

JTG

中华人民共和国行业标准

JTG B02-XXXX

公路工程抗震规范

Specification of Seismic Design for Highway Engineering

(征求意见稿)

XX-XX-XX 发布

XX-XX-XX 实施

中华人民共和国交通运输部发布

征求意见稿

中华人民共和国行业标准

公路工程抗震规范

Specification of Seismic Design for Highway Engineering

JTG XXXXXXXXXXXX

主编单位：中交公路规划设计院有限公司

批准部门：中华人民共和国交通运输部

实施日期：20XX 年 X 月 X 日

征求意见稿

目 次

1 总则	1
2 术语与符号	4
2.1 术语	4
2.2 符号	6
3 基本规定	9
3.1 抗震设防标准	9
3.2 作用效应组合	11
3.3 抗震概念设计	12
4 地基和基础	15
4.1 一般规定	15
4.2 天然地基抗震承载力	16
4.3 液化地基	17
4.4 桩基础	24
5 地震作用	26
5.1 一般规定	26
5.2 设计地震动峰值加速度和位移	26
5.3 设计加速度反应谱	28
5.4 设计加速度时程	30
5.5 地震主动土压力和动水压力	31
6 桥梁	33
6.1 一般规定	33
6.2 抗震分析	35
6.3 特殊桥梁分析	39
6.4 抗震验算	42
6.5 抗震措施	43
7 隧道	47
7.1 一般规定	47
7.2 抗震分析	47

7.3 抗震验算	50
7.4 抗震措施	52
8 挡土墙	55
8.1 一般规定	55
8.2 抗震验算	55
8.3 抗震措施	68
9 路基	70
9.1 一般规定	70
9.2 抗震验算	70
9.3 抗震措施	75
10 涵洞	82
附录 A 地震土压力计算	83

1 总则

1.0.1 为落实预防为主防震减灾工作方针，减轻公路工程构筑物的地震破坏，保障人民生命财产的安全和减少经济损失，依据《中华人民共和国防震减灾法》，制定本规范。

条文说明

2009年5月1日起施行的《中华人民共和国防震减灾法》指出，防震减灾工作实行预防为主、防御与救助相结合的方针，对我国的防震减灾工作提出了明确的要求和相应的具体规定。

《公路工程抗震设计规范》（JTJ004—89）颁布实施以来，对指导公路工程抗震设计，保证工程质量起到了重要的作用。随着我国公路建设的发展，以及近10年来国内外多次强震抗震救灾的经验，我国的工程技术人员在抗震设计理念、设计思想、设计方法和抗震构造措施上有了新的认识。

2008年的汶川大地震，给公路工程构筑物造成了巨大的破坏。从外部看，一是次生地质灾害，包括滑坡和崩塌、震后的泥石流、卵砾石液化等引发或造成了大量公路工程构筑物的破坏，且随不同地貌、不同岩性条件下次生灾害的发育程度而有很大的不同；二是对于公路工程构筑物本身来说，基本经受了汶川大地震的考验，从整体上表明原规范所规定的设防标准基本符合我国国情，与我国的经济水平基本匹配；三是采取了一定防护或保护措施的公路工程构筑物的，如挡土墙、不同形式的边坡防护措施（挂网、护面墙、骨架防护等）、桥梁挡块等，在汶川大地震中均实现了预计的功能性要求，对减轻地震灾害的影响以及抗震救灾都起到了应用的作用。同时，隧道结构在汶川地震中的整体表现良好，没有出现显著的震害。

1.0.2 本规范适用于各等级公路的工程构筑物抗震设计。

条文说明

本规范适用于桥梁、挡土墙、路基、隧道、涵洞等各级公路工程构筑物。所有的公路工程构筑物应满足抗震防灾的要求。

1.0.3 公路工程构筑物应进行抗震设计。基本地震动峰值加速度大于或等于 0.40g 地区的公路工程构筑物的抗震设计应专门研究。

条文说明

目前,对地处地震动峰值加速度大于 0.40g 地区的震害调查工作开展得很少,缺乏相应的强震观察记录资料,同时,如何科学合理恰当地设计地震动峰值加速度大于 0.40g 地区的公路工程构筑物、强震作用下的抗震措施的工作机理等需要进一步地分析研究。

1.0.4 未进行工程场地地震安全性评价的公路工程构筑物,应采用现行《中国地震动参数区划图》(GB18306)中公路工程构筑物所在地区的地震动参数。作过工程场地地震安全性评价的公路工程构筑物,应采用安评报告提供的地震动参数。

1.0.5 独立特大型桥梁工程、独立特长隧道工程,以及位于危险地段、基本地震动峰值加速度大于或等于 0.40g 地区的高速公路和一级公路上的构筑物,应按照有关规定,进行工程场地地震安全评价。

条文说明

独立特大型桥梁工程、独立特长隧道工程可根据本标准 3.1 节 A 类桥梁与隧道设防类别标准进行划分。

1.0.6 地震动峰值加速度大于或等于 0.20g 的地区,可将对抗震救灾以及在经济、国防上具有重要意义的公路工程构筑物,或破坏后修复(抢修)困难的公路工程构筑物确定为生命线工程。生命线工程,可适当提高抗震设防标准。

1.0.7 位于基本地震动峰值加速度大于或等于 0.20g 的场地,综合考虑公路工程构筑物所在场地的地震活动性、设防类别、结构类型和地形地质等条件,宜设置构筑物地震响应观测点。

条文说明

桥梁响应测点一般布设在主要受力构件上,避开伸缩缝及梁体端部,如梁式桥的桥台、桥墩承台、桥墩顶(或桥墩盖梁),悬索桥、斜拉桥可在桥墩承台和索塔上部、索塔中部、主梁跨中和 1/4 跨等结构关键部位,隧道可在离隧道进出口的内测或活动断层的两侧,支挡结构的底部或顶部。

1.0.8 既有构筑物周边地形地貌明显改变、性能受损,拟加固但未曾进行抗震设计的

公路工程构筑物，宜进行抗震性能评价。

1.0.9 公路工程构筑物的抗震设计应积极采用成熟可靠的新技术、新材料、新产品、新工艺。

1.0.10 公路工程构筑物的抗震设计除应符合本规范的规定外，尚应符合国家和行业现行有关标准的规定。

征求意见稿

2 术语与符号

2.1 术语

2.1.1 抗震设防标准 seismic fortification criterion

衡量抗震设防要求的尺度，根据地震动参数和公路工程构筑物使用功能的重要性确定。

2.1.2 设计基本地震动峰值加速度 design basic acceleration of ground motion

50 年超越概率 10% 的地震动峰值加速度，也即重现期为 475 年的地震动峰值加速度。

2.1.3 地震作用 earthquake action

作用在结构上的地震动，包括水平地震作用和竖向地震作用等。

2.1.4 E1 地震作用 E1 earthquake action

工程场地重现期较短的地震作用，对应于第一级设防水准。

2.1.5 E2 地震作用 E2 earthquake action

工程场地重现期较长的地震作用，对应于第二级设防水准。

2.1.6 地震效应 seismic effect

由地震作用引起的结构内力与变形等效应的总称。

2.1.7 特征周期 characteristic period

抗震设计用的加速度反应谱曲线下降段起始点对应的周期值，取决于地震环境和场地类别。

2.1.8 液化 liquefaction

地震中覆盖土层内孔隙水压急剧上升，一时难以消散，导致土体抗剪强度大幅度降低的现象。多发生在饱和粉细砂中，常伴生喷水、冒沙以及构筑物沉陷、倾倒等现象。

2.1.9 弹性抗震设计 elastic seismic design

不允许结构在地震中发生塑性变形，用构件的强度控制结构设计的抗震设计方法。设计中只需校核构件的强度是否满足要求。

2.1.10 延性抗震设计 ductility seismic design

受到 E2 地震作用时，允许桥梁结构在地震中发生可控塑性变形，但不发生严重损伤的设计方法。设计时不仅采用构件的强度作为衡量结构性能的指标，同时要校核构件的延性能力是否满足要求。

2.1.11 延性构件 ductile member

延性抗震设计时，允许发生塑性变形的构件。

2.1.12 能力保护设计 capacity design

对延性抗震设计桥梁的基础、上部结构构件，以及可能出现塑性铰的桥墩的非塑性铰区进行的加强设计。目的是保证非塑性铰区的弹性能力高于塑性铰区，避免非塑性铰区发生塑性变形和剪切破坏。

2.1.13 能力保护构件 capacity protected member

采用能力保护设计原则设计的构件。

2.1.14 减隔震设计 seismic isolation design

降低结构的地震反应和（或）减小输入到上部结构的能量的设计。一般采用在桥梁上部结构和下部结构或下部结构和基础之间设置减隔震系统，以增大原结构体系阻尼和（或）周期等措施。

2.1.15 抗震措施 seismic measures

地震作用计算和抗力计算以外的抗震设计内容，包括抗震构造措施。

2.1.16 基本周期 fundamental period

结构按基本振型完成一次自由振动所需的时间。

2.2 符号

2.2.1 作用和作用效应

E_h — 作用于挡土墙重心处的水平向总地震作用标准值；

E_{hsi} — 作用于路基计算土体重心处的水平地震作用；

E_{ih} — 第 i 截面以上墙身重心处的水平地震作用标准值；

E_{vsi} — 作用于路基计算土体重心处的竖向地震作用；

G_i — 第 i 截面以上墙身圬工的重力；

G_s — 路基计算土体的重力；

$S_{\max}$ — 水平设计加速度反应谱最大值。

2.2.2 计算系数

A_h — 水平向设计基本地震动峰值加速度；

A_v — 竖向设计基本地震动峰值加速度；

K — 地基抗震容许承载力调整系数；

K_a — 非地震作用下作用于挡土墙背的主动土压力系数；

K_c — 抗滑动稳定系数；

K_o — 抗倾覆稳定系数；

C_d — 阻尼调整系数；

C_e — 液化抵抗系数；

C_i — 抗震重要性系数；

C_s — 场地系数；

C_z — 综合影响系数；

- γ_e — 地震作用分项系数；
- γ_G — 永久作用分项系数；
- γ_Q — 可变作用分项系数；
- ρ_c — 黏粒含量百分率；
- ψ — 作用组合系数；
- ψ_i — 水平地震作用沿墙高的分布系数。

2.2.3 几何参数

- d_b — 基础埋置深度；
- d_s — 饱和土标准贯入点深度；
- d_u — 上覆非液化土层厚度；
- d_w — 地下水位深度；
- d_0 — 液化土特征深度；
- H — 路基边坡或挡土墙高度；
- H_w — 路堤浸水常水位的深度。

2.2.4 材料指标

- E_c — 材料弹性模量；
- f_a — 深宽修正后的地基承载力容许值；
- f_{aE} — 调整后的地基抗震承载力容许值；
- γ — 土的重度。

2.2.5 其他参数

- v_{se} — 场地土层等效剪切波速；

v_{si} — 计算深度范围内第 i 土层的剪切波速；

T_g — 特征周期；

T — 周期；

g — 重力加速度；

I_{LE} — 液化指数；

N_{cr} — 修正的液化判别标准贯入锤击数临界值；

N_i — i 点处标准贯入锤击数的实测值，当实测值大于临界值时应取临界值的数值。

征求意见稿

3 基本规定

3.1 抗震设防标准

3.1.1 公路桥梁、隧道根据其重要性及其修复（抢修）的难易程度，分为 A 类、B 类、C 类和 D 类 4 个抗震设防类别，分别对应不同的抗震设防目标和设防标准。

表 3.1.1 桥梁与隧道抗震设防类别

抗震设防类别	桥梁与隧道特征
A 类	单跨跨径超过 300m 的特大桥
	穿越江、河、湖、海等水域，技术复杂、修复困难的水下隧道
B 类	高速公路、一级公路上，单跨跨径不超过 300m 的桥梁；二级公路上，单跨跨径不超过 300m 的特大桥、大桥
	高速公路、一级公路隧道，三车道、四车道隧道，连拱隧道、明洞和棚洞
C 类	二级公路上的中桥、小桥；三、四级公路上，单跨跨径不超过 300m 的特大桥、大桥
	二级、三级公路隧道，通风斜井、竖井及风道、平行导洞
D 类	三、四级公路上的中桥、小桥
	四级公路隧道，辅助洞室

3.1.2 桥梁、隧道抗震设防目标应按表 3.1.2 确定。

表 3.1.2 各设防类别桥梁与隧道的抗震设防目标

设防类别	设防目标			
	E1 地震作用		E2 地震作用	
	震后使用状态	损伤状态	震后使用状态	损伤状态
A 类	可正常使用	结构性能处于弹性状态，结构不受损坏或不需修复	不需修复或经简单修复可正常使用	结构性能可处于弹性过渡状态，结构可发生局部轻微损伤
B 类	可正常使用	结构性能处于弹性状态，结构不受损坏或不需修复	经临时加固后可供维持应急交通使用	结构性能可处于弹性过渡状态，结构有损伤但不致倒塌
C 类	可正常使用	结构性能处于弹性状态，结构不受损坏或不需修复	经临时加固后可供维持应急交通使用	结构性能可处于弹性状态，未达承载极限或失稳状态，结构有损伤但不致倒塌

设防类别	设防目标			
	E1 地震作用		E2 地震作用	
	震后使用状态	损伤状态	震后使用状态	损伤状态
D 类	可正常使用	结构性能处于弹性状态, 结构不受损坏或不需修复	—	—

3.1.3 桥梁、隧道的抗震重要性修正系数 C_i 应按表 3.1.3 确定。

表 3.1.3 桥梁与隧道抗震重要性修正系数

桥梁抗震设防类别	E1 地震作用	E2 地震作用
A 类	1.0	1.7 (沉管隧道 1.3)
B 类	0.43 (0.5)	1.3 (1.7)
C 类	0.34	1.0
D 类	0.23	—

注：高速公路和一级公路上，跨径不超过 300m 的大桥、特大桥，其抗震重要性系数取 B 类括号内的值。

3.1.4 桥梁、隧道抗震措施等级应按表 3.1.4 确定。

表 3.1.4 桥梁与隧道抗震措施等级

地震基本烈度		VI	VII		VIII		IX
基本地震动峰值加速度		$\geq 0.05g$	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	$\geq 0.40g$
结构类别	A 类	二级	三级	四级	四级	更高, 专门研究	
	B 类	二级	三级	三级	四级	四级	四级
	C 类	一级	二级	二级	三级	三级	四级
	D 类	一级	二级	二级	三级	三级	四级

3.1.5 立体交叉的跨线桥梁的抗震设防标准应不低于下线工程对桥梁结构的抗震设防标准。

3.1.6 其他公路工程构筑物抗震设防目标应为：

1 高速公路、一级公路及二级公路的工程构筑物，在 E1 地震作用时，位于抗震有利地段的，经一般整修即可正常使用；位于抗震不利地段的，经短期抢修即可恢复使用；位于抗震危险地段的挡土墙等重要构筑物不发生严重破坏。

2 三级公路及四级公路工程构筑物，在 E1 地震作用时，位于抗震有利地段的，经短期抢修即可恢复使用；位于抗震不利地段的挡土墙等重要构筑物不发生严重破坏。

3.1.7 其他公路工程构筑物的抗震重要性修正系数应按表 3.1.7 确定。

表 3.1.7 其他公路工程构筑物抗震重要性修正系数 C_i

公路等级	重要性修正系数
高速公路、一级公路	1.3 (1.7)
二级公路	1.0 (1.3)
三级公路	0.8 (1.0)
四级公路	0.8

注：括号内的值适用于震后抢修困难的路基、挡土墙工程。

3.1.8 其他公路工程构筑物的抗震措施，应根据现行《中国地震动参数区划图》（GB 18306）规定的所在地区地震动峰值加速度确定。

3.1.9 四级公路上的一般工程，可仅采用简易的抗震措施。

3.2 作用效应组合

3.2.1 公路工程构筑物抗震设计时应考虑以下作用：

- 1 永久作用，包括结构重力（恒载）、预应力、土压力、水压力。
- 2 地震作用，包括地震动的作用和地震土压力、水压力等。
- 3 可变作用，可考虑可能同期作用的一定量的可变作用，除沉管隧道外，宜计入 50% 的体系温度作用。

3.2.2 季节性河流上的公路工程构筑物，可不考虑水流影响；常年有水的河流或水库区的公路工程构筑物，可按常水位计算水的压力。

条文说明

地震作用的重现期为 475 年，洪水重现期为 25~100 年不等，二者同时发生几率相当小，因此，规定季节性河流上的公路工程构筑物，可不考虑水流影响，常年有水河流或水库区的构筑物，应按常水位计算水的浮力。

3.2.3 作用效应组合应包括永久作用效应与地震作用效应的组合，组合方式应包括各种效应的最不利组合。地震作用标准值效应的分项系数取为 1.0。

3.3 抗震概念设计

3.3.1 应在工程地质勘察的基础上,对断裂构造的活动性、边坡稳定性和场地的地质条件等进行综合评价,确定抗震有利、不利和危险地段,合理采用相应的综合抗震措施。路线、桥位和隧址的选择,应充分利用抗震有利地段,宜绕避抗震危险与不利地段。

3.3.2 路线布设应远离发震断裂带。必须穿过时,宜布设在破碎带较窄的部位;必须平行于发震断裂布设时,宜布设在断裂的下盘,并宜有对应的修复预案和保通预案。

3.3.3 高速公路和一级公路宜避开地震动峰值加速度大于或等于 $0.20g$ 地区的发震断裂带。当难以避开时,抗震设计应包括抗震后保通预案和修复预案。

3.3.4 路线设计应避免造成较多的高陡临空面;不宜采用高挡土墙、深长路堑以及在同一山坡上的连续回头弯道等对抗震不利的方案。

3.3.5 在软弱黏性土层、液化土层和严重不均匀地层上,不宜修建大跨径超静定桥梁。

3.3.6 隧址宜避开活动断裂和浅薄山嘴。不宜在地形陡峭、岩体风化、裂缝发育的山体中修建大跨度傍山隧道。

3.3.7 存在岩堆、围岩落石、泥石流等不良地质条件的峡谷地段,宜利用谷底阶地和河滩修建路堤或顺河桥通过,并应加强防护措施。尽量减少对天然山体的开挖。路线难以避开不稳定的悬崖峭壁地段时,宜采用隧道方案。

3.3.8 地震时可能因发生滑坡、崩塌而造成堵河成湖的地段,应评估其淹没和堵塞体溃决的影响范围,合理确定路线的高程和选定桥位。当可能因发生滑坡、崩塌而改变河流流向、影响岸坡和桥梁墩台以及路基的安全时,应评估其影响,并采取相应措施。

3.3.9 高速公路和一级公路路线穿越松散堆积体、岩石破碎地段以及地质构造不利地段时,不宜座深长路堑,并应加强路基防护和排水处理措施。

3.3.10 液化土和软土地区,路线宜选择在上覆盖层较厚处通过,并宜设置低路堤。在液化场地或软弱土层场地,桥梁基础应穿过液化土层或软弱土层。

3.3.11 构筑物范围内有发震断裂时,应就断裂对工程的影响进行评价。不满足下列条件之一时,应考虑发震断裂的错动对构筑物的影响:

1 设计基本地震动峰值加速度小于 $0.20g$;

2 非全新世活动断裂;

3 设计基本地震动峰值加速度为 $0.20g$ ($0.30g$) 和 $0.40g$ 地区, 且前第四纪基岩隐伏断裂的土层覆盖厚度分别大于 $60m$ 和 $90m$ 。

3.3.12 构筑物的抗震结构体系应符合下列要求:

