种路基病害，为防止路基病害发生，到发线、驼峰溜放部分的线路宜采用双层道床。当年降雨量为 1 000 mm 以下，且不造成路基病害的情况下，可采用单层道床。其他站线、次要站线道床较薄，不宜再做

成双层。这是因为面碴太薄易与底碴混杂，而底碴太薄又易变形、失去反滤作用，因此应做成单层道碴道床。

7.0.12 道床是轨枕的基础，其功能除将列车荷载传递给路基外，还应排水良好。提高轨道电阻，以确保轨道电路畅通。因此，本条规定到发线及设有轨道电路的其他线应采用碎石道床，确保道床排水良好，减少路基病害。

7.0.13 混凝土枕与木枕道床顶宽采用统一标准的理由：

（1）道床的顶面宽度决定于其肩宽，道床肩的作用为：①阻止道碴从枕端下面挤出；②提高轨道横向阻力，这对于保证无缝线路的稳定性有重要意义，增加肩宽有助于保证捣固效果和防止道床坍落。但对轨道横向阻力来说，由于主要依靠轨枕底面与道碴的摩擦力（占全阻力的65%），增加肩宽虽可提高轨道的横向阻力，但只是一个方面。从节约土石方数量来说，道床肩不宜太宽。据长沙铁道学院和广州局在京广线所作的测定资料看，木枕和混凝土枕轨道的道床肩宽同为30 cm，当轨枕横移0.2 cm时，后者比前者的横向阻力大1倍左右。

站线道床顶面宽度，由于站线行车量小、速度低、横向力小，故道床顶宽不论是混凝土枕或木枕均规定为2.9 m，曲线外侧道床可不予加宽，在驼峰调车场的推送部分，自摘钩地点至峰顶，调车人员经常在此地段来回走行，为了安全及作业方便，道床肩宽应予增加。根据现场经验，在有摘钩作业一侧的道床肩宽加宽到2.0 m，另一侧为1.5 m。

（2）混凝土宽枕的道床宽度一般采用2.9 m，如因紧临该线路旁侧有其他构筑物（排水槽或站台墙等）时，其间可用道碴填平。

7.0.14 混凝土宽枕由于底面积大，道碴应力小，通过道床传到路基面的应力也小，而且均匀，又由于混凝土宽枕轨道刚度大，故要求枕下道碴均匀支承，避免应力集中。至于面层，还用来调整混凝土宽枕轨道高低水平。

为使混凝土宽枕轨道的道床具有一定的密实性和均匀性，同时有良好的排水性能及在列车振动下不易被粉化，站线上的混凝土宽枕轨道的道床应由不低于一级碎石道碴道床加面碴带组成。碎石道碴道床的厚度按本规范表 4.0.2 的规定采用。

7.0.15 为了保持轨道结构在列车往复震动下的稳定性，减少养护工作量，道床应设有适当的边坡坡度。比照正线的轻型轨道，站线道床边坡采用 1:1.5。

8.1.1 无碴道床系指不用道碴铺设的道床。采用道碴的道床，具有结构简单、铺设容易、更换方便和弹性良好的特点，所以能延续采用至今，成为传统的轨道结构。但在应用中，由于道碴是松散的碎石，在列车作用下，道碴的磨损、坍塌、局部陷入路基等，导致轨道变形加剧，产生不平顺，故每隔一定时间就需要进行养护维修。道碴的变形是引起轨道不平顺的主要因素，约占轨道变形的 80% 以上。随着行车速度和运输量的提高，轨道的维修工作更趋频繁，特别是在一些繁忙的干线上，行车间隔时间短，进行维修工作更为困难，有时甚至不可能进行维修作业。另外，在长大隧道内作业极为不便，长大桥梁上作业危险性大。传统的轨道结构与铁路运营要求的差距暴露的越来越明显。

基于上述原因，世界铁路都在研究加强轨道结构，使之具有较高的稳定性，从而减少轨道养护维修工作量。数十年来，改善轨道结构的工作一直在进行着。改善的途径可以归纳为两个方面：一是加强轨道部件，如采用混凝土枕、弹性扣件、硬质道碴，采用无缝线路等；二是改变轨下基础的构造，如采用新型轨下基础。

新型轨下基础的分类，国内外不尽一致。目前各国铁路已铺设和试铺的新型轨下基础归纳为以下三种类型：

（1）无碴型新型轨下基础

取消传统的道碴层，以混凝土或钢筋混凝土作为钢轨的基础。混凝土可在现场浇筑，也可采用预制件，或是两者相结合。

这一类型适用于坚实基础，如石质隧道、桥梁、高架铁道和地下铁道等。用于土质路基或地质不良的基底上时，基底需要加强处理。另外，还有日本采用的板式轨道，德国铁路采用的轨枕埋入式轨道及博格板式轨道。

(2) 固结道碴型新型轨下基础

在传统轨道的道碴层中灌注流体的固结材料填充道碴或部分道碴的空隙，流体的固结材料硬结之后，松散的道碴便结成为整体。日本、德国及我国的铁路采用的沥青道床就是这一类型的轨道结构。

(3) 保留道碴型新型轨下基础

松散体的道碴层是轨道变形积累的主要来源，这是它的缺点。但另一方面，道碴层提供了轨道必要的弹性，有减振和降噪的作用，因此，在少维修的新型轨下基础中仍保留道碴层的类型，即采用宽枕或框架式轨枕，以加大轨下部件在道碴层上的承压面积、降低道碴所承受的压力，起到减缓道碴变形的作用，从而减少轨道的养护维修量。但这种结构，特别是宽枕，道床易板结，不易维修。

上述三种类型轨下基础，各国试铺的轨道结构不尽相同。但使用较为成熟的大体上是日本的板式轨道，用得较多的是德国铁路的轨枕埋入式及地下铁道内用的弹性支承块式轨道。德国在使用轨枕埋入式轨道过程中，由于整体式预应力混凝土与普通混凝土道床板共同构成，轨枕徐变收缩及混凝土道床板的收缩，使枕与板之间形成裂缝，目前德国又把整体式轨枕改为双块式枕(Rheda2000)。秦沈客运专线上成功地试铺了板式轨道和轨枕埋入式两种无碴轨道，同时于秦岭隧道内也铺设了弹性支承块式。鉴于上述三种无碴轨道在我国均有应用，故本规范列入了板式、轨枕埋入式和弹性支承块式三种结构形式。

铺设无碴道床要求有坚实稳固的基础，桥梁的混凝土桥面即隧道内石质或仰拱基础能为无碴道床提供这样的条件。另外，在

桥上进行维修作业，不仅有作业人员的危险，使用大型养路机械还存在着与动力稳定车振动频率的协调问题。隧道内轨道维修困难，尽管隧道设有照明，但仍不如露天照度充分，轨道维修作业有诸多不便。而采用无碴道床，可大大减少轨道维修的工作量。据日本和德国采用无碴道床的轨道维修统计，无碴道床较有碴道床轨道修理作业降低在70%以上，甚至更多。秦沈客运专线在狗河、沙河、双何特大桥上进行了板式轨道和轨枕埋入式轨道的铺设，其桥长均在700 m以上；原《铁路线路设计规范》规定“基底坚实、稳定、排水良好，长度大于1000 m，且曲线半径大于或等于400 m的隧道内可铺设整体道床或其他新型轨下基础。”

为此，本规范规定为正线轨道有条件的及长大桥梁和隧道内，宜采用无碴道床。

8.1.2 无碴轨道是一种少维修轨道，但结构和部件一旦发生损坏，修复十分困难。为此，在结构设计中，考虑使用期内最不利荷载条件，采用较大的强度安全储备，使整体结构和部件安全可靠、经久耐用。

在“九五”国家重点科技攻关计划专题子项目“高速铁路无碴轨道结构设计参数的研究”中，利用车辆轨道有限元动力分析模型，对不同运营条件下（高速列车采用德国ICE-2型机车，中速列车采用SS_8型电力机车和DF_{11}型内燃机车）无碴轨道的轮轨动力响应进行了计算分析。对比结果，轮轨最大荷载由ICE-2型机车控制。

ICE-2型机车的轴重为195 kN，故设计静轮重为$P_0=1/2\times 195=97.5$ kN。

动载系数α的确定主要参照国外高速铁路无碴轨道的设计经验。日本新干线板式轨道结构设计一般为3.0，英国PACT型无碴轨道采用3.5。考虑客货共线列车轴重的实际状况，故设计动载系数采用2.4～3.0，由此得出设计动轮载P：

$$P=\alpha\cdot P_0=3.0\times 97.5=292.5\approx 300\ \text{kN}$$

基于客货共线采用的平面最小半径较大，故在结构设计中采用了较大的设计动轮载，而不考虑横向力叠加作用下的荷载效应。

SS_8 型和 DF_{11} 型机车轴重分别为 220 kN 和 230 kN，速度在 160 km/h，这样轮轨力动载系数在 2.4～3.0 和 2.4～2.6 之间，因此设计动轮载 P 选 300 kN 还是合适的。我国秦沈客运专线采用的无碴道床极端动荷载为 375 kN。

扣件中心间距，秦沈线参考日本一般采用 625 mm，客货共线轨道为受力与连接线路一致，并与梁跨尺寸匹配，为此，本规范提出宜与同一区段轨道上的轨枕间距一致。

8.1.3 道床是采用混凝土浇筑而成，良好的排水设施，可以防止水浸入混凝土腐蚀钢筋，同时还避免因混凝土内存水引起冻胀，从而延长无碴道床使用寿命。采用防迷流措施目的是使无碴道床的道床电阻不会因迷流形成而降低，以确保轨道电路安全使用。另外，电力牵引区段由于电感应及迷流作用，也会引起混凝土电化腐蚀，从而降低无碴道床使用寿命。

8.1.4 道床混凝土底座底至轨底的高度由无碴道床结构确定，应具有一定高度，以减缓基础表面应力。但过高反而会加大基础荷载，原则上无碴道床的高度宜低于有碴道床。65 cm 的高度是在保证混凝土底座有足够扩散列车荷载及满足与基础连接牢固的尺寸要求确定的。

混凝土道床浇筑后，由于水泥水化作用所发出的热量逐渐散发，会引起混凝土体积的收缩；混凝土凝固后，由于环境气温的变化，会产生伸缩变形或温度应力。这种非荷载因素，使混凝土道床有可能产生垂直于线路方向的裂缝。这种裂缝多产生于施工过程或运营初期，以后并不发展，不影响道床正常使用。但是，如有地表水渗入，则对基底可能起到破坏作用。为此，在道床设计中要考虑按一定间隔设置伸缩缝，使道床能自然伸缩。

伸缩缝的间距与道床混凝土的强度、道床与基岩间的摩擦系

数，以及环境气温变化幅度等因素有关。

当混凝土的伸缩仅受基岩摩擦力的作用时，则道床分段长度的控制条件为

$$l = \frac{f_{tk}}{2 \cdot \gamma \cdot \phi}$$

式中 l——伸缩缝间距离；

f_{tk}——混凝土抗拉强度标准值；

γ——混凝土的容重；

ϕ——摩擦系数，对一般土质取 1.5。

由此确定 C40 混凝土道床的分段长度一般不应大于 30 m。

当混凝土道床因温度变化产生伸缩而又受到约束时，就会形成温度应力。此时，不产生裂纹的条件为

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta t \leqslant f_{tk}$$

式中 E——混凝土的弹性模量；

α——混凝土的线胀系数；

Δt——道床混凝土温度变化值（℃）。

混凝土收缩量与水源品种、用量、水灰比和养生条件有关。干硬性混凝土的收缩系数较塑性混凝土为小。为了减少混凝土收缩，道床应尽量采用干硬性混凝土，并控制水泥用量和注意养生。

事实上，影响道床混凝土开裂的因素较多。除以上所述外，施工质量、基岩的不均匀性和凹凸不平等也会有较大的影响，且道床与基岩的摩擦系数并不一致，也较难准确，故计算值与实际往往出入较大。为克服这种困难，曾对已修的隧道整体道床横向裂缝情况进行过调查统计。道床横向裂缝平均间距为 6.85 m。根据统计分析，确定整体道床伸缩缝的间距在隧道进（出）洞口 300 m 范围内为 6.25 m，距洞口 300 m 以远的地段则为 6.25～12.5 m。有横洞的隧道，应考虑横洞的影响。

隧道内混凝土道床裂缝间距统计如说明表 8.1.4。

说明表 8.1.4　道床横向裂缝间距统计表

裂缝位置距洞口的距离（m）	裂缝平均间距（m）		
	采石场隧道	大灰场隧道	西山口隧道
0～100	8.2	8.0	5.2
101～200	9.0	11.4	6.2
201～300	10.4	11.0	10.9
301～400 以上	11.0	—	9.0

当隧道衬砌需设置沉降缝时，整体道床相应也要设置伸缩缝。伸缩缝还应错开钢轨接头。

伸缩缝可用 2 cm 厚木板浸沥青或预制沥青板填隔。混凝土底座伸缩缝也可采用顶面拉槽方法，深度在底座厚度的 1/2～1/3左右。

另外，日本的板式轨道混凝土底座伸缩缝间距规定在 12 m 以内。

综上分析，本规范规定伸缩缝间距不宜大于 12 m。

8.1.5　无碴道床的外荷载是按轮轨的动力作用确定的，根据设计动轮载对轨道板、道床板及支承块进行结构静力计算。道床混凝土结构按国家现行的《混凝土结构设计规范》(GB 50010) 规定进行设计。道床混凝土结构及构件的正截面容许有限拉应力出现，但不超过混凝土抗拉设计强度值的 0.7 倍，且在外荷载作用下混凝土结构不容许发生裂纹。其结构配筋均依据《混凝土结构设计规范》，并按其办理。

8.1.6　根据轨道结构应均衡提高整体结构承载能力，并应符合质量均衡、弹性连续、结构等强、合理匹配的原则，一般无碴轨道多用于桥梁和隧道内，其路基均设置过渡段。而无碴道床刚度大于有碴道床，为使列车通过该处不发生因轨道刚度突变造成列车急剧摇晃，为此有碴道床与无碴道床之间衔接必须设置过渡段，其长度应与路基过渡一致，以避免基础刚度陡变给列车运行

带来不利。

8.1.7 桥上采用无碴道床时，混凝土底座应与桥面进行结构连接，一般采用传剪器。传剪器分为刚性传剪器和柔性传剪器。从施工及结构性能要求分析及国内外的实践经验看，以采用栓钉传剪器为宜，传剪器技术条件应符合《圆柱式焊钉》(GB 10433）的规定。

为使无碴道床的排水系统充分发挥作用，其排水设施应与桥梁排水设施形成一个系统。

8.2.1 板式轨道是日本铁路轨道广泛应用的一种无碴轨道形式，且被实践证明能够满足运营要求，较有碴道床维修工作量可减少70%以上，大大节约了运营支出。该项技术于20世纪80年代初由西南交大王其昌教授以《板式轨道》一书介绍到我国。日本铁路1966年开始研究，高速铁路用和窄轨用的几种形式的轨道板：M型轨道板，每块预制的混凝土板支承在两端四个支座上作为梁使用，板与支座之间有橡胶垫板，当基础发生变形时，可改变橡胶垫层厚度加以调整。钢轨是用弹性扣件直接固定在混凝土板上。二是L型轨道板，预制的混凝土板支承在沿钢轨方向呈带状的混凝土基座上。三是A型轨道板，也是目前日本广泛应用的，其轨道板沿钢轨方向长为4950mm，宽度有2340mm（标准轨距铁路用）和2000mm（窄轨铁路用）两种。轨下截面标准厚度在190mm。德国1967年在福赫海姆—班堡线路也试铺设了三种类型的无碴轨道，该线路的列车运行计算速度为200 km/h。第一种是轨道板长5.17m、宽2.40m、厚0.18m，重5.38t，是双向预应力混凝土结构，设在抗压强度1.96MPa的聚苯乙烯混凝土保温层上。第二种轨道板尺寸与第一种板相同，也是双向预应力混凝土结构，不同的是板置于厚度为30 cm，用粘结材料处理过的砂砾层上。板块的连接方法采用--种有足够承载能力的铝热焊接套管接头，为的是承受弯矩和横向力。第三种是框架式轨道板。但上述形式均未推广。德国铁路主要采用的无碴道床是轨

枕埋人式，但由于存在一些不足，开始采用双块式混凝土枕形成道床板。

英国从1960年开始研究无碴轨道，法国1946年就开始研究，1965年意大利在米拉诺地下铁道也采用了轨道板，各国大体类似，但应用最广，且被实践证明能够满足运营要求的，还是日本铁路使用的板式轨道。此种轨道结构在我国秦沈客运专线自行研究设计，并与日本合作进行了成功的试验。故本规范将板式轨道纳入无碴道床。

轨道板分为预应力混凝土结构和普通混凝土结构两种，一般长度不超过5m，主要是考虑施工起吊，其重量在5t左右。乳化沥青水泥砂浆是由水、乳化沥青、水泥、砂子及外加剂混合而成，其主要起到传力及减振，提供轨道弹性作用。混凝土凸型挡台为轨道板铺设定位基准并承受纵横向力。混凝土底座为扩散轮轨动载及均匀分布提供功能。

8.2.2 露天轨道区段，气候条件较隧道内恶劣，风、雨、污染较为严重，故应采用不容许裂纹的预应力混凝土轨道板。隧道内相对露天外部条件要好一些，因而采用框架式普通混凝土轨道板，且还可以降低造价。路基地段主要因为地质条件，其基础不如桥梁及隧道内均匀，应根据路基条件进行特殊设计。

8.2.3 轨道板的型式尺寸，根据国内外研究资料分析，规范规定的尺寸对施工和制造、铺设吊装及运营使用是合适的。厚度若小于190mm，由于客货共线轮轨作用力较大，加之配筋较多，满足构件保护层厚度标准困难。轨道板宽度超过2400mm，虽然能降低轮轨动荷载对基础的作用应力，且利于轨道板结构受力分配，但会提高造价，增加板的重量，给施工带来不便。

8.2.4 轨道板设置定位及起吊螺母是为便于铺设施工，CA砂浆流动度规定为16～26s，靠自重流入板下进行填充。施工时，板与底座间隙周围用挡板，板上预留CA砂浆灌注孔的同时还有排气孔，以使CA砂浆填充饱满。

