

地下铁道建筑结构抗震设计规范

上海市工程建设规范

地下铁道建筑结构抗震 设计 规范

Code for seismic design of subway
structures

DG/TJ08—2064—2009

J11527—2009

上海市建筑建材业市场管理总站

上海市建筑建材业市场管理总站

2009 上海

上海市工程建设规范

地下铁道建筑结构抗震
设计 规 范

Code for seismic design of subway
structures

DG/TJ08—2064—2009

主编单位:同济大学

上海申通轨道交通研究咨询有限公司

批准部门:上海市城乡建设和交通委员会

施行日期:2010年1月1日

2009 上海

上海市城乡建设和交通委员会文件

沪建交[2009]1432号

上海市城乡建设和交通委员会关于
批准《地下铁道建筑结构抗震设计规范》
为上海市工程建设规范的通知

各有关单位:

由同济大学和上海申通轨道交通研究咨询有限公司主编的《地下铁道建筑结构抗震设计规范》,经市建设交通委科技委技术审查和我委审核,现批准为上海市工程建设规范,统一编号为DG/TJ08—2064—2009,自2010年1月1日起实施。

本规范由上海市城乡建设和交通委员会负责管理、同济大学负责解释。

上海市城乡建设和交通委员会

二〇〇九年十月二十六日

前 言

本规范是根据上海市建设和交通委员会文件沪建交[2008]470号文的要求,由同济大学和上海申通轨道交通研究咨询有限公司会同本市地铁建设的管理、设计、勘察、研究和教学单位进行编制而成的规范。

1995年日本阪神地震发生后,我国已开始重视地铁建筑结构的抗震稳定性。尤其是上海市建委(现为上海市城乡建设和交通委员会)、市科委和上海申通轨道交通集团都十分重视对相关课题的立项研究,内容包括震害资料调查、地震动输入方法、土的动力特性、振动台模型试验及地铁车站和区间隧道结构抗震设计的计算方法、薄层液化夹层的影响与对策等,成果为制定规范奠定了基础。规范制定过程中,对地铁建筑结构按空间结构模型和双圆盾构隧道的抗震计算进行了补充研究,并在全市范围内广泛征求了有关设计、勘察、科研、教学单位及抗震管理部门的意见,经多次讨论、修改和试设计,最后经审查后定稿。

规范正文共7章及4个附录。除第1章总则和第2章术语、符号外,第3章~第5章内容分别为抗震设计的基本要求,场地、地基和基础,地震动输入以及地震作用的计算和结构的抗震验算等,主要涉及场地类型和软土地基的抗震稳定性,地震动输入的规定,及地震作用下软土地铁建筑结构的构造、地震反应的计算和抗震验算的基本原则;第6章及第7章分别为地铁车站和区间隧道结构抗震设计的计算和抗震稳定验算的方法,其中包括地震作用计算的具体规定及其简化算法。附录内容主要叙述规范采用的计算方法的原理。规范条文多数根据结合振动台试验开展研究取得的成果撰写,液化地基的判别、治理及地震动输入等则

多沿用有关规范的规定。

请各单位在执行过程中,结合工程实践总结经验,并将意见和建议寄交岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学)“上海市工程建设规范《地下铁道建筑结构抗震设计规范》”管理组(地址:上海市四平路1239号同济大学地下建筑与工程系,邮编:200092,Email:tjyanglinde@163.com)。

主 编 单 位 :同济大学

上海申通轨道交通研究咨询有限公司

参 编 单 位 :上海市隧道工程轨道交通设计研究院

上海防灾救灾研究所

上海市地震局

上海市城市建设设计研究院

上海市地下建筑设计研究院

岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学)

上海市建筑建材业市场管理总站

主要起草人:杨林德 葛世平 曹文宏

(以下按姓氏笔画排列)