1 应有明确、合理的地震作用传递路线。

2 桥梁结构形式宜对称、均衡布置。

3 有明确、可靠的位移约束体系, 能有效控制地震作用下的结构位移。

4 应有明确、可靠的地震能量耗散部位。

5 结构各构件之间连接节点的强度应高于构件强度。

6 允许发生塑性变形的桥梁结构构件, 在发生塑性变形后, 不应导致整个结构体系丧失承载能力并发生倒塌。完全丧失抗震能力或承受结构物自身荷载的能力。

3.3.13 中小跨径桥梁宜采用简支或桥面连续结构型式, 大跨径桥梁宜选择多跨连续梁或连续刚构结构型式, 相邻桥墩高度差不宜大。

3.3.14 梁式桥顺桥向相邻桥墩刚度相差较大时, 可通过设置不同剪切刚度的橡胶支座、调整墩柱尺寸或构造予以协调各墩柱的等效刚度。

3.3.15 地质条件差、跨越断裂带的桥梁, 宜采用简支梁桥、大跨缆索体系桥型。存在落石、泥石流等不良地质条件的地段, 宜采用隧道或加大桥梁跨径等方案。

3.3.16 在软弱土层、液化土层、严重不均匀土层和不稳定的河岸处建桥时, 对于大、中桥, 可适当增加桥长、合理布置桥孔, 使墩、台避开地震时可能发生滑动的岸坡或地形突变的不稳定地段, 同时应采取措施增强基础抗侧移的刚度和加大基础埋置深度; 对于小桥, 可在两桥台基础之间设置支撑梁或采用浆砌片(块)石满铺河床。

3.3.17 应通过合理选择构件尺寸、配置钢筋等措施, 确保钢筋粘结锚固满足要求, 增加钢筋混凝土构件的延性, 实现强剪弱弯的设计目标。

3.3.18 中小跨径桥梁宜采用橡胶支座, 抗震体系应满足下列要求:

1、支座、防落梁装置和抗震挡块协调设计, 实现多级耗能、分级控制。

2、支座产生的相对滑动位移和摩擦系数可控, 应构造简单、安装更换便捷, 具有一定减隔震功能。

3、横桥向，由支座和挡块共同传递水平地震力。

4、纵桥向，由支座和防落梁装置共同传递水平地震力。

5、抗震挡块和防落梁可降低超设防水准下的落梁风险。

3.3.19 特殊桥梁可考虑设置减隔震装置，应构造简单、性能稳定、技术可靠、更换容易，并应进行定期的监测和维护。

3.3.20 在设计基本动峰值加速度大于或等于 $0.20g$ 地区的多跨连续梁不宜设置固定支座，或者设置带有剪力销的固定支座，剪力销的剪断力设计值由设计基本地震动峰值加速度确定。

3.3.21 桥台不宜作为抵抗梁体地震作用的构件，桥台处宜采用活动支座，桥台上的横向抗震挡块宜设计为 E2 地震作用下的可牺牲构件。当桥台作为抵抗梁体地震作用的构件时，应建立考虑土-桥台相互作用的全桥模型进行地震反应分析。

3.3.22 应按减轻震害和便于修复（抢修）的原则，确定合理的设计方案。

- 1 应适当降低路基和构造物的高度，合理减轻构造物的自重。
- 2 可有目的、合理地设置结构的薄弱部位。
- 3 装配式结构应采取加强整体连结的措施。

3.3.23 隧道结构体系复杂、结构平面不规则或者施工工法、结构形式、地基基础、荷载发生较大变化处的不同结构单元之间，应加强抗震构造措施，宜根据实际需要设置变形缝。

3.3.24 钻爆隧道应在隧道洞口、浅埋、偏压、软硬交接、活动断层等地段采取扩大内轮廓、提高结构刚度和设置防震缝等抗震措施。

3.3.25 盾构、沉管和明挖隧道应在易发生不均匀沉降、液化、震陷、滑坡等地质灾害的地基中采取提高结构自身抗震性能的抗震措施、隔震层等减少地层传递至结构地震能量的减震措施、以及消除差异沉降和液化的地基处理措施。

4 地基和基础

4.1 一般规定

4.1.1 场地岩土工程勘察，应根据实际需要划分出抗震有利、不利和危险地段，提供场地类别和岩土地震稳定性（含滑坡、崩塌、液化和震陷特性）评价。对需要进行时程法分析计算的构筑物，尚应提供土层剖面、场地覆盖层厚度和抗震计算需要的有关动力参数。

4.1.2 在抗震不利、危险地段布设路线、桥梁和隧道时，宜对地基采取适当抗震加固措施。

4.1.3 公路工程抗震地段的场地，按照有利、一般、不利、危险地段进行划分，场地的地段类别应按照表 4.1.3。

表 4.1.3 场地的地段类别划分

地段类别	地形、地貌、地质
抗震有利地段	建设场地及其邻近无晚近期活动性断裂，地质构造相对稳定，同时地基为比较完整的岩体、坚硬土或开阔平坦密实的中硬土等地段
抗震一般地段	除抗震有利、不利和危险地段外的其他地段
抗震不利地段	软弱黏性土层、液化土层和地层严重不均匀的地段，地形陡峭、孤突、岩石松散、破碎的地段，以及地下水位埋藏较浅、地表排水条件不良的地段
抗震危险地段	河滩和边滩内基岩具有倾向河槽的构造软弱面且其被水流所切割、独立于岩盘的地段，通过发震断裂的地段，地震时可能发生大规模滑坡、崩塌等而严重阻断交通的各和地段

4.1.4 地基为软土、液化土、新近填土或严重不均匀土时，应考虑地震时地基不均匀沉降、地基失效或其他不利影响对公路工程构筑物造成的可能的破坏，并应采取相应措施。

4.1.5 工程场地类别应根据场地土的剪切波速和场地覆盖土层厚度（m），按表 4.1.5 进行划分，其中 I 类分为 I_0 和 I_1 两个亚类。

表 4.1.5 工程场地类别划分

岩石的剪切波速 v_s 或土层平均 剪切波速 v_{se} (m/s)	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
$V_s > 800$	0				
$800 \geq V_s > 500$		0		--	--
$500 \geq V_{se} > 250$		<5	≥ 5	--	--
$250 \geq V_{se} > 140$		<3	$\geq 3, \leq 50$	>50	--
$V_{se} \leq 140$		<3	$\geq 3, \leq 15$	>15, ≤ 80	>80

注：表中数据为场地覆盖土层厚度（m）。

条文说明、

土的类别划分采用了《中国地震动参数区划图》（GB 18306-2015）的规定，较2013版规范将原坚硬土或岩石地区分为岩石场地和坚硬场地或软质岩石两类，进一步细化了土类的表达。

4.1.6 进行结构抗震验算时，应根据基础类型、土质条件，对地基承载力进行修正。

4.2 天然地基抗震承载力

4.2.1 地基抗震验算时，应采用地震作用效应与永久作用效应的标准值组合。

4.2.2 天然地基抗震承载力可按式（4.2.2）计算：

$$f_{aE} = K \cdot f_a \quad (4.2.2)$$

式中：

f_{aE} ——调整后的地基抗震承载力容许值；

K ——地基抗震容许承载力调整系数，按表 4.2.2 采用；

f_a ——深宽修正后的地基承载力容许值，宜按现行《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTG 3363）的规定取值。

表 4.2.2 地基土抗震容许承载力调整系数 K

岩土名称及性状	K
---------	-----

岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂， $\geq 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土，中密和稍密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂， $150\text{kPa} \leq f_{ao} < 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土，坚硬黄土	1.3
稍密的细砂、粉砂， $100\text{kPa} \leq f_{ao} < 150\text{kPa}$ 的黏性土和粉土，可塑黄土	1.1
淤泥，淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近堆积黄土及流塑黄土	1.0

注： f_{ao} 为荷载试验等方法得到的地基承载力基本容许值（kPa）。

条文说明

由于地震作用属于偶然的瞬时荷载，地基土在短暂的瞬时荷载作用下，可以取较高的容许承载力。世界上大多数国家的抗震规范和我国其他规范，在验算地基的抗震强度时，对于抗震容许承载力的取值，大都采用在静力设计容许承载力的基础上乘以调整系数来提高。本条在“原规范”基础上，参照《建筑抗震设计规范》（GB 50011）的有关规定，对地基土的划分作了少量修订。

4.2.3 验算天然地基抗震承载力时，基础底面平均压应力应符合下列各式要求：

$$p \leq f_{aE} \quad (4.2.3-1)$$

$$p_{\max} \leq 1.2 f_{aE} \quad (4.2.3-2)$$

式中：

p ——基础底面平均压应力；

$p_{\max}$ ——基础底面边缘的最大压应力。

4.2.4 液化土层及以上土层的地基承载力不应按 4.2.2 条规定提高。在计算液化土层以下地基承载力时，应计入液化土层及以上土层重力。

4.3 液化地基

4.3.1 设计基本地震动峰值加速度大于或等于 $0.20g$ 的地区，存在饱和砂土或粉土（不含黄土）的地基，应进行液化判别。存在液化土层的地基，应根据公路工程构造物的抗震设防类别和地基液化等级，采取抗液化措施。

4.3.2 一般地基地面以下 15m ，桩基和基础埋置深度大于 5m 的天然地基地面以下 20m

范围内存在饱和砂土或饱和粉土（不含黄土），符合下列条件之一时，可初步判定为不液化或可不考虑液化影响：

1 设计基本地震动峰值加速度为 0.10g（0.15g）、0.20g（0.30g），且地质年代为第四纪晚更新世（Q3）及其以前时的地区。

2 设计基本地震动峰值加速度为 0.10g（0.15g）、0.20g（0.30g）和 0.40g 的地区，粉土中粒径 $<0.005\text{mm}$ 的粘粒颗粒含量分别不小于 10%、13%、16%。

3 天然地基上的构筑物，上覆非液化土层厚度或地下水埋藏深度符合下列条件之一：

$$d_u > d_0 + d_b - 2 \quad (4.3.2-1)$$

$$d_w > d_0 + d_b - 3 \quad (4.3.2-2)$$

$$d_u + d_w > 1.5d_0 + 2d_b - 4.5 \quad (4.3.2-3)$$

式中：

d_w ——地下水位深度（m），按设计基准期内年平均最高水位采用，也可按近期年最高水位采用；

d_u ——扣除淤泥和淤泥质土层厚度后的上覆非液化土层厚度（m）；

d_b ——基础埋置深度（m），不超过 2m 时应采用 2m；

d_0 ——液化土特征深度（m），可按表 4.3.2 采用。

表 4.3.2 液化特征深度 d_0 （m）

设计基本地震动峰值	0.10g、0.15g	0.20g、0.30g	0.40g
粉土	6	7	8
砂土	7	8	9

4.3.3 当不能判别为不液化或不需考虑液化影响，需进一步进行液化判别时，应采用标准贯入试验进行地面下 15m 深度范围内土的液化判别；采用桩基或基础埋深大于 5m 的基础时，还应进行地面下 15-20m 范围内土的液化判别。当饱和土标准贯入锤击数（未经杆长修正）小于液化判别标准贯入锤击数临界值 N_{cr} 时，应判为液化土。

有成熟经验时，也可采用其他判别方法。液化判别标准贯入锤击数临界值的计算，应符合下列规定：

- 1 在地面下 15m 深度范围内，液化判别标准贯入锤击数临界值可按下式计算：

$$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1(d_s - d_w)] \sqrt{3/\rho_c} \quad (4.3.3-1)$$

- 2 在地面下 15~20m 范围内，液化判别标准贯入锤击数临界值可按下式计算：

$$N_{cr} = N_0 (2.4 - 0.1d_w) \sqrt{3/\rho_c} \quad (4.3.3-2)$$

式中：

N_{cr} —修正的液化判别标准贯入锤击数临界值；

N_0 —液化判别标准贯入锤击数基准值，应按表 4.3.3 采用；

d_s —饱和土标准贯入点深度（m）；

ρ_c —黏粒含量百分率（%），当小于 3 或为砂土时，应采用 3。

表 4.3.3 液化判别标准贯入锤击数基准值 N_0

设计基本地震动峰值加速度 区划图上的特征周期（s）	0.10g（0.15g）	0.20g（0.30g）	0.40g
0.35	6（8）	10（13）	16
0.40、0.45	8（10）	12（15）	18

注：1. 特征周期根据场地位置在现行《中国地震动参数区划图》（GB 18306）上查取。

2. 括号内数值用于设计基本地震动峰值加速度为 0.15g 和 0.3g 的地区。

条文说明

《岩土工程勘察规范》（GB 50021—2009）规定，地震液化的判别应在地面以下 15m 范围内进行，对于桩基和基础埋置深度大于 5m 的天然地基，判别深度应加深至 20m。

《岩土工程勘察规范》（GB 50021—2009）规定，土按颗粒级配分为：碎石土、砂土、粉土和黏性土，因而将“原规范”中亚砂土改为粉土。

土层液化判定方法仍然沿用《公路工程抗震设计规范》（JTJ 004—89）。

4.3.4 存在液化土层的地基，应探明各液化土层的深度和厚度，计算每个钻孔的液

化指数，按表 4.3.4 综合划分地基的液化等级。液化指数可按下式计算：

$$I_{LE} = \sum_{i=1}^n (1 - N_i / N_{cri}) d_i W_i \quad (4.3.4)$$

式中：

I_{LE} ——液化指数；

n ——在判别深度范围内钻孔的标准贯入试验点总数；

N_i ——第 i 点标准贯入锤击数的实测值，当实测值大于临界值时应取临界值的数值；

N_{cri} ——第 i 点标准贯入锤击数的临界值；

d_i ——第 i 点所代表的土层厚度（m），可采用与该标准贯入试验点相邻的上、下两标准贯入试验点深度差的一半，但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度；

W_i ——第 i 土层单位土层厚度的层位影响权函数值（ m^{-1} ），若判别深度为 15m，当该层中点深度不大于 5m 时应取 10，等于 15m 时取 0.5~15m 按线性内插法取值；若判别深度为 20m，当该层中点深度不大于 5m 时取 10，等于 20m 时取 0.5~20m 时按线性内插法取值。

表 4.3.5 地基液化等级

液化等级	轻微	中等	严重
判别深度为 15m 的液化指数	$0 < I_{LE} \leq 5$	$5 < I_{LE} \leq 15$	$I_{LE} > 15$
判别深度为 20m 的液化指数	$0 < I_{LE} \leq 6$	$6 < I_{LE} \leq 18$	$I_{LE} > 18$

条文说明

本条提供了一个简化的预估液化危害的方法，可对场地的喷水冒沙程度、一般浅基础工程结构物的可能损坏，做粗略的预估，以便为采取工程措施提供依据。

液化等级的名称为轻微、中等、严重三级；各级的液化指数、地面喷水冒沙情况以及对结构物危害程度的描述见表 4-1，系根据我国百余个液化震害资料得出的。

表 4-1 液化等级对结构物的相应危害程度

液化等级	液化指数 (15m)	地面喷水冒沙情况	对结构物的危害情况
轻微	<5	地面无喷水冒沙,或仅在洼地、 河边有零星的喷水冒砂点	危害性小,一般不至引起明显的震害
中等	5~15	喷水冒沙可能性大,从轻微到 严重都有,多属中级	危害性较大,可造成不均匀沉陷和开 裂,有时不均匀沉陷可能达到 200mm
严重	>15	一般喷水冒沙都很严重,或仅 在洼地,地面变形很明显	危害性大,不均匀沉陷可能大于 200mm,高重心结构物可能产生不容 许的倾斜

4.3.5 未经处理的液化土层不宜作为天然地基持力层。地基的抗液化措施应满足表 4.3.5 的要求。

表 4.3.5 地基抗液化要求

构筑物	地基的液化等级		
	轻微	中等	严重
高速公路、一级公路、二级公路 上高度大于 5m 的挡土墙; A、B 类桥梁; A、B 类隧道	应部分消除液化沉 降,或对基础和上部 结构采取减轻液化 沉降影响的措施	宜全部消除液化 沉降;也可部分消 除液化沉降并对 基础和上部结构 采取减轻液化沉 降影响的措施	应全部消除液化 沉降
高速公路、一级公路、二级公路 上高度小于等于 5m 的挡土墙; 三级公路上的挡土墙; 四级公路上高度大于 5m 的挡土 墙; 高速公路和一级公路路基; C 类桥梁; C 类隧道	宜对基础和上部结 构采取减轻液化沉 降影响的措施; 结构物自身抵抗液 化沉降影响能力较 强时也可不采取措 施	应对基础和上部 结构采取减轻液 化沉降影响的措 施;结构物对液化 沉降敏感时应采 取更高要求的措 施	宜全部消除液化 沉降;也可部分 消除液化沉降且 对基础和上部结 构采取减轻液化 沉降影响的措施
四级公路高度小于等于 5m 的挡 土墙; 二级公路的路基; D 类桥梁; D 类隧道	可不采取措施	可不采取措施	宜基础和上部结 构采取减轻液化 沉降影响的措 施;也可采取其

构筑物	地基的液化等级		
	轻微	中等	严重
			他经济合理的措施

4.3.6 全部消除地基液化沉降的措施应符合下列要求：

1 采用桩基时，桩基应穿越液化土层，且应对液化土层的桩周摩阻力进行折减。桩尖持力层为碎石土、砾、粗、中砂，坚硬黏性和密实粉土时，桩尖持力层厚度不应小于 1 倍桩径或 0.5m；为其它非岩石土时，桩尖持力层厚度不宜小于 3 倍桩径或 1.5m。

2 深基础基础底面应埋入液化深度以下的稳定土层中，埋入深度不应小于 2.0m。

3 采用振冲、振动加密、挤密碎石桩、砂桩、强夯等加密法对液化土层进行加固处理时，处理深度应达到液化深度下界，经处理的复合地基的标准贯入锤击数不应小于本规范第 4.3.3 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。

4 采用换土法时，应用非液化土替换全部液化土层的土。

5 采用加密法或换土法处理时，基础边缘以外的处理宽度应超过基础底面以下处理深度的 1/2，且不小于基础宽度的 1/5。当液化土层的厚度小于隧道底面宽度时，应处理隧道底面宽度范围内的全部液化土层；当明挖隧道基坑两侧有排桩、连续墙等支护结构，且结构宽度小于液化土层厚度时，可只处理排桩以内部分的全部液化土层，但排桩应穿越液化土层。

4.3.7 部分消除地基液化沉降的措施应符合下列要求：

1 处理后地基的液化指数不宜大于 5，对独立基础与条形基础，尚不应小于基础底面下液化土特征深度值和基础宽度的较大值。

2 加固后复合地基的标准贯入锤击数，不小于第 4.3.3 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。

3 基础边缘以外的处理宽度，符合本节第 4.3.7 条第 5 款的规定。

4.3.8 减轻液化对基础和上部结构影响，可综合采用下列各项措施：

1 选择合适的基础深度。

2 调整基础底面积，减少基础偏心。

3 加强基础整体性和刚度。

4 减轻荷载,增强上部结构的整体刚度和均匀对称性,避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式等。

条文说明

在液化层深度较厚的情况下,消除部分液化沉陷的措施,即处理深度不一定达到液化下界而残留部分未经处理的液化层,是比较恰当的处理方法。

(1) 公路路基

由于公路路基相对于桥梁和大型挡土墙而言易于修复,根据本规范的设防原则,位于抗震不利地段的路基经短期抢修即可恢复使用。也就是说,液化地基上的公路路基允许在发生设防烈度的地震时,有轻微损坏。不是凡有液化土层的路基均要采取液化措施,应区别不同情况分别对待。除上述不同地质情况外,还与震后修复及抢修难易程度、路线等级、重要性有关。如大桥和特大桥的桥头引道与大面积液化地基上的路堤相比,无论从修复难易程度,还是从整条路线的抗震救灾、维护交通畅通而言,都更为重要。

(2) 挡土墙

从国内外多次地震震害证明,位于液化和软土地基上的挡土墙,一般震害较重,如 1976 年唐山时,位于液化地基上的挡土墙地基砂土发生液化、喷水冒沙现象,使地基沉陷变形,导致挡土墙开裂,部分墙体倒塌,为此对挡土墙的抗震要求及抗震液化措施比路基高。