8.2.5 轨道板两端中部设置与凸型挡台共圆心的半圆形缺口，是为了精确定位轨道板铺设位置。板的缺口与凸型挡台间的间隙用 CA 砂浆填充。

8.2.6 轨道板的钢筋按截面中心对称结构设计，其目的是避免预应力偏心，以减轻轨道板徐变上拱的形成，确保轨道板的平整度。

8.2.7 轨道板结构设计说明如下：

(1) 截面设计弯矩

根据设计动轮载对大板进行结构静力计算。利用车辆/轨道有限元动力分析模型，沿轨道纵向采用弹性地基叠合梁法、沿轨道横向采用弹性地基梁法以及轨道连接条件和整体弹性等计算方法进行钢轨、扣件、轨道板、CA 砂浆、底座顶面的动荷载、动弯矩等内力计算，再考虑轨道板在制造、运输和施工等不同阶段的承载弯矩，得出轨道板结构设计用截面弯矩。计算结果作为结构设计的主要依据，同时参考国外铁路的相关资料，类比后确定轨道板的截面设计弯矩。

(2) 轨道结构设计

根据确定的截面设计弯矩，按国家现行的《混凝土结构设计规范》(GB50010) 相关规定进行轨道板结构设计。其设计条件为计算正截面受拉边缘容许出现不大于 $0.7f_t$ (f_t 为混凝土的抗拉设计强度)，并不容许混凝土开裂。

由于轨道板的厚度与长度和宽度相对比较薄，比例分别为 1/26 和 1/12 左右，应重视防止制造时引起的轨道板翘曲。因而在设计时将钢筋对称布置，以保证预应力钢筋的偏心距为零，同时严格控制预应力钢筋竖向位置公差。经计算，该项公差宜控制在不大于 ± 2 mm。从设计上消除轨道板的徐变上拱。

(3) 降低轨道板预应力措施

由于预应力钢筋不设置偏心距，要求轨道板正截面在使用荷载作用下，受拉边缘不出现拉应力。这样只能加大轨道板截面的

预压应力，其结果是会造成轨道板结构混凝土所承受预压应力过大，甚至超过混凝土自身容许的比例极限强度范围，致使轨道板混凝土在预应力作用下出现潜在的内部纵裂，在外荷载叠加作用下形成轨道纵裂病害，降低轨道板使用寿命。纵裂的出现会降低轨道板的刚度，严重时会造成轨道板的局部破坏，故采用容许混凝土正截面出现有限拉应力，从而达到降低预应力之目的，并配有适当的非预应力钢筋，以提高轨道板的承载能力。

8.2.8 轨道板混凝土强度等级宜与区段混凝土轨枕一致，故本规范规定轨道板混凝土强度等级不应低于 C60。另外，日本新干线轨道也采用 C60 混凝土（日本混凝土试件是棱柱强度，其 C50 换算为中国标准即为 C60）。

8.2.9 凸型挡台对轨道板不仅起定位作用，同时也起到防止轨道板爬行的作用，为避免把凸型挡台撞坏，轨道板缺口与凸型挡台间应有足够厚度的 CA 砂浆。根据日本的铺设经验，CA 砂浆厚度不小于 30 mm，若厚度不足 30 mm，应改用强度较高的树脂填充。

8.2.10 凸型挡台与混凝土底座为一体，因此应与混凝土底座强度等级一致，均为 C40。

8.2.11 参照日本新干线板式轨道 CA 砂浆填充厚度标准，结合秦沈客运专线的铺设实践，提出了本规范 CA 砂浆填充厚度标准。

8.2.12 CA 砂浆作为填充调整缓冲层使用，既要满足强度要求，又要满足弹性要求。

日本对 CA 砂浆强度分析如下：

（1）轮重作用下的压应力

在轮重作用下的压应力，按下式计算：

$$\sigma_{max} = K_p \cdot y_{max}$$

式中 K_p——CA 砂浆的弹性模量；

y_{max}——在轮重作用下 CA 砂浆垫层的最大下沉量。

山阳新干线在设计轮重作用下的轨道板挠度，根据结构分析

的结果，在轨道板的中部是 0.061 mm。该值即为 CA 砂浆垫层的受压变形。作为设计值用的 CA 砂浆的基础系数 $K_p = 125\ \mathrm{kg/cm^3}$，由此可以算出 CA 砂浆的最大压应力 σ_{max} 为

$$\sigma_{max} = 0.006\,1\ \mathrm{cm} \times 125\ \mathrm{kg/cm^3} = 0.76\ \mathrm{kg/cm^2}$$

这个数值被单轴压缩试验所得的结果所证实。根据这些，在轮重作用下轨道板下面的 CA 砂浆所需要的强度，采用了 $1\ \mathrm{kg/cm^2}$。

（2）轴向力作用下的压应力

①高架桥上作用到凸型挡台的最大应力为 $\sigma_{max} = 13\ \mathrm{kg/cm^2}$，挡台的实际最大压应力可能达到 $16\ \mathrm{kg/cm^2}$；

②隧道内作用到凸型挡台的最大应力约为 $15\ \mathrm{kg/cm^2}$。

（3）CA 砂浆所需要的强度

CA 砂浆所必需的强度，就一般地区而言，设计规定为 $\sigma_{c28} = 10\ \mathrm{kg/cm^2}$（1 MPa）。随着近年来对严寒地区所用 CA 砂浆的研制，对其抗冻融性能和强度均在技术上作了提高，目前日本规范规定 CA 砂浆 28 d 的容许强度不低于 1.8 MPa。

根据铁科院对 CA 砂浆性能的研究及秦沈客运专线的板式轨道试铺，提出能够满足我国铁路要求的 CA 砂浆强度指标，即1 d 应达到 0.1 MPa、7 d 应达到 0.7 MPa、28 d 应不低于 1.8 MPa。其弹性模量在 200～600 MPa。

CA 砂浆可以注入的时间（即可使用时间），是指对充填材料应具有的适当流动性的时间。这种可注入时间越长，对施工的限制就越小。一般至少希望大于 30 min。

流动时间如果低于 16 s，就会增大材料的离析，导致质量劣化和强度降低，而如超过 26 s 就难以注入，因此，对流动时间应加以限制。

CA 砂浆注入并凝固后，一般有 2%～3% 的收缩，虽然加入膨胀剂（铝粉）是必要的，倘若过于膨胀，就会有把已经整正好了的轨道板拱起的危险，因之规定了膨胀剂的用量。故本规范规

定膨胀率限制在1%～3%。

CA砂浆若有泛浆，则在流动中材料分离，就不能保证填充性。为防止部分材质变态，规定了泛浆率为0。

材料分离会降低CA砂浆强度，必须给予限制。

含气量具有一定程度，可提高CA砂浆的抗冻性。

一种材料的耐久性有很多参数可以体现，但最主要的冻融试验是表征材料耐久性重要指标。

本规范为确保CA砂浆具有足够的承载能力和耐久性，规定了表8.2.12的9项主要指标。

8.2.13 桥梁端部其基础从混凝土桥台与土质路基不同刚度陡变，因此于桥梁端部采取减振缓解基础刚度陡变。其措施是在轨道板下粘贴25 mm厚的橡胶垫，其物理力学性能与枕下橡胶垫相近。本规范依据秦沈客运专线桥梁端部的橡胶垫性能，同时参考混凝土枕下橡胶垫的物理力学指标及《高速铁路轨道部件暂行技术条件》(报批稿)，确定桥梁端部橡胶垫物理力学指标。

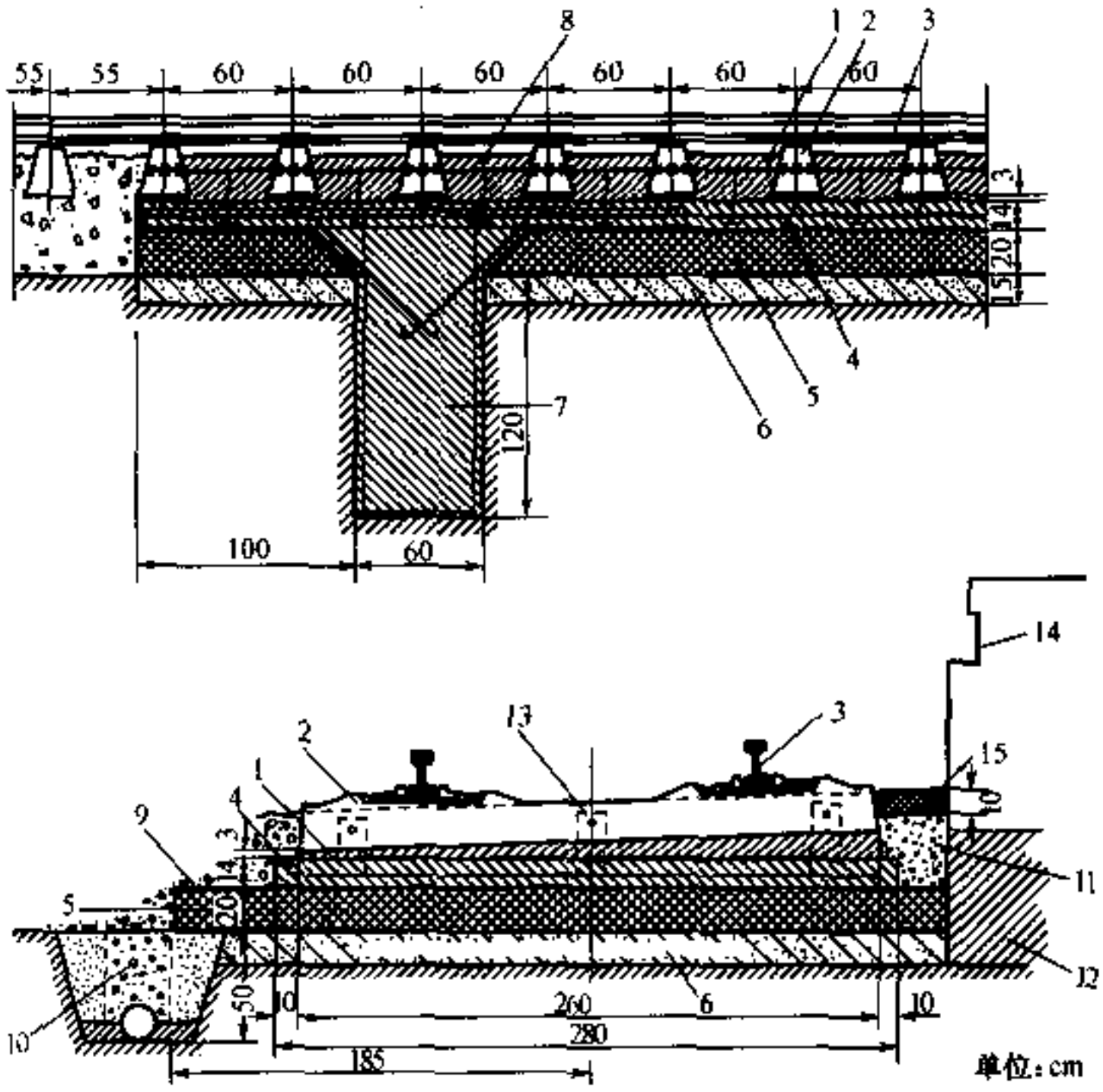
8.3.1 轨枕埋入式无碴轨道，主要是参照德国铁路上采用的“Rheda”型无碴道床结构。1972年德国在拉达车站修建了无碴轨道试验段，采用B70S型混凝土枕铺设在已经浇筑好的混凝土底座上，在混凝土枕之间采用设钢筋骨架并浇筑混凝土，形成道床板，如说明图8.3.1—1。设在曲线轨道上时，与板式轨道刚好相反，其超高由道床板形成，而板式轨道的曲线超高则由混凝土底座形成。

桥梁上应设混凝土底座，底座与道床板之间应设隔离层，隧道内由于无碴道床直接与基岩接触，故不设混凝土底座直接浇筑混凝土。

线路通过居民区应采取减振措施，一般在道床板下设弹性垫层。

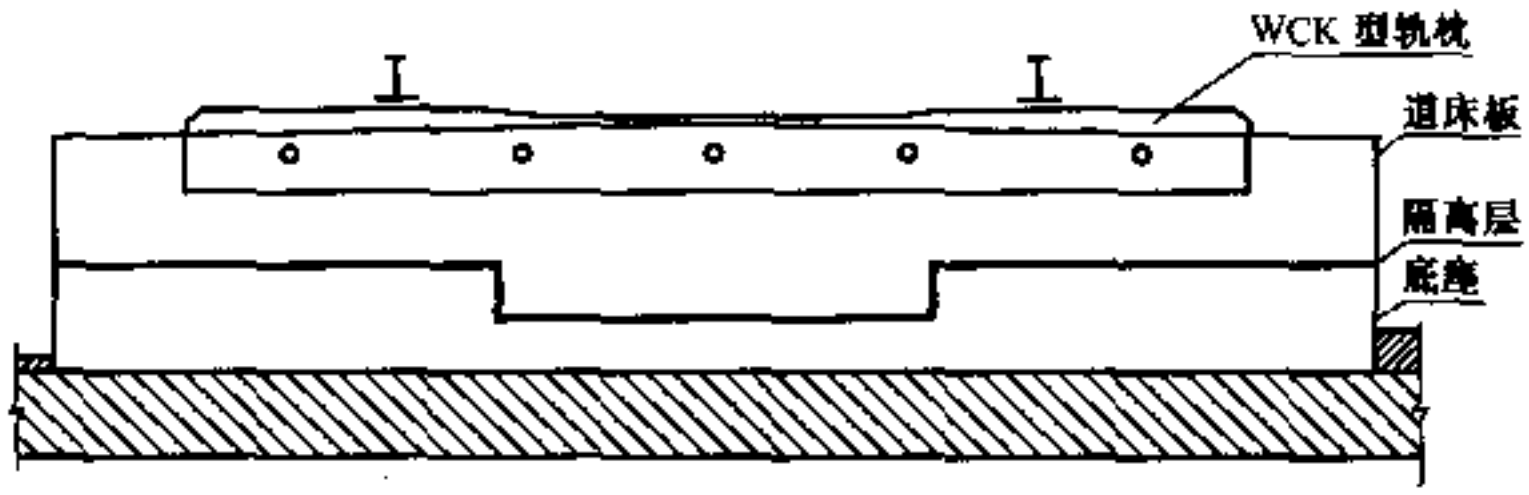
轨枕埋入式无碴道床结构设计，在安全可靠、技术经济合理的前提下，道床结构高度不大于同区段有碴道床高度。轨枕埋入

式无碴轨道结构图如说明图 8.3.1—2。



说明图 8.3.1—1　德国拉达车站无碴轨道结构形式

1—250 号调平和填充用的混凝土；2—B70S 型钢筋混凝土枕，间距 60 cm；3—UIC60 型钢轨；4—350 号连续配筋式混凝土板；5—聚苯乙烯泡沫混凝土；6—水泥混合土层；7—350 号地桩墙；8—纵向杆；9—涂刷沥青漆（2 kg/m^2）；10—排水暗沟；11—填筑的砂砾层；12—墙基；13—箍筋；14—站台；15—沥青胶结砂砾层



说明图 8.3.1—2　轨枕埋入式无碴轨道结构横断面图

从说明图 8.3.1—2 上可以看出，轨枕埋入式无碴道床结构中底座的设置，不仅解决了道床板与梁体的连接问题，增加了结构的整体刚度，而且通过在底座两端设置凹槽，限制其上部道床板的纵、横向移动。

轨枕埋入式无碴道床在德国铁路铺设使用的过程中，随着时间的推移，预应力混凝土枕收缩徐变，道床为普通混凝土，其收缩变形也是必然的，两者的弹性模量也不一致，预应力混凝土枕与普通混凝土道床间的裂缝加剧。目前德国铁路又研究了双块式普通混凝土枕替代了预应力混凝土枕，以缓解枕与道床间裂缝出现。但由于双块间采用钢筋连接，混凝土块不能采用蒸养，避免钢筋腐蚀。加之普通混凝土块，采用电热养生，造价难于接受。自然养生，效率低，存放场地增加，也是造价提高的因素。另外，采用普通混凝土块，无碴道床配筋加大，其经济性难于承受。考虑秦沈客运专线已进行了试验，城市轨道也有应用，故本规范将其列入无碴道床一种形式。

8.3.2 道床板内采用的混凝土枕应设置穿孔，目的是用钢筋串连，以固定混凝土枕的位置。

8.3.3 道床板的型式尺寸说明如下：

（1）由于桥上无碴轨道板单元在梁跨之间的间隔处必须断开，并且考虑到每块道床板长及钢轨扣件节点间距尽可能均匀，道床板长度应根据桥梁跨度、扣件节点间距、混凝土收缩变形合理确定。一般长度不宜大于 5000 mm，宽度应大于轨枕并具有一定的肩宽，不宜小于 3100 mm。但在隧道内铺设时可根据结构确定。

（2）道床板横向边缘厚度是为确保混凝土枕牢固的，与道床板构成一整体。并应设置排水人字坡。

（3）由于道床板是由整体式轨枕及混凝土构成，因枕面是变坡的，道床板面设排水坡，并要与轨枕形成一个牢固整体，混凝土枕在道床板内应有一定深度。故本规范规定轨道中心线处轨枕

顶面高出道床板面不应大于 20 mm。

8.3.4 道床板结构设计说明如下：

（1）根据设计动轮载对道床板进行结构静力计算。计算模型中，沿钢轨纵向将钢轨与道床板简化为双重弹性基础叠合梁，由于轮载通过两股钢轨作用于轨道上，荷载相应道床板中心线是对称的，故在计算时取道床板的一半宽度（1.55 m）。沿垂直钢轨方向，采用弹性基础上有限长梁的简化力学模式进行结构内力计算，求解相应的挠曲微分方程可得出道床板的纵、横向截面最大弯矩。