马险峰 王国波 王 挥 韦 晓 申伟强

李文艺 刘齐建 毕湘利 朱道建 陈之毅

陈 鸿 杨国伟 杨 超 张栋梁 张海霞

季倩倩 郑永来 徐正良 袁 勇 商金华

主要审查人员:刘建航 乔宗昭 黄绍铭 许丽萍 吕西林

张孟喜 周涤生 邵理中

上海市建筑建材业市场管理总站

二〇〇九年五月

目 次

1 总 则	(1)	5.3 水平地震作用计算	(25)
2 术语和符号	(2)	5.4 竖向地震作用的计算	(26)
2.1 术 语	(2)	5.5 截面抗震验算	(27)
2.2 主要符号	(3)	5.6 抗震变形验算	(28)
3 抗震设计的基本要求	(8)	6 地铁车站和出入口通道	(31)
3.1 地铁建筑结构抗震设防分类和设防标准	(8)	6.1 一般规定	(31)
3.2 地震影响	(8)	6.2 结构的抗震计算	(31)
3.3 场地和地基	(9)	6.3 结构的抗震验算和构造措施	(35)
3.4 建筑设计和建筑结构的规则性	(10)	7 地铁区间隧道及其连通道	(38)
3.5 结构体系	(10)	7.1 一般规定	(38)
3.6 结构分析	(11)	7.2 结构的抗震计算	(38)
3.7 非结构构件	(12)	7.3 结构的抗震验算和构造措施	(42)
3.8 结构材料与施工	(13)	附录 A 地层—结构时程分析法	(43)
3.9 地铁建筑的地震反应观测系统	(14)	附录 B 软土双层三跨地铁车站结构地震反应分析的等代地 震荷载法	(48)
4 场地、地基和基础	(15)	附录 C 软土地铁区间隧道衬砌结构地震反应分析的等代地 震荷载法	(55)
4.1 场 地	(15)	附录 D 软土地层中矩形地铁车站结构横向水平地震作用计 算的反应位移法	(63)
4.2 天然地基和基础	(15)	本规范用词用语说明	(68)
4.3 液化土和软土地基	(16)	引用标准名录	(69)
5 地震作用和结构抗震验算	(22)	条文说明	(71)
5.1 一般规定	(22)		
5.2 地震动输入	(24)		

Contents

1	General provision	(1)
2	Glossary and symbols	(2)
2.1	Glossary	(2)
2.2	Main symbols	(3)
3	Basic requirements for seismic design	(8)
3.1	Category and criterion of seismic fortification for subway structures	(8)
3.2	Seismic effects	(8)
3.3	Sites and ground bases	(9)
3.4	Regularity of architecture composition and structural configuration	(10)
3.5	Structural system	(10)
3.6	Structural analysis	(11)
3.7	Non-structural components	(12)
3.8	Structure materials and construction	(13)
3.9	Observation system of seismic response for subway structures	(14)
4	Site, ground base and foundation	(15)
4.1	Site	(15)
4.2	Ground base and foundation	(15)
4.3	Liquefaction soil and soft ground foundation	(16)
5	Calculation of earthquake action and seismic check of structures	(22)
5.1	General	(22)
5.2	Ground motion input	(24)
5.3	Calculation for horizontal earthquake action	(25)
5.4	Calculation for vertical earthquake action	(26)
5.5	Seismic check of structural strength	(27)
5.6	Seismic check of structural deformation	(28)
6	Subway station and access	(31)
6.1	General	(31)
6.2	Seismic calculation of station structures	(31)
6.3	Seismic check of station structures and details of seismic design	(35)
7	Subway tunnel	(38)
7.1	General	(38)
7.2	Seismic calculation of tunnel lining	(38)
7.3	Seismic check of tunnel lining and details of seismic design	(42)
Appendix A	Time-history analysis of seismic response for underground structures considering the stratum-structure interaction	(43)
Appendix B	Equivalent static method of seismic response analysis for double-layer and three-span subway station structure in soft ground ...	(48)

Appendix C	Equivalent static method of seismic response analysis for circular subway tunnel lining in soft ground	(55)
Appendix D	Response displacement method of horizontal seismic analysis for rectangular subway station structure in soft ground	(63)
Description of terms and phrases		(68)
Referenced codes and standards		(69)
Commentary		(71)