(3) 隧道

对于隧道的洞身而言,洞身很少设置在液化地基上,鉴于隧道的重要性,本规范对于隧道的洞门墙及洞口挡土墙的地基液化措施要求较高。

4.3.9 液化等级为中等液化和严重液化的古河道、现代河滨、海滨,当存在液化侧向扩展或流滑可能时,在距常水位线 100m 以内修建的抗震重点工程构筑物,应进行抗滑动验算,必要时应采取防止土体滑动措施。

条文说明

本条规定了有可能发生液化侧向扩展或流动时滑动土体的最危险范围并要求采取土体抗滑和结构抗裂措施。

(1) 液化侧向扩展地段的宽度来自海城地震、唐山地震及日本阪神地震对液化

侧扩区的大量调查。根据对阪神地震的调查，在距水线 50m 范围内，水平位移及竖向位移均很大；在 50~150m 范围内，水平地面位移仍较显著；大于 150m 以后水平位移趋于减小，基本不构成震害。上述调查结果与我国海城、唐山地震后的调查结果基本一致：海河故道、滦运河、新滦河、陡河岸波滑坍范围约距水线 100~150m，辽河、黄河等则可达 500m。

(2) 侧向流动土体对结构的侧向推力，根据阪神地震后对受害结构的反算结果得到：

①非液化上覆土层施加于结构的侧压相当于被动土压力，破坏土楔的运动方向是土楔向上滑而楔后土体向下，与被动土压力发生时的运动方向一致；

②液化层中的侧压相当于竖向总压的 1/3；

③桩基承受侧压的面积相当于垂直于流动方向的桩排的宽度。

4.4 桩基础

4.4.1 E2 地震作用下，单的抗压承载能力可提高至非抗震设计时的 2 倍，单桩的抗拉承载能力调整系数可根据地基土类别按本规范表 4.2.2 取值。

条文说明

由于 E2 地震重现期长，极少发生，同时地震作用属于瞬时荷载，地基在短暂的地震荷载作用下，可以直接取用其极限承载力，而不再考虑安全系数，因此单桩的抗压承载力可以提高至原来的 2 倍。

4.4.2 地基内有液化土层时，液化土层的承载力（包括桩侧摩阻力）、土抗力（地基系数）、内摩擦角和黏聚力等应按表 4.4.2 进行折减，表中，液化抵抗系数 C_e 值应按式（4.4.2）计算确定：

$$C_e = \frac{N_1}{N_{cr}} \quad (4.4.2)$$

式中：

C_e ——液化抵抗系数；

N_1 ——实际标准贯入锤击数；

N_{cr} ——经修正的液化判别标准贯入锤击数临界值。

表 4.4.2 土层的液化影响折减系数

C_e	深度 (m)	折减系数
$C_e \leq 0.6$	$d_s \leq 10$	0
	$10 < d_s \leq 20$	1/3
$0.6 < C_e \leq 0.8$	$d_s \leq 10$	1/3
	$10 < d_s \leq 20$	2/3
$0.8 < C_e \leq 1.0$	$d_s \leq 10$	2/3
	$10 < d_s \leq 20$	1

4.4.3 桩基承台全部或局部处于液化土层中时，承台基坑应回填并夯实。回填土为砂土或粉土时，夯实后土层的标准贯入锤击数应不小于本规范第 4.3.3 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。

5 地震作用

5.1 一般规定

5.1.1 公路工程构筑物的地震作用包括水平向地震作用和竖向地震作用，应根据场地条件及其基本地震动峰值加速度和地震动反应谱特征周期，并计入本规范第 3.1.3 条的桥梁与隧道抗震重要性修正系数确定。

5.1.2 地震作用可用设计加速度反应谱、设计地震动时程或其他可靠方法表征。

5.1.3 公路工程构造物的地震基本烈度和水平向、竖向设计基本地震动峰值加速度 A_h 、 A_v 的对应关系应符合表 5.1.3 的规定。

表 5.1.3 地震基本烈度和设计基本地震动峰值加速度对应表

地震基本烈度	VI	VII		VIII		IX
水平地震系数 A_h	0.05g	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	≥ 0.40
竖向地震系数 A_v	0	0	0	0.10g	0.17g	0.25g

5.2 设计地震动峰值加速度和位移

5.2.1 地表水平向设计地震动峰值加速度 A_h 应根据下式确定：

$$A_h = C_s A_{hII} \quad (5.2.1-1)$$

$$A_{hII} = C_i A \quad (5.2.1-2)$$

式中：

C_s —场地地震动峰值加速度调整系数，按表 5.2.1 所给值分段线性插值确定当采用的地震动参数适用隧址场地时， $C_s = 1.0$ ；

A_{hII} —II 类场地地表水平向设计地震动峰值加速度（g）；

C_i —抗震重要性系数；

A —II 类场地地表水平向基本地震动峰值加速度（g），按现行《中国地震动参

数区划图》(GB 18306)取值。

表 5.2.1 水平向场地系数 C_s

II 类场地地震动 峰值加速度值	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
≤0.05g	0.72	0.80	1.00	1.30	1.25
0.10g	0.74	0.82	1.00	1.25	1.20
0.15g	0.75	0.83	1.00	1.15	1.10
0.20g	0.76	0.85	1.00	1.00	1.00
0.30g	0.85	0.95	1.00	1.00	0.95
≥0.40g	0.90	1.00	1.00	1.00	0.90

5.2.2 地表水平向设计地震动峰值位移 $u_{\max}$ 应根据下式确定:

$$u_{\max} = F_u \cdot u_{\max II} \quad (5.2.2-1)$$

$$u_{\max II} = F_{uhII} C_s A \quad (5.2.2-2)$$

式中:

F_u —场地地震动峰值位移调整系数, 应按表 5.2.2 所给值分段线性插值确定;

$u_{\max II}$ —II类场地地表水平向设计地震动峰值位移, 单位为 m;

F_{uhII} —经验系数, 峰值位移单位为 m、峰值加速度单位为 m/s^2 时, F_{uhII} 值为 1/15, 单位为 s^2 。

表 5.2.2 场地地震动峰值位移调整系数 F_u

II 类场地设计地震动峰值位移 $u_{\max II}$ (m)	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
≤0.03	0.75	0.75	1.00	1.20	1.45
0.07	0.75	0.75	1.00	1.20	1.50
0.10	0.80	0.80	1.00	1.25	1.55

II 类场地设计地震动峰值位移 $u_{\max II}$ (m)	场地类别				
	I0	I1	II	III	IV
0.13	0.85	0.85	1.00	1.40	1.70
0.20	0.90	0.90	1.00	1.40	1.70
≥ 0.27	1.00	1.00	1.00	1.40	1.70

5.3 设计加速度反应谱

5.3.1 阻尼比为 0.05 的水平设计加速度反应谱中，任意时点的水平设计加速度反应谱值 S （图 5.3.1）可由式（5.3.1）确定：

$$S = \begin{cases} S_{\max}(5.5T + 0.45) & T < 0.1s \\ S_{\max} & 0.1s \leq T \leq T_g \\ S_{\max}(T_g / T) & T > T_g \end{cases} \quad (5.3.1)$$

式中：

T_g ——特征周期（s）；

T ——结构自振周期（s）；

$S_{\max}$ ——水平设计加速度反应谱最大值。

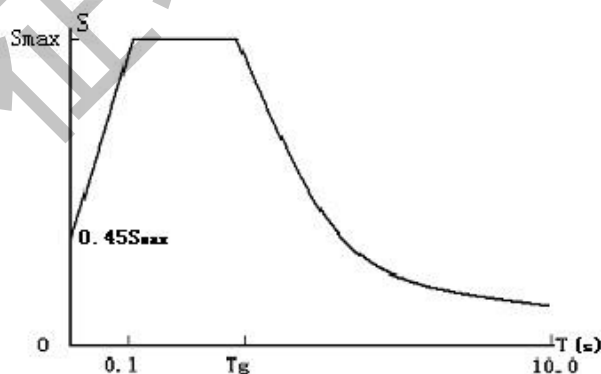


图 5.3.1 水平设计加速度反应谱

条文说明

参照《中国地震动参数区划图》（GB18306）中基本地震动峰值加速度的定义，放大系数改取 2.5。本次修订改用 2.5，相当于全面提高了抗震设防标准，是偏于安全的，从经济性来讲也是可以接受的。

5.3.2 水平设计加速度反应谱最大值 $S_{\max}$ 可由式 (5.3.2) 确定:

$$S_{\max} = 2.5C_i C_s C_d A \quad (5.3.2)$$

式中:

C_i ——桥梁抗震重要性修正系数, 根据表 3.1.3 取值;

C_s ——场地系数, 水平向场地系数可根据表 5.3.2 取值;

C_d ——阻尼调整系数, 根据第 5.3.4 条的规定确定;

A_h ——水平向设计基本地震动峰值加速度。

表 5.3.2 水平向场地系数 C_s

II 类场地地震动 峰值加速度值	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
≤0.05g	0.72	0.80	1.00	1.30	1.25
0.10g	0.74	0.82	1.00	1.25	1.20
0.15g	0.75	0.83	1.00	1.15	1.10
0.20g	0.76	0.85	1.00	1.00	1.00
0.30g	0.85	0.95	1.00	1.00	0.95
≥0.40g	0.90	1.00	1.00	1.00	0.90

条文说明

关于场地调整系数, 本次修订根据《中国地震动参数区划图》GB 18306-2015 的内容做出了相关调整。

5.3.3 设计加速度反应谱特征周期 T_g 应按工程场地所在位置, 在现行《中国地震动参数区划图》(GB 18306) 上查取, 并根据场地类别进行调整, 水平向分量的特征周期应可按表 5.3.3 取值。

表 5.3.3 水平向设计加速度反应谱特征周期调整表

II 类场地基本地震动加速度 反应谱特征周期分区值	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
0.35	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
0.40	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75

II 类场地基本地震动加速度 反应谱特征周期分区值	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
0.45	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

5.3.4 结构的阻尼比 ξ 为 0.05 时, 阻尼调整系数 C_d 应取 1.0。当结构的阻尼比不等于 0.05 时, 阻尼调整系数 C_d 应按式 (5.3.4) 取值。

$$C_d = 1 + \frac{0.05 - \xi}{0.06 + 1.7\xi} \geq 0.55 \quad (5.3.4)$$

5.3.5 竖向设计加速度反应谱应由水平向设计加速度反应谱乘以竖向/水平向谱比函数 R 确定。 R 的取值应符合下列规定：

1 对于基岩场地：

$$R = 0.6 \quad (5.3.5-1)$$

2 对于土层场地：

$$R = \begin{cases} 1.0 & T < 0.1s \\ 1.0 - 2.5(T - 0.1) & 0.1s \leq T < 0.3s \\ 0.5 & T \geq 0.3s \end{cases} \quad (5.3.5-2)$$

式中：

T —结构自振周期 (s)。

5.4 设计加速度时程

5.4.1 桥址已作地震安全性评价并提供了设计地震动时程的, 进行抗震验算时, 设计地震动时程应取用工程场地地震安全性评价的结果。

5.4.2 未作地震安全性评价的桥梁工程场地, 可根据本规范设计加速度反应谱, 合成与其匹配的设计加速度时程; 也可选用与设定地震震级、距离大体相近的实际地震动加速度记录, 通过调整使其反应谱与本规范设计加速度反应谱匹配, 每个周期值对应的反应谱幅值的相对误差应小于 5 %或绝对误差应小于 0.01g。

5.4.3 设计加速度时程应含有实际强震记录的加速度时程。

5.4.4 设计加速度时程不应少于三组, 且应保证任意两组间同方向时程由式 5.3.3 定义的相关系数 ρ 的绝对值小于 0.1。

$$|\rho| = \left| \frac{\sum_j a_{1j} \cdot a_{2j}}{\sqrt{\sum_j a_{1j}^2} \cdot \sqrt{\sum_j a_{2j}^2}} \right| \quad (5.3.3)$$

条文说明

5.4.2 条和 5.4.4 条规定主要参考了《工程场地地震安全性评价》(GB17741)的有关规定, 鉴于其中有些条文比较概括, 也参考了该规范前两个版本的具体规定。

5.5 地震主动土压力和动水压力

5.4.1 地震主动土压力应按本规范附录 A 规定计算。桥台后填土无黏性时, 地震时作用于桥台台背的主动土压力也可按下列简化公式计算。

1 当判定桥台地表以下没有液化土层或软土层时, 作用于桥台台背的主动土压力可按下式计算:

$$E_{ea} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \left(1 + \frac{3C_i A}{g} \tan \varphi \right) \quad (5.4.1-1)$$

式中:

E_{ea} —地震时作用于台背每延米长度上的主动土压力 (kN/m), 其作用点位于距台底 0.4H 处;

C_i —抗震重要性系数;

γ —台背土的重度 (kN/m³);

φ —台背的内摩擦角 (°);

H—台身高度 (m);

K_A —无地震时作用于台背的主动土压力系数, 按下式计算:

$$K_A = \frac{\cos^2 \varphi}{(1 + \sin \varphi)^2} \quad (5.4.1-2)$$

2 当判定桥台地表以下 10m 内有液化土层或软土层时, 桥台基础应穿过液化土层或软土层; 当液化土层或软土层超过 10m 时, 桥台基础的埋深应达到或超过地表

以下 10m 处。作用于桥台台背的主动土压力可按下式计算：

$$E_{ea} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_A + 2C_i A / g) \quad (5.4.1-3)$$

5.4.2 地震时作用于桥墩上的地震动水压力应分别按下列各式计算：

1 $b/h \leq 2.0$ 时：

$$E_w = 0.15(1 - \frac{b}{4h}) A \xi_h \gamma_w b^2 h / g \quad (5.4.2-1)$$

2 $2.0 < b/h \leq 3.1$ 时：

$$E_w = 0.075 A \xi_h \gamma_w b^2 h / g \quad (5.4.2-2)$$

3 $b/h > 3.1$ 时：

$$E_w = 0.24 A \gamma_w b^2 h / g \quad (5.4.2-3)$$

式中：

E_w —地震时在 $h/2$ 处作用于桥墩的总动水压力 (kN)；

ξ_h —截面形状系数。矩形墩和方形墩，取 1；圆形墩取 0.8；圆端形墩，纵桥向取 0.9~1.0，横桥向取 0.8；

γ_w —水的重力密度 (kN/m³)；

h —从一般冲刷线算起的水深 (m)；

b —与地震作用方向相垂直的桥墩宽度 (m)，可取 $h/2$ 处的截面宽度，对于矩形墩，取长边边长；对于圆形墩，取直径 (m)。

6 桥梁

6.1 一般规定

6.1.1 本章将桥梁工程划分为常规桥梁和特殊桥梁。其中，常规桥梁包含单跨跨径不超过 300 m 的圬工或混凝土拱桥、下部结构为混凝土结构的梁桥；特殊桥梁包含斜拉桥、悬索桥、单跨跨径超过 300 m 的梁桥和拱桥。

6.1.2 桥梁工程可采用多振型反应谱法、时程分析法开展抗震分析。

6.1.3 桥梁抗震应按下列三类方法进行设计：

- 1 1 类，应进行 E1 水准和 E2 水准地震作用下的抗震分析和抗震验算，并应满足本章桥梁分析计算要求以及相关构造和抗震措施的规定；
- 2 2 类，应进行 E1 地震作用下的抗震分析和抗震验算，并应满足相关构造和抗震措施的要求；
- 3 3 类，应满足相关构造和抗震措施的要求，可不进行抗震分析和抗震验算。

表 6.1.1 桥梁抗震设计方法选用

桥梁类别	设计基本地震动峰值加速度					
	0.05g	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g
A 类	1 类	1 类	1 类	1 类	1 类	1 类
B 类	3 类	1 类	1 类	1 类	1 类	1 类
C 类	3 类	1 类	1 类	1 类	1 类	1 类
D 类	3 类	2 类	2 类	2 类	2 类	2 类

6.1.4 公路桥梁的地震作用，应按下列原则考虑：

- 1 一般情况下，公路桥梁可只考虑水平向地震作用，直线桥可分别考虑顺桥向 X 和横桥向 Y 的地震作用。
- 2 A 类桥梁、设计基本地震动参数为 0.40g 地区的桥梁、设计基本地震动参数为 0.30g 且竖向地震作用引起的地震效应很显著的桥梁应同时考虑水平向和竖向地震作用。

条文说明

拱式结构、长悬臂结构、大跨度结构以及其他一些特殊复杂结构对竖向地震作用可能较为敏感，需要考虑竖向地震作用。

6.1.5 采用设计加速度反应谱表征地震作用，在同时考虑三个正交方向（水平向 X、Y 和竖向 Z）的地震作用时，可分别单独计算 X 向地震作用在 i 计算方向上产生的最大效应 E_{ix} 、Y 向地震作用在 i 计算方向上产生的最大效应 E_{iy} 与 Z 向地震作用在 i 计算方向上的最大效应 E_{iz} ，i 计算方向总的设计地震作用效应 E_i 可按式（6.1.4）求取；当采用时程分析法时，应同时输入两个或三个方向分量的一组地震动时程计算地震作用效应。

$$E_i = \sqrt{E_{ix}^2 + E_{iy}^2 + E_{iz}^2} \quad (6.1.4)$$

条文说明

随着桥梁建设水平的不断提升，一些质量、刚度分布不均匀、动力特性复杂的桥梁（如弯桥、大跨度拱桥）被广泛用于公路工程建设中。考虑到结构质量中心和刚度中心的偏差（偏心效应），若仅考虑验算方向的地震作用开展计算，可能低估结构地震状况下的实际响应。故地震作用计算需考虑多向地震作用的分量进行组合，组合方式与地震计算方法选择有关：

采用多振型反应谱法时，由于本质属于弹性计算方法，各向计算相互独立，需独立计算各向地震效应，并开展分量组合以考虑偶然偏心效应。对于各向地震效应，应根据是否考虑竖向地震作用，分别按下式开展计算：

$$S_x = \sqrt{S_{xx}^2 + S_{xy}^2} \text{ 或 } S_x = \sqrt{S_{xx}^2 + S_{xy}^2 + S_{xz}^2}$$

$$S_y = \sqrt{S_{yy}^2 + S_{yx}^2} \text{ 或 } S_y = \sqrt{S_{yy}^2 + S_{yx}^2 + S_{yz}^2}$$

$$S_z = \sqrt{S_{zx}^2 + S_{zy}^2} \text{ 或 } S_z = \sqrt{S_{zx}^2 + S_{zy}^2 + S_{zz}^2}$$