（2）道床板混凝土强度等级是根据《高速铁路高架桥上无碴轨道关键技术的试验研究》专题室内实尺无碴轨道模型的静、动载试验结果，并参照国外铁路无碴道床工程实践经验确定的。德国 1972 年在拉达站试验时，道床板混凝土底座强度等级为 C35，我国以前在普通线路上修建的整体道床混凝土强度等级为 C30。秦沈客运专线无碴道床桥面混凝土垫层的混凝土强度等级为 C40，从混凝土结构耐久性考虑，确定轨枕埋入式无碴道床板的混凝土强度等级不应低于 C40。

（3）WCK 型轨枕的设计参数

桥上轨枕埋入式无碴道床对 WCK 型轨枕设计的技术要求为：

①混凝土枕采用分开式弹性扣件，并应满足轨道绝缘电阻的要求。

②为保证轨枕埋入式无碴道床道床板的结构强度，每块道床板内埋入的轨枕间的串联钢筋预设孔直径不宜大于 40 mm。

③在预应力混凝土枕结构配筋设计中，需要同时考虑轨下截面与中间截面的承载能力。对于埋入道床板内的穿孔轨枕，由于轨枕与道床板成为一个整体结构，轨枕的轨下截面底部位于道床板的中和轴附近，该截面不是轨枕设计的控制截面；轨枕中间截面的承载能力则需要满足道床板横向截面设计弯矩的要求。

8.3.5 轨枕埋入式无碴道床在一般情况下，道床板与底座之间

只设置1～2 mm的隔离层，以实现道床板的可修复性。在德国铁路上，轨枕埋入式无碴道床的道床板与底座之间也有采用双层无纺土工布作隔离层的。我国秦沈客运专线上采用的隔离层为铁路混凝土桥面上用的TQF-Ⅰ型防水层，其技术条件与《铁路混凝土桥梁桥面TQF-Ⅰ型防水层技术条件》(TB/T 2965)相同。考虑无碴轨道与有碴轨道之间的弹性过渡或铺设地段特殊减振的需要，可在道床板与底座之间设置一定厚度的弹性垫层。

8.3.6 道床板下减振弹性垫板的主要物理力学性能是参照《高速铁路轨道部件暂行技术条件》(报批稿)给定的标准。该标准是铁科院和专业设计院相关专家概括我国铁路枕下橡胶垫板及参考国外铁路轨道减振胶垫性能的基础上研究提出的，即本规范表8.3.6所列指标。

8.3.7 混凝土底座尺寸在宽度上应与道床一致，厚度应能确保动轮荷载的均匀传递及传感器正常发挥作用。为防止道床板移动、沿轨道纵向两端的中部设置1 000 mm×700 mm×130 mm的凹槽。

8.3.9 混凝土底座的排水设施应与基础的排水连成一体。道床板是在轨枕之间配置钢筋骨架后浇筑在混凝土底座上，两者强度应一致。

8.4.1 弹性支承块式无碴道床，由于混凝土块下穿有橡胶套靴，若铺设露天区段，易受风、沙、雨水污染，从而降低橡胶套靴的使用寿命，故一般此类无碴道床结构多用于地下铁和隧道内。但由于隧道内气体潮湿，机车排放废气、废油等污染，故应对橡胶套靴采取防污染、防老化措施，以延长支承块使用寿命。

8.4.2 支承块下设橡胶套靴，其目的就是为了减振。在地下铁道和隧道内的应用较为普遍，主要是露天污染老化影响较大，不宜采用。我国铁路在西安—安康线秦岭隧道进行了铺设，天津城市轻轨的津滨线也采用了此种结构。由于其减振效果一般在10dB之内，所以多用于一般减振地段。

支承块用橡胶套靴隔离，因此其轨下截面应满足本规范第8.1.2条规定的设计动轮载300 kN所引起外荷载弯矩要求。

8.4.3～8.4.5 采用《预应力混凝土枕计算方法》和《铁路轨道强度检算法》(TB2034）计算支承块上动轮压力，视支承块为刚体，按国家现行《混凝土结构设计规范》(GB50010）进行支承块混凝土结构设计。秦岭隧道内铺设的支承块型式尺寸为600 mm×328 mm×(193～207)mm。德国采用双块式埋入整体道床，支承块为650 mm×280 mm×200 mm。考虑客货共线铁路轨道的实际情况，本规范从施工和轨道结构构造要求，其尺寸确定为长度不宜小于60 cm，底宽不应小于32 cm，高度不应小于20 cm。混凝土设计强度等级，若采用分开式扣件，设有铁垫板，应不低于C50；若为不分开式扣件，考虑承轨槽混凝土有压溃的可能，其设计强度等级应不低于C60。

8.4.6～8.4.7 道床排水沟边缘至轨道中心线距离不应小于1.2 m，主要是考虑支承块应有足够的长度。道床混凝土是弹性支承块式无碴道床结构的重要组成部分，它承担传递动轮荷载的任务，依据道床结构计算，其混凝土强度不应低于C40。

8.4.8～8.4.9 弹性橡胶套靴的主要物理力学性能中的刚度，给定30～80 kN/mm的刚度范围，其原因是橡胶套靴的刚度应根据轨道减振要求计算确定。其他指标应按国家现行《铁路混凝土轨枕下弹性垫板》(TB/T2629）规定办理。

支承块与橡胶套靴胶结会延长其使用寿命，一般橡胶套靴的使用寿命理论上可达30～40年。

8.4.10 由于弹性支承块式无碴道床不设底座，以支承块与钢轨形成轨道框架，确定几何形位，曲线设置超高时，应抬高外轨至设计超高，浇筑混凝土道床。

9.0.1 道岔是把轨道分为两条或以上的设备，交叉是两条轨道在同一平面上相互交叉的设备，但我国习惯上将道岔和交叉统称为道岔。

道岔是特殊的轨道设备，不仅直接影响列车运行安全，而且使用寿命也较线路的其他设备短，现场的养护维修工作量也较大，同时道岔的号数、主要尺寸及道岔间插入钢轨的长度也直接影响线路和站场的设计，为便于道岔与线路的连接，并方便运营和现场铺设，应对道岔的设计作出原则性的规定。

（1）世界各国对道岔号数的表示方法不尽相同，我国以辙叉角的余切值表示。辙叉角是指辙叉两工作边的夹角，当辙叉为曲线时，指辙叉工作边曲线跟端切线间的夹角。本条文的规定主要是为了方便道岔及站场设计。

（2）道岔是影响列车运行速度的关键设备，随着道岔技术水平的提高，目前的道岔直向容许通过速度已能够达到区间线路的列车运行速度，本条文的规定主要是为了保证列车的正常运行，使道岔不会成为限速点。

（3）道岔由于是易损设备，需要不断地养护维修和更换，因而道岔的标准化和系列化就显得十分重要。标准化主要指两个方面：一是道岔的主要尺寸应实现标准化；二是道岔的零部件应标准化。道岔主要尺寸的标准化，有利于站场的设计、既有道岔的更换，零部件的标准化，可以增强其通用性，减少现场的备品数量，并方便现场的养护维修。

系列化是指道岔应系列配套，如单开道岔各号数应成系列，同号数各种类型的道岔应成系列，这样才能满足各种条件下的使用要求，并保证标准的统一，便于轨道系统设计。

（4）交叉渡线是相邻两线路间由两条相交的渡线和一组菱形交叉组成的设备，可代替两组渡线使用。由于其结构紧凑，节省用地，在困难条件下使用，可以缩短站坪长度，具有较好的经济性。交叉渡线的设计，与两线的线间距密切相关。目前的交叉渡线设计，主要根据现行《铁路车站及枢纽设计规范》中站内线间距的规定，线间距分为 5、5.3、5.5 和 6.5 m 计 4 种类型，当出现其他线间距时，应按个别设计处理。

交叉渡线根据开向的不同，可以有 10 种形式。我国既有线提速以前，交叉渡线均采用木岔枕，由于可以现场钉道，交叉渡线的设计均给出了 10 种布置形式。提速以后，广泛推广采用混凝土岔枕，由于混凝土岔枕的交叉渡线结构较为复杂，当交叉渡线的形式变化时，可能引起配轨、道岔零部件和岔枕的变化，考虑到绝大多数的交叉渡线均为两线平行的形式，因而目前混凝土岔枕的交叉渡线均按两线平行设计，以简化交叉渡线的选用和制造。当出现其他形式的交叉渡线时，可特殊设计。

（5）道岔与岔枕和转换设备是密不可分的，只有相互配套才能保证道岔的正常铺设和转换。道岔的岔枕可分为木岔枕和混凝土岔枕两种。木岔枕较为简单，按长度和数量订货后即可铺设，而混凝土岔枕由于钉孔距的不同，每种道岔必须与专用的岔枕配套使用。电务转换设备（主要指安装装置和锁闭装置）也与道岔的具体型号有关，必须协调配套，才能保证道岔的正常使用。

（6）跨区间无缝线路道岔，应与线路钢轨焊联，因此必须采用无缝道岔。无缝道岔的限位器和翼轨跟端的间隔铁起着传递温度力的作用，因而必须具有足够的强度，尖轨、心轨也应具有足够的允许位移，避免发生卡阻，影响正常的转换，并满足跨区间无缝线路的设计要求，以确保行车安全和道岔的稳定。

（7）道岔由于结构复杂，使用过程中需要进行养护和维修。目前线路的养护已越来越多的采用大型养路机械。对于道岔，目前也广泛采用大型道岔捣固车，因此道岔设计应充分考虑大机作业的要求，预留大机作业的条件。

9.0.2 道岔是控制行车速度的关键设备，道岔号数一旦确定，再要改变将会引起站场改造的巨大工程或严重影响正常运营。道岔号数的选择，一般根据列车的运行方式和路段旅客列车设计行车速度以及要求的道岔侧向容许通过速度来确定。

我国铁路单开道岔的号数系列为 9、12、18 号，1998 年研制了 30 号，道岔号数的选用一般应符合该系列的规定。

（1）既有线提速以前，我国铁路的列车运行速度一般不超过120 km/h，因此各种道岔的直向容许通过速度一般也不超过120 km/h。既有线提速以后，编制了系列提速道岔，将60 kg/m钢轨道岔的直向容许通过速度提高到了160～200 km/h，考虑设备分级使用的原则，目前60 kg/m钢轨的道岔已按120 km/h、160 km/h和200 km/h的直向容许通过速度分级，因此道岔的选用应保证道岔的直向容许通过速度满足该路段旅客列车的设计行车速度，以确保列车运行安全，并达到经济合理。

（2）根据国家现行标准《铁路道岔的容许通过速度》(TB/T 2477)，在列车直向通过速度等于或大于100 km/h的路段内，9号单开道岔（9号提速道岔除外）均不能满足列车直向通过速度的需要，为此本规范规定在列车直向通过速度为100～160 km/h的路段内，正线道岔不得小于12号。改扩建车站时，既有线区段站及以上的大站有些9号道岔改造困难，可以保留。

（3）对于列车直向通过速度小于100 km/h的路段内，有接发正规列车的会让站、越行站、中间站的正线道岔号数不得小于12号，区间出岔的线路所、编组站的列车到达或出发引线的正线上的单开道岔，有条件的也应采用12号，没有条件的可采用9号，区段站、编组站及由正线出岔但无列车侧向进出的线路，在列车直向通过速度满足路段速度的条件下，可采用9号，以减少工程投资。

（4）当列车以较高速度通过渡线道岔时，由于要通过反向曲线，在曲线的变点将引起列车的冲击振动。为避免振动的叠加，要求两曲线间的夹直线长度需满足一定长度的要求。我国的道岔设计一般按$0.4v$（v为列车通过道岔侧线的速度）控制。当不能满足要求时，道岔一般采用缓和曲线的平面线型，将两道岔的导曲线对接，此时道岔号数需根据线间距等计算确定，道岔也需特殊设计。因此本规范规定侧向通过速度超过120 km/h的渡线道岔，应根据线间距、两道岔曲线间的夹直线长度等选用或特殊

设计。我国以前的道岔号数一般不超过 18 号，提速以后，设计了 30 号、38 号等，目前，大号码道岔一般指超过 18 号的道岔。

（5）我国 18 号单开道岔的侧向容许通过速度原为 80 km/h，但经过京秦线的提速试验和多年的运营实践，当列车侧向通过速度为 80 km/h 时，晃车严重，旅客的旅行舒适度较差，因而《铁路道岔容许通过速度》(TB/T 2477) 中将 18 号道岔的侧向容许通过速度定为 75 km/h，《铁路线路设计规范》(GB 50090—99) 也按此速度执行，但由于现场多年以来一直按 80 km/h 的速度执行，降低侧向容许通过速度对运输影响较大，为此 18 号提速道岔的侧向容许通过速度仍按 80 km/h 执行。本规范将 18 号道岔的侧向容许通过速度重新修改为 80 km/h，旅客的旅行舒适度可通过加大道岔的导曲线半径等方式解决。

（6）我国 12 号道岔（AT 可弯尖轨，导曲线半径 350 m）的侧向容许通过速度为 50 km/h，因此规定侧向通过速度不超过 50 km/h的正线道岔应采用 12 号。

（7）用于侧向接发旅客列车的道岔，为了适应旅客列车起停快并保证旅客的旅行舒适度，故规定不应小于 12 号。在条件困难时，非正线上出岔的的旅客列车到发线上，可采用 9 号对称道岔。

（8）由于我国标准轨距铁路单开道岔的号数系列中最小的号码为 9 号，同时由于其他站线的运量、速度均较低，因此规定其道岔号数不应小于 9 号。

（9）对称道岔较同号数的单开道岔全长短，导曲线半径大，三开道岔能开通三个方向的进路。这两种道岔均可缩短咽喉区长度，节省用地，提高作业效率，故本条规定驼峰溜放部分应采用 6 号对称道岔和 7 号三开道岔。

由于 6 号对称道岔较 6.5 号对称道岔全长短，辙叉角大，导曲线半径相同，因而在用地受限制的情况下更为适用，根据我国的《铁路道岔号数系列》(GB/T 1246)，应采用 6 号对称道岔。对于既有驼峰溜放部分的 6.5 号对称道岔，如全部更换成 6 号道

岔，将引起站场的极大改造，增加建设投资，且对驼峰调车场的干扰较大，为此规定在改建时，可以保留6.5号对称道岔。

用对称道岔布置的站场咽喉区，因小半径曲线增多，养护维修困难，另外咽喉区布置紧凑将限制远期发展，因此其使用范围应加以限制，故规定“到达场出口、调车场尾部、货场及段管线等站线上，可采用6号对称道岔”。

9.0.3 采用可动心轨辙叉，可以有效提高道岔的直向容许通过速度，延长道岔的使用寿命，改善旅客的乘座舒适度，但造价较高，投资较大。根据国内的使用经验，12号固定型辙叉的单开道岔，其直向通过速度最高可达160 km/h，速度再高时需采用可动心轨道岔。《新建客货共线铁路设计暂行规定》(铁建设〔2003〕76号）规定，“旅客列车设计行车速度为160 km/h、200 km/h路段，正线道岔应采用60 kg/m钢轨可动心轨道岔”，因此本规范规定列车直向通过速度为160 km/h的线路应采用可动心轨辙叉单开道岔。

9.0.4 一组复式交分道岔由于能同时开通四个方向进路，可代替两组单开道岔，故大站上采用复式交分道岔可缩短咽喉区长度，节省工程费用，减少用地。但由于复式交分道岔结构复杂，稳定性差，养护维修工作量较大，其直向容许通过速度也难以达到连接线路的标准，因此规定正线上不宜采用，困难条件下需要采用时，也应尽量加大道岔号数，满足正线最低行车速度的要求，因此规定不应小于12号。

9.0.5 我国“75”型道岔主要采用普通道钉，“92”型道岔主要采用刚性扣板，既有线提速以后，道岔普遍采用线路使用的弹条Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ型扣件，本条规定主要是为了保持轨道弹性的连续，并方便现场的养护维修。

9.0.6 道岔采用分动外锁闭装置，可以提高道岔的安全性，降低转换阻力。本条文主要是根据《铁路信号设计规范》(TB 10007)的规定，以方便道岔的选用。

9.0.7 道岔采用混凝土岔枕，可以提高道岔的稳定性，延长道岔的使用寿命，减少现场的养护维修工作量。目前混凝土岔枕已比较成熟并大量推广使用，也取得了良好的使用效果。但混凝土岔枕道岔要求的道岔间插入钢轨的长度较长，在大站使用时，有可能增加站坪长度，加大站场的建设投资，同时当路基条件不好出现病害时，整治也较困难，因此规定设计行车速度超过120 km/h的线路上应采用混凝土岔枕道岔，其他线路（包括站线）宜采用混凝土岔枕道岔。

9.0.8 目前混凝土岔枕的最大长度是4.8 m，当渡线道岔的线间距小于5 m时，两组道岔的岔枕相碰，影响铺设，且现场难以处理，因此规定混凝土岔枕应特殊设计。

9.0.9 相邻道岔间插入直线段的目的是为了减缓列车过岔时的冲击振动，以提高旅客的舒适度，有时也是道岔结构所限。列车通过速度不同，插入钢轨的长度也不同。正线上行车速度较高，其插入的直线段长度可长一些，到发线可短一些，其他站线和次要站线因无列车通过，且行车速度较低，一般可不插入钢轨。

两对向单开道岔间的插入钢轨长度，可不受道岔结构限制，主要考虑列车通过时的平稳性以及方便今后站场的改造和养护维修。当道岔直向通过速度大于160 km/h时，需考虑列车通过前一组道岔导曲线所产生的振动，应在到达后一组道岔导曲线前消失而不与后一组道岔所产生的振动叠加，因此插入钢轨的长度按《新建时速200公里客货共线铁路设计暂行规定》(铁建设函〔2003〕439号)的要求确定。当道岔直向通过速度大于120 km/h但小于等于160 km/h时，插入钢轨长度为12.5 m。但18号道岔当有正规列车同时通过两侧线时，由于列车运行速度较高，规定插入钢轨的长度为25 m。当道岔直向通过速度小于120 km/h时，插入钢轨的长度与《铁路车站及枢纽设计规范》(GB 50091—99)相同，到发线有正规列车同时通过两侧线时为6.25 m，无正规列车同时通过两侧线时可不插入钢轨，其他站线和次要站线也不