1 总 则

1.0.1 为实行以预防为主方针,在现有的科学技术水平和经济条件下,使地下铁道建筑结构经抗震设防后,避免地震破坏和人员伤亡,减少经济损失,制定本规范。

1.0.2 本规范适用于上海市软土地下铁道建筑结构的抗震设计。

1.0.3 本规范所指的地下铁道建筑结构,主要为地铁车站、区间隧道及其连通道、竖向通风口和出入口通道。不含属于地铁系统的地面建筑结构及高架轻轨交通建筑结构。

1.0.4 按本规范进行抗震设计的地下铁道建筑结构,一般情况下的抗震设防目标是:当遭受相当于本地区抗震设防烈度的地震影响时,主体结构不受损坏或不需进行修理可继续使用;当遭受高于本地区抗震设防烈度的预估的罕遇地震影响时,结构的损坏经一般性修理仍可继续使用。

1.0.5 地下铁道建筑结构的抗震设防烈度,应按上海市的地震动参数区划结果确定。

1.0.6 地下铁道建筑结构的抗震设计,除应执行本规范外,尚应符合国家和本市现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 抗震设防烈度 seismic fortification intensity

按国家规定的权限批准作为一个地区抗震设防依据的地震烈度。

2.1.2 抗震设防标准 seismic fortification criterion

衡量抗震设防要求的尺度,由抗震设防烈度和建筑使用功能的重要性确定。

2.1.3 地震作用 earthquake action

由地震动引起的结构动态作用,包括水平地震作用和竖向地震作用。

2.1.4 设计地震动参数 design parameters of ground motion

抗震设计用的地震加速度(速度、位移)时程曲线、加速度反应谱和峰值加速度。

2.1.5 设计基本地震加速度 design basic acceleration of seismic ground motion

50年设计基准期超越概率10%的地震加速度的设计取值。

2.1.6 设计特征周期 design characteristic period of ground motion

抗震设计用的地震影响系数曲线中,与反映地震震级、震中距和场地类别等因素的下降段起始点对应的周期值。

2.1.7 场地 site

工程群体所在地,通常具有相似的反应谱特征。

2.1.8 建筑抗震概念设计 seismic concept design of buildings

根据地震灾害和工程经验等所形成的基本设计原则和设计思想,进行建筑和结构总体布置并确定细部构造的过程。

2.1.9 抗震措施 seismic fortification measures

除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。

2.1.10 抗震构造措施 details of seismic design

根据抗震概念设计原则,一般不需进行计算而对结构和非结构各部分必须采取的各种细部构造。

2.2 主要符号

2.2.1 作用和作用效应

c —— 地基中沿管道纵向轴线的地震波视速度;

Q_i —— 与结点相连各构件重量之半的总和;

P —— 地震作用效应基本组合的基底平均压应力设计值;

p_i —— 与等代水平地震惯性力荷载相应的圆形衬砌结构地层水平分布抗力的最大值;

p_k —— 与等代水平地震惯性力荷载相应的地铁车站结构地层水平分布抗力的最大值;

$p_{\max}$ —— 地震作用效应基本组合的基底边缘处最大压应力设计值;

S —— 地震作用效应与其他荷载效应基本结合下结构构件内力组合的设计值,包括组合弯矩、轴向力和剪力等;

S_{Ehk} —— 水平地震作用标准值的效应;

S_{Evk} —— 竖向地震作用标准值的效应;

S_{GE} —— 重力荷载代表值的效应;

F_{ij} —— 作用在地铁车站结构构件结点上的等代水平地震惯性力;

F_l —— 作用在衬砌管片形心上的等代水平地震惯性力;

V_c —— 地下结构横断面形心处的土体最大地震动速度;

g —— 重力加速度。

2.2.2 材料性能和抗力

R —— 结构构件承载力设计值;

p_{scr} —— 比贯入阻力临界值;

q_{ccr} —— 锥尖阻力临界值;

p_{s0} —— 比贯入阻力基准值;

q_{c0} —— 锥尖阻力基准值;

p_s —— 比贯入阻力;

q_c —— 锥尖阻力;

K —— 地层基床系数;

f_d —— 静态下地基承载力设计值;

G —— 土的动剪切模量;

$G_{\max}$ —— 土的最大动剪切模量;

c_s —— 土层材料的剪切波速;

ρ —— 土层材料的质量密度;

ρ_c —— 粘粒含量百分率;

γ_0 —— 土的参考应变;

γ_d —— 土的动剪应变;

$\lambda, \lambda_{\max}$ —— 土的阻尼比和土的最大阻尼比;