采用时程分析法时，由于时程分析法各分析步计算基于结构的即时状态，各向计算相互耦合，计算时应该同时输入两向或三向的地震动时程，提取计算方向的地震效应结果。

6.1.6 桥梁抗震设计可采用图 6.1.6 的抗震设计流程进行。

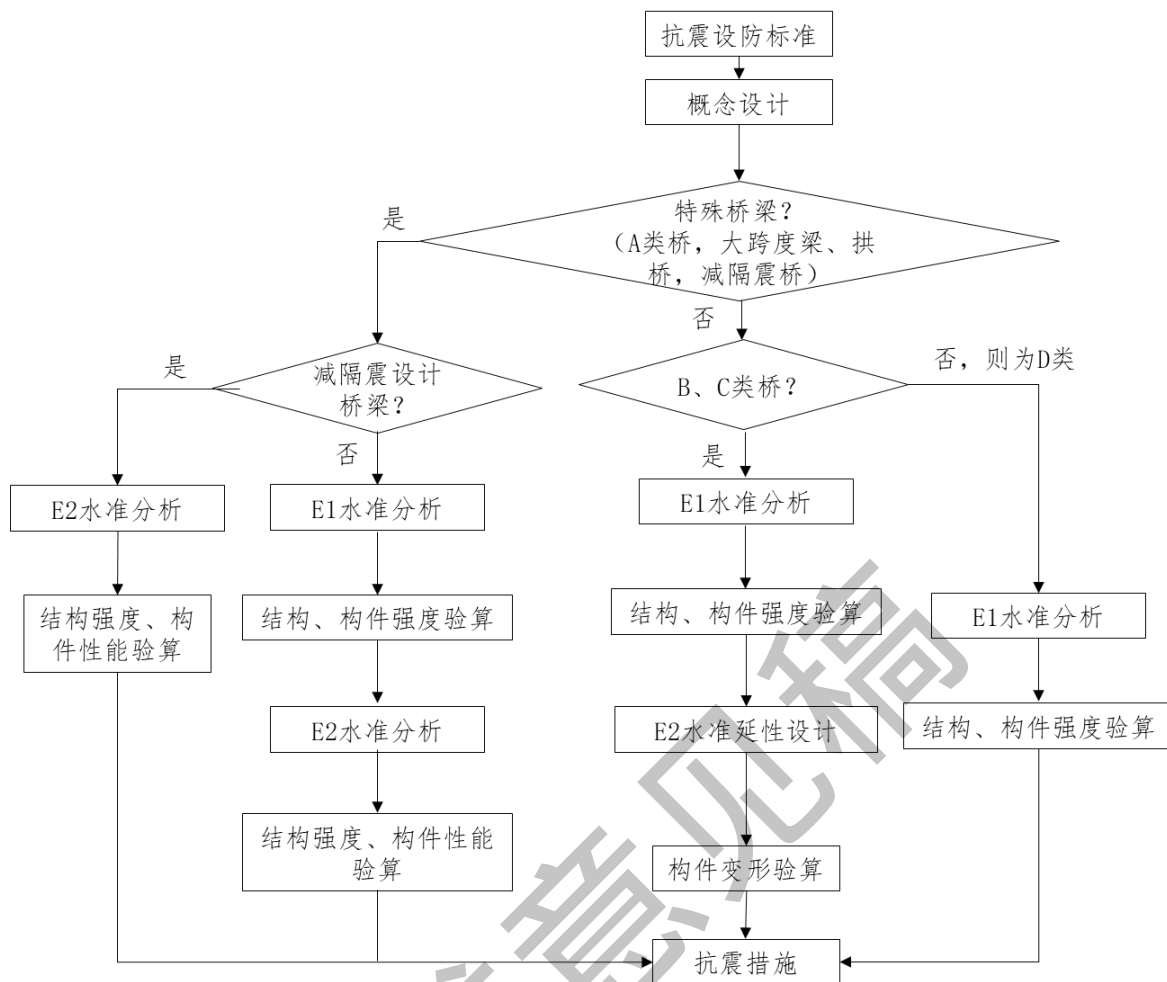


图 6.1.6 桥梁抗震设计流程图

6.2 抗震分析

6.2.1 桥梁结构动力计算模型应采用空间动力计算模型，应正确反映桥梁上部结构、下部结构、支座和地基的刚度、质量分布及阻尼特性。

条文说明

正确地建立桥梁结构的动力空间计算模型是进行桥梁抗震设计的基础。为了正确反映实际桥梁结构的动力特性。要求每个墩柱至少采用三个杆系单元，桥梁支座采用支座连接单元模拟，单元的质量可采用集中质量代表。结构阻尼可采用瑞丽阻尼进行表征。

6.2.2 对于常规桥梁，非规则桥梁应采用时程分析法进行计算，规则桥梁可采用多振型反应谱法计算。其中，规则桥梁的定义可参见表 6.2.2。

表 6.2.2 规则桥梁判据

参数	参数值				
单跨最大跨径	$\leq 90\text{m}$				
墩高	$\leq 30\text{m}$				
单墩计算高度与直径或宽度比	大于 2.5 且小于 10				
跨数	2	3	4	5	6
曲线桥梁圆心角 φ 及半径 R	单跨 $\varphi < 30^\circ$ 且一联累计 $\varphi < 90^\circ$ ，曲梁半径 $\geq 20b$ (b 为桥宽)				
斜桥，斜交角	斜交角大于 15°				
跨与跨间最大跨径比	≤ 3	≤ 2	≤ 2	≤ 1.5	≤ 1.5
轴压比	< 0.3				
跨与跨间桥墩最大水平刚度比	—	≤ 4	≤ 4	≤ 3	≤ 2
支座/构件类型	规则：支座与梁顶铰接、墩梁固接等； 非规则：使用普通板式橡胶支座、减隔震支座等存在相对滑动的支座，或使用减隔震构件的桥梁；				
下部结构类型	桥墩为单柱墩、双柱框架墩、多柱排架墩				
地基条件	不易冲刷、液化和侧向滑移的场地，远离断层				

条文说明

规则桥梁的地震响应以一阶振型为主，因此可以采用本规范规定的各种简化计算公式进行分析。显然，要满足规则桥梁的定义，桥梁结构应在跨数、几何形状、质量分布、刚度分布以及桥梁工程场地的地质条件等方面服从一定的限制。具体来讲，要求桥梁的跨数不应太多，跨径不宜太大（避免轴力过高）：在桥梁纵向和横向上的质量分布、刚度分布以及几何形状都不应有突变，相邻桥墩的刚度差异不应太大，桥墩长细比应处于一定范围：桥梁工程场地的地形、地质没有突变，而且场地不会有发生液化和地基失效的危险等等。对弯桥和斜桥，要求其最大圆心角和斜交角应处于一定范围。对安装有减隔震支座和（或）阻尼器的桥梁，则不属于规则桥梁。为了便于实际操作，此处对规则桥梁给出了一些具体规定。迄今为止，国内还没有

对规则桥梁结构的定义范围作专门研究，这里仅借鉴国外一些桥梁抗震设计规范的规定并结合国内已有的一些研究成果，给出表 6.2.2 的规定。不在此表限定范围内的桥梁，都属于非规则桥梁。

6.2.3 反应谱法包括单振型反应谱法和多振型反应谱法。采用多振型反应谱法计算时，所考虑的振型阶数应保证在计算方向的质量参与系数在 90% 以上。地震作用效应应按下列规定计算：

1 单一方向的地震作用效应（内力、位移），一般可采用平方和开平方根（SRSS）方法，按下式确定

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum S_j^2} \quad (6.2.3-1)$$

式中：

F —结构的地震作用效应；

S_j —结构第 j 阶振型地震作用效应。

2 当结构相邻两阶振型的自振周期 T_i 和 T_j 接近时，即 T_i 和 T_j 之比 ρ_T 满足式（6.2.3-2），地震作用效应。

$$\rho_T = \frac{T_j}{T_i} \geq \frac{0.1}{0.1 + \xi} \quad (6.2.3-2)$$

式中：

ρ_T ——周期比；

T_i 、 T_j ——相邻两阶周期。

$$F = \sqrt{\sum \sum S_i r_{ij} S_j} \quad (6.2.3-3)$$

式中：

r_{ij} ——相关系数，按下式计算

$$r_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\rho_T)\rho_T^{1.5}}{(1-\rho_T^2)^2 + 4\xi^2\rho_T(1+\rho_T)^2} \quad (6.2.3-4)$$

6.2.4 E1 地震作用下，常规桥梁的所有构件抗弯刚度均应按全截面计算。E2 地震作用下，采用等效弹塑性方法进行设计时，延性构件应考虑截面刚度削弱，采用有效

截面抗弯刚度计算；其他构件抗弯刚度仍按全截面刚度计算。

条文说明

E1 地震作用下结构在弹性范围工作，关注的是结构的强度，在此情况下可近似偏于安全地取桥墩的全截面刚度进行抗震分析。因为取全截面刚度计算出的结构周期相对较短、计算出的地震力偏大，对抗震设计来讲是偏安全的。而 E2 地震作用下，容许结构进入弹塑性工作状态，关注的是结构的变形，严格地讲，需要采用弹塑性非线性时程方法进行抗震分析。但弹塑性非线性时程方法计算较为复杂，要用纤维单元模型或塑性铰单元模型反映结构的弹塑性特性，计算代价较高。研究表明，除表 6.2.2 规定的非规则桥梁、A 类桥梁、需要采用非线性时程分析以外，对其他桥梁，也可根据等位移原理和等能量原理采用更为简便的线弹性方法进行抗震分析，如反应谱法或功率谱法，此时建立计算模型时，延性构件应采用有效截面抗弯刚度，以保证不会过低估计结构的变形。

6.2.5 当墩、塔、锚碇基础建在不同土质条件的地基上时，对满足反应谱法应用条件的结构应使用包络反应谱进行计算。采用多振型反应谱法分析时，应根据结构特点考虑足够数量的振型，振型组合可采用完全二次振型组合（CQC）法。

6.2.6 对于地震作用下可能发生土体液化的场地，应分别按非液化、液化两种情况，进行桥梁的地震反应分析，并按最不利情况进行抗震设计。对于土体液化可能引起地面大变形的场地，桥梁抗震设计应进行专题研究。

6.2.7 桥台台身在地震作用下产生的地震惯性力，在进行抗震验算时可简化为静力参与验算。

6.2.8 对于 E2 水准下开展延性设计的桥梁，可将墩柱、系梁作为延性构件设计，将基础、盖梁、支座、梁体和节点作为能力保护构件开展设计。设计弯矩和剪力可按下列要求确定：

1 墩柱的设计剪力值应采用墩柱的极限弯矩所对应的剪力。计算墩柱设计剪力值时，应考虑所有潜在塑性铰位置以确定最大的设计剪力值。

2 盖梁、基础的设计弯矩值和设计剪力值应采用墩柱的极限弯矩（考虑超强系数）所对应的弯矩、剪力值，其中基础剪力值应考虑承台地震惯性力影响。

条文说明

从大量震害和试验结果的观察发现，墩柱的实际极限弯矩要大于其设计承载力这种现象称为墩柱抗弯超强现象（Overstrength）。引起墩柱抗弯超强的原因很多，但最主要的原因是钢筋在屈服后的极限强度比其屈服强度大，而钢筋实际屈服强度又比设计强度大。如果墩柱塑性铰的极限弯矩出现很大的超强，所能承受的地震力超过了能力保护构件，则将导致能力保护构件先失效，预设的塑性铰不能产生，桥梁发生脆性破坏。

为了保证预期出现弯曲塑性铰的构件不发生脆性的破坏模式（如剪切破坏、黏结破坏等），并保证脆性构件和不宜用于耗能的构件（能力保护构件）处于弹性反应范围，在确定它们的弯矩、剪力设计值时，采用墩柱抗弯超强系数来考虑超强现象。各国规范对抗弯超强系数取值的差异较大，对钢筋混凝土结构，欧洲规范（Eurocode 8: Part2, 1998 年）中抗弯超强系数取值为 1.375，美国 AASHTO 规范（2004 年版）取值为 1.25，而《美国加州抗震设计准则》（2000 年版）抗弯超强系数取值为 1.2。同济大学结合我国《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》对超强系数的取值也进行了研究，结果表明：当轴压比大于 0.2 时，超强系数随轴压比的增加而增加，当轴压比小于 0.2 时，超强系数在 1.1~1.3 之间。这里建议取 1.2。

6.2.9 时程分析的最终结果，当采用 3 组设计加速度时程计算时，应取 3 组计算结果的最大值；当采用 7 组设计加速度时程计算时，可取 7 组计算结果的平均值。同时，线性时程法的计算结果不应小于反应谱法计算结果的 80%。

条文说明

因此，时程分析的结果需要与反应谱法相互校核，以保证选取合适的设计地震动时程和阻尼参数。但是反应谱法只能进行线性分析，所以只能在不考虑非线性因素的情况下，通过线性时程分析结果和反应谱法分析结果的对比分析，在保证时程分析结果不小于反应谱法分析结果的 80%的条件下选取合适的设计地震动时程和阻尼参数后，再进行非线性时程分析。

6.3 特殊桥梁分析

6.3.1 对于采用减隔震设计的特殊桥梁，应采用非线性时程分析法进行抗震计算，并可仅对 E2 地震作用下的结构强度、构件性能进行验算。对于非减隔震设计的特殊桥

梁，抗震分析可采用多振型反应谱法、时程分析法，且除应满足本规范要求外，尚应进行专门研究。

条文说明

现有研究表明，对于复杂桥梁结构的地震反应分析，应采用动力时程分析法。动力时程分析法可以精细地考虑桩土相互作用、地震动的空间变化的影响、结构的各种非线性因素（包括几何、材料、边界连接条件非线性）以及分块阻尼等问题。所以，时程分析法一般认为是精细的计算方法，但时程分析的结果，依赖于地震动输入以及抗震分析时阻尼参数的选取，如地震输入选择不好，或者阻尼参数选取不恰当，均可能导致计算结果偏小。

因此，时程分析的结果需要与反应谱法相互校核，以保证选取合适的设计地震动时程和阻尼参数。但是反应谱法只能进行线性分析，所以只能在不考虑非线性因素的情况下，通过线性时程分析结果和反应谱法分析结果的对比分析，在保证时程分析结果不小于反应谱法分析结果的 80%的条件下选取合适的设计地震动时程和阻尼参数后，再进行非线性时程分析。

6.3.2 在 E1 地震作用下，特殊桥梁结构的各个部件不应发生损伤，保持在弹性范围内工作。在 E2 地震作用下，悬索桥主缆不应发生损伤，悬索桥和斜拉桥的主塔、吊杆、斜拉索，拱圈吊杆，梁式桥的主墩，以及桥梁基础和主梁等可发生局部轻微损伤，震后不需修复或经简单修复即可恢复使用。边墩等桥梁结构中比较容易修复的构件，在 E2 地震作用下可按延性构件设计，但宜尽量控制损伤程度，保证震后能够尽快修复。

条文说明

在 E1 地震作用下，桥塔截面和桩基截面要求其在地震作用下的截面弯矩应小于截面使用材料设计值计算出的等效屈服弯矩。在 E2 地震作用下，桥塔截面和桩基截面要求其在地震作用下的截面弯矩应小于截面使用材料标准值计算出的等效屈服弯矩，反映了截面上还是有部分钢筋进入了屈服，研究表明，截面的裂缝宽度可能会超过容许值，但混凝土保护层保持完好，地震后，在结构自重作用下，地震过程中局部开展的裂缝一般可以闭合，满足 E2 地震作用下可发生局部轻微损伤，但基本不影响车辆通行的性能目标要求。

在 E2 地震作用下,边墩等桥梁结构中比较容易修复的构件和引桥桥墩,可按延性构件设计,满足不倒塌的性能目标要求。因为如果要求其抗震性能目标和主墩、主塔等保持一致,按只允许发生局部轻微损伤进行设计,有些情况下可能导致经济代价太大或施工难以实施。但按延性构件设计时宜尽量控制损伤程度,以降低修复难度和修复时间。如设计上不存在困难,其抗震性能目标宜尽量和主墩、主塔等保持一致,即按只允许发生局部轻微损伤进行设计。

6.3.3 采用减隔震设计,可进行 E2 地震作用下的抗震设计和验算。桥梁减隔震设计尚应满足下列要求:

1 正常使用状态下,减隔震支座应具有足够的刚度和屈服强度;

2 主梁与桥台、主梁与主梁、主梁与挡块等相邻上部结构之间应设置满足减隔震支座变形的间隙。

6.3.4 设计基本地震动峰值加速度 $0.20g$ ($0.30g$) 及以上地区的斜拉桥,宜采用漂浮体系,同时采用塔、梁弹性约束或阻尼约束体系以控制梁段位移。

6.3.5 设计基本地震动峰值加速度 $0.20g$ ($0.30g$) 及以上地区的下承式拱桥和中承式拱桥,应设置风撑,并加强端横梁刚度。

条文说明

在强烈地震作用下,为了保证大跨径拱桥不发生侧向失稳破坏,应采取提高拱桥整体性和稳定性的措施。如下承式和中承式拱桥设置风撑,并加强端横梁刚度:上承式拱桥加强拱脚部位的横向联系。

6.3.6 特殊桥梁的抗震分析,应考虑一般冲刷、液化、地面运动的空间变化特征等各种可能的环境影响因素,以及桩土相互作用对桥梁地震响应的影响,进行多工况抗震分析和抗震验算。

条文说明

因地震是小概率的偶然事件,发生地震时,桥梁的具体状况存在多种可能性,如基础可能没有冲刷,也可能处于一般冲刷或最大局部冲刷状态;地震时地基可能出现液化,也可能不出现液化;地震作用本身可能是一致激励,也可能是非一致激励,即存在空间变化。而哪种情况对桥梁结构的地震反应最为不利,事先也是未知的,因此抗震分析需考虑各种可能出现的情况,建立相应的计算模型并确定相应的地震

作用方式和输入界面，进行多工况抗震分析和抗震验算。是否考虑最大局部冲刷计算工况，以及考虑最大局部冲刷时地震作用效应组合系数如何选取，目前研究工作还不够充分，抗震设计时可根据工程的具体情况开展专门研究确定。

6.3.7 地震反应分析时，采用的计算模型必须真实模拟桥梁结构的刚度和质量分布及边界连接条件，并应满足以下要求：

- 1 应建立主桥与相邻引桥孔耦联的空间计算模型。
- 2 墩、塔、拱肋及拱上立柱可采用空间梁单元模拟；斜拉桥拉索、悬索桥主缆和吊杆、拱桥吊杆和系杆可采用空间桁架单元。
- 3 应考虑恒载作用下桥梁结构的几何刚度和拉索垂度效应弹性模量修正的影响。
- 4 非线性时程分析时，支承连接条件应采用能反映支座力学特性的单元模拟。

6.3.8 阻尼比可按下列规定取用：

- 1 混凝土拱桥的阻尼比取为 0.05；
- 2 斜拉桥的阻尼比取为 0.03；
- 3 悬索桥的阻尼比取为 0.02；
- 4 钢拱桥的阻尼比取为 0.03。

6.4 抗震验算

6.4.1 桥梁结构应按式（6.4.1）验算其承载能力极限状态下的地震作用效应组合：

$$\sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} S_{GiK} + \sum_{j=1}^n \gamma_{Qj} S_{QjK} + \gamma_e Q_e \leq R(f) \quad (6.4.1)$$

式中：

S_{GiK} ——第 i 个永久作用效应；

γ_{Gi} ——第 i 个永久作用效应分项系数，取值 1.0；

S_{QjK} ——可能与地震作用同时作用的第 j 个可变作用的一定量级的效应。一般需考虑温度效应；

γ_{Qj} ——第 i 个可变作用效应分项系数。宜考虑温度效应，除沉管隧道外，分项系数取值 0.5；

Q_e ——地震作用效应；

γ_e ——地震作用效应分项系数，取值 1.0；

R ——结构抗力效应函数；

f ——材料特征值。E1 地震作用下，采用设计值；E2 地震作用下，采用标准值；

$R(\)$ ——按现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG 3361）或《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362）的有关规定计算。

6.4.2 E1 地震作用下，应对非隔震桥梁进行构件强度、稳定性验算。

6.4.3 E2 地震作用下，对于采用延性设计的桥梁，应对潜在塑性铰区进行塑性转动能力校核，并对盖梁、基础、支座等能力保护构件进行强度验算。对于减隔震设计的桥梁，应对桥梁进行结构强度验算，并对支座（含橡胶支座、减隔震支座）、减隔震构件等装置进行位移校核。

6.5 抗震措施

6.5.1 上部结构连续的桥梁，各桥墩高度宜相近。相邻桥墩高度相差较大时，宜采取不同的桥墩断面构造、下挖地面等措施调整桥墩的抗推刚度。

6.5.2 在刚度较大的桥墩处可设置能协调结构在地震作用下变形的设施，保证结构的抗震性能。

6.5.3 相邻上部结构之间宜在桥台、桥墩等处设置适当的间隙，满足地震作用下的需要，并应满足正常使用条件下车辆运行和结构养护的要求。

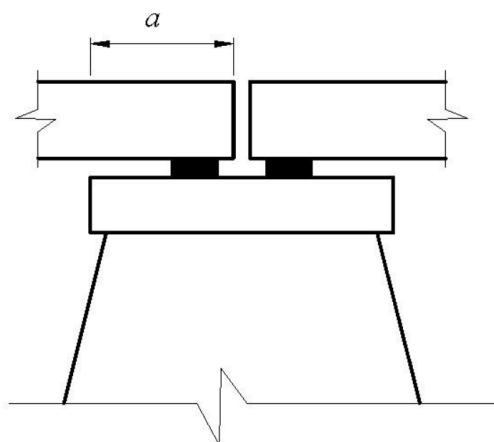
6.5.4 装配式结构宜采取加强结构横向连接等提高结构整体性的构造措施。在伸缩缝处宜采取加大支撑距离、设置限位装置和连梁装置等防落梁措施。