插入钢轨。

两顺向单开道岔间的插入钢轨长度，对木岔枕道岔，与《铁路车站及枢纽设计规范》(GB50091—99) 相同。对于混凝土岔枕道岔，当道岔直向通过速度超过 160 km/h 时，按《新建时速200公里客货共线铁路设计暂行规定》(铁建设函〔2003〕439号)的规定，取为25m。根据目前的混凝土岔枕道岔标准图，12号道岔间最小插入钢轨长度为8m，9号道岔间最小插入钢轨长度为6.25m，但均需取消道岔后端的短枕，道岔需特殊布置，给设计、施工和养护维修造成不便，因此本规范加大了混凝土岔枕道岔间的插入钢轨长度，当道岔直向通过速度大于120 km/h但小于等于160 km/h时，规定为12.5m，道岔直向通过速度小于120 km/h时和站线，规定为8m。

在其他站线和次要站线上，如一组道岔后并列顺向连接两组9号单开或6号对称道岔时，由于第一组道岔辙叉后长岔枕与相连的两组道岔转辙器的木枕布置不一致，并影响转辙设备的安装，因此必须至少在一个分路的前后两组道岔间插入不短于4.5m的短轨，才能满足基本铺设要求。以上规定可适用于两组同种类岔枕的连接。

9.0.10 道岔由于结构复杂，养护维修工作量较大，为此应尽量避免列车对道岔的冲击，当道岔轨型与线路轨型不同时，应将钢轨的变化点移至道岔之外，以保证道岔区的弹性均匀，因此规定在道岔两端应插入短轨。但插入两根及以上短轨，对轨道的稳定性影响较大，应尽量减少铺设短轨的数量，因此规定不应连续插入两根及以上短轨。

9.0.11 道岔不应设置在路堤与桥台的连接处，主要是由于路基与桥台的刚度相差较大，为了避免弹性的不均匀，从而影响道岔的使用寿命，增加现场的养护维修工作量。

10.0.1 钢轨伸缩调节器（以下简称调节器）主要铺设在大跨度简支梁或连续梁桥的轨道上。梁因温度变化产生的伸缩或列车荷

载作用产生的纵向位移以及混凝土梁的收缩、徐变等，致使轨道也发生纵向位移。

设计桥上无缝线路时，若由于梁轨间的相互作用致使墩台结构尺寸明显增大，圬工量明显增加，或桥上无缝线路纵向力位移、钢轨折断断缝超过容许值，桥上无缝线路设计锁定轨温无法满足规定的要求时，应考虑在桥上设置调节器。桥上设置调节器，应根据桥梁墩台、支座及线路情况，经过不同设置方案的比较分析，合理地确定调节器位置和数量。

我国铁路桥涵设计规范规定：对于温度跨度大于 100 m 的钢桥，每一温度跨度应设置一组调节器。对于其他桥，应根据具体情况设置调节器。德国 DS804 和 DS899/59 规范规定：（1）有碴桥，固定支座设在一端的连续梁，在其活动端设置调节器的长度，圬工梁和结合梁大于 90 m，钢梁大于 60 m。中间墩上设有固定支座的连续梁，在其活动端设置调节器的长度，圬工梁和结合梁总长大于 120 m，但固定支座至活动端最大长度不大于 90 m；钢梁总长大于 120 m，但固定支座至活动端最大长度不大于120 m。（2）无碴桥梁长大于 100 m 时应设置调节器。结合我国桥上铺设无缝线路的经验，本规范规定：温度跨度大于 100 m 的钢梁，每一温度跨度应设置一组调节器；温度跨度大于 120 m 的混凝土梁上铺设无缝线路时，调节器的设置应按计算确定。对于大跨度混凝土梁等其他桥梁、普通线路轨道，根据具体情况设置调节器。

温度跨度是指相邻两联（或跨）梁固定支座之间的距离，或与桥台毗邻梁的固定支座至桥台胸墙的距离。

钢轨伸缩调节器应尽量少用或不用。这是因为：其一，在梁轨相对位移较大的桥上铺设无缝线路时，为减小梁轨相互作用力，在调节器的一侧或两侧，采用小阻力扣件，可以形成较长的伸缩区。这样虽然在一定范围内缓解了梁轨相互作用力，但在长大桥上还存在一定长度的无缝线路固定区，仍产生较大的纵向力，不能消减梁轨相互作用力。其二，调节器是线路上活动接

头，调节器的制造、铺设、使用和养护质量直接影响线路平顺性和列车运行速度，增加设备费用和维修费用。其三，已经铺设双向调节器的混凝土连续梁，最大联长为 296 m，其温度跨度最大为 180 m，最小为 88 m。但根据观测，其伸缩量很小。因此混凝土梁桥上，设置调节器的条件还有待深入研究。在长大桥梁上设计无缝线路，应尽量将无缝线路固定区设在桥上，无缝线路固定区也便于维修管理。

10.0.7 曲线型钢轨伸缩调节器构造特点是尖轨用 AT 轨制造，轨头非工作边按照一定的曲率半径刨切成圆弧。基本轨为普通钢轨，铺设时按照导向轨撑自然弯曲成与尖轨相同的曲率半径。在基本轨与尖轨共用的铁垫板上，尖轨轨撑和基本轨轨撑起到保持尖轨与基本轨密贴的作用。为了降低基本轨伸缩阻力，应按计算降低基本轨轨撑螺栓扭矩。而尖轨要求为固定，轨撑螺栓按规定拧紧，尖轨尖端为藏尖式，一般情况下，尖轨尖端一般顺重车方向或列车运行方向布置，但也可以逆向布置。

10.0.8 在无缝线路设计锁定轨温范围之外铺设调节器时，其伸缩预留量计算式中 l 为伸缩区长度。由于调节器纵向阻力较小，加上采用小阻力扣件，因此伸缩区长度较长，约为 150 m。在 150 m范围内钢轨的伸缩量实际等于自由伸缩量的 1/2。但考虑到行车状态下扣件阻力还有所降低，对伸缩区长度有影响，因此调节器预留伸缩量按伸缩区自由伸缩量计算。

当梁轨之间不产生相对位移时，例如梁、轨温度差很小，可忽略不计，或连续梁两端铺设调节器情况下，由于梁、轨伸缩基本同步，计算伸缩预留量时 l 取梁的温度跨度。

11.1.1～11.1.2 轨道平顺是列车高速运行的必要条件，无缝线路是实现轨道平顺所必须采取的重要技术措施。为确保列车运行平稳、旅客乘坐舒适、降低噪声污染、减少设备机械磨损、延长钢轨使用寿命，新建和改建的Ⅰ级铁路，采用 60 kg/m 及以上钢轨时应铺设无缝线路，应铺设跨区间无缝线路。铺设无缝线路的

轨道必须具有稳定的基础，即要求桥梁、路基、隧道建筑物应坚实、稳定，刚度均衡，路基工后沉降小，严格控制路桥（涵）过渡段不均衡下沉，以及道床稳定状态的参数指标应达到本规范第3.0.14条的标准。

11.1.4 我国在既有铁路上，20世纪60年代就开展了小半径曲线的试铺工作。在成都局成昆线半径400 m曲线上铺设无缝线路，在呼和浩特铁路局京包线半径400 m的曲线上铺设无缝线路等，使用情况均良好。实践证明，目前于我国客货共线铁路上铺设无缝线路的平面条件，即曲线半径不宜小于400 m是合适的。但在城市轨道交通和国内外铁路还有在更小的曲线半径上铺设无缝线路的。

在小半径曲线上铺设无缝线路所采取的加强措施，如增大曲线外侧道床肩宽、堆高碴肩、加设轨距拉杆、增加轨枕根数、采用耐磨钢轨、适当提高锁定轨温等。我国幅员辽阔，南方北方年轨温幅度之差高达40℃之多，有的铁路穿越山区，小半径曲线居多，且与坡道重叠。为充分发挥无缝线路的优越性，应根据当地年轨温幅度、线路条件、列车运行情况，并结合运输强度等，分析对钢轨使用寿命的影响，合理地选择确定无缝线路的最小曲线半径。

11.1.5 我国对于允许铺设无缝线路的坡度原则上不作限制，但为了防止线路爬行，规定应在≥12‰的连续长大坡道、制动地段及行驶重载列车的坡段采取的加强措施，如增加轨枕根数、加设防爬器、采用耐磨钢轨或高强度钢轨等。

11.1.6 2003年铁道部发布了《新建铁路桥上无缝线路设计暂行规定》(铁建设函〔2003〕205号)，但还需在设计运营实践中不断补充、完善。

大跨度桥上铺设无缝线路，其长轨条长度多与联长相同。当简支梁或连续梁的固定支座一端与引桥或路基衔接时，长轨条可由正桥延伸到引桥或路基上。此种情况应计算衔接处伸缩力。钢

结构桥上铺设无缝线路，应采用 K 型分开式扣件。钢结构桥在上述衔接处、伸缩纵梁或拱上结构的伸缩缝处，为了减少列车荷载作用下由于梁纵向位移而使梁、轨受力，K 型分开式扣件可不扣紧轨底或放松扣件螺栓扭矩到 60～80 N·m。但为了保证钢轨不发生爬行和确保行车安全，根据我国经验，扣紧扣件的部位，其总长度不应少于梁上长轨条长度的 1/3。需要指出，K 型扣件这种布置方式是在时速不超过 120 km 时得出的，当列车运行速度大于 120 km/h 时，有待进一步验证和研究。

桥上铺设无缝线路涉及桥梁和轨道的设计，在桥梁与轨道结合部，还有些技术问题尚待深入研究。例如：(1) 为了提高轨道的整体性和连续性，要求桥上无缝线路轨条长度尽可能地长。为此，桥梁结构设计时，对于大跨度多孔简支梁，在可能的条件下宜改为按成联设计；同理，连续梁桥的设计也宜尽量加大每联梁的长度。(2) 有碴轨道道碴传递纵向力问题。有试验表明，墩台、支座承受的纵向力小于一孔梁上固定支座与活动支座处钢轨纵向力之差。(3) 合理确定混凝土梁桥上铺设钢轨伸缩调节器的温度跨度等。

11.3.3、11.6 及附录 E

1978 年铁道部发布了“统一焊接长钢轨轨道（无缝线路）稳定性计算公式的建议”，简称统一公式，长沙铁道学院（现中南大学）为主编单位。此后，统一公式广泛应用于国内无缝线路的设计、科研和教学。随着重型轨道结构的应用，统一公式在计算参数和公式应用方面有待完善。

1996 年中南大学提出了修改的统一稳定性计算公式，应用在提速线及秦沈客运专线无缝线路设计中。原统一公式假设原始弹性弯曲矢度与半波长度平方之比为常量，即 $\iota = \frac{f_{0e}}{l^2}$，$\iota$ 为常量。轨道正弦曲线半波长 l，是由附录 E 式（E.0.3—1）温度压

力 P 对 l 求偏导数，即 $\frac{\partial P}{\partial l}=0$ 求得：

$$l^2=\frac{\beta EI\pi^2}{r_0}\left[\left(\frac{1}{R_0}+\frac{1}{R}\right)+\sqrt{\left(\frac{1}{R_0}+\frac{1}{R}\right)^2+\frac{(f+f_{0e})r_0}{\frac{4}{\pi^3}\beta EI\pi^2}}\right]$$

（说明 E—1）

并由 $t=\frac{f_{0e}}{l^2}$ 用反复叠代的方法得出 l，再由 l 计算 P。但上式 l 不是满足 P、l、t 三式时 P 取最小值 P_{min} 的惟一解。

改进后的统一稳定性计算公式认为，满足温度压力 P、蜿曲半波 l 及 t 三式的数学模型，可用二元函数条件极值方法求得。t 通过现场调查、统计分析得到，t 及修改后的 l 计算式〔见附录 E 式（E.0.3—2）〕，满足温度压力 P 取得极小值的条件，同时也免除了反复叠代的计算步骤。

关于稳定性计算参数中的原始弯曲矢度、弦长和曲率，其形成原因复杂，几何形状具有很强的随机性。轨道上存在的原始弯曲分弹性弯和塑性弯两种。但在一个半波上，弹性弯和塑性弯各占多少是很难区分的。弹性弯可能是由于温度压力的作用或列车横向力的作用而产生的，假设这种弯曲与变形曲线相同，为正弦曲线。而塑性弯可能是在钢厂内形成或由于焊接不良、撞击等原因产生，架设为圆曲线时计算所得 P 值较小，比较安全。塑性弯曲对于降低轨道的稳定性比弹性弯曲更为显著，原始弯曲矢度 f_0 等于弹性弯曲矢度 f_{0e} 和塑性弯曲矢度 f_{0p} 之和，其中波长 l_0 的数值是通过现场实测分析确定的。为了有所区分，一般在冬季所测原始弯曲认为多是塑性弯曲，而夏季高温时所测原始弯曲认为多是弹性弯曲和塑性弯曲之和。统一公式建议的原始弯曲 f_0 为 5～6 mm，弹性弯曲和塑性弯曲各占一半，原始弯曲半波长 l_0 为4 m左右，是基于 50 kg/m 钢轨无缝线路轨道调查资料提出的。

由 l^2 计算式（E.0.3—2）可知，l^2 值是与轨道框架刚度和道床横向阻力之比直接相关的。刚度增大，l^2 值增加，相应的弹性

弯曲曲率减小。这说明框架刚度愈大，轨道愈难弯曲。因此，轨道弹性弯曲曲率，60 kg/m 钢轨比 50 kg/m 钢轨小，75 kg/m钢轨比 60 kg/m 钢轨小。道床横向阻力愈大，l^2 值愈小，相应的弹性弯曲曲率增大。反之，也说明道床横向阻力愈小，就愈难保持较大的弹性弯曲。因此，轨道原始弯曲的计算参数，应根据调查资料按不同的轨道条件予以合理确定。

随着我国 60 kg/m 钢轨无缝线路轨道铺设范围逐年扩大及铺设数量的逐年增加，钢轨制造、焊接及轨道施工技术也在不断提高。为此，中南大学曾在我国主要干线的 5 个地区，于冬夏两季分别进行了现场实测调查，对每一弯曲波形分别用 3～8 m 的不同弦长测量其正矢，取得了 3445 个子样。经过对实测数据的统计分析，确认原始弯曲（塑性弯和弹性弯）矢长比、矢度与弦长平方比服从极值Ⅰ型分布，根据统计特征提出了 60 kg/m 钢轨混凝土枕无缝线路原始弯曲参数。原始弯曲的矢长平方比为 2.103 $\times 10^{-6}$，其中塑性弯曲占 83%，弹性弯曲占 17%。此参数仅作为 75 kg/m、50 kg/m 钢轨无缝线路轨道稳定性计算的参考。

道床横向阻力是保持轨道稳定的最主要因素。道床横向阻力取值的正确与否直接关系到稳定型计算结果的精确度。至今，国内外都是通过现场实测来取得道床阻力值。但由于影响因素很多，如道碴材质、道碴粒径级配、道床密实程度、脏污程度、道床断面尺寸以及气候条件等，各地所测道床阻力具有较大的差异。统一公式规定的道床横向阻力主要是在Ⅰ型混凝土枕、每千米 1760 根或 1840 根线路上所测。以实测平均值减去两倍标准方差，经过回归分析确定，道床横向阻力最小可能值表达式如下：

$$q = q_0 - c_1 y + c_2 y'' \qquad \text{（说明 E—2）}$$

式中 q——单位长度道床横向阻力（N/cm）；

y——轨枕横向位移量（cm），稳定型公式中以 f 表示；

q_0——轨枕初始阻力常数（N/cm）；

c_1, c_2——道床弹、塑性系数（N/cm^2、N/cm^{n+1}）；

n——小于 1 的常数。

经验表明，采用这一道床横向阻力表达式，与试验曲线具有良好的相关性。统一公式中，混凝土枕 1 840 根/km、道床肩宽 40 cm 时，

$$q = 15.0 - 444y + 583y^{\frac{3}{4}} \quad (\mathrm{N/cm}) \qquad (说明\ \mathrm{E—3})$$

在推导稳定性公式过程中，道床变形能 A_3 对位移 f 取偏导数，得

$$\frac{\partial A_3}{\partial f} = \frac{2}{\pi}\left(q_0 - \frac{\pi}{4}c_1 f + \frac{\pi}{2}c_2 c_n f^n\right)l = \frac{2}{\pi}r_0$$

式中 r_0——等效道床横向阻力，

$$r_0 = q_0 - \frac{\pi}{4}c_1 f + \frac{\pi}{2}c_2 c_n f^n \qquad (说明\ \mathrm{E—4})$$

c_n 为积分常数，当 $n = 3/4$ 时，$c_n = 0.526$。

将 q_0、c_1、c_2、c_n 及 n 值代入式（说明 E—4），求得等效道床阻力 $r_0 = 89.2\ \mathrm{N/cm}$。换算为 1 760 根/km 轨枕线路时，$r_0 = 84.3\ \mathrm{N/cm}$。秦沈客运专线设计采用 $r_0 = 84.5\ \mathrm{N/cm}$。

本规范道床横向阻力参数，采用统一公式的建议值，即式（说明 E—3），Ⅱ型混凝土枕 1 760 根/cm 有碴道床等效横向阻力 $r_0 = 84.3\ \mathrm{N/cm}$，Ⅲ型混凝土枕 1 667 根/cm 可根据试验和计算采用不低于Ⅱ型枕的等效道床阻力值。其理由之一，2002 年铁一局、北方交大等单位在广州、北京、郑州局干线上进行了大量测试，初步分析结果表明：此项参数与Ⅱ型轨枕、位移 2 mm、横向阻力平均值减 2.5 倍标准方差相近，略低于Ⅲ型轨枕横向阻力，说明在Ⅱ型轨枕线路上可以继续使用此参数，在Ⅲ型轨枕线路上采用此参数偏于安全。之二，道床横向阻力由轨枕端部阻力、轨枕底面摩阻力、轨枕侧面摩阻力组成。轨枕端部阻力与道床肩宽、碴肩是否堆高有关，是使得轨枕地面和侧面产生摩阻力的重要因素。本规范当铺设Ⅲ型轨枕、速度大于 160 km/h 时，道床肩宽已由 40 cm 增加到 45 cm。Ⅲ型轨枕比Ⅱ型轨枕每千米