γ_i —— 第 i 层土的重度;

W_i —— 第 i 试验点处土层厚度的层位影响权函数值。

2.2.3 几何参数

d_s ——饱和土标准贯入点深度,或静探试验点深度;
 d_w ——地下水位深度;
 d_i ——第 i 液化试验点所代表的土层厚度,或第 i 层土的厚度;
 h ——计算楼层层高,或薄弱层楼层高度;
 H_i ——第 i 层土的厚度;
 H ——计算范围深度,或自地表起地铁车站(或区间隧道)周围对结构地震反应有较大影响的土层的总厚度;
 L ——诱导缝间的结构的长度;
 u ——结构诱导缝处的最大相对线位移;
 θ ——结构诱导缝处的最大相对角位移;
 Δu_e ——设防烈度标准值产生的楼层内最大的弹性层间位移或罕遇地震作用下按弹性分析得到的层间位移;
 Δu_y ——层间屈服位移;
 $[\theta_e]$ ——弹性层间位移角限值;
 $[\theta_p]$ ——弹塑性层间位移角限值;
 d_0 ——液化土特征深度;
 I_{le} ——液化指数。

2.2.4 计算系数

α ——水平地震影响系数;
 $\alpha_{\max}$ ——水平地震影响系数最大值;
 α_a ——轴向应力波系数;
 α_b ——弯曲应力波系数;
 β ——圆形或双圆断面区间隧道等代水平地震加速度荷载系数;
 β_i ——圆形或双圆断面区间隧道断面上第 i 层土的等代水平地震

加速度荷载影响系数;

β_{0i} ——圆形或双圆断面区间隧道衬砌结构顶部外缘与地表齐平时的 β_i 值;

β_1, β_2 ——矩形地铁车站等代水平地震加速度荷载系数;

β_{hi} ——矩形地铁车站断面上第 i 层土的等代水平地震加速度荷载影响系数;

β_{0hi} ——矩形地铁车站顶板上表面与地表齐平时的 β_{hi} 值;

β_h ——车站结构或圆形、双圆断面区间隧道衬砌结构埋深影响系数;

γ_G ——重力荷载分项系数;

γ_{Eh} ——水平地震作用分项系数;

γ_{Ev} ——竖向地震作用分项系数;

γ_{RE} ——构件或地基承载力抗震调整系数;

η_1 ——地震影响系数曲线下降段下降斜率的调整系数;

η_2 ——地震影响系数曲线的阻尼调整系数;

η_p ——弹塑性层间位移增大系数;

k_c ——矩形地铁车站结构等代水平地震惯性力系数;

k_{ci} ——矩形地铁车站断面上第 i 层土的等代水平地震惯性力影响系数;

k_{0ci} ——矩形地铁车站结构顶板上表面与地表齐平时的 k_{ci} 值;

k_{cd} ——圆形断面区间隧道衬砌结构等代水平地震惯性力系数;

k_{cdi} ——圆形断面区间隧道断面上第 i 层土的等代水平地震惯性力影响系数;

k_{0cdi} ——圆形断面区间隧道衬砌结构顶部外缘与地表齐平时的 k_{cdi} 值;

γ —— 地震影响系数曲线下降段的衰减指数;

ξ_y —— 楼层屈服强度系数;

F_{le} —— 液化强度比;

F_{lei} —— 第 i 试验点所在土层的液化强度比;

ϕ_{le} —— 土层液化影响折减系数;

ζ —— 建筑结构的阻尼比。

2.2.5 其他

T —— 结构自震周期;

T_g —— 结构或场地的特征周期;

I_{le} —— 地震时地基的液化指数;

N_{cr} —— 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;

N —— 标准贯入试验锤击数实测值;

n —— 总数,如楼层数,可液化土层范围内的分层总数。

3 抗震设计的基本要求

3.1 地铁建筑结构抗震设防分类和设防标准

3.1.1 除个别重要工程外,地铁建筑的抗震设防类别应划为重点设防类(简称乙类)。

3.1.2 根据上海市地震动参数区划结果,上海市的抗震设防烈度为 7 度,设计地震分组为第一组。

注:本规范一般略去“抗震设防烈度”字样,“抗震设防烈度为 7 度、8 度”简称为“7 度、8 度”。

3.1.3 地震作用的计算应符合 3.1.2 条规定的抗震设防烈度的要求,抗震构造措施应符合抗震设防烈度 8 度的要求,地基基础的抗震措施应符合现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08—11 的有关规定。