6.5.5 设计基本地震动峰值加速度大于或等于 0.10g 的地区，不应采用独柱式结构。双柱式或多柱式桥墩应加强横向连接。

6.5.6 抗震措施为一级的桥梁，还应采取下列措施：

1 简支梁桥和连续梁桥上部结构梁端至墩、台帽或盖梁边缘应有一定的距离(图 6.5.6)。其最小值 a (cm) 应按式 (6.5.6) 计算，且不应小于 $(0.7+0.005 l)$ m。

$$a \geq 50 + 0.1L + 0.8H + 0.5L_k \quad (6.5.6-1)$$

图 6.5.6 梁端至墩、台帽或盖梁边缘的最小距离 a

式中：

L ——一联上部结构的总长度（m）；

H ——支承一联上部结构桥墩的平均高度（m），桥台的高度取值为 0；

L_k ——一联上部结构的最大单孔跨径（m）。

2 防落梁装置是防止纵向落梁发生的最终安全装置，应不影响支座的移动、转动及日常维护，能适应横桥向相对移动，宜对地震冲击力有一定的缓冲耗能作用。

3 防落梁装置设计，应满足：

防落梁装置的设计地震力 H_F 应按式（6.5.6-2）计算。

$$H_F \leq 1.5R_d \quad (6.5.6-2)$$

式中： H_F ——防落梁装置的设计地震力；

R_d ——恒载反力。

防落梁装置的设计位移量 D_F 应按式（6.5.6-3）计算。

$$D_F \leq aC_F \quad (6.5.6-3)$$

式中： D_F ——防落梁装置的设计位移量；

C_F ——防落梁装置的设计变位系数，标准值取 0.75。

a ——梁体搭接长度。

4 近断层区域，防落梁装置应进行专门设计。

5 梁式桥宜设置防落梁装置，宜设置在梁体与梁体之间、梁体与桥墩或者桥台之间，宜采用有一定缓冲耗能功能的拉索式结构，应构造简单、性能稳定、技术可靠、

更换容易，并应进行定期的监测和维护。

5 梁式桥横桥向应设置挡块，可采用整体式混凝土挡块、滑移式混凝土挡块和装配式钢挡块等。

6 挡块与主梁间预留不少于 10cm 间隙，并在靠近主梁侧的挡块上加装橡胶垫或其他弹性衬垫。

7 挡块达到设计抗震承载力时，应使对应位置的桥梁基础保持弹性。

条文说明

震害调研表明，部分中小跨径桥梁发生落梁，对震后路网保通、抗震救灾造成阻碍，本次修订参考日本《道路桥示方书·同解说·Ⅴ耐震设计篇》，对防落梁措施承载力进行了规定。

对于挡块合理间隙设置，编写组针对不同桥宽、墩高、地震动参数、场地类型下的标准跨径桥梁进行了计算研究。结果表明，对于 40 m 及以下桥墩，10cm 间隙值可保障主梁与挡块之间不发生碰撞，可以满足两水准地震下的设防要求。但考虑到超设防水准地震发生时，为限制主梁过大移位的同时避免下部结构遭受损伤，挡块的设计不应使下部结构超出设防目标。

6.5.7 抗震措施为二级的桥梁，除应满足一级措施要求外，还应采取下列措施：

1 应适当加强桥台背墙，并宜在梁与梁之间和梁与桥台背墙之间加强橡胶垫或其他弹性衬垫。

2 梁式桥上部结构梁端与梁端之间、梁端与桥台之间应有一定的距离。其最小值 b (m) 应按式 (6.5.7) 计算。

$$b=U_G+0.15 \quad (6.5.7)$$

式中：

U_G ——E2 地震作用下，梁端与梁端之间、梁端与桥台之间的最大相对位移量。

3 连续梁和桥面连续的简支梁（板）桥，应采取防止横向产生较大位移的措施。

4 小桥宜采取在两桥台基础之间设置支撑或采用浆砌片（块）石满铺河床等措施。

6.5.8 抗震措施为三级的桥梁，除应满足二级措施要求外，还应采取下列措施：

1 连续梁桥宜采取措施，使上部结构所产生的水平地震作用能由各个墩、台共同承担。桥台宜采用整体性强的结构形式。

2 连续曲梁的边墩和上部结构之间应采取锚栓或其他可靠的措施,防止边墩与梁脱离。

3 混凝土墩(台)的墩(台)帽与墩(台)身连接处、墩(台)身与基础连接处、截面突变处应采取提高抗剪能力的措施。

4 混凝土墩、台和拱圈的最低砂浆轻度等级或混凝土强度等级,应按要求提高一级采用。

5 桥梁下部为钢筋混凝土结构时,其混凝土强度等级不应低于 C30。

6 基础宜置于基岩或坚硬土层上,底面宜采用平面形式。基岩上的基础,在满足抗震要求的前提下,也可采取阶梯形式。

6.5.9 抗震措施为四级的桥梁,除应满足三级措施要求外,还应采取下列措施:

1 应加强梁桥各片梁间的横向连接,保证上部结构的整体性。当采用桁架体系时,应采取结构措施,保证其横向稳定性。

2 梁桥活动支座应采取限制其竖向位移的措施。

3 混凝土或钢筋混凝土无铰拱,宜在拱脚上、下缘配置或增加适当的钢筋,钢筋伸入墩(台)拱座内的长度不应小于钢筋锚固长度。

4 拱桥墩、台上的拱座,混凝土强度等级不应低于 C30,并应配置钢筋。

5 桥梁墩、台采用多排桩基础时,宜设置部分斜桩。

7 隧道

7.1 一般规定

7.1.1 隧址宜绕避抗震不利地段和危险地段，难以绕避时，应以最短距离穿越抗震不利地段和危险地段。

7.1.2 公路隧道应将洞门、明洞及洞口浅埋段、断层破碎带段、软硬地层变化段、结构形式变化段等易产生震害的地段作为抗震设防段进行抗震设计。

7.1.3 隧道洞口不宜设在岩堆、滑坡体、泥石流沟、崩塌、危岩落石等不良地质及排水困难的沟谷低洼处或不稳定的悬崖陡壁下。

7.1.4 隧道结构应根据抗震设防类别、基本地震动峰值加速度和地形地质情况，合理选择隧道形式和抗震措施。

7.1.5 隧道结构抗震应根据隧道的工程规模、重要程度、周围环境、地形地质条件、结构形式及输入地震动参数类型等选取静力法、反应位移法或时程分析法等进行计算和验算。

7.2 抗震分析

7.2.1 隧道抗震应按下列三类方法进行设计：

- 1 1类：应进行 E1 地震作用和 E2 地震作用下的抗震分析和抗震验算，并应满足抗震措施要求；
- 2 2类：应进行 E1 地震作用下的抗震分析和抗震验算，并应满足抗震措施要求；
- 3 3类：应满足抗震措施要求，可不进行抗震分析和抗震验算。

7.2.2 根据隧道抗震设防分类及抗震设防水平，隧道抗震设计方法宜按表 7.2.2 选用。

表 7.2.2 隧道抗震设计方法表

抗震设防类别	设防水平			
	VI	VII	VIII	IX

	0.05g	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g
A 类	2 类	1 类	1 类	1 类	1 类	1 类
B 类	3 类	3 类	2 类	2 类	1 类	1 类
C 类	3 类	3 类	3 类	2 类	2 类	1 类
D 类	3 类	3 类	3 类	3 类	2 类	2 类

7.2.3 隧道进行横向、纵向和三维模型抗震计算时，应遵循下列原则：

- 1 对隧道横向进行抗震计算，应根据地层条件和结构特征选取有代表性的隧道横断面。
- 2 对复杂地形地质条件下的隧道，如地形与地质条件变化显著的区段、穿越断层破碎带、软硬岩层交界地带隧道等宜进行纵向抗震计算；盾构和沉管隧道应进行纵向抗震计算。
- 3 大跨、重要、特殊隧道结构，或地形、地质条件变化较大的局部区段，以及结构形式变化较大、空间效应显著的隧道结构宜采用三维模型计算。

7.2.4 隧道结构的地震作用应符合下列规定：

- 1 应考虑沿结构横断面方向的水平地震作用。
- 2 设计基本地震动峰值加速度为 0.20g 及以上地区的隧道和单洞四车道及以上的大跨度隧道，宜同时考虑沿横断面方向的水平向和竖直向的地震作用。
- 3 盾构隧道、沉管隧道和明挖隧道应同时考虑沿横断面方向和沿结构纵向的水平地震作用。

7.2.5 钻爆法隧道应根据结构类型、抗震设防类别与目标、性能要求、地质条件、埋深等因素进行抗震设计，并应符合下列规定：

- 1 结构形式简单和位于均质地层的横向抗震设计宜采用静力法或横向反应位移法，隧道地质条件或结构形式复杂的横向抗震设计宜采用时程分析法。
- 2 洞口段、穿越软硬突变等非均匀地层的隧道段，宜采用时程分析法进行纵向抗震计算。
- 3 隧道洞门、洞口段、主洞与辅助通道连接处等部位宜进行三维时程分析法计算。

7.2.6 棚洞等特殊结构隧道应根据结构形式和传力途径分别对结构整体及构件进行

抗震设计。

7.2.7 盾构隧道应根据隧道设防类别、设防标准、设计地震动参数和实际工程地质条件进行抗震分析，并应符合下列规定：

1 盾构隧道横向抗震计算宜采用横向反应位移法或时程分析法；纵向抗震计算时，一般区段宜采用纵向反应位移法，穿越复杂地形、地质段宜采用纵向广义反应位移法或时程分析法；结构形式变化较大、空间效应显著的连接部位，宜采用时程分析法进行三维抗震计算。

2 盾构隧道横向抗震计算可采用横向等效刚度梁模型或梁-弹簧模型；纵向抗震计算可采用纵向等效刚度梁模型或梁-弹簧模型；施作了二次衬砌的盾构隧道，二次衬砌和管片环之间的相互作用可采用弹簧单元模拟。

7.2.8 沉管隧道应依据工程场地地震安全性评价报告，选用合适的抗震计算方法开展横向与纵向、整体与局部的抗震分析，必要时开展振动台试验进行验证，并应符合下列规定：

1 管节横断面、地基与基础计算宜采用二维模型，纵向抗震计算宜采用二维或三维模型，整体和局部计算宜采用三维模型。

2 沉管隧道结构安全性及周围地层稳定性的地震反应计算，宜采用静力法、反应位移法或动力时程分析法；沉管隧道纵向地震反应计算宜采用动力时程分析法；通风塔结构稳定性以及地基基础的承载能力与变形特性计算，宜采用反应位移法。

7.2.9 明挖隧道应根据抗震设防类别、设防标准及性能要求，并结合工程环境、地质条件等因素进行抗震分析，并应满足下列要求：

1 土质地层中断面抗震计算宜采用静力法或者反应位移法计算；地质条件或结构形式复杂时，宜采用时程分析法；隧道纵向地层条件变化较大时，宜采用纵向反应位移法或时程分析法进行纵向抗震计算。

2 周围地层分布均匀、断面形状标准、规则且无突变的明挖结构，宜按平面应变问题分析；隧道断面形状变化较大或隧道与相邻建、构筑物构成整体时，宜采用三维场地分析。

7.3 抗震验算

7.3.1 应根据钻爆隧道、盾构隧道、沉管隧道和明挖隧道的结构特点及其性能要求，进行强度、变形或稳定性验算，并应符合下列规定：

- 1 性能要求 1 应进行 E1 地震作用下的强度验算。
- 2 性能要求 2 和性能要求 3 应进行 E2 地震作用下的强度验算和变形验算。
- 3 强度验算可选择综合安全系数法或分项安全系数法进行，性能要求 3 的强度验算宜采用分项安全系数法。
- 4 洞门和明洞结构还应进行基底应力及地基承载力、抗滑和抗倾覆稳定性验算。A 类、B 类和 C 类隧道的抗滑和抗倾覆稳定性验算应采用 E2 地震作用，D 类隧道的抗滑和抗倾覆稳定性验算应采用 E1 地震作用。

7.3.2 钻爆法隧道应重点对洞门、明洞及洞口浅埋段、断层破碎带段、软硬地层变化段、结构形式变化段等进行抗震验算，并按表 7.3.2 规定执行。

表 7.3.2 隧道抗震验算范围

验算对象			地震烈度		
			VII度	VIII度	IX度
洞门墙及洞口挡土墙			不验算	验算	验算
断层破碎带段、软硬地层变化段、软弱围岩段衬砌	A 类	—	验算	验算	验算
	B 类	两车道	不验算	验算	验算
		三车道及以上	验算	验算	验算
	C 类	—	不验算	验算	验算
明洞及洞口	—	单车道、双车道	不验算	验算	验算
浅埋段衬砌	—	三车道及以上	验算	验算	验算

注：围岩分级应按《公路隧道设计规范》（JTGD70）的规定执行。

7.3.3 盾构隧道应对管片结构、接头构造、横通道连接处、盾构工作井或通风井连接处进行强度和变形验算。设有二次衬砌的盾构隧道，应验算二次衬砌的强度和变形。应对穿越液化地层的隧道进行抗浮稳定性验算。

7.3.4 沉管隧道管节应对结构强度、横向抗滑移、管节变形行抗震验算。沉管隧道应对基础的液化趋势、沉陷性等进行抗震验算。管节接头应进行接头张合量、最大相对位移和最大相对转角验算。

7.3.5 明挖隧道应验算结构的强度、变形和稳定性。处于液化地基中时，应验算地层液化时明挖隧道的抗浮稳定性。

7.3.6 隧道在液化地层中穿越时，应按式（7.3.6-1）和式（7.3.6-2）验算道结构的抗浮稳定性。

$$\frac{W_s + W_a + F_z}{F_f} \geq K_f \quad (7.3.6-1)$$

$$F_f = \gamma_b \gamma_w V \quad (7.3.6-2)$$

式中：

W_s —隧道结构自重标准值（kN）；

W_a —隧道上覆土层有效压重标准值（kN）；

F_z —地层侧摩阻力标准值（kN）；

K_f —抗浮安全系数；

F_f —浮力标准值（kN）。对于隧道抗震性能 1 时，抗浮安全系数不宜小于 1.15；对于抗震性能 2 时，抗浮安全系数不宜小于 1.10；对于抗震性能 3 时，抗浮安全系数不宜小于 1.05；

γ_b —浮力作用分项系数，取 1.0；

γ_w —液化土重度标准值（kN/m³）；

V —处于液化土层中的隧道结构体积（m³）。

注：液化土层对衬砌结构的摩阻力，宜根据由实测液化强度比确定的液化影响折减系数算得，浮力应按液化后土体的重度计算。

7.4 抗震措施

7.4.1 隧道应通过抗震验算确定材料种类和强度等级。盾构隧道管片混凝土强度等级应不小于 C50，沉管隧道管节混凝土强度等级应不小于 C35，钻爆隧道抗震设防段的衬砌结构混凝土强度等级不宜超过 C60。

7.4.2 隧道工程场地范围内有活动断层或发震断层时，应对断层错动的工程影响进行评价，并应符合下列要求。

1 隧道轴向不宜近距离平行主活动断裂，设计基本动峰值加速度大于或等于 0.20g 和 0.40g 的地区，隧道距离主断裂的距离宜分别大于 300m 和 500m，并布设在断裂带的下盘内。

2 当隧道必须穿越活动断层带时，可布设在断裂带较窄的部位，且应对断裂带的错动速率及错动量等进行专题论证，采取扩大内轮廓、设置防震缝或减震层等措施。

7.4.3 隧道洞口和洞门抗震措施应符合下列规定：

1 应采取控制路堑边坡和仰坡的开挖高度、锚网喷、框架长锚杆、锚索、框架锚索等措施进行边坡防护。

2 洞口地形较陡或边仰坡欠稳定存在落石风险，宜采取接长明洞、明洞洞顶缓冲层、主动或被动防护网等措施。

3 设计基本动峰值加速度大于或等于 0.20g 的地区，隧道洞门端墙与衬砌环框间、端墙与洞口挡土墙或翼墙间的施工接缝处，应采取加设短钢筋或设置榫头等抗震连接措施。

7.4.4 钻爆隧道抗震措施应符合下列规定：

1 钻爆隧道洞口浅埋段设防长度应根据埋深因素确定，位于断层破碎带段、软硬地层变化段、结构形式变化段设防范围应往较好围岩或正常结构段延伸，延伸段长度可根据地震反应计算确定，两车道及以下跨度的隧道宜延伸 5~10m，三车道隧道及以上跨度的隧道宜延伸 10~20m。

2 隧道抗震设防段应采用复合式衬砌，混凝土强度等级应根据抗震设防类别、围岩级别与抗震措施等级等因素适当提高。

3 隧道穿越发震断层或抗震措施等级大于或等于三级，抗震设防段建筑限界和内轮廓应保持一定间距以满足结构变形与加固需要。

4 隧道抗震设防段衬砌应设置防震缝，防震缝宜结合沉降缝、伸缩缝共同设置。

5 宜避免与桥梁直接相连，采取措施减小浅埋、偏压段的长度。

6 连拱隧道宜选择符合式中墙形式，并采取措施增强其抗震稳定性。

7 棚式明洞宜采用整体式结构和防止落梁的措施。采用装配式结构时应采取加强结构连接等提高整体性的构造措施。

8 悬臂式棚洞不宜用于设计基本动峰值加速度大于 $0.20g$ 的地区。

7.4.5 盾构隧道抗震措施应符合下列规定：

1 应采取提高盾构隧道自身抗震性能的措施。

2 宜采取减少地层传递至隧道结构地震能量的减震措施。

3 可采用直螺栓或加长接头螺栓长度的措施。

4 可在管片连接处设置适应大变形止水带或止水垫圈，纵向接头螺栓配置弹性垫圈等措施。

5 可在盾构隧道与地层之间设置隔震层。

6 可对穿越液化场地隧道局部或全长设置二次衬砌。

7.4.6 沉管隧道抗震措施应符合下列规定：

1 应采取提高接头构造特性和止水带密水特性的措施。

2 宜采取提高沉管结构混凝土的强度等级、增加截面钢筋配置率、增设剪力销等措施，以提高关节结构的抗挤压、错动和扭转的能力。

3 应采取换填、桩基等方式进行地基处理。

4 位于软基的沉管隧道应选用柔性接头，位于硬质地基的沉管隧道可选用刚性或半刚性接头。

7.4.7 明挖隧道抗震措施应符合下列规定：

1 明挖隧道主体部分宜采用现浇结构；采用装配式结构时，应使其与周围结构构件有可靠的联结。

2 明挖隧道结构构造措施应满足《混凝土结构设计规范》（GB 50010）的抗震规定。

3 明挖隧道结构穿过地震时岸坡可能滑动的古河道，或可能发生明显不均匀沉降的地基时，应采取更换软弱土或设置桩基础等措施。

4 明挖隧道应避免穿越可能发生液化的地层，当绕避不开时，应采取注浆加固和换土等措施处理土层。

征求意见稿

8 挡土墙

8.1 一般规定

8.1.1 设计基本地震动峰值加速度大于或等于 0.20g 的地区不宜采用加筋土挡土墙。

条文说明

对加筋土挡土墙，由于加筋土挡土墙是由填土、拉筋、面板三者的结合体，在这个结构整体中起控制作用的是土体与拉筋间的摩擦力（摩擦系数），一旦由于外界因素使土体与拉筋间的摩擦力（摩擦系数）发生改变，填土、拉筋、面板三者的平衡体将变为不平衡体，加筋土挡土墙即破坏。在地震时，特别是在高烈度区，在竖向和水平地震动加速度影响下，土体与拉筋由静力状态变为动力（振动）状态，土体与拉筋间的摩擦力（摩擦系数）在随振动影响而相应改变，一旦摩擦力减小（如竖向地震作用），三者失去平衡而造成破坏。为此，在未做重点研究的前提下，在地震动峰值加速度大于或等于 0.20 的地区，不宜采用加筋土挡土墙。