布置少 93 根，但仅从单位长度内枕底有效摩擦面积来计算，Ⅲ型轨枕比Ⅱ型轨枕高 31% 以上。因此，这都将有助于道床横向阻力的提高。

由于道床是散粒体结构，它在反复变化的横向荷载作用下会产生变形积累，这种变形积累过程随轨枕的位移量而不同。试验表明，轨枕的初始变形量不超过 2 mm 时，道床变形积累是逐渐减小的，道床变形具有弹塑性特征，直到道床被压实，变形积累即停止。因此，通常认为道床弹塑性变形范围在 2 mm 以内。为了控制轨道残余变形的积累量不致太大，统一公式采用 2 mm 作为轨道变形的容许位移量，以 $f=2\,\mathrm{mm}$ 计算等效道床横向阻力。

关于框架刚度系数 β 的影响，计算结果表明：β 由 1 提高到 1.5，临界温度压力 P_w 在直线、$R=2\,000\,\mathrm{m}$ 和 $R=400\,\mathrm{m}$ 曲线上分别提高 6.7%、2.6% 和 1.9%。因此 β 采用 1 对计算结果影响不大。钢轨对竖直轴的惯性矩 I 及钢轨断面面积 F 均按垂直磨耗 0 mm 时取值，对于计算影响很小，且偏于安全。

11.3.3、11.7 及附录 F

根据《铁路轨道强度检算法》(TB 2034—88) 进行轨道强度检算。轨道强度检算包括对于钢轨强度、轨枕强度、道床顶面压力、路基面压力等承载能力的检算。无缝线路设计需要检算列车荷载作用下的钢轨应力。在准静态荷载假设前提下，轨道结构静力计算方法，除了本规范规定的连续支承法之外，还有点支承法。两种方法的计算结果差别不大，均能满足工程要求。

(1) 点支承法

①轨道特征参数——道床系数 C

道床系数 C 是使道床顶面产生单位下沉时，作用于道床顶面单位面积上的压力。C 应由下式计算：

$$C=\frac{\sigma_z}{y_g}=\frac{Q_z}{e'\cdot b\cdot a_R y_g}\ (\mathrm{MPa/mm})\text{(说明 11.7—1)}$$

式中 σ_z——作用于道床顶面单位面积上的压力（MPa）；

$\bar{y}_g$——轨枕底面的平均下沉量（mm）；

Q_z——枕上压力（MPa）；

e'，b——半根轨枕的有效支承长度和平均宽度（mm）；

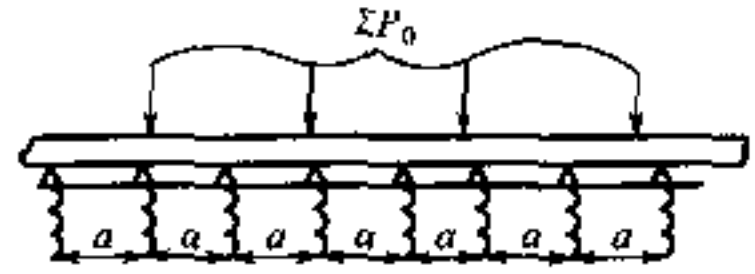
y_g——轨下断面的枕底下沉量（mm）；

α_R——轨枕挠曲系数，

$$\alpha_R = \frac{\bar{y}_g}{y_g}$$

②点支承法计算

a. 单个车轮作用下的计算



说明图 11.7

等弹性点支座上长梁的计算模式如说明图 11.7 所示。在单个车轮 P_0 作用下的静弯矩、静下沉及枕上静压力，可用差分方程解连续梁求得，其算式如下：

$$\left.\begin{aligned} &\text{钢轨静弯矩} && M_0 = aP_0\mu \\ &\text{钢轨静下沉} && y_0 = \frac{1}{D}P_0\eta \\ &\text{枕上静压力} && Q_0 = P_0\eta \end{aligned}\right\} \qquad \text{（说明 11.7—2）}$$

式中 μ，η——等弹性点支座上无限长梁的弯矩及下沉（支座压力）影响线系数，可根据钢轨基础与钢轨的刚比系数 k 及距离系数 ξ' 由有关计算表格中查得（见《铁路轨道强度检算法》(TB 2034—88) 附表），其中

$$\left.\begin{aligned} k &= \frac{Da^3}{24EI} \\ \xi' &= \frac{x}{a} \end{aligned}\right\} \qquad \text{（说明 11.7—3）}$$

x——邻轮至计算轮的距离（mm）。

b. 轮系作用下的计算

根据力的独立作用叠加原理，静轮系作用下钢轨静下沉、静

弯矩和枕上静压力的算式为

$$\left.\begin{aligned} y_0 &= \frac{1}{D}\sum P_0\eta \\ M_0 &= a\sum P_0\mu \\ Q_0 &= \sum P_0\eta \end{aligned}\right\} \qquad \text{(说明 11.7—4)}$$

(2) 关于计算参数

①列车荷载参数——速度系数 α

《铁路轨道强度检算法》(TB2034—88) 中所采用的速度系数 α，是在 $v\leqslant 120$ km/h 时，主要指货车机车的速度系数，它是根据 20 世纪 70～80 年代的实测数据确定的，$\alpha=0.6v/100$，其值偏大，不适用于 $v>120$ km/h 的计算。

在 120 km/h$<v\leqslant 160$ km/h 时，根据广深线客车机车 DF_{11} 的试验资料，其 α_1 值虽比 $v\leqslant 120$ km/h 的 α 值小，但和国外高速铁路在这一速度范围内客车机车的动力附加系数相比仍然是大的。根据我国客货共线的实际情况，只能采用我国客车机车的试验资料，而不能采用国外的数据，故采用 $\alpha_1=0.3\Delta v_1/100$。

②钢轨支座弹性系数 D

《铁路轨道强度检算法》(TB2034—88) 中，对于Ⅰ级铁路，Ⅰ型或Ⅱ型混凝土枕、橡胶垫板为 110 kN/mm 时，采用值 $D=30$ kN/mm。这个值是产生最不利计算荷载时的统计最小值。

由式 $D=\dfrac{D_1\times D_2}{D_1+D_2}$ 可得 $D_2=\dfrac{D_1\times D}{D_1-D}$，式中 D_1、D_2 分别为垫板刚度和道床支承刚度。

将 D 及 D_1 代入，计算得 $D_2=41.25$ kN/mm。

Ⅲ型轨枕与Ⅰ型、Ⅱ型轨枕枕底有效支撑面积之比分别为 1.34 和 1.31，则 $D_2=41.25\times 1.34=55.275$ kN/mm。当胶垫刚度 $D_1=80$ kN/mm 时，得

Ⅱ型枕钢轨支座刚度　$D=\dfrac{80\times 41.25}{80+41.25}=27.2$ kN/mm

Ⅲ型枕钢轨支座刚度　$D=\dfrac{80\times 55.275}{80+55.275}=32.7\ \mathrm{kN/mm}$

（取 $D=33\ \mathrm{kN/mm}$）

值得说明的是，在 $v>120\ \mathrm{km/h}$ 条件下，本规范规定采用的各计算参数，有的是参照了国外相同速度范围的数据，结合国内试验以及检算等得出的，如 α 系数。有的仍沿用《铁路轨道强度检算法》(TB 2034—88) 的规定值，如偏载系数 β、横向水平力系数 f 等。要科学地确定这些计算参数，还应做大量的试验和分析工作。除了速度提高的影响之外，还有机车、车辆种类、型号、性能变化、线路平纵断面影响等。又如道床支承刚度具有很强的随机性，应根据试验资料的统计特征值确定更为合理。科学地确定这些计算参数还有另一层面的意义，就是使得理论计算结果，在保证有足够的安全储备的情况下，更加符合实际轨道工况，以便达到经济合理的目的。

③制动区段钢轨附加应力（拉力或压力），一般采用 10 MPa 计算。

④安全系数 K_2

《铁路轨道强度检算法》(TB 2034—88) 规定，新钢轨 $K_2=1.3$，旧钢轨 $K_2=1.35$。本规范规定安全系数 $K_2=1.25\sim1.35$，主要考虑以下因素：

a. 我国在年温度幅度 90 ℃以内的地区已有广泛铺设无缝线路的实践，其中包括区间、桥上及跨区间无缝线路的无缝道岔。根据计算和试验，桥上钢轨附加纵向力换算温度值为 8 ℃左右；无缝道岔基本轨温度附加力与道岔号数、道岔结构等有关，为温度力的 30%～50%。K_2 取值应基本满足上述铺设条件。

b. 钢轨材料质量有了提高，建议新钢轨 $K_2=1.25$，再用轨 $K_2=1.3\sim1.35$。

c. 铝热焊接头抗拉屈服强度、冲击韧性、伸长率均比母材低，约为母材的 70%～80%。在采用铝热焊的无缝线路上，建

议 K_2 取 1.3～1.35。

11.4.1 无缝线路的基本结构形式为温度应力式，即随着轨温的变化，钢轨内产生相应的温度应力。任意温度下钢轨内产生的温度拉应力为 $\sigma_{(t拉)}=E\alpha(T_e-T)$，温度压应力为 $\sigma_{(t压)}=E\alpha(T-T_e)$。

11.4.2、11.7.2 设计锁定轨温 T_e 计算式（11.4.2）是一个经验公式。式中第一项为当地中间轨温，第二项中〔ΔT_d〕>〔ΔT_c〕。加上第二项是为了提高锁定轨温，使高温时固定区轨道稳定性更好。在铺设混凝土岔枕的无缝道岔区，道岔后部线路条件与一般区间相同；辙叉部分轨道横向刚度、道床横向阻力均较大，轨道稳定性最好；道岔尖轨尖端至跟端部分，除产生温度压力之外，还产生附加温度压力。轨道稳定性可取用区间轨道稳定性计算值，附加温度压力按相应的计算方法计算并与温度压力叠加。但附加温度压力是局部存在、并呈非均匀分布，因此可按稳定性计算得出的弯曲变形半波长换算为均匀的附加压力，以减少附加压力的作用。第二项中〔ΔT_d〕为轨道强度允许温降，按式（11.7.2）计算。式中〔σ〕为钢轨钢容许应力，由钢轨屈服强度 σ_s 除以安全系数求得。钢材屈服强度在没有屈服阶段时，用 $\epsilon_s=0.2\%$ 时的应力作为屈服强度。但据有关资料，U75V^b 钢轨 σ_s 为 880 MPa，按此值计算〔σ〕、〔ΔT_d〕，无法将其用于式（11.4.2）的 T_e 计算。又据铁道科学研究院金化所在 2002 年为在秦沈客运专线采用包钢生产的 60 kg/m、PD_3、非淬火钢轨，对其进行检验，检验结果 σ_s 为 560～575 MPa。根据运营线上的经验，在采用 U71Mn 钢轨、$\sigma_s=457$ MPa 情况下设计无缝线路时，钢轨强度检算能满足要求。因此，本规范建议抗拉强度不小于 880 MPa 的钢轨，σ_s 的取值不低于 457 MPa。式中第三项是考虑地区年轨温幅度差异、缓冲区轨缝计算等对于第一、二两项之和的修正值。因此，在年轨温幅度大的地区，如若最高轨温出现次数很少，而最低轨温出现次数多、低温季节持续长，T_e 可选择偏低值。相反，南方地区最高轨温出现次数多、高温季节持续

长，T_e可选择偏高值。

此外，根据试验，列车碾压使新钢轨残余应力释放，从而降低实际锁定轨温约为5℃～8℃。这个值在设计锁定轨温时应予以考虑，但没有统一的方法。考虑的方法如：ΔT_k取正值，从轨道稳定性计算结果中减去这个值，加大安全系数K_1等。可从三者中之一解决或由三者综合分担。

11.4.3 无缝线路轨道的设计锁定轨温是指钢轨无温度应力状态下的轨温。由于单元轨节的锁定需要一定的时间，因此在采用滚筒法放散应力时，规定把单元轨节两端落槽就位时的轨温平均值作为锁定轨温。在采用拉伸器、滚筒法放散应力时，锁定轨温等于拉伸量换算的轨温差加上轨温平均值。因此，设计锁定轨温应有一个范围。从无缝线路轨道的运营管理来说，同一区间内的各单元轨节应有尽量一致的锁定轨温。但在施工操作上，是很难做到的。为此，在保证无缝线路轨道强度和稳定的前提下，应提供合适的设计锁定轨温范围。

钢轨的实际轨温，将随气候变化、风力大小、日照、线路走向等因素而变化。钢轨的实际轨温与实际锁定轨温之差，称为无缝线路轨道的轨温变化幅度，也称轨温差。适当控制轨温的变化幅度，可使钢轨内部形成的压应力和拉应力更为合理。因此，选定设计锁定轨温是无缝线路轨道设计极其重要的内容。

11.4.4 跨区间无缝线路的轨条长度不受限制。随着轨条长度的不断延伸，铺设无缝线路的各个地区年轨温幅度将会有差异。因此，无缝线路不可能只有一个设计锁定轨温。例如，北京至上海年轨温幅度从85.4℃变化到72.4℃，两地之间的无缝线路设计锁定轨温可以有多个。规定同一个区间（两站之间）单元轨节最高与最低锁定轨温之差不大于10℃，则可按当地年轨温幅度设计锁定轨温。同时也规定了相邻单元轨节锁定轨温之差不大于5℃，这就实现了不同年轨温幅度条件下设计锁定轨温的递变。同一区间内单元轨节最高与最低锁定轨温之差不大于10℃，便

于按锁定轨温进行无缝线路维修作业和管理。

11.5

在设计无缝线路轨条布置时，遇长隧道、曲线半径小的地段，可分别采用耐腐蚀钢轨、全长热处理钢轨或高强度钢轨，以延长钢轨使用寿命。但这样也会造成线路钢轨材质不一致，增加不同材质钢轨的焊接和养护工作。因此，在山区铁路隧道多、小半径曲线多的区段，可考虑设计成普通无缝线路。若采用区间无缝线路或跨区间无缝线路，经技术经济比较，同一区间内的长轨条宜采用同一材质的钢轨。

跨区间无缝线路单元轨节长度应根据线路条件、工点情况、施工工艺等因素综合研究确定。单元轨节的长度受施工时间长短、施工期间轨温变化、拉轨、垫滚筒、撞轨、钢轨落槽工序等影响较大。低温使用拉伸器拉伸钢轨、放散应力、锁定作业时，轨条愈长或温差愈大，要求拉伸器的行程和拉力也愈大。此外，滚筒阻力对应力放散效果也产生影响。因此单元轨节长度应合理确定，否则会影响铺轨质量。但过去由于焊轨设备及运输工具的限制，一般厂焊长钢轨均在 250～500 m，近些年来由于焊接条件的改善，钢轨制造厂引进先进的工艺技术，标准长度轨已达 50 m，甚至可以做到出厂 100 m。另外，从养修的角度，跨区间无缝线路轨道也不同于普通无缝线路轨道。考虑铺轨机械、大型养路机械、移动接触焊机等技术应用的不断扩大，故本规范推荐单元轨节长度宜为 1000～2000 m。

11.8

桥上的无缝线路轨道与路基上的不同，钢轨除受温度力作用外，还受桥上附加纵向力作用。梁因温度变化而产生伸缩，在列车荷载作用下梁因挠曲而产生纵向位移。在明桥面上，梁的这种纵向变形将通过梁轨之间的联结约束，使钢轨受到纵向力的作

用。在有碴桥上，道床也会对梁轨之间的相对位移产生约束作用。把因梁的伸缩而引起的钢轨纵向力称之为伸缩力；把因梁的挠曲而引起的钢轨纵向力称之为挠曲力。这些力同时又反作用于梁跨和固定支座，使桥墩台产生弹性变形，墩顶发生纵向位移。此外，如果桥上发生断轨，温度力和伸缩力得到释放，也会通过梁轨间的约束使墩台和固定支座受到断轨力的作用。所有这些可归结为梁轨的相互作用。通过对梁轨相互作用的分析，求得梁的位移分布、钢轨的位移分布和纵向力分布、墩台受力和墩顶位移，对钢轨和墩台进行强度和稳定性检算。桥上无缝线路结构设计，就是设法减少这些附加纵向力的作用，必要时采用钢轨伸缩调节器，对梁轨相互作用力进行调节。梁温度差为桥上无缝线路伸缩力计算时所采用的梁最大日温差。

低温时，桥上钢轨产生温度拉力和伸缩力，一旦钢轨折断，温度力和伸缩力按纵向阻力梯度放散，在钢轨折断处形成较大断缝。断缝的大小与线路纵向阻力、温度拉力及钢轨折断位置有关。低温时，活动端桥台处钢轨产生最大伸缩拉力，固定端桥台处产生最大伸缩压力。但伸缩力所引起的钢轨变形量很小，可略去不计。

合理地确定断缝允许值很重要。断缝允许值定得大了，影响行车安全；定得小了，就需要加大桥上线路纵向阻力，从而导致桥梁和轨道承受的纵向力增大，将限制桥上铺设无缝线路。特别是在年轨温幅度大的地区，这种影响更为显著。我国 1973 年在铁科院环形试验基地进行了列车通过钢轨断缝的安全试验，试验线路为直线、木枕、碎石道床、50 kg/m 钢轨，以拉开大轨缝代替断缝。试验表明：当设置的断缝为 136 mm 时，以 2 辆 60 t 重车溜放通过断缝，最高速度 85 km/h，钢轨垂直位移 10 mm；当设置的断缝为 91 mm 时，以解放型机车单机通过断缝，速度 80 km/h，钢轨垂直位移 17.6 mm；设置的断缝 110 mm 时，以解放型机车单机低速通过断缝和以 4 辆 60 t 重车溜放通过断缝共计