3.2 地震影响

3.2.1 地铁建筑所在地区遭受的地震影响,应采用与抗震设防烈度相应的设计基本地震加速度和设计特征周期表征。

3.2.2 抗震设防烈度和设计基本地震加速度取值的对应关系,应符合表 3.2.2 的规定。

表 3.2.2 抗震设防烈度和设计基本地震加速度取值的对应关系

抗震设防烈度	7
地表设计基本地震加速度值	0.10g
地下 70m 深处设计基本地震加速度值 *	0.07g

* 计算区深度小于 70m 时,其下部边界处的设计基本地震加速度值,可采用线性内插方法通过计算确定。

3.2.3 对于上海市的地铁建筑结构,设计特征周期采用 1.0s。

注:本规范一般把“设计特征周期”简称为“特征周期”。

3.2.4 地铁建筑结构抗震设计采用的地震动参数,应根据经国家和上海市地震主管部门批准的地震安全性评价或经专门研究审定的文件确定。

3.3 场地和地基

3.3.1 选择地铁线路时,应根据地铁工程的特点,进行地震安全性评价工作。通过掌握地震活动性及工程地质和地震地质的有关情况,对沿线场地做出对抗震有利、不利和危险地段的划分和综合评价。对不利地段,应提出避开要求,无法避开时应采取有效措施;危险地段应严禁建造地铁工程。

3.3.2 地基和基础的设计应符合下列要求:

- 1 同一结构单元的基础不宜设置在性质截然不同或差异显著的地基上。
- 2 同一结构单元不宜部分采用天然地基,部分采用桩基。
- 3 地基为软弱粘性土、液化土、新近填土或严重不均匀土时,应估计地震时地基不均匀变形等的不利影响,并采取相应的措施。

3.4 建筑设计和建筑结构的规则性

3.4.1 地铁建筑设计应符合建筑抗震概念设计的要求,不应采用严重不规则的设计方案。

3.4.2 地铁建筑及其抗侧力结构的平面布置宜规则、对称、平顺,并应具有良好的整体性;竖向横剖面宜规则、对称,形状和构造不宜沿建筑纵向经常变化;结构的侧向刚度宜均匀变化,竖向抗侧力构件的截面尺寸和材料强度宜自下而上逐渐减小,避免抗侧力结构的侧向刚度和承载力突变。

3.4.3 地铁建筑结构的平面和竖向不规则性,可参考现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 有关条文的规定判别。

3.4.4 对地铁建筑结构设置伸缩缝和沉降缝时,其宽度应符合防震缝的要求。

3.5 结构体系

3.5.1 结构抗震体系应主要根据地铁建筑的使用要求、场地条件、地基、结构材料和施工方法的种类,同时兼顾抗震设防类别、抗震设防烈度的要求,经技术、经济综合比较确定。

3.5.2 结构体系应符合下列要求:

- 1 应具有明确、合理的地震作用传递途径。
- 2 应具备必要的抗震承载力,良好的变形能力和消耗地震能量的能力。
- 3 应避免因部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震能力或对重力荷载的承载能力。

4 对可能出现的薄弱部位,应采取措施提高抗震能力。

3.5.3 结构体系尚宜符合下列要求:

1 宜具有合理的刚度和承载力分布,避免因局部削弱或突变形成薄弱部位,产生过大的应力集中或塑性变形集中。

2 地铁车站下层柱的刚度宜高于上层。

3.5.4 混凝土结构构件应合理地选择尺寸、配置纵向受力钢筋和箍筋,避免剪切破坏先于弯曲破坏、混凝土的压溃先于钢筋的屈服、钢筋的锚固粘结破坏先于构件破坏。车站混凝土楼板,应采用现浇混凝土楼板。

3.5.5 结构各构件之间的连接,应符合下列要求:

- 1 构件节点的破坏,不应先于其连接的构件。
- 2 预埋件的锚固破坏,不应先于连接件。
- 3 装配式结构构件的连接,应能保证结构的整体性。

3.6 结构分析

3.6.1 地铁建筑结构应进行 7 度设防烈度作用下的内力和变形分析,并假定结构和构件处于弹性工作状态;形状不规则且具有明显薄弱部位可能导致地震时严重破坏的地铁车站,以及枢纽站、采用多层框架结构的地下换乘站、地下变电站及中央控制室等枢纽建筑和区间隧道,应按预估的 7 度罕遇地震参数进行内力和变形分析,并假定结构和构件处于弹塑性工作状态。

3.6.2 进行 7 度设防烈度作用下的内力和弹性变形分析时,可根据结构特点采用弹性时程分析法,等代地震荷载法或反应位移法计算。

3.6.3 进行罕遇地震作用下的内力和弹塑性变形分析时,可根据结构特点采用弹塑性时程分析法,或简化方法计算结构的弹塑性变形。

3.6.4 在软土地层中穿越的地铁车站和区间隧道一般可按平面

应变问题进行地震作用的计算;埋深、建筑布置或工程地质条件变化较大的区段,应按空间结构模型计算。

3.6.5 附属属于地铁车站或出入口通道的竖向通风口结构,可按现行上海市工程建设规范《建筑抗震设计规程》DGJ08—9 的规定进行结构分析。

3.6.6 利用计算机进行结构抗震分析时,应符合下列要求:

1 计算模型的建立,必要的简化与处理,应符合结构的实际工作状态;计算中尚应考虑楼梯构件的影响。

2 计算机软件的技术条件应符合本规范及有关标准的规定。

3 复杂结构进行设防烈度作用下的内力和变形分析时,应采用不少于两个不同的力学模型,并对其计算结果进行分析比较。

4 所有计算机计算结果,应经分析判断确认其合理、有效后方可用于工程设计。

3.7 非结构构件

3.7.1 非结构构件(包括建筑非结构构件和建筑附属机电设备)自身及其与结构主体的连接,应进行抗震设计。

3.7.2 非结构构件的抗震设计,应由相关专业人员分别负责进行。

3.7.3 非结构构件应与主体结构有可靠的连接或锚固,避免地震时倒塌伤人或砸坏重要设备。

3.7.4 隔墙的设置应考虑其对结构抗震的不利影响,避免因不合理设置而导致主体结构破坏。

3.7.5 装饰贴面等与主体结构应有可靠的连接,避免地震时脱落伤人。

3.7.6 安装在建筑上的附属机械、电气设备系统的支座和连接,应符合地震时仍满足使用功能的要求,且不导致相关部件的损坏。

3.8 结构材料与施工

3.8.1 抗震结构对材料和施工质量的特别要求,应在设计文件上注明。

3.8.2 结构材料的抗震性能指标,应符合下列最低要求:

1 混凝土结构材料应符合下列规定:

- 1)混凝土的强度等级,框支梁、框支柱及框架梁、柱、节点核芯区,不应低于 C35;构造柱、芯柱、圈梁及其他各类构件不应低于 C30;
- 2)地下框架结构的纵向受力钢筋采用普通钢筋时,钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.25;钢筋的屈服强度实测值与强度标准值的比值不应大于 1.3;且钢筋在最大拉应力下的总伸长率实测值不应小于 9%。

2 钢结构的钢材应符合下列规定:

- 1)钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85;
- 2)钢材应有明显的屈服台阶,且伸长率应大于 20%;
- 3)钢材应有良好的可焊性和合格的冲击韧性。

3.8.3 结构材料性能指标,尚应符合下列要求:

1 普通钢筋宜优先采用延性、韧性和焊接性较好的钢筋;普通钢筋的强度等级,纵向受力钢筋宜选用符合抗震性能指标的 HRB400 级热轧钢筋,也可采用符合抗震性能指标的 HRB335 级

热轧钢筋,箍筋宜选用符合抗震性能指标的 HRB335、HRB400 级热轧钢筋。钢筋的检验方法应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工及验收规范》GB50204 的规定。

2 混凝土结构的混凝土强度等级不宜超过 C60。

3 钢结构的钢材宜采用 Q235 等级 B、C、D 的碳素结构钢及 Q345 等级 B、C、D、E 的低合金高强度结构钢;当有可靠依据时,尚可采用其他钢种和钢号。