8.1.2 挡土墙范围内有发震断裂，且按本规范第 3.6.11 条规定，需考虑发震断裂的错动对挡土墙的影响，应有限采取避开措施。

8.1.3 高速公路和一级公路上的挡土墙距离主断裂边缘不宜小于 100m；无法满足时，应采取降低挡土墙高度、采用整体浇筑的重力式混凝土挡土墙、设置合理有效的伸缩缝和沉降缝等措施，并应设置完善的排水系统。

8.1.4 设计基本地震动峰值加速度大于或等于 0.10g 地区的挡土墙，宜按地震动峰值加速度进行弹性抗震设计计算，并宜采取相关抗震措施。设计基本地震动峰值加速度为 0.05g 地区的挡土墙，宜采取抗震构造措施，可不进行抗震计算。

8.2 抗震验算

8.2.1 挡土墙应按表 8.2.1 规定的范围和要求验算其抗震强度和稳定性。

表 8.2.1 挡土墙抗震强度和稳定性验算范围

地基类型	设计基本地震动峰值加速度
------	--------------

		高速公路、一级公路、二级公路			三级公路、四级公路	
		0.01g (0.15g)	0.20g (0.30g)	0.40g	<0.40g	0.40g
岩石、非液化土 及非软土地基	非浸水	不验算	$H > 4$ 验算	验算	不验算	验算
	浸水	不验算	验算	验算	不验算	验算
液化土及软土地基		验算	验算	验算	不验算	验算

注：H 为挡土墙墙趾至墙顶的高度（m）。

条文说明

本条对挡土墙验算做出了规定，包括抗震强度和稳定性的验算两部分。强度验算采用分项安全系数的极限状态法。稳定性验算又包括抗滑移稳定性和抗倾覆稳定性验算两项内容，前者指在地震作用下挡土墙是否会沿基底面产生整体滑动，后者指挡土墙是否会向一侧倾倒（横剖面上绕基底某一点转动）。

8.2.2 公路挡土墙可采用静力法验算挡土墙体抗震强度和稳定性。设计基本地震动峰值加速度大于或等于 0.10g 地区的高速公路、一级公路上的挡土墙，高度超过 20m，且地基处于抗震危险地段的，应作专门研究。

条文说明

本条规定挡土墙强度和稳定性的验算采用静力法，是鉴于地震作用下挡土墙与填土、地基间的动力相互作用相当复杂，目前还没有一个公认成熟的动力计算方法这样一个实际状况决定的，有简单、方便的优点，也是国内外抗震设计规范中均采用方法。

对于抗震设防烈度为 7 度及以上地区的高速、一级公路上的挡土墙，其高度超过 20m，且地基处于抗震危险地段的，应结合岩土稳定性评价对挡土墙进行动力分析，综合判断其抗震安全性。“应结合岩土稳定性评价”，是指要考虑挡土墙没有发生相对地基的滑移或倾覆，却随更大范围的土体产生明显运动失去稳定性的问题。震害经验表明，在有地基土层液化的情况下，常有可能导致这种破坏。抗震验算中，还要考虑沿液化土层产生滑移、因液化土层沉降挡土墙产生倾覆的危险性。由于动力分析不一定能完全描述地震作用下的真实过程，才强调了需要“综合判断”。此处提到的挡土墙动力分析有限元法是指考虑挡土墙-填土-地基动力相互作用的有限元分析方法。

8.2.3 按静力法验算时，挡土墙第 i 截面以上墙身重心处的水平地震作用可按式

(8.2.3-1)、式(8.2.3-2)计算:

$$E_{ih} = C_i C_z A_h \Psi_i G_i \quad (8.2.3-1)$$

式中:

E_{ih} ——第 i 截面以上墙身重心处的水平地震作用标准值 (kN);

C_i ——抗震重要性修正系数, 应按表 3.2.2 采用;

C_z ——综合影响系数, 重力式挡土墙取 0.25, 轻型挡土墙取 0.3;

A_h ——水平向设计基本地震动峰值加速度;

G_i ——第 i 截面以上墙身圬工的重力 (kN);

Ψ_i ——水平地震作用沿墙高的分布系数, 按式(8.2.3-2)计算取值:

$$\Psi_i = \begin{cases} \frac{1}{3} \frac{h_i}{H} + 1.0 & 0 \leq h_i \leq 0.6H \\ \frac{3}{2} \frac{h_i}{H} + 0.3 & 0.6H \leq h_i \leq H \end{cases} \quad (8.2.3-2)$$

式中, h_i 为挡土墙墙趾至第 i 截面的高度。

条文说明

本条规定的水平地震作用沿墙高的分布系数 Ψ_i 是上版修编中一个专题研究的结果。《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004—89) 中分布系数 Ψ_i 是基于国内外挡土墙和土坝的震害经验和少量试验确定的。试验依据主要是 1980 年四川省建筑科学研究所完成的模拟地震作用试验, 结构为重力式挡土墙, 墙高 6m, 结果表 8-1 所示。

表 8-1 重力式挡土墙模拟地震作用试验结果

试验组	测量 加速度 部位	第一次		第二次		第三次		第四次	
		加速 度(g)	墙顶与 台面比	加速 度(g)	墙顶与 台面比	加速度 (g)	墙顶与 台面比	加速度 (g)	墙顶 与台 面比
一组	台面	0.162	1.65	0.156	1.52	--	--	--	--
	墙顶	0.260		0.239		--		--	
二组	台面	0.152	1.93	0.242	1.69	0.250	1.75	0.323	1.46
	墙顶	0.293		0.410		0.437		0.473	

试验组	测量 加速度 部位	第一次		第二次		第三次		第四次	
		加速 度(g)	墙顶与 台面比	加速 度(g)	墙顶与 台面比	加速度 (g)	墙顶与 台面比	加速度 (g)	墙顶 与台 面比
三组	台面	0.152	1.78	0.242	1.61	0.264	1.65	0.359	1.37
	墙顶	0.271		0.389		0.436		0.493	

鉴于当时挡土墙动力特性试验研究甚少，又缺乏强震观测资料，以高度 12m 为界限分为高墙和低墙，低墙不考虑沿高度的放大，高墙的水平地震荷载沿墙高的分布系数从墙趾至墙顶线性增加，自 1.0 增至 2.0。从上表中的数值可见，实际上 6m 高的挡土墙已经有 1.4~1.9 倍的放大了。

此次修编中，为了解各种高度挡土墙的水平地震荷载沿墙高的分布系数，决定设一个专题，通过数值模拟揭示和验证。采用波动有限元结合多次透射人工边界条件，计算了 6 个不同高度（7、9、12、15、20、25m）挡土墙—填土—地基体系在 18 条地震波（分别对应地震烈度 VI、VII、VIII、IX 度）输入下的地震反应，用等效线性化方法描述土体的非线性。计算结果显示，挡土墙地震反应加速度峰值沿高度分布比较复杂，归纳出总的变化趋势是：从挡土墙底部开始，加速度峰值并不马上随高度的增加而增大，直至高度达到挡墙总高度的 1/2~2/3 处才开始比较迅速的增加，至顶部达到最大值，约为底部的 1.2~2.0 倍。图 8-1a)显示了 6 个挡土墙加速度反应峰值沿墙高分布系数曲线的平均值（虚线）和最大值。在详细分析挡土墙沿墙高分布系数曲线的两个关键特征，迅速放大开始的相对高度和墙顶的放大系数（放大系数的最大值）的数值范围，平均值和最大值的基础上，以计算得到的 108 条沿墙高分布曲线为基础，进一步从风险统计的角度选定了水平地震荷载沿墙高分布系数的方案。从左下图中可以看出，所选定的沿墙高分布系数（三角形符号连成的曲线）刚好在平均值的最大值和最大值的平均值之间。风险分析表明据此拟定的水平地震荷载沿墙高分布系数表达式是有 90%不超过的安全保障。

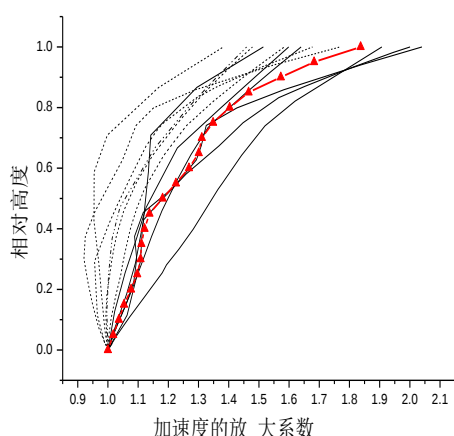


图 8-1a)

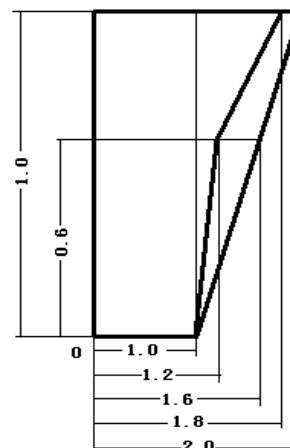


图 8-1b)

图 8-1 挡土墙加速度反应峰值沿墙高分布系数曲线的平均值（虚线）和最大值

图 8-1b) 展示了本条规定的水平地震荷载沿墙高分布系数（右侧第二条折线）与原《公路工程抗震设计规范》（JTJ 004—89）中分布系数（右侧第一条直线）的比较，从中可以清楚地看出，本次修编使系数的数值有一定程度地减小。

8.2.4 位于斜坡上的挡土墙，作用于其重心处的水平向总地震作用可按式（8.2.4）计算：

$$\text{岩基: } E_h = 0.30C_i K_h W / g \quad (8.2.4-1)$$

$$\text{土基: } E_h = 0.35C_i K_h W / g \quad E_h = 0.35C_i K_h W / g \quad (8.2.4-2)$$

式中：

E_h —作用于挡土墙重心处的水平向总地震作用标准值（kN）；

W —挡土墙的总重力（kN）。

条文说明

本条主要考虑局部地形条件影响，从国内几次大地震的宏观调查资料来看，岩质地形与非岩质地形不同。在云南通海地震的大量宏观调查中，对于岩石地基的高度仅数十米的条状突出的山脊和高耸孤立的山岳，由于鞭鞘效应明显，振动有所加大，烈度有增高趋势。其总的趋势如下：(1) 高突地形距离基准面的高度愈大，高处的反应愈强烈；(2) 离陡坎和边坡顶部边缘的距离愈大，反应相对减少；(3) 从岩石土质构成方面来看，同样的地形，土质结构的反应比岩质结构大；(4) 高突地形顶面

愈开阔，远离边缘中心部位的反应明显减少；(5) 边缘愈陡，其顶部的放大效应相应加大。

8.2.5 路肩挡土墙的地震主动土压力可按式 (8.2.5) 计算，其他挡土墙地震主动土压力可按附录 A 规定计算。

$$E_{ea} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a (1 + 0.75 C_i K_h \tan \phi) \quad (8.2.5-1)$$

式中：

E_{ea} ——地震时作用于挡土墙背每延米长度上的主动土压力 (kN/m)，其作用点为距挡土墙底 0.4H 处；

γ ——土的重力密度 (kN/m³)；

H ——挡土墙身高度 (m)；

K_a ——非地震作用下挡土墙背的主动土压力系数，可按下式计算：

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi}{(1 + \sin \phi)^2} \quad (8.2.5-2)$$

ϕ ——挡土墙背土的内摩擦角 (°)。

条文说明

在原《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004—89) 中，地震土压力的计算依据 1924 年日本学者物部-冈部的计算式 (简称 M-O 公式) 简化规定的。M-O 公式是在填土无黏性的假定下推导得出的，工程实践中，挡墙填土往往会有一定黏聚性。在这个专题研究中，参照经典广义库仑土压力理论的推导，极限平衡中考虑了滑楔体的重力、滑裂面上的黏聚力、墙与土体接触面上的黏着力、滑裂面上的反力和挡土墙的反作用力及滑裂楔体上的均布荷载等，采用与 M-O 公式推导相同的思路将挡土墙和挡土墙背面填土体逆时针旋转 (在推导地震被动土压力时顺时针旋转) 一个角度 (规范中称为地震角) 整理、推导了黏性填土地震主动土压力和被动土压力的计算表达式。这两个计算公式统一了砂性土与黏性土地震土压力的计算公式，比 M-O 公式更一般。在 $c = k = 0$ 时，即无黏性填土，蜕变为常用 M-O 公式；若不考虑地震作用，取 $\theta = 0$ ，即为著名的库仑土压力公式；取 $\alpha = \beta = \delta = 0$ 、 $k=0$ 时，为朗肯公式。从

推导得出的公式可以看出,考虑土的黏性,地震主动土压力比 M-O 公式计算的要小些,地震被动土压力比 M-O 公式计算的要大些。

现在简化后公式的形式上与现行水运工程抗震设计规范采用的黏性土地震土压力的计算式是一致的。为了论证附录中规定的简化算式的可靠性和可行性,结合四个挡土墙的具体例子,分别与现行公路工程抗震设计规范(M-O 公式)和《水运工程抗震设计规范》相应土地震土压力计算式的结果进行了对比,如表 9-2 所示。

表 8-2 地震土压力计算比较结果

序号	黏性土地震主动土压力			黏性土地震被动土压力		
	M-O 公式	水运规范	附录 B	M-O 公式	水运规范	附录 B
1	245.32	151.31	144.63	504.81	664.47	641.53
2	137.27	61.81	61.91	379.97	512.86	507.43
3	364.55	231.97	230.11	2166.08	2664.17	2430.22
4	384.51	230.59	211.31	5499.53	6428.94	6011.29

从表中可见,按附录 B 规定的简化公式计算的挡土墙地震土压力与按水运工程抗震设计规范中计算公式的结果接近,且多在其与 M-O 公式之间。

工程实践中,工况可能复杂多变,应用附录 B 的计算式,要灵活处理。

(1) 地震土压力作用点的位置,在 $q=0$ 时,可取在距墙底 $H/3$ 处; $q \neq 0$ 时, H 要再加上 q 折算的填土高度。

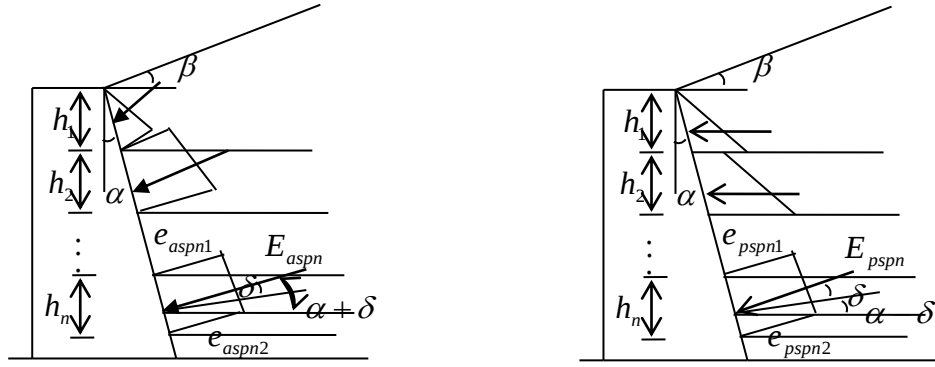
(2) 墙后填土成层的地震土压力计算

墙后填土由多层、水平成层的不同种类的土组成时,第一层土的地震土压力仍可按上述均质土层计算;计算第二层土的地震土压力时,可将第一层的重量作为超载作用在第二层的顶面,并按第二层的指标参数计算地震土压力,但仅用于第二层土的范围。依此类推,即可求出多层填土的土压力。

(1) 地震主动土压力,图 7-2a),按下列公式计算。

① 作用在挡墙墙背第 n 层土的总主动土压力标准值

$$E_{aspn} = \frac{1}{2}(e_{aspn1} + e_{aspn2}) \frac{h_n}{\cos \alpha}$$



a) 主动土压力分布图

b) 被动土压力分布图

图 8-2 土压力分布图

② 作用在挡墙背第 n 层土顶面处的单位面积上的主动土压力标准值

$$e_{aspn1} = K_{aspn} \sum_{i=0}^{n-1} \gamma_i h_i \cos \alpha - 2c_n K_{acn} \cos \alpha$$

③ 作用在挡墙背第 n 层土底面处的单位面积上的主动土压力标准值

$$e_{aspn2} = K_{aspn} \sum_{i=0}^n \gamma_i h_i \cos \alpha - 2c_n K_{acn} \cos \alpha$$

上两式中的系数 K_{aspn} 按下式计算

$$K_{aspn} = \frac{\cos^2(\varphi_n - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta_n + \theta + \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_n + \delta_n) \sin(\varphi_n - \beta - \theta)}{\cos(\delta_n + \theta + \alpha) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{acn} = \frac{1 - \sin \varphi_n}{\cos \varphi_n}$$

式中：

E_{aspn} ——作用在墙背上第 n 层土的总主动土压力标准值 (kN/m)；

e_{aspn1} ——作用在墙背上第 n 层土顶面处的单位面积上的主动土压力标准值(kPa)；

e_{aspn2} ——作用在墙背上第 n 层土底面处的单位面积上的主动土压力标准值 (kPa)；

h_n ——第 n 层土的厚度 (m)； α 为墙背与铅垂线的夹角 (°)，仰斜为正，俯斜为负；

γ_i ——第 i 层土的重度 (kN/m³)；

h_i ——第 i 层土的厚度 (m) ;

K_{aspn} ——第 n 层土的主动土压力系数;

c_n ——第 n 层填土的黏聚力标准值 (kPa) ;

K_{acn} ——地震主动土压力作用在第 n 层土的系数;

β ——地面与水平面的夹角 ($^\circ$) ;

φ_n ——第 n 层土的内摩擦角 ($^\circ$) ;

δ_n ——第 n 层土与墙背间的摩擦角 ($^\circ$) ;

θ ——地震角 ($^\circ$) 。

④ 挡墙所受总的地震主动土压力及其作用点

挡墙所受总的地震主动土压力为各层总主动土压力之矢量和, 各层总主动土压力作用点可近似的认为在相应层土压力分布图的形心处, 挡墙所受总的地震主动土压力作用点可根据各土压力加权平均来确定。

(2) 地震被动土压力, 见图 7-2b), 按下列公式计算

① 作用在挡墙墙背第 n 层土的总被动土压力标准值

$$E_{pspn} = \frac{1}{2}(e_{pspn1} + e_{pspn2}) \frac{h_n}{\cos \alpha}$$

② 作用在墙背第 n 层土顶面处的单位面积上的被动土压力标准值

$$e_{pspn1} = K_{pspn} \sum_{i=0}^{n-1} \gamma_i h_i \cos \alpha + 2C_n K_{pcn} \cos \alpha$$

③ 作用在墙背第 n 层土底面处的单位面积上的被动土压力标准值

$$e_{pspn2} = K_{pspn} \sum_{i=0}^n \gamma_i h_i \cos \alpha + 2C_n K_{pcn} \cos \alpha$$

④ 计算系数

$$K_{pspn} = \frac{\cos^2(\varphi_n + \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta_n + \theta - \alpha) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi_n + \delta_n) \sin(\varphi_n + \beta - \theta)}{\cos(\delta_n + \theta - \alpha) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{pcn} = \frac{\sin(\varphi_n - \theta) + \cos \theta}{\cos \theta \cos \varphi_n}$$