11 次，速度为 5～80 km/h。试验中同时观测到，随着列车通过次数增多，道床坍塌、接头下沉、轨头压溃。试验虽然未能测到钢轨水平位移，但分析表明，车轮行至断轨处的送轮端时，送轮端钢轨产生水平位移形成错牙，致使车轮撞击迎轮端钢轨，在曲线上尤为突出，危及行车安全。日本曾在新干线进行过试验，认为应限制钢轨水平位移量，以减小横向力的作用。日本规定桥上无缝线路钢轨允许断缝：50 kg/m 钢轨为 5 cm，60 kg/m 钢轨为 6.9 cm。据此，我国在 1986 年铁道部发布的《桥上无缝线路设计办法》中规定：桥上无缝线路钢轨允许断缝为 8 cm，困难条件下无碴桥可放宽至 10 cm。考虑到列车高速运行条件下的安全，秦沈客运专线和高速铁路设计暂规都规定允许断缝取 7 cm。但在秦沈线桥上无碴道床无缝线路设计中遇到困难，放宽到 10 cm。列车安全通过断缝的允许值是比较难以界定的参数，实际上在最低轨温断轨又恰逢列车到来的几率比较低，使钢轨折断也不会立即收缩形成计算的大轨缝，断轨后轨道电路立即中断信号显示红灯。当前轨道结构已经有了很大程度的强化以及多年来已经取得桥上无缝线路设计和运营经验。鉴于以上诸多因素，本规范规定允许断缝值：无碴桥上 10 cm，有碴桥上 8 cm 是可行的。

11.9

为便于施工和养护维修，无缝道岔设计锁定轨温与区间无缝线路轨道的设计锁定轨温应一致，因此用于跨区间无缝线路的道岔必须满足跨区间无缝线路轨道的允许温升和允许温降要求。一般无缝道岔多用可动心轨道岔，在尖轨跟端用限位器控制尖轨与基本轨的相对位移，在心轨与翼轨间用间隔铁螺栓使其联结牢固。当轨温变化较大时，限位器和间隔铁处的联结螺栓均承受较大的剪弯应力。采用固定型辙叉时，与区间正线钢轨可采用胶接的办法。近年来我国引进奥地利技术，也可用特制的金属介质将辙叉钢轨与普通钢轨焊接，其受力两者基本接近。因此，为保证

跨区间无缝线路轨道的安全，道岔的各联结件，尤其是限位器和间隔铁处的联结螺栓必须牢固、耐久、可靠。另外，考虑道岔基本轨附加纵向力及道岔铺设施工经常不能与正线轨道同步，除将一组道岔划分为一个单元轨节之外，还将道岔前后一段长度的钢轨与道岔同设在固定区内。

跨区间无缝线路中的无缝道岔，位于无缝线路的固定区，其基本轨温度力的平衡状态与无缝线路固定区温度力的平衡状态是相同的。但道岔里股钢轨，如导轨、尖轨、可动心轨及其连接轨，只有一端承受温度力，如同伸缩区，并将一部分温度力通过间隔铁、岔枕、扣件等传递给基本轨，使基本轨承受附加力。全焊的无缝道岔，其直股和侧股钢轨均与区间无缝线路长轨条焊联；半焊的无缝道岔只有直股钢轨与区间无缝线路长轨条焊联。

无缝道岔计算，与道岔号数、道岔结构形式、道岔单组铺设或相接铺设、岔枕及扣件、半焊或全焊道岔等有关，但计算原理相同。

无缝道岔计算，主要有两轨相互作用法和当量参数法。

(1) 两轨相互作用法

①计算假定

a. 道岔辙叉角较小，长轨条 1—3、心轨和翼轨 3—5、导轨 5—7 与基本轨 a_1—a_3 接近平行，同样，2—4、4—6、6—8 与 a_2—a_4 接近平行，计算时可采取分离两股钢轨分别计算；

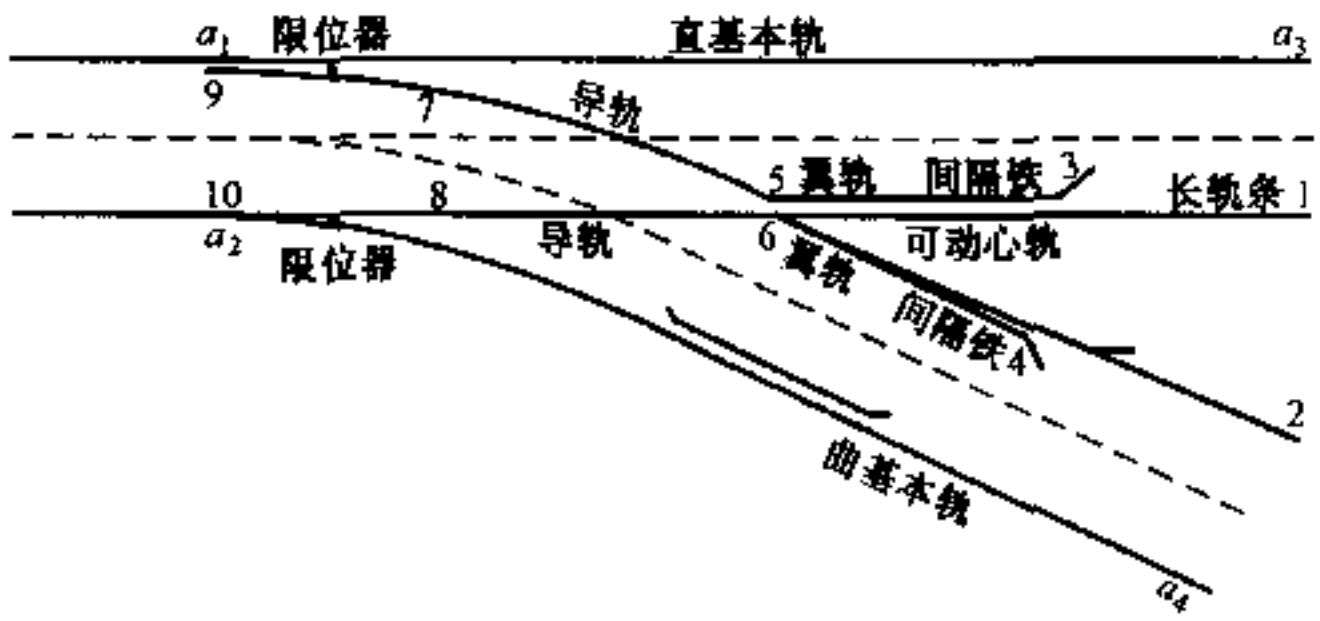
b. 无缝道岔从锁定轨温开始一次升温或降温；

c. 计算基本轨的附加温度力时，暂不考虑其内存在温度力，待计算得出结果后再与温度力叠加；

d. 导轨伸缩对岔枕施加纵向力，基本轨及其连接件对岔枕起支承作用，岔枕产生微量弯曲，略去岔枕相对基本轨转角所产生的扣件阻矩的影响；

e. 导轨、长轨条和基本轨的扣件及岔枕在道床中的纵向阻

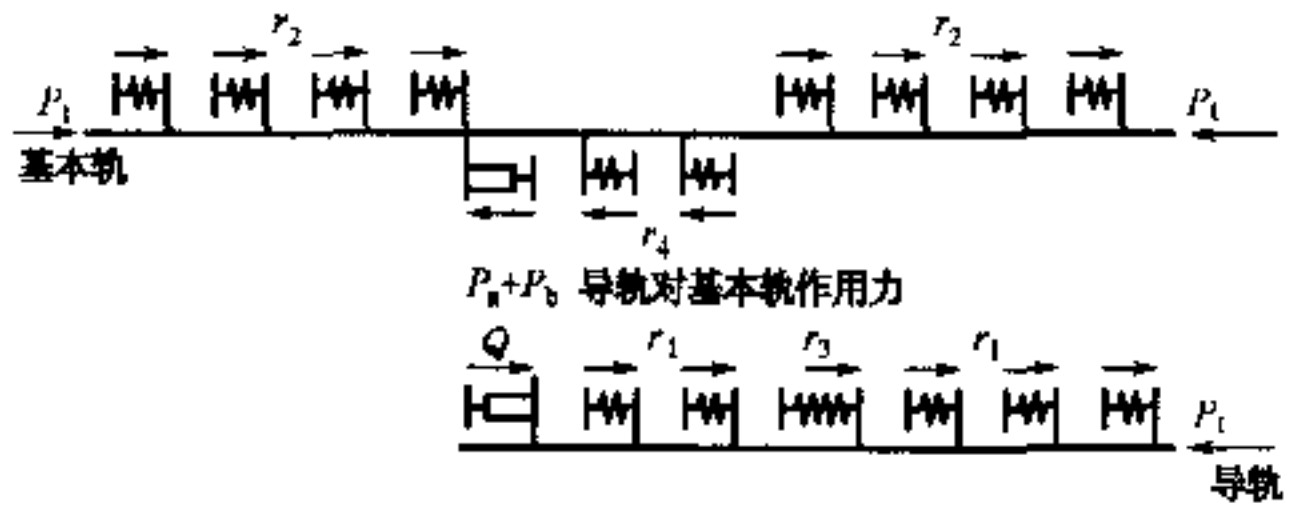
力为位移的非线性函数，在计算模型上以约束弹簧表示。



说明图 11.9.3—1　可动心轨道岔示意图

②计算模型

升温和降温情况纵向力计算模型实质上相同，说明图 11.9.3—2 表示升温情况。设导轨、基本轨及岔枕的位移分别为 λ_1、δ 及 Δ。说明图 11.9.3—2 中 P_t 为温度力（kN），Q(kN) 为限位器阻力，r_1、r_3(N/cm) 分别为导轨和心轨、翼轨阻力，r_2、r_4(N/cm) 分别为基本轨阻力及导轨通过岔枕、扣件对基本轨施加的纵向力。



说明图 11.9.3—2　道岔两轨相互作用计算模型

③计算原理和方法

道岔处于无缝线路固定区，其基本轨为无限长，而导轨为半无限长。随着轨温的变化，导轨在有限长的一端克服阻力而伸缩，相应放散部分温度力，并通过联结件（限位器）和岔枕、扣

件对基本轨施加纵向力，因而基本轨除承受温度力外，还承受导轨的作用而产生附加温度力。

若可动心轨道岔的翼轨加长，与心轨跟端用间隔铁锁定，相互不产生相对位移，则计算道岔导轨和基本轨附加温度力和位移量的未知量各 2 个，运用以下 4 个平衡方程恰能求解：

a. 作用于导轨力的平衡方程

$$r_1 \sum_{i=1}^{3} x_i + r_3 \sum_{i=3}^{5} x_i + r_1 \sum_{i=5}^{7} x_i + Q - P_t = 0$$

（说明 11.9.3—1）

式中 r_1——导轨阻力（N/cm）；

r_3——辙叉阻力（N/cm）；

Q——限位器阻力（N）；

P_t——温度力（N）。

b. 限位器力的平衡方程

导轨通过限位器，对基本轨施加纵向力（$P_a + P_b$），其值等于基本轨通过限位器作用于导轨上的反力 Q，即

$$Q - (P_a + P_b) = 0 \qquad \text{（说明 11.9.3—2）}$$

式中 P_a, P_b——导轨通过限位器，分别作用于基本轨上的压力（或拉力）和拉力（或压力）（N）。

且

$$Q = H[a(\lambda - \delta)]n$$

式中 H, a, n——限位器阻力系数；

λ——导轨位移量（cm）；

δ——基本轨位移量（cm）。

c. 基本轨与导轨位移相容平衡方程

轨温变化导轨伸缩，并通过岔枕对基本轨传递纵向力，此项纵向力的传递必须具备以下条件：导轨的扣件纵向阻力大于岔枕在道床中纵向位移阻力，则导轨在岔枕上位移的同时，带动岔枕在道床中位移；岔枕纵向位移量 Δ 大于基本轨的纵向位移量 δ，因而此项纵向力仅限于一定长度范围内存在，此范围的

距离为 l_k，即从限位器的中心至导轨和基本轨的 K 截面之间的距离。基本轨在 K 截面处，其位移量 δ_k 与其下岔枕位移量 Δ_k 相等，作用在基本轨上的纵向阻力为零。而超出 l_k 范围，基本轨位移量 δ 大于岔枕位移量 Δ，则作用于基本轨上的纵向阻力改变方向。

因岔枕位移量 Δ 与导轨位移量 λ 存在以下关系：

$\Delta = \beta\lambda$（$\beta = 0.7 \sim 0.9$，混凝土岔枕地段取 $\beta = 0.8$）

又因为在基本轨的 K 截面上 $\Delta_k = \delta_k$，则

$$\delta_k = \beta\lambda_k \qquad \text{（说明 11.9.3—3）}$$

此式称为基本轨与导轨位移相容方程。

d. 作用于基本轨力的平衡方程

基本轨受力平衡，必满足作用于基本轨上的纵向力所产生的拉伸变形和压缩变形相等，即

$$\sum \delta_i = 0$$

$$r_2 \sum_{i=a_1}^{01} x_i - P_a - P_b - r_4 \sum_{i=01}^{k_j} x_i + r_2 \sum_{i=k_1}^{a_3} x_i = 0$$

（说明 11.9.3—4）

式（说明 11.9.3—1～4）为道岔附加温度力和位移量计算的基本平衡方程。

若可动心轨道岔的翼轨与心轨跟端未锁定，两者有相对位移，因而翼轨与心轨的相对位移量未知，对应基本轨截面纵向力未知，相应未知量增加 2 个，补充翼轨与心轨力的平衡方程及基本轨与心轨或长轨条位移相容方程可获得 6 个未知量的解（参见铁道部科学研究院铁建所《超长无缝线路道岔纵向力的计算》，1996 年 8 月），则无缝道岔的翼轨与心轨有相对位移的情况，纵向力和位移量的分布也能计算。

运用上述 4 个方程式，能求得 4 个未知量。因纵向阻力均为位移的非线性函数，为计算基本轨的附加温度力和导轨心轨位移

量，在计算截面上取一微段长度，建立静力平衡方程，其导出二阶常系数非线性微分方程。微分方程组的表达式见本规范附录E桥上无缝线路纵向力计算。其二阶方程代表纵向阻力，一阶方程代表纵向力，零阶代表位移，需用数值解法求得各未知量。

(2) 当量参数法

道岔是一个整体结构，道岔的导轨、辙叉、心轨与基本轨之间通过岔枕、扣件和其他部件而相互联结，道岔各部件的受力与变形也将受到道床阻力的影响，因而在计算无缝道岔受力与变形时，要考虑各个部件对无缝道岔受力与变形的影响。

为便于叙述，将道岔的导轨、辙叉、心轨，统称为“里轨”。造成道岔“里轨”产生伸缩位移和基本轨承受附加温度力的根本原因是道岔辙叉跟端的里侧长钢轨承受有巨大的温度力。这一温度力的一部分在克服了各种阻力之后使里轨产生位移，另一部分通过尖轨跟端结构（限位器），岔枕的弯曲刚度、钢轨扣件的阻矩、道床传给基本轨。显然，道岔“里轨”的伸缩位移与道岔基本轨的附加温度力是相互关联、互为影响的。计算时，应当首先算出“里轨”的伸缩位移，因为，在得知“里轨”伸缩位移后，才能确切地知道限位器的接触状况、岔枕的弯曲变形，进而求得道岔基本轨的附加温度力及道岔其他部件的受力情况。

①里轨伸缩位移计算

阻止道岔“里轨”伸缩的影响因素主要有：道床阻力、岔枕刚度和扣件阻力与阻矩。其次尖轨跟端结构也是一个因素，不过它只在道岔尖轨跟端处起作用，相当于一集中阻力。由于道岔结构复杂，各部尺寸变化较大，因而除尖轨跟端外，阻止道岔“里轨”伸缩的阻力各处均不相同。为此，采用“当量阻力参数”进行有关计算。其单位当量纵向阻力 p 为

$$p = p_0 + p_s + p_b \qquad \text{(说明 11.9.3—5)}$$

式中 p_0——道岔各部分单位道床纵向阻力，

导轨辙叉心轨部分　　$p_0=\dfrac{r_0}{2a}(l-b)$

基本轨部分　　$p_0=\dfrac{r_0}{2a}(L-l+b)$

尖轨部分　　$p_0=\dfrac{r_0 L}{2a}$

p_a——岔枕刚度单位换算阻力，

全焊道岔　　$p_a=\dfrac{6E'I'}{(3lb^2-4b^3)a}f=K_1\dfrac{f}{a}$

p_b——钢轨扣件阻矩单位换算阻力，

$$p_b=\frac{2M}{ab}$$

r_0——岔枕单位枕长道床纵向阻力；

l——基本轨中心距；

b——道岔“里轨”与基本轨中心距；

a——岔枕间距；

L——岔枕长度；

M——扣件阻矩；

$E'I'$——岔枕横向水平刚度；

f——计算点“里轨”的位移值。

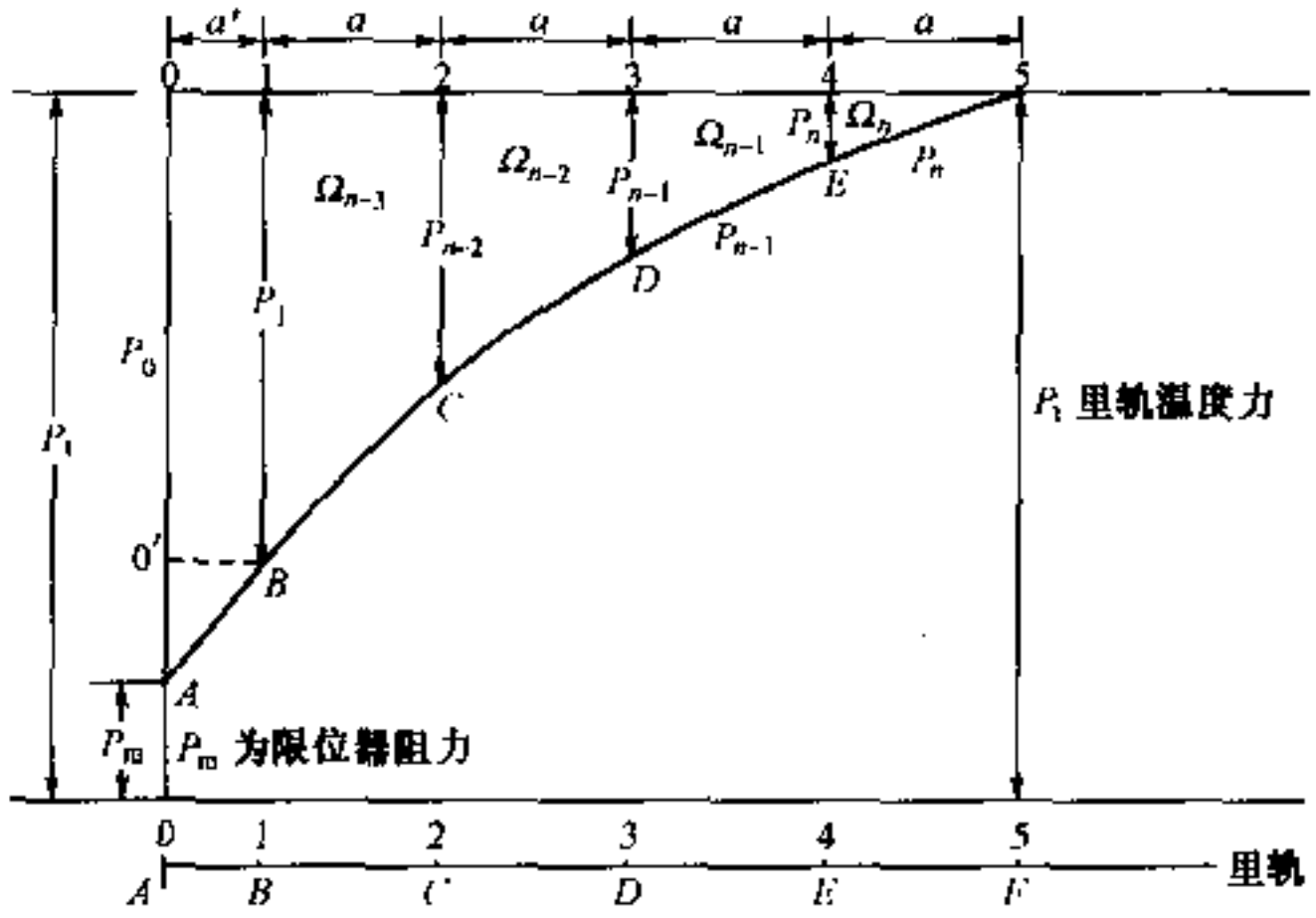
“里轨”伸缩位移与单位当量阻力 p 呈非线性关系，且单位当量阻力 p 中还包含有位移值 f，因而道岔“里轨”伸缩位移需叠代试算求出。