式中：

E_{pspn} ——作用在墙背上第 n 层土的总被动土压力标准值 (kN/m)；

e_{pspn1} ——作用在墙背上第 n 层土顶面处的单位面积上的被动土压力标准值 (kPa)；

e_{pspn2} ——作用在墙背上第 n 层土底面处的单位面积上的被动土压力标准值 (kPa)；

K_{pspn} ——第 n 层土的被动土压力系数；

K_{pcn} ——地震被动土压力作用在第 n 层土的系数。

⑤ 挡墙所受总地震被动土压力及其作用点

挡墙所受总的地震被动土压力为各层总被动土压力之矢量和，各层总被动土压力作用点可近似的认为作用在相应层土压力分布图的形心处，挡墙所受总的地震被动土压力作用点可根据各土压力加权平均来确定。

(3) 异形挡墙的地震土压力计算

为了适应地形和工程需要，减少主动土压力的影响，或提高挡土墙的稳定性和常采用凸形墙背的挡土墙或衡重式挡土墙。这些挡土墙的墙背不是一个平面，设计成折面。对于这类折线形墙背，可以以墙背转折点或衡重台为界，分成上墙与下墙，如下图所示。

显然，建议公式是基于直线墙背导出的。当墙背为折线时，不能直接用该公式求算全墙的土压力，可将上墙与下墙分别作为独立的挡墙，分别计算主动土压力，然后取两者的矢量和作为全墙的土压力。

计算上墙土压力时，可不考虑下墙的影响。下墙土压力计算较为复杂，目前普遍采用简化的计算方法，常用的有延长墙背法和力多边形法两种。

(1) 折线形墙背挡土墙地震土压力计算

如图 9-3 所示，采用延长墙背法计算地震土压力。 AB 为上墙墙背， BC 为下墙墙背。先考虑上墙的墙背，用一般的方法求出主动土压力 E_1 ，土压应力分布图形为 bgc 。计算下墙墙背的土压力时，首先延长下墙墙背 CB ，交填土表面于 D 点，以 DC 为假想墙背，用上述公式求算假想墙背的土压力，其合力即为下墙主动土压力 E_2 ，土压应力分布图形为 aed ，最后取土压力图 $ahgfedc$ 来表示沿整个折线墙高的土压力分

布。

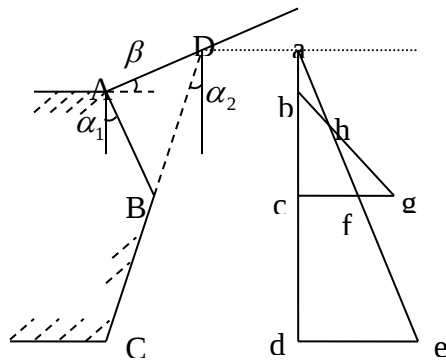


图 8-3 折线形墙背的地震土压力计算

延长墙背法是一种简化的近似方法，计算简便，但是忽略了延长墙背与实际墙背之间的土体重力及作用其上的荷载、多考虑了自由延长墙背与实际墙背上土压力作用方向的不同而引起的竖向分量差，虽然两者在一定程度上能相互补偿，但未必能抵消。经验说明，当上下部分墙背的倾斜角 α_1 、 α_2 超过 10 度以上时，有必要进行修正。

(2) 设置减压平台的挡土墙

如图 9-4 所示，平台以上墙背所受的主动土压力仍按上述公式计算，平台以下墙背所受的主动土压力只与平台以下填土重量有关。平台向后延伸越长，这种减压作用越大。

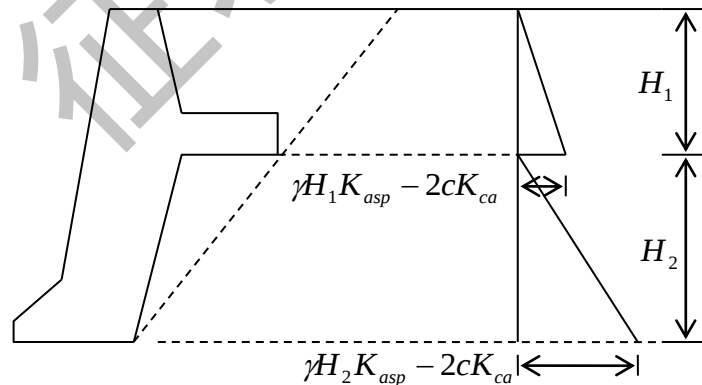


图 8-4 有减压平台挡土墙的地震土压力计算

8.2.6 挡土墙抗震强度验算的表达式如下：

1 圬工挡土墙

$$S_d(\psi\gamma_g \sum G; \psi\gamma_q \sum Q_d) \leq R_d(R_j / \gamma_m) \quad (8.2.6-1)$$

2 钢筋混凝土挡土墙

$$S_d(\gamma_g \sum G; \gamma_q \sum Q_d) \leq \gamma_b R_d(R_c / \gamma_c; R_s / \gamma_s) \quad (8.2.6-2)$$

式中：

G ——非地震作用效应；

Q_d ——地震作用效应；

ψ ——荷载组合系数，取 $\psi=0.67$ ；

γ_g ——荷载安全系数，对于圬工挡土墙， $\gamma_g=1.2$ ，其余取 $\gamma_g=1.4$ ；对钢筋混凝土挡土墙 $\gamma_g=1.0$ ；

γ_q ——地震作用分项系数，对圬工挡土墙，结构重力产生的地震作用效应 $\gamma_q=1.2$ ，其余地震作用效应 $\gamma_q=1.4$ ；对于钢筋混凝土挡土墙取 $\gamma_q=1.0$ ；

S_d ——作用效应函数；

R_d ——结构抗力效应函数；

R_j ——材料或砌体的极限强度；

R_c ——混凝土设计强度；

γ_c ——混凝土安全系数；

γ_m ——材料或砌体安全系数；

R_s ——钢筋设计强度；

γ_d ——结构工作条件系数。矩形截面取 $\gamma_d=0.95$ ；圆形截面取 $\gamma_d=0.68$ 。

8.2.7 挡土墙墙身的截面偏心距 e 应符合式（8.2.7）的规定。基础底面的合力偏心距 e 应符合表 8.2.7 的规定。

$$e \leq 2.4\rho \quad (8.2.7)$$

式中：

ρ ——截面核心半径 (m)。

表 8.2.7 基础底面的合力偏心距 e

地基土	e
岩石, 密实的碎石土, 密实的砾、粗、中砂, 老粘性土, $f_a \geq 300\text{kPa}$ 的粘性土和粉土	$\leq 2.0\rho$
中密的碎石土, 中密的砾、粗、中砂, $150\text{kPa} \leq f_a < 300\text{kPa}$ 的粘性土和粉土	$\leq 1.5\rho$
密、中密的细砂、粉砂, $100\text{kPa} \leq f_a < 150\text{kPa}$ 的粘性土和粉土	$\leq 1.2\rho$
新近沉积的粘性土, 软土, 松散的砂, 填土, $f_a < 100\text{kPa}$ 的粘性土和粉土	$\leq 1.0\rho$

8.2.8 挡土墙的抗震稳定性验算应按现行《公路桥涵低级与基础设计规范》(JTG 3363) 进行, 其抗滑动稳定系数 K_c 不应小于 1.1, 抗倾覆稳定系数 K_0 不应小于 1.2。

8.2.9 挡土墙的稳定系数应按下列公式计算:

1 沿倾斜基底滑动稳定系数

$$K_c = \frac{[\Sigma N + (\Sigma E_{\text{eax}} + \Sigma E_{\text{eay}}) \text{tg} \alpha_0] \mu}{\Sigma E_{\text{eax}} + \Sigma E_{\text{ih}} - \Sigma N \text{tg} \alpha_0} \quad (8.2.9-1)$$

式中:

ΣN ——作用于基底上的总垂直力 (kN);

ΣE_{eax} ——地震主动土压力的总水平分力 (kN);

ΣE_{eay} ——地震主动土压力的总垂直分力 (kN);

μ ——摩擦系数;

α_0 ——基底倾斜角 ($^\circ$)。

2 倾覆稳定系数

$$K_D = \frac{\Sigma M_y}{\Sigma M_0} \quad (8.2.9-2)$$

式中:

ΣM_y ——稳定力系对墙趾的总力矩 (kN·m);

ΣM_0 ——倾覆力系对墙趾的总力矩 (kN·m)。

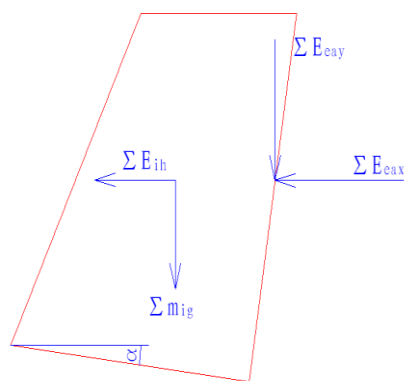


图 5.3.4 验算挡土墙稳定性图式

8.3 抗震措施

8.3.1 设计基本地震动峰值加速度大于或等于 $0.20g$ 时，干砌片（块）石挡土墙的高度不宜超过 $5m$ ；大于或等于 $0.40g$ 时，不宜超过 $3m$ 。高速公路、一级公路不应使用干砌片石挡土墙。

条文说明

对通海、炉霍等地震区干砌挡土墙震害实例的统计分析表明，当高度不超过 $5m$ 时，在地震动峰值加速度为 $0.20g$ 以下的地区的震害机率为零；当高度超过 $3m$ 时，震害主要发生地震动峰值加速度为 $0.40g$ 及以上的地区，并且均为干砌卵石挡土墙。这说明如果保证施工质量，并给予适当的高度限制，在地震区仍然可以采用干砌挡土墙。本条据此对干砌片（块）石挡土墙的高度作出了相应的规定。

根据对通海等地震区的不完全统计，在浆砌挡土墙的震害实例中，沿砌缝发生开裂的占 79% 。这说明砌缝是浆砌挡土墙的一个抗震薄弱环节，因此规定浆砌片（块）石挡土墙的最低砂浆标号应按现行有关规范的要求提高一级采用，以提高砌缝的结合强度和挡土墙的整体性。

地震区不宜修筑高的浆砌片石挡土墙，本规范对浆砌片石挡土墙的高度作了限制，当超过限制高度时，要采用片石混凝土或混凝土整体灌筑，以提高抗震强度和稳定性。

8.3.2 设计基本地震动峰值加速度大于或等于 $0.10g$ 时，浆砌片（块）石挡土墙的最低砂浆强度等级应按现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61）的要求提高一级采

用，挡土墙高度不宜大于表 8.3.2 的规定。当挡土墙高度大于表 8.3.2 所列数值时，宜采用混凝土整体浇筑或分级式挡土墙。

表 8.3.2 浆砌片（块）石挡土墙的高度限制值

高度（m）		设计基本地震动峰值加速度	
		0.20g、0.30g	≥0.40g
公路等级	高速公路和一级公路	12	10
	二级公路、三级公路	14	12

条文说明

从挡土墙震害资料分析，混凝土挡土墙的施工缝和衡重式挡土墙的截面处，要求设置一定数量的榫实或短钢筋，以加强挡土墙的整体性，提高抗震性能。

8.3.3 混凝土挡土墙的施工缝和衡重式挡土墙的变截面处，应采用短钢筋加强，设置不少与占截面面积 20%的榫头等措施提高抗剪强度。

条文说明

震害实例表明，在地基土变化处或墙身截面处，挡土墙容易遭受震害，因此，地震区挡土墙的砌筑分段处，地基土及墙高变化处，要设置沉降缝。

8.3.4 挡土墙应分段修筑，每段长度不宜超过 15 米；在墙的分段处、地基土及墙高变化处，应设置沉降缝。

条文说明

国内外多次地震震害经验证明，位于液化土或软土地基上的建筑物，一般震害较重。1976 年唐山地震区，南堡专用线（铁路）谢家坟车站站台墙，地基土为淤泥质砂黏土夹粉细砂，以抗震设防烈度 8 度地震，地基砂土发生液化，喷水冒沙严重，使地基沉陷变形，导致挡土墙开裂、部份墙体倒塌。因此，挡土墙的基础不应直接设在液化土或软土地基上。若不可避免时，应加强地基处理。必要时，可采用桩基础，但桩尖应伸入稳定土层内。

8.3.5 位于液化土及软土地基上的挡土墙，应按本规范第 4 章有关规定进行地基处理。当采用桩基时，桩尖应伸入稳定土层。

9 路基

9.1 一般规定

9.1.1 应根据公路等级、场区设计基本动峰值加速度、地形地质条件，合理选择填料，确定路基高度和断面形式，并采取必要的防护措施，保证路基安全。

9.1.2 路线经过规模较大、性质复杂的滑坡、崩塌、岩溶等不良地质地段时，应采用排、挡及改善软弱层带的工程性质等措施进行综合治理，减轻地震诱发的地质灾害多路基的危害。

9.1.3 设计基本地震动峰值加速度大于或等于 $0.10g$ 地区的高速公路、一级公路的路基，宜按地震动峰值加速度进行抗震验算，并宜采取相关抗震措施。其他公路路基工程宜采取抗震构造措施。

9.2 抗震验算

9.2.1 路基应按表 9.2.1 规定的范围和要求验算其抗震稳定性。

表 9.2.1 路基抗震稳定性验算的范围

项 目			设计基本地震动峰值加速度			
			高速公路、一级公路、二级公路			三级公路、四级公路
			0.10g (0.15g)	0.20g (0.30g)	$\geq 0.40g$	$\geq 0.40g$
岩石、非 液化土 及非软 土地基 上的路 堤	非 浸 水	用岩块及细粒 土（粉性土、有 机质土除外）填 筑	不验算	$H > 20$ 验 算	$H > 15$ 验 算	$H > 20$ 验算
		用粗粒土（极细 砂、细砂除外） 填筑	不验算	$H > 12$ 验 算	$H > 6$ 验算	$H > 12$ 验算
	浸 水	用渗水性土填 筑	不验算	$H_w > 3$ 验 算	$H_w > 2$ 验 算	水库地区 $H_w > 3$ 验 算

	地面横坡大于 1:3 的路基	不验算	验算	验算	验算
路 堑	粘性土、黄土、碎石类土	一般不验算	H>20 验算	H>15 验算	H>20 验算

注：（1）H 为路基边坡高度（m）；（2）H_w 为路基浸水常水位的深度（m）。

条文说明

验算路基抗震稳定性的范围和要求沿用原规范的规定。为了分析近年来经常出现的 20m 以上高路堤的抗震稳定性，填土参数选用“原规范”给出的具有代表性的四组物理力学试验数据，路堤高度选用 18、30、40、50m 四种，分台高度选用 8、10、12m 三种，边坡坡度选用 1: 1.5、1: 1.75、1: 2 三种，路基宽度选用 14、26m 两种，地震烈度考虑 7、8、9 度的作用，按简化毕肖普法和动力有限元法对路堤的抗震稳定性进行分析。验算结果的统计分析表明：（1）稳定系数降低值(%), 7 度地震约为 5.6, 8 度地震约为 10, 9 度地震约为 19。（2）不同土体参数对考虑地震时稳定系数降低程度的影响不大。（3）不同的路基宽度对稳定系数的影响不大。（4）按现有工程习惯的分台和坡度设置，对于 40m 以上的路堤，稳定系数偏低。（5）动力有限元法计算得到的稳定系数降低值更高。

9.2.2 公路路基可采用静力法进行抗震稳定性计算。设计基本地震动峰值加速度大于或等于 0.20g 地区的高速公路、一级公路，挖方高度超过 20m，填方路堤高度超过 150m，且处于滑坡地段的路基，宜对抗震稳定性进行专门研究。

9.2.3 当路堤高度大于 20m 且位于设计基本地震动峰值加速度大于或等于 0.20g 地区时，路基抗震稳定性验算应考虑垂直路线走向的水平地震作用和竖向地震作用，其余情况值考虑垂直路线走向的水平地震作用。

9.2.4 地震作用应与结构重力、土重力组合，对于水库地区浸水路基以及滨河地区高速公路和一级公路浸水路基还应计入常水位的水压力和浮力。

9.2.5 采用静力法对路基进行抗震稳定性计算时，高速公路和一级、二级公路路基边坡高度大于 20m 的，路基边坡抗震稳定系数不应小于 1.15，路基边坡高度小于或等于 20m 的，不应小于 1.1，三级、四级公路的路基边坡抗震稳定系数不应小于 1.05。

9.2.6 采用静力法对路基进行抗震稳定性计算时，应按下列公式确定路基边坡抗震稳

定的作用效应和系数 K_c 。

1 作用于各土体条块重心处的地震作用应按式计算:

$$\text{水平地震作用: } E_{hsi} = C_i C_z K_h \psi G_{si} / g \quad (9.2.6-1)$$

$$\text{竖向地震作用: } E_{vsi} = C_i C_z K_v G_{si} / g \quad (9.2.6-2)$$

式中:

E_{hsi} —作用于路基计算土体重心处的水平地震作用 (kN);

E_{vsi} —作用于路基计算土体重心处的竖向地震作用 (kN);

C_i —抗震重要性修正系数, 应按表 3.2.2 采用;

C_z —综合影响系数, 取 0.25;

ψ —水平地震作用沿路堤边坡高度增大系数。按式 (9.2.6-3) 取值:

$$\psi = \begin{cases} 1.0 & H \leq 20\text{m} \\ 1.0 + \frac{0.6}{H-20} (h_i - 20) & H > 20\text{m} \end{cases} \quad (9.2.6-3)$$

K_h —路基所处地区的水平设计基本地震动峰值加速度;

G_s —路基计算第 i 条土体重力 (kN);

K_v —路基所处地区的竖向设计基本地震动峰值加速度, 作用方向取不利于稳定的方向; 计算时向上取负, 向下取正;

H_i —路基计算第 i 条土体的高度 (m);

H —路基边坡高度 (m)。

2 土质路基抗震稳定系数 K_c 应根据图 9.2.6, 按式 (9.2.6-4) 确定, 也可采用其他可靠方法计算。

$$K_c = \frac{\sum_{i=1}^n \{CB \sec \theta + [(G_{si} + E_{vsi}) \cos \theta - E_{hsi} \sin \theta] \tan \phi\}}{\sum_{i=1}^m [(G_{si} + E_{vsi}) \sin \theta + M_h / r]} \quad (9.2.6-4)$$

式中:

K_c ——抗滑动稳定系数；

r ——圆弧半径（m）；

B ——滑动体条块宽度（m）；

θ ——条块底面中点切线与水平线的夹角（°）；

M_h —— F_h 对圆心的力矩（kN·m）；

C ——土石填料在地震作用下的凝聚力（kN）；

ϕ ——土石填料在地震作用下的摩擦角（°）。

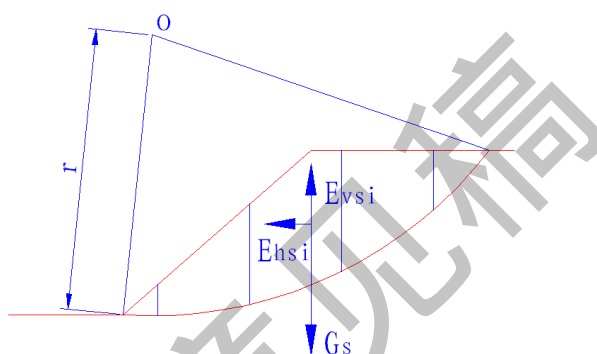


图 9.2.6 圆弧滑动法计算示意图

条文说明

为考虑高填方路堤在地震作用下的动力放大效应，采用与上述计算相同的路堤高度、分台高度、边坡坡度、路基宽度，对地基采用线弹性模型，对路堤采用等效线性化模型，考虑不同的回弹模量，分别输入 7、8、9 度的 EL Centro 地震波、按“原规范”反应谱拟合的Ⅰ、Ⅱ类场地土和Ⅲ、Ⅳ类场地土人工波（峰值加速度分别为 0.10、0.20、0.40g），进行动力有限元分析。计算得到的地震加速度放大系数的统计结果为：最大值平均为 1.382，标准差 0.175，当水平地震作用沿高度分布系数 ψ 的最大值取 1.6 时，保证率可达 90%。