此外，当单位当量纵向阻力 p 大于道岔钢轨扣件单位推移阻力 p_c 时，则道岔“里轨”将沿轨下垫板（垫片）滑移，这时应取 $p=p_c$。若已知道岔两端承受的温度力 P_t 和尖轨跟端摩阻力 P_m 时，试算求解道岔“里轨”伸缩位移需先假设“里轨”产生伸缩位移的范围 x 值，并假定岔（轨）枕之间的单位当量纵向阻力为 p 为常量。然后，从位移范围的最后一根轨枕开始，按图解法求解各枕处钢轨的伸缩位移（说明图 11.9.3—3）。

由于枕间阻力为常量，最后轨枕 n 的单位当量纵向阻力为

$$p_n = p_0 + p_a + p_b = \frac{P_m}{a} + \frac{K_{1n} f_n}{a} + \frac{2M}{a b_n}$$

（说明 11.9.3—6）



说明图 11.9.3—3

由温度力图可求得 n 点的伸缩位移为

$$f_n = \frac{\Omega_n}{EF} = \frac{a^2 p_n}{2EF} = \frac{a(P_m + K_{1n} f_n + 2M/b_n)}{2EF}$$

上式整理后式中 Ω_n 为轨枕 n 间隔内释放的温度力图面积，得

$$f_n = \frac{aP_m + 2Ma/b_n}{2EF - K_{1n} a} \qquad \text{（说明 11.9.3—7）}$$

如果最后一根轨枕为长岔枕，则

$$f_n = \frac{ar_0(l_n - b_n)/2 + 2Ma/b_n}{2EF - K_{1n} a}$$

（说明 11.9.3—8）

K_{1n}、l_n、b_n 值为 n 点相应的数值。

求得此处的 f_n 值后，其相应的单位当量纵向阻力 p_n 值也就

确定了，从而可求得

$$P_n = ap_n \qquad \text{（说明 11.9.3—9）}$$

同理，下一个岔枕间隔的 p 值也可假设成常数，其值为

$$p_{n-1} = p_0 + p_a + p_b = \frac{r_0(l_{n-1} - b_{n-1})}{2a} + \frac{K_{1(n-1)}f_{n-1}}{a} + \frac{2M}{ab_{n-1}}$$

（说明 11.9.3—10）

这时的 $K_{1(n-1)}$、$l_{(n-1)}$、$b_{(n-1)}$均为 $n-1$ 点的相应值。

由温度力图又可求得 $n-1$ 点的伸缩位移，即

$$\begin{aligned} f_{n-1} &= \frac{\Omega_n + \Omega_{n-1}}{EF} = \frac{a^2 p_n/2 + (ap_n + ap_n + ap_{n-1})a/2}{EF} \\ &= \frac{3a^2 p_n + a^2 p_{n-1}}{2EF} \\ &= \frac{3a^2 p_n + a[r_0(l_{n-1} - b_{n-1})/2 + K_{1(n-1)}f_{n-1} + (2M)/b_{n-1}]}{2EF} \\ &= \frac{3a^2 p_n + a[r_0(l_{n-1} - b_{n-1})/2 + 2M/b_{n-1}]}{2EF - K_{1(n-1)}a} \end{aligned}$$

（说明 11.9.3—11）

进而由 f_{n-1}求得 P_{n-1}值，即

$$P_{n-1} = P_n + p_{n-1}a = (p_n + p_{n-1})a$$

（说明 11.9.3—12）

以此类推，可算出各个岔枕处的 f_i、p_i 和 P_i。一直算到尖轨跟端处（或限位器）后第一个岔枕，求得相应的 f_i、p_i、P_i。进而求出尖轨跟端处（或限位器）的 $P_0 = P_1 + p_1 a$，a 为尖轨跟端（或限位器）距第一号岔枕间距。若说明图 11.9.3—3 中

$$P_0 \approx P_t - P_m \qquad \text{（说明 11.9.3—13）}$$

则可认为假设的 x 值就是里轨的伸缩区长度。若不等，则说明各岔枕处的 f_i 值不符合实际情况，要重新假定 x 值进行计算，直到满足要求。

进行所有计算时要逐点检查 p_i 是否大于扣件单位长度推移

阻力 p_c，若 $p_i \geqslant p_c$，则取 $p_i = p_c$ 进行计算。

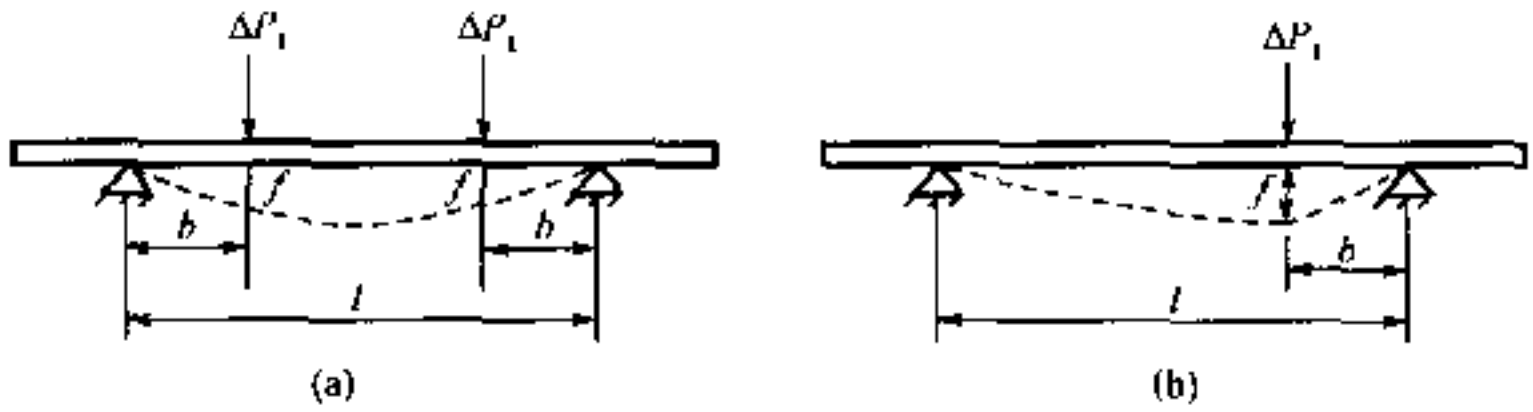
尖轨跟端（或限位器）处位移 f_0 为

$$f_0 = f_1 + \frac{(P_l + P_t - P_m)a'}{2EF} \qquad \text{（说明 11.9.3—14）}$$

②基本轨附加温度力计算

无缝道岔“里轨”温度力主要通过尖轨跟端结构、岔枕的弯曲刚度、钢轨扣件阻矩三种方式传递到道岔基本轨。其计算方法分别为：

a. 辙跟结构传力 P_m，$P_m = EFa\Delta t'$，$\Delta t'$ 为限位器子、母块接触后轨温的变化幅度，在限位器子母块接触前，$P_m = 0$。



说明图 11.9.3—4

b. 岔枕刚度传力 ΔP_t，根据材料力学的基本原理（说明图 11.9.3—5），通过岔枕刚度传递到基本轨的附加纵向力为：

固定辙叉无缝道岔及全焊的可动心轨道岔（见说明图 11.9.3—4a）：

$$\Delta P_t = \frac{6E'I'}{(3lb^2 - 4b^3)} f = K_1 f \qquad \text{（说明 11.9.3—15）}$$

ΔP_t 分配到直股基本轨的温度力（见说明图 11.9.3—4b）为

$$\Delta P_t = \frac{3E'I'(l-b)}{(bl - b^2)^2} f \qquad \text{（说明 11.9.3—16）}$$

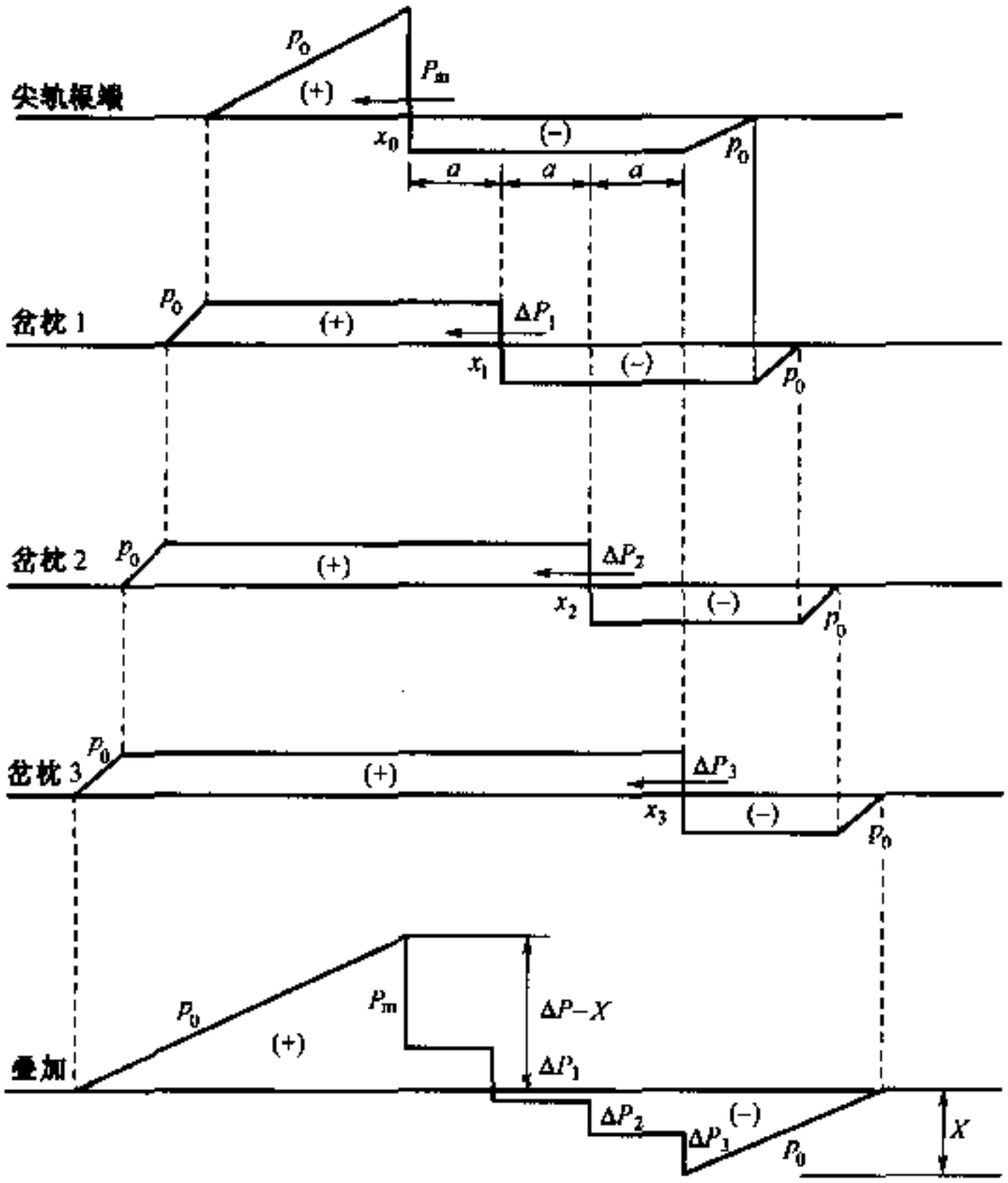
半焊的可动心轨道岔的侧股基本轨：

$$\Delta P_t = \frac{3EIb}{(bl - b^2)^2} f \qquad \text{（说明 11.9.3—17）}$$

c. 通过扣件阻矩 M 传递的附加纵向力为

$$\Delta P_t' = \frac{2M}{b} \qquad \text{(说明 11.9.3—18)}$$

由以上三式计算的附加纵向力在相应位置叠加，就得出总的附加温度力 ΔP。



说明图 11.9.3—5

考虑到道岔基本轨道床纵向阻力的影响，在岔枕点传到基本轨的附加温度力为

$$\Delta P_i = \Delta P_t + \Delta P_t' - Q \qquad \text{(说明 11.9.3—19)}$$

由道岔“里轨”传到基本轨上的附加温度力都是以集中力的

形式作用在基本轨的尖轨跟端与岔枕点上，而在计算基本轨各岔枕点的附加纵向力 ΔP_i 时已把道床纵向阻力 Q 考虑进去。也就是说，凡在基本轨岔枕点上作用有力 ΔP_i 时，此处的道床纵向阻力已被克服掉。若再作用有其他力时，此枕应视为无纵向道床阻力的岔枕，岔枕间距 a 范围内的基本轨应视为无道床纵向阻力的钢轨。以间隔铁尖轨跟端结构及三根长岔枕参与传力为例来计算、绘制基本轨附加纵向力图（说明图 11.9.3—5）。尖轨跟端处基本轨被传给 P_m 的附加力，尖轨跟端后各岔枕分别传递给基本轨相应的 ΔP_i 值，且 ΔP_i 值最大不超过 $P_c - Q$，P_c 为钢轨扣件的推移阻力。

若参与传力的长岔枕根数为 n，参照说明图 11.9.3—3 可求得绘制基本轨附加温度力图所需的相应数值：

$$x_0 = \frac{P_m^2}{2(nap_0 + P_m)} \qquad \text{（说明 11.9.3—20）}$$

$$x_1 = \frac{\Delta P_1^2 + 2\Delta P_1(P_0 a + P_m - x_0)}{2(nap_0 + P_m + \Delta P_1)} \qquad \text{（说明 11.9.3—21）}$$

$$x_2 = \frac{\Delta P_2^2 + 2\Delta P_2(2P_0 a + P_m - \Delta P_1 - x_0 - x_1)}{2(nap_0 + P_m + \Delta P_1 + \Delta P_2)} \qquad \text{（说明 11.9.3—22）}$$

$$x_3 = \frac{\Delta P_3^2 + 2\Delta P_3(3P_0 a + P_m + \Delta P_1 + \Delta P_2 - x_0 - x_1 - x_2)}{2(nap_0 + P_m + \Delta P_1 + \Delta P_2 + \Delta P_3)} \qquad \text{（说明 11.9.3—23）}$$

$$x_i = \frac{\Delta P_i^2 + 2\Delta P_i\left(iP_0 a + \sum_{k=0}^{i-1}\Delta P_k - \sum_{k=0}^{i-1} x_k\right)}{2\left(nap_0 + \sum_{k=0}^{i-1}\Delta P_k\right)} \qquad \text{（说明 11.9.3—24）}$$

$$X = -\left(x_0 + \sum_{i=1}^{n} x_i\right) \qquad \text{（说明 11.9.3—25）}$$

$$\Delta P_i = \sum_{i=0}^{n}\Delta P_i \qquad \text{（说明 11.9.3—26）}$$

式中　n——参与传力的长岔枕根数；

a——岔枕间距；

i——尖轨跟端后岔枕序号；

P_m——尖轨跟端结构传递的阻力，$P_m=\Delta P_0$；

P_0——基本轨单位道床纵向阻力；

ΔP_i——第 i 序号岔枕传递的附加温度力。

由此可以算出无缝道岔基本轨附加温度力的最大拉力与最大压力值、尖轨与可动心轨尖端的伸缩位移、限位器与翼轨间隔铁联结螺栓承受的剪力以及绘制基本轨附加纵向力的分布图。

12.0.1　轨道的两股钢轨接头采用相对式，可减少列车轮对对钢轨接头的冲击次数，改善行车和轨道修理条件，同时也是利用轨排机械施工的必要条件。曲线地段内股长度短于外股长度，如铺设同样长度钢轨，则内股钢轨接头比外股钢轨接头超前。为使接头相对，曲线内股每当超前量大于缩短量的一半时，则这根钢轨应改铺厂制缩短轨。我国铁路采用的缩短轨长度为：配合 25 m 钢轨的有 24.96、24.92、24.84 m 三种；配合 12.5 m 钢轨的有 12.46、12.42、12.38 三种。选用缩短轨长度，可按下式计算：

$$L_0<L(1-S_1/R) \qquad \text{（说明 12.0.1—1）}$$

式中　L_0——标准缩短轨长度（m），按计算结果选用缩短量较小的缩短轨；

L——标准钢轨长度，25 m 或 12.5 m；

S_1——两股钢轨中心距离，一般按 1.5 m 计算；

R——曲线半径（m）。

在曲线内股铺设一定数量的缩短轨后，仍不可避免地存在内股钢轨接头超前或错后的现象。按缩短轨缩短量的不同，最大超前或错后量可达 20、40、60 或 80 mm，具体由施工部门按设计容许的相对错差进行调整。