路基抗震稳定计算时，为确定最不利滑动面，可假定若干个滑动圆心，对相应圆弧滑动面逐一进行计算，从而求出相应的 K_c 并进行比较，找到最小的稳定系数。

下面是一些常用的简便方法：

（1）4.5H 法（图 9-1）

最危险滑动圆弧面的圆心是在一条辅助线上，该辅助线的位置可按下列方法确定：由坡角 A 点向下作垂线，量取路堤高度 H 得 C 点；由 C 点引水平线，量取 $4.5H$ 得 D 点，在 A 点作一与边坡夹角为 α_1 的直线 AO，在堤顶 B 点作与堤顶水平线成夹角 α_2 的直线 BO，并与 AO 直线交于 O 点（ α_1 、及 α_2 角的数值，见表 8-1）。连结 D、O 点并向外延伸。

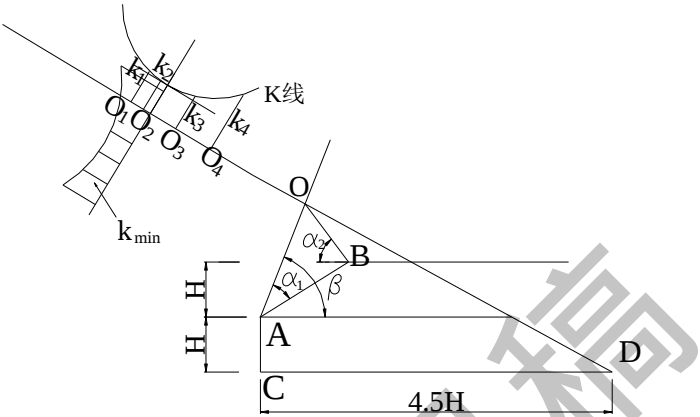


图 9-1 4.5H 法

当 $\varphi > 0^\circ$ 时，最危险滑动面的圆心位置在 DO 的延长线上，可在延长线上定 3~5 个圆心的位置，计算相应的稳定系数，由此求得最小值。有时为可靠起见，在此最小值附近，沿 DO 延长线垂线的方向，再设几个圆心，确定有无更小的稳定系数。

表 9-1 α_1 、 α_2 取值表

边坡坡角	1:0.75	1:1.0	1:1.2 5	1:1.5	1:1.7 5	1:2.0	1:2.2 5	1:2.5	1:3.0	1:4.0
边坡倾角 β	53°08	45°	38°40	33°41	29°45	26°34	23°58	21°48	18°26	14°03
α_1	29°	28°	27°	26°	26°'	25°	25°	25°	25°	25°
α_2	39°	37°	35°30	35°	35°	35°	35°	35°	35°	36°

(2) 潘家铮法 (图 9-2)

过边坡中点，分别以 $L/2$ 和 $3L/4$ 为半径作圆弧，分别与边坡中法线和中垂线交于 a、a'、b、b'，则最危险滑动面的圆心在 aa'、bb' 的范围内。

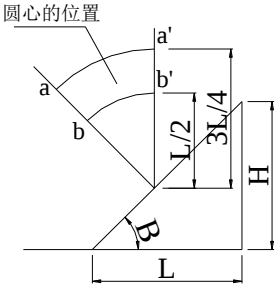


图 9-2 潘家铮法

(3) 36 度法 (图 9-3)

在堤顶 B 处作与堤顶水平线成夹角 36 度的直线 BE，最危险圆弧的圆心位置，可在此直线上寻找。在找到最危险圆心位置后，还须沿垂直此直线方向，再补找几个圆心位置，验算有无更小的稳定系数值。36 度法较简便，但精度不如 4.5H 法。对于重要的边坡，宜采用 4.5H 法。这两种方法均较适用于边坡坡顶水平、滑动圆弧通过边坡坡脚的情况。

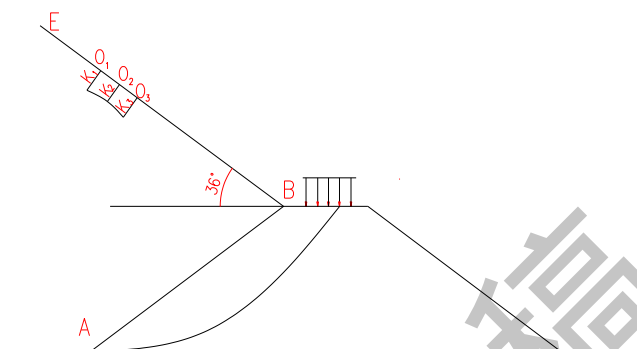


图 9-3 36 度法

9.3 抗震措施

9.3.1 路堤填料的选，应符合下列规定：

- 1 路堤填方应采用抗震稳定性较好的碎石土、粘性土、卵石土和不易风化的石块等材料。当采用砂类土填筑路基时，应对边坡坡面采取适当防护措施。
- 2 路堤浸水部分的填料，宜优先选用抗震稳定性较好的渗水性土。
- 3 位于设计基本地震动峰值加速度大于或等于 0.20g 地区的高速公路和一级公路，采用粉砂、细砂作填料时，应采取防止液化的措施。

9.3.2 公路路堤或路堑的高度大于表 9.3.2 规定时，应采取放缓边坡或加固等措施。

表 9.3.2 路基高度限值 (m)

填土类别	设计基本地震动峰值加速度				
	高速公路、一级公路		二级公路	三级公路、四级公路	
	0.20g (0.35g)	0.40g	0.40g	0.30g	0.40g
岩块和细粒土（粉土和有机质土除外）路基	15	10	15	--	
细粒土（细砂、极细砂除外）路基	6	3	6	--	

填土类别	设计基本地震动峰值加速度				
	高速公路、一级公路		二级公路	三级公路、四级公路	
	0.20g (0.35g)	0.40g	0.40g	0.30g	0.40g
黏性土路堑	15	15	10	15	20

条文说明

路基填方的震害原因，在一般地段主要是地震所造成的填土力学强度的降低。而地震对填土力学强度的影响程度，又与填料的性质和填土的密实度有很大的关系。因此，对填料进行适当的选择并保证其一定的密实度，是提高路基稳定性的一项基本措施。

根据对河源、邢台、渤海、阳江、通海、炉霍等六个地震区的不完全统计，碎石土、亚黏土等具有一定黏结力的材料填筑的路基，其抗震性能要比采用砂类土填筑的好得多。

路基填方的抗震性能不仅与填料性质有关，还与填土的密实度有关。密实度低的填土，由于初始力学强度低和空隙率大，在地震时土粒容易发生位移，从而使路基遭到不同程度的破坏。提高填土的密实度，可以增加土粒间的黏结力和摩擦力，从而提高基的抗震稳定性。因此，地震区的路基填方宜采用碎石土、一般黏性土、卵石土和不易风化的石块等材料填筑。对于压实度的抗震要求，由于缺乏定量资料暂不另作规定，仍按现行有关规范执行。

采用砂类土填的路基，由于填土缺乏一定的黏结力，在地震时土料非常容易发生侧向位移。当位移较大时，还将加剧振动时土粒间压应力的瞬间降低，从而进一步降低其抗剪强度。土粒的侧向位移及其引起的抗剪强度进一步降低，将会造成路基沉陷和边坡坍塌等震害。因此虽然砂类土的压实比较困难，也应尽量采用振动机械和夯击机械将其压实，并对边坡面采取适当的加固措施，以减少和限制土粒的侧向位移。

无论从理论分析还是震害经验来看，地震区应选用抗震稳定性较好的土填筑。高速公路的一级公路，位于地震动峰值加速度为 0.20 的地区。

9.3.3 设计基本地震动峰值加速度大于或等于 0.20g 地区的高速公路和一、二级公路，在自然坡度大于 1: 5 的稳定斜坡上填筑路堤时，应在原地面挖台阶，台阶宽度不宜小于 2m，坡脚处应采取支挡构筑物等防滑措施。

条文说明

一般黏性土和碎石具有良好的抗震稳定性能，而黏结力差的填料抗震性能较差。铁道部抗震规范编写组曾根据震害调查和路堤稳定性验算，提出放缓边坡的路堤抗震措施。考虑到高速公路和一级公路的交通量大和交通畅通的重要性，参照铁道部的经验，规定了高速公路、一级公路在和地震动峰值加速度为 $0.20g$ 地震区的二级公路在进行路堤抗震稳定性验算前，就采取放缓路堤边坡坡度的措施。

9.3.4 当在自然坡度大于 1:3 的稳定斜坡上填筑路堤时，应验算路堤整体沿基底的滑动稳定性，其抗滑稳定性系数不应小于 1.1。

条文说明

填筑于地面横坡较陡的稳定斜坡上的路基，在地震时容易发生沿基底面的坍塌。为了加强地基的稳定性，当地面横坡陡于 1:3 时，除按规范的要求处理基底外，还应验算路基整体沿基底下软弱层滑动稳定性，抗滑稳定性系数暂定为 1.1。除此之外必要时根据具体情况加强上侧山坡的排水处理和坡脚采取支挡措施。

9.3.5 路基地基存在液化土层，当满足下列条件之一时，可不采取抗震措施：

1 高速公路和一级公路路堤高度小于 3m，二级、三级、四级公路路堤高度小于 4m。

2 上覆非液化土层厚度 d_u 或地下水位深度 d_w 值大于表 9.3.5 规定的限制。

3 设计基本地震动峰值加速度大于或等于 $0.10g$ ($0.15g$)、 $0.20g$ ($0.35g$)、 $0.40g$ 的地区，对应地面以下 5m、6、7m 深度内，液化土层的累计厚度小于 2m，且高速公路和一级公路路堤高度小于 5m，二级公路路堤高度小于 6m。

表 9.3.5 d_u 或 d_w 的限值 (m)

公路等级	设计基本地震动峰值加速度		
	0.10g (0.15g)	0.20g (0.30g)	0.40g
高速公路、一级公路	5	6	7
二级公路	4	5	6
三级公路、四级公路	3	4	5

条文说明

目前对液化土地基上路堤稳定性检算尚缺乏经验，根据宏观震害情况及公路等级和修复难易程度提出抗震设计界线。

(1) 高速和一级公路，路堤高度 H 小于 3m ，二、三、四级公路，路堤高度 H 小于 4m 产生震害后修复较容易，可不考虑地震影响。

(2) 液化土地地区路堤震害与地面覆盖土层厚度、地下水位的关系

路堤下沉包括堤身和地基两部分下沉的总和，从宏观震害表明，砂土液化地基失效是路堤破坏的主要原因。地表覆盖非液化土层对砂土液化能起到抑制作用，这种抑制能力与覆盖土层类别和厚度、地下水位深度以及地震烈度等有关。在一定的覆盖压力下，液化砂土的喷冒现象可以减轻或制止，因此，地震覆盖土层越厚，地基下沉越不明显，路堤震害则轻微。当地表覆盖非液化土层较薄时，地基中液化砂土容易产生喷冒现象。一般在路堤取土坑或排水沟的底部，由于取土减薄了覆盖土层的厚度，给液化砂土的溢出创造了有利的条件。由于喷冒作用，使地基中的水和砂大量的散失，砂层局部被掏空引起地基沉陷，导致路堤破坏。但地基中液化砂层较薄或者夹有田间厚的黏性土层时，则很少有喷冒现象。日本新泻地震时，饱和砂层的厚度小于 2m 者，一般不产生震害。

以上震害表明地表覆盖土层对砂土液化能起到抑制作用。这是因液化砂土具有一定的初始密度，当埋置深度愈大或上覆压力（超载）增加，则砂土液化所需要的循环应力和历时都相应增加，使液化的可能性减小。因此，增加地表覆盖土层的厚度，是防止地基液化的有效措施之一。

9.3.6 高速公路和一级公路的路基地基为液化土层，不满足本规范第 9.3.5 条规定时，应按本规范第 4.3.5 条的规定采取抗震液化措施。

条文说明

路堤相对于结构如挡土墙、桥梁等便于修复，由于高速公路的路堤修复比较容易，依据本规范总的设防目标，位于抗震不利地段的高速公路一、二级公路，经短期抢修即可恢复使用；在此基础上本规范给出了原则性意见，设计者可依据不同情况和不同要求采取抗液化措施。例如对于河滩地段为了桥梁的桥台安全性，局部地段液化措施可相应提高，无论液化等级为轻微、中等、严重，均可处理到液化临界值以下，而对大面积地区（属于区域性的），为节约投资，对于轻微液化地段，也

可不采取措施，对于中等和严重液化地段，抗液化措施可达到液化指数小于 5 的程度。

9.3.7 筑于软土地基且高度大于 6m 的路堤，可根据具体情况适当采取下列措施，提高路基的抗震稳定性。

- 1 降低填土高度，置换软土，设置反压护道。
- 2 取土坑和边沟浅挖、远离路基。
- 3 保护路基与取土坑之间的地表植被或采取地基加固措施。

条文说明

软土地区，地表受蒸发作用往往覆盖一层“硬壳”，这层硬壳对传递上部结构荷载起应力扩散作用，对地震荷载起抑制软土产生流变。地面硬壳愈厚，软土承受覆压力愈高，硬壳能够增加软土地基的稳定性，减少地基的沉降变形，从宏观而言上述观点是正确的。

对于泥沼地基上路堤的震害情况还缺少实践经验，地震区若遇有泥沼地基时，可比照软土地基的抗震措施进行设计。

填筑于软弱黏性土层和液化土层上的路基，在地震时将会随着地基的变形和失效而发生沉陷和坍塌。1975 年海城地震时，就由于地基液化引起路基沉陷、塌陷和滑塌，造成了严重的破坏。换土、反压扩道、降低填土高度、降低地下水位等都是 在软土地基上填筑路基的一般措施。

对于可液化土层，除采取上述措施外，根据 1975 年海城地震的经验，还可以采取取土坑和边沟浅挖并远离路基和保护路基与取土坑之间的地表植被等措施。1975 年海城地震时，浅层的液化砂土从地表覆盖层相对薄弱的地方大量喷出地表，从而在地下浅层形成空穴，造成了地面和路基的沉陷和塌陷。从地表宏观现象来看，路基的沉陷和塌陷与两侧取土坑的喷水冒砂之间也有着明显的对应关系。因此，取土坑边沟浅挖可以减少对地表覆盖层的人为削弱，取土坑远离路基和保护路基与取土坑之间的地表的植被可以防止在路基附近喷水冒砂，而这些措施的根本目的都是为了避免在路基及其附近的地下形成空穴，从而减轻地基液化对路基的影响。

软土地基上的路堤，高度一般控制在 6m 左右。当高度超过 6m 时，技术经济性能将不尽合理。当软土地基采用砂井、碎石桩、石灰桩等加固措施时，由于排水固

结或挤密作用,软土地基强度明显增大,提高了抗震效果。例如塘沽地区一段长 120m 的软土地基路堤,分别采用长砂井、短密砂井、石灰桩、换填等处理措施。

实践证明,采用反压护道加固软土地基,对抗震有一定的效果。所以有些国家的抗震设计规范(如日本),规定以护道作为地震区软土地基路堤(包括土坝)的加固措施之一。因此,没有反压护道的软土地基路堤,只将堤身及护道边坡放缓,即可满足抗震稳定性。

9.3.8 软土地基上的高速公路和一级公路,地表设置垫层时,垫层材料应采用碎、卵石或粗砂夹碎石(卵石),不得采用细砂。

条文说明

软土地区地下水位接近地表,甚至地表有积水现象,路堤基底采用砂石垫层时,大部分饱和状态。现场调查和室内试验都证明,处于饱和状态的粉、细砂普遍存在液化问题,因此,路堤基底宜采用碎(卵)石或粗砂夹碎石作垫层。

9.3.9 边坡高度超过 10m 的岩石路堑,边坡坡度宜参考表 9.3.9 的规定确定。边坡岩体石质破碎或危石的岩石路堑,上覆盖层受震易坍塌时,应采取支挡措施;对于高速公路和一级公路,宜采用明洞或隧道方案通过。

表 9.3.9 边坡高度超过 10m 的岩石路堑参考边坡坡度

岩石种类	设计基本地震动峰值加速度	
	0.20g (0.30g)	0.40g
风化岩石	1:0.6~1:1.5	1:0.75~1:1.5
一般岩石	1:0.1~1:0.5	1:0.2~1:0.6
坚 石	1:0.1~直立	1:0.1~直立

条文说明

控制路堑边坡稳定的因素很多,应根据工程地质及水文地质条件和土力学性质及地震烈度等情况综合确定。

(1) 土质路堑

根据宏观震害经验,在地震动峰值加速度大于等于 0.20 地区,边坡高度小于 10m 时,非地震区路堑边坡一般能满足抗震稳定性要求,可不作抗震设计,当路堑边坡高度大于 10m 时,需要采取放缓边坡或加固措施。在地震动峰值加速度大于等于 0.20 时,边坡高度大于 20m 和 15m 时考虑到震后修复困难,而且土质情况复杂,除需按

现行《公路路基设计规范》JTG D30 规定边坡放缓或采取抗震措施外，需进行抗震稳定验算确定。

(2) 碎石类土路堑

碎石类路堑边坡抗震稳定程度与土质结构的密实度、含水量和土层成因以及下卧基岩面的倾斜方向等条件有关。尤其是下部为基岩，上部为碎石类土由两种或两种以上不同土质组成的路堑边坡，对抗震不利，在边坡上土层变化的接触面上地震反应较大，容易产震害，要结合边坡高度，确定边坡形状和坡值或作加固措施。

9.3.10 路基通过发震断裂，按本规范第 3.6.11 条判定，需要考虑发震断裂错动对路基影响时，高速公路、一级公路和二级公路，距发震断裂带边缘 100m 范围内，路堤高度和路堑边坡高度宜小于 3m，三级公路和四级公路宜小于 4m。

条文说明

主要是为便于修复为目的，为此，当高速公路、一级公路通过已判别为发震断裂时，无论填方路堤还是挖方路堑其边坡高度不宜超过 3m 的规定

10 涵洞

9.0.1 设计基本地震动峰值加速度大于或等于 0.20g 地区的高速公路和一、二级公路上的涵洞，应选用外形封闭的圆管涵或箱涵。

9.0.2 软土或液化地基上的涵洞，地基基础处理应符合本规范第 4.3 节有关规定。

9.0.3 涵洞可按本规范第 7.2 节的规定进行强度和稳定性，其综合影响系数 C_z 可取 0.3。

9.0.4 钢筋混凝土管涵的涵节接头两侧宜置于同一土层上。设计基本地震动峰值加速度大于或等于 0.40g 的地区，宜采用钢筋混凝土套环式接头。

2 式 (A.0.1-1) 中系数 K_{ca} 可按下列式计算:

$$K_{ca} = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} \quad (\text{A.0.1-3})$$

3 地震角 θ 可按表 A.0.1 取值:

表 A.0.1 地震角取值表

设计基本地震动峰值加速度		0.10g、0.15g	0.20g、0.30g	0.40g
θ (°)	水上	1.5	3.0	6.0
	水下	2.5	5.0	10.0

A.0.2 地震被动土压力可按下列式计算:

$$E_{ep} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + qH \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} \right) K_{psp} + 2cHK_{cp} \quad (\text{A.0.2-1})$$

式中: K_{psp} —地震被动土压力系数;

$$K_{psp} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha - \delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \theta - \alpha) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2} \quad (\text{A.0.2-2})$$

K_{cp} —系数

$$K_{cp} = \frac{\sin(\varphi - \theta) + \cos \theta}{\cos \theta \cos \varphi} \quad (\text{A.0.2-3})$$

A.0.3 地震土压力作用点的位置, 在 $q=0$ 时, 可取在距墙底 $H/3$ 处; $q \neq 0$ 时, H 要再加上 q 折算的填土高度。