12.0.2　接头螺栓由螺栓、螺母和垫圈组成。接头螺栓对保持钢

轨接头的整体性和强度，保证轨缝的应有尺寸和均匀，起着十分重要的作用。因此，每个钢轨接头均应按螺栓孔配齐和拧紧螺栓，并应保持作用良好，缺损时应及时补充和更换。此外，为防止列车脱轨将一个接头的全部螺栓切断造成螺栓全部失去作用，螺栓应交错安装，使螺母一端分别处于一股钢轨的两侧。

（1）接头螺栓等级标准

我国铁路1985年以前钢轨接头螺栓的国家标准将其分为三级，1985年以后实行其中的两个等级。本条所指螺栓等级是国家标准《钢轨用高强接头螺栓、螺母》(GB5098）中规定的等级。螺栓分10.9和8.8两级。10.9级螺栓直径为24 mm，8.8级螺栓直径为24 mm和22 mm两种。螺母均为10级。螺栓的标称等级之小数点前数字，如10.9级之10为$\sigma_b/100$，其小数点后数字之9为$10\cdot\sigma_s/\sigma_b$。

说明表12.0.2—1　接头螺栓各部尺寸（mm）

螺栓等级	螺杆长	带螺纹部分		无螺纹部分杆径	长圆径	螺杆帽厚	螺母厚	适用范围
		杆长	纹径					
10.9	160	66	24	22.051	32	16	24	75 kg/m轨
	135	60	24	22.051	32	16	24	60 kg/m轨
	145	60	24	22.051	32	16	24	50 kg/m轨
8.8	145	60	24	22.051	32	16	24	50 kg/m轨
	145	50	22	20.376	30	15	22	43 kg/m轨

说明表12.0.2—2　接头螺栓主要机械性能

螺栓等级	抗拉强度 σ_b（N/mm^2）	屈服强度 σ_s（N/mm^2）	洛氏硬度 HR（min/max）	伸长率 δ_5（%）	螺栓等级标志
10.9	1040	940	34/41	9	螺杆帽为平锥头
8.8	830	660	25/35	12	螺杆帽为半圆球头，加两圆凸棱

（2）接头螺栓扭矩

为保证预留轨缝的技术条件要求，接头螺栓扭矩应达到本条的规定值。规定的扭矩值，是要求普遍达到和经常保持的目标值，因而无容许误差的规定，但要求在扭矩衰减时，衰减量不得低于规定值 100 N·m 以上。如果接头螺栓扭矩很低，在夏季会使轨端互相挤压，产生很大的顶力，再加上同接头处存在的不平顺使行车时产生很大的水平力，对接头部位的稳定很不利；在冬季会形成大轨缝，可能拉弯甚至拉断接头螺栓。根据室内外静动载试验，扭矩与阻力的关系见说明表 12.0.2—3。

说明表 12.0.2—3　螺栓扭矩与接头阻力的对应关系

T_N（N·m）		300	400	500	600	700	800	900	1 000
P_H（kN）	43 kg/m 轨 φ22 mm 螺栓	140	180	220	260				
	50 kg/m 轨 φ24 mm 螺栓	150	200	250	300	370	430	490	
	60 kg/m 轨 φ24 mm 螺栓	130	180	230	280	340 (390)	400 (450)	460 (510)	(570)

注：在年轨温差大于或接近 90℃ 地区的 60 kg/m 钢轨无缝线路缓冲区，为能按标准预留轨缝，可采用表中括号内的 P_H 值。

为使接头螺栓扭矩普遍达到和经常保持规定的目标值，除作业时要按规定拧紧接头螺栓外，还必须注意解决扭矩衰减问题。

（3）钢轨接头阻力与钢轨基础阻力

钢轨接头阻力由钢轨与夹板之间的摩阻力提供，由此计算缓冲区预留轨缝，设计缓冲钢轨配置。

钢轨基础阻力指道床阻力。道床纵向阻力值，有缝线路预留轨缝有关计算木枕一般采用 64 N/cm，混凝土枕一般采用91 N/cm。道床纵向阻力如说明表 12.0.2—4。

（4）轨缝变化三阶段与 C 值

轨温变化与轨缝变化之间的关系可分为三阶段。

第一阶段：钢轨接头阻力未被克服前，随着轨温变化在钢轨全长范围内产生温度力。

说明表 12.0.2—4　道床纵向阻力

线路条件		单根轨枕下道床纵向阻力（N）	一股钢轨下单位道床纵向阻力（N/cm）	
			1840 根/km	1760 根/km
木枕	正常条件下	7000	64	62
	捣固作业后	4000	37	35
混凝土枕	正常条件下	10000	91	87
	捣固作业后	7000	64	62

在温度力不大于接头阻力的条件下，钢轨不能伸缩，轨缝仍保持原有状态。温度力与接头阻力之间的关系为

$$P_t \leqslant P_H \qquad \text{（说明 12.0.2—1）}$$

$$P_t = \alpha E t_H F \qquad \text{（说明 12.0.2—2）}$$

式中　P_t——钢轨内部温度力（N）；

P_H——钢轨接头阻力（N）；

α——钢轨钢线膨胀系数，$\alpha = 11.8 \times 10^{-6}$/℃；

E——钢轨钢的弹性模量，$E = 2.1 \times 10^7 \text{N/cm}^2$；

t_H——按相应接头阻力换算的轨温变化量（℃）；

F——钢轨断面积（cm^2）。

第二阶段：钢轨接头阻力被克服后至钢轨基础阻力被克服前，轨缝为有限制地变化。

在钢轨接头阻力被克服后，道床纵向阻力（如道床纵向阻力大于扣件阻力时，则为扣件阻力），开始工作并限制钢轨伸缩。随着轨温持续变化，在温度力作用下，钢轨接头附近道床纵向阻力首先被克服，并逐渐向钢轨中间陆续被克服。阻力被克服部分的钢轨陆续有限制地伸缩。在道床纵向阻力陆续被克服过程中，轨温变量与轨缝变化量可用以下两式表示：

$$t_D = \frac{P_D l}{\alpha EF} \qquad \text{（说明 12.0.2—3）}$$

$$\alpha_D = \frac{p_0 l^2}{EF} \qquad \text{（说明 12.0.2—4）}$$

式中 t_D——第二阶段以内轨温变化量（℃）；

α_D——第二阶段以内轨缝变化量（cm）；

P_D——道床纵向阻力，采用 $P_D = 64\ \mathrm{N/cm}$；

l——钢轨每端有伸缩部分的长度（道床纵向阻力被克服部分长度），最长为半根钢轨长（cm）；

α——钢轨钢线膨胀系数，$\alpha = 11.8 \times 10^{-6}/℃$；

E——钢轨钢的弹性模量，$E = 2.1 \times 10^7\ \mathrm{N/cm^2}$；

F——钢轨断面积（$\mathrm{cm^2}$）。

从以上两式可以看出，在第二阶段内，轨温变化量与钢轨有伸缩部分的长度呈线性关系，而轨缝变化量与钢轨有伸缩部分的长度平方成比例关系，即呈非线性关系。

第三阶段：钢轨基础阻力全部被克服后，轨缝按自由伸缩变化。

12.0.3 有缝线路轨道钢轨轨缝设计时，应采用最大构造轨缝的一半，且留有一些安全余量，故采用 8 mm 为宜。

铺轨时预留轨缝大小，应满足锁定后的轨道，在接头阻力和道床阻力控制下，钢轨有足够的伸缩空间以放散部分温度力。在此基础上，因温度变化的轨缝，应始终处于相应温度时的最小尺寸，以改善轨道接头结构，缓解列车通过时轮对对轨端的冲击。本条 $\alpha_0 = \alpha_L(T_{max} - t) - C$ 公式就是据此要求拟订的。按该式计算所留的轨缝，可使锁定后的轨道，在钢轨达到历史最高温度时，轨缝为 0 而轨端不顶紧受力，当轨温降至最低时，轨缝一般小于构造轨缝或不超过构造轨缝，符合有缝轨道对钢轨接头结构的基本要求。

预留轨缝计算式中等号右侧第一项是钢轨随温度变化的自由

伸缩量。轨道锁定后，钢轨伸缩只有在积蓄于钢轨内的温度力足以克服接头阻力时才能开始起动，然后再在伸缩过程中逐步克服道床纵向阻力，直到钢轨温度力和阻力相互平衡。所以钢轨的实际伸缩量，应是自由伸缩量减去 C 值。C 值按下式计算：

$$C = C_1 + C_2 = \frac{P_H l}{EF} + \frac{p_D l^2}{4EF} \quad \text{（说明 12.0.2—5）}$$

式中 C_1——接头阻力限制钢轨伸缩量（cm）；

C_2——道床纵向阻力限制钢轨伸缩量（cm）；

P_H——钢轨接头阻力（N）；

p_D——一股钢轨下道床单位纵向阻力（N/cm）；

E——钢轨钢弹性模量（N/cm^2）；

F——钢轨断面面积（cm^2）；

C 值的大小主要决定于接头阻力。钢轨伸缩时，需要先克服接头阻力。在轨端不顶紧受力的条件下，轨道可能积蓄的最大温度力与接头阻力相等(道床阻力影响较小,可省略不计)。温度力是影响轨道稳定的有害因素，所以最大接头阻力需加以限制。

根据上述分析，C 值规定得小些，对保持轨道稳定有利。但由于接头阻力可遏制钢轨伸缩，阻力大，C 值也大，因而同一长度钢轨的适用温差范围也大。因此，选定 C 值的大小，对铁路轨道扩大铺设 25 m 轨范围有重要意义。

C 值由地区最大轨温差和铺设的钢轨长度决定的。据北方交大范俊杰教授的理论推导，铺设有缝线路轨道时，应首先对钢轨接头阻力的 C 值进行提供计算，用以确定夹板螺栓扭矩，这对新建铁路和既有线轨道轨缝调整都十分有利。

当地轨温差超过 100 ℃时，应对 25 m 标准长度轨铺设做加强措施设计。

12.0.4 本规定的每千米轨缝总误差,是按单个轨缝误差 ±2 mm 考虑的最大限度值，其中包括测量轨温时的误差、测量轨缝时的误差、铺设轨排和现场预先准备轨组时纵向和横向不平顺产生的

误差等。在铺设或更换钢轨作业中，要努力减少单个轨缝的误差等。在铺设钢轨作业中，应努力减少单个轨缝的误差，尽量减少轨缝总误差。

12.0.7 铺设混凝土枕的轨道、道岔，使用弹条扣件时，因扣件的技术性能良好，能保持较大的防爬阻力，故可不设置防爬设备。使用其他扣件时，在胶垫压缩之后，其防爬阻力将大幅度降低，在坡度较小地段尚能阻止爬行，但在坡度较大等特殊地段就不同了。为此，本规范规定铺设混凝土枕的有缝线路轨道、道岔，使用弹性扣件时，可不设置防爬设备。

12.0.8 爬行观测桩要埋设牢固，并应以轨缝符合标准及线路无爬行为基准，在观测桩上标记清楚，确保能准确地检查与掌握线路爬行情况。

13.0.1 车轮作用在钢轨上的水平力有：

（1）车辆通过曲线时的离心力和转向力；

（2）车辆在直线地段由于蛇行运动产生的水平力；

（3）由于轮缘急剧冲击钢轨而产生的水平冲击力。

其中以转向水平力最大，通常约为轮重的35%，在较大横向水平力的作用下，有可能发生钢轨横移和向外倾斜。为防止轨距扩大，保持曲线轨道的稳定和行车安全，曲线地段应设置轨距杆或轨撑。

轨道抵抗横向力能力与钢轨类型、轨枕根数以及中间扣件的类型有关。木枕轨道采用普通道钉时，由于扣压力小、木枕的强度较低，抵抗横向力的能力较弱；采用分开式扣件，抵抗横向力的能力与混凝土枕线路相当。

在小半径曲线地段，为提高轨道结构的稳定性，延长设备使用寿命，减少现场的养护维修工作量，本规范保持了《铁路线路设计规范》(GB 50090—99）和《铁路车站及枢纽设计规范》(GB 50091—99）中小半径曲线地段设置轨距杆或轨撑的条文。

当线路外侧安装减速顶时，在车辆轮缘的冲击下，加大了对

轨道的横向力，为保持其轨距，也应设置轨距杆或轨撑。

13.0.2 列车运行时，由于各种原因产生的纵向力，使轨道纵向产生爬行。运营实践认为：

（1）轨道爬行与列车运行速度、机车和车辆轴重有关，速度越高，轴重越大，爬行量越大。

（2）轨道爬行与列车的制动方式及坡道的大小、长度有关，电力机车采用电阻制动的地段比其他机车的爬行量大。

（3）轨道爬行与轨枕类型、铺设数量及扣件类型有关，扣件的防爬阻力和安装密度大，则爬行量小。

（4）双线地段，由于单方向行车，轨道的爬行方向与列车运行方向相同，而且在运行下坡道方向爬行量大。

（5）单线区间，发生双方向爬行，在运量不等的情况下，重车方向的爬行量大，特别在重车下坡地段的爬行量更大。

本规范保留了《铁路线路设计规范》(GB 50090—99) 和《铁路车站及枢纽设计规范》(GB 50091—99) 中木枕轨道防爬设备布置的条文。对于混凝土枕轨道，当采用弹性扣件时，一般可不设防爬器。由于 70 型扣板式扣件已经作废（铁科技函〔2002〕56 号），今后混凝土枕线路将主要采用弹性扣件，因此本规范取消了混凝土枕轨道设置防爬设备的条文。

13.0.3 护轨的作用是当机车车辆在桥头、桥上或路基挡土墙处有护轨地段脱线时，护轨可将车轮引导、限制于护轨与基本轨之间，另一侧的车轮保持在轨枕头上或护木内，不至在设置护轨的范围内发生翻车事故。故本条规定护轨应根据不同轨枕类型及结构要求选用。

护轨顶面不得高于基本轨顶面 5 mm，主要是考虑到有碴桥面预应力混凝土枕的结构需要，而且也可以满足机车车辆限界要求。护轨顶面不得低于基本轨顶面 25 mm，主要是根据我国机车车辆车轮轮缘顶点至踏面最小距离为 25 mm，当列车脱轨时不至越过护轨而确定的。桥上护轨类型的规定，主要是考虑我国铁路

钢轨的使用情况及混凝土桥枕的设计图纸确定的。

13.0.4 自 2005 年 4 月 1 日起施行的《铁路运输安全保护条例》，对铁路线路安全保护区、铁路线路安全保护标志及警示标志的设置作出了规定，因此以上安全设施的设置必须符合国家和行业相关标准的规定。

线路标志是用来表明铁路建筑物及设备的状态或位置的标志，因机车司机位置在左侧，为使司机瞭望方便，所以标志应设在列车运行方向的左侧。为不妨碍列车的顺利通过，标志应设在机车车辆限界外，故规定线路标志、信号标志应设在距钢轨头部外侧不少于 2 m 处。对曲线标等不超过钢轨顶面的标志，为不妨碍某些特种车辆（如除雪车、底开门车等）在工作状态时顺利通过，可设在距钢轨头部外侧不小于 1.35 m 处。

警冲标对行车安全有特别重要的意义，故其安设位置按现行《技规》的规定办理。

13.0.5 当列车运行速度较高时，由于曲线半径较大，传统的养护维修方式已难以适应，为此有必要设置线路基桩，以方便现场的养护维修，提高轨道的保养精度。

（1）线路基桩是用混凝土或金属制成，直线地段双线埋设于轨道中间、单线埋设于左股路肩上，曲线地段埋设于曲线左股轨道的路肩上，其测设精度与线路的测量精度相同的永久性标志。

（2）基桩布设的距离直接影响其经济性，因此在直线上应少一些，在曲线上应多一些，并在曲线的控制点增设基桩。

（3）基桩的设置应统一，并不得侵入限界。

13.0.6 为保证安全和不间断运输，方便现场的抢修和养护维修，轨道材料应有一定的备用数量，其备用率主要是根据历年轨料伤损的情况分析确定的。

本规范保持了《铁路线路设计规范》(GB 50090—99) 和《铁路车站及枢纽设计规范》(GB 50091—99) 中的常备材料，但为了满足一次铺设无缝线路的要求，本规范增加了无缝线路轨道的常

备材料的规定。轨道常备材料的数量主要依据现行《铁路线路维修规则》(铁运〔2001〕23号)的规定。

13.0.7 设计行车速度120 km/h及以上的线路，应在线路两侧设置防护栅栏，主要是为了行车安全，防止意外事故的发生。

防护栅栏的位置应在铁路用地界以内，一般可设在路堤排水沟外1 m及路堑堑顶外2 m（有天沟时在天沟外1 m)。由于线路两侧的地形条件较为复杂，为方便设计和施工，本规范对防护栅栏的位置未作具体的规定。

栅栏高度的规定主要是考虑防护要求，以成人高度为参考标准。《高速公路交通安全设施设计及施工技术规范》(JTJ 074—94）规定为1.6～1.8 m。《关于印发〈第五次大面积提速调图有关规章制度标准暂行规定〉的通知》(铁运〔2004〕26号）中规定，栅栏立柱以上部分的高度为1.8 m，因此本规范规定栅栏的高度应不小于1.6 m。

采用绿篱有利于环境保护，且耐久、经济，因而有条件的地段可与绿化结合，选择合适的小乔木或灌木，与刺铁丝配合，形成绿篱。

中华人民共和国行业标准

铁路轨道设计规范

TB 10082—2005

J 448—2005

*

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）

北京市兴顺印刷厂印

开本：850 mm×1 168 mm 1/32 印张：7.375 字数：188 千字

2005 年 6 月第 1 版 2005 年 6 月第 1 次印刷

印数：1—8 000 册

统一书号：15113·2131 定价：31.00 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)73169，市(010)63545969