3.8.4 在施工中,当需要以强度等级较高的钢筋替代原设计中的纵向受力钢筋时,应按照钢筋承载力设计值相等的原则换算,并应满足最小配筋率和裂缝控制验算等的要求。

3.8.5 采用焊接连接的钢结构,当钢板厚不小于 40mm 且承受沿板厚方向的拉力时,受拉试件板厚的截面收缩率不应小于现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB5313 中关于 Z15 级规定的容许值。

3.9 地铁建筑的地震反应观测系统

3.9.1 地铁建筑应根据结构类型、规模、地质条件和周围环境等的差异,考虑对本市车站和区间隧道选定代表性工程或区段设置地震反应观测系统。

3.9.2 设置地震反应观测系统的地铁建筑结构,建筑设计应留有观测仪器和信息传输线路的位置。

4 场地、地基和基础

4.1 场 地

4.1.1 除远郊低丘陵地区少数基岩露头或浅埋处外,本市的建筑场地多属Ⅳ类场地。湖沼平原区的场地类别宜按实测波速判别。

4.1.2 选择建筑场地时,应避开可液化场地,且不沿河道走向近距离布置地铁线路。

4.1.3 场地内存在中更新世以来活动的发震断裂时,应就断裂活动对工程可能造成的影响进行评价。

4.1.4 场地岩土工程勘察应确定场地类别,并根据实际需要提供建筑场地岩土体稳定性及地基液化的评价。采用时程分析法进行抗震计算时,尚应根据设计要求提供土层剖面及土的动剪切模量和阻尼比等参数。

4.2 天然地基和基础

4.2.1 进行天然地基基础抗震验算时,应采用地震作用效应基本组合,并将地基抗震承载力取为静态下地基承载力的设计值除以地基承载力抗震调整系数。

4.2.2 对于天然地基上的浅基础,当需进行地基承载力抗震验算时,应满足下列表达式:

$$p \leq \frac{f_d}{\gamma_{RE}} \quad (4.2.2-1)$$

$$p_{\max} \leq \frac{1.2 f_d}{\gamma_{RE}} \quad (4.2.2-2)$$

式中 p —— 地震作用效应基本组合的基底平均压应力设计值(kPa),作用分项系数均取 1.0;

$p_{\max}$ —— 地震作用效应基本组合的基底边缘处最大压应力设计值(kPa),作用分项系数均取 1.0;

f_d —— 静态下地基承载力设计值(kPa);

γ_{RE} —— 地基承载力抗震调整系数,按表 4.2.2 取用。

表 4.2.2 地基承载力抗震调整系数

地基土名称	γ_{RE}
淤泥质粘性土、填土	1.0
粉土	0.9
一般粘性土、粉砂	0.8

4.2.3 天然地基上的浅基础,其基础底面与地基土之间零应力区面积不宜超过基础底面积的 15%。

4.3 液化土和软土地基

4.3.1 地面下 20m 深度范围内存在饱和砂土或饱和砂质粉土的地铁建筑地基,应进行液化判别,并确定整个场地的地基液化危险性等级,结合具体情况采取相应的措施。

4.3.2 饱和砂土及砂质粉土,当符合下列情况之一时,可初步判别为不液化或可不考虑液化的影响:

1 地质年代为第四纪晚更新统(Q3)及其以前的地层。

2 粉土的粘粒(粒径小于 0.005mm 的颗粒)含量百分率不小于 10。

注:用于液化判别的粘粒含量系采用六偏磷酸钠作分散剂测定。采用其他方法时,应按有关规定进行换算。

3 砂质粉土或粉砂与粘性土互层时。

4 砂质粉土或砂土在场地内平均厚度不足 1m。

5 上覆不液化土层厚度超过液化土特征深度 d_0 (砂质粉土为 6m, 砂土为 7m, 其中应扣除淤泥及淤泥质土层厚度)。

4.3.3 当初判可能有液化时, 可采用标准贯入试验或静力触探试验进一步判定土层液化的可能性。两种方法同等有效。当实测值小于临界值时, 应判为可液化土。情况复杂时, 可采用扁铲侧胀试验、波速试验或室内模拟试验等方法进行综合分析判别。

4.3.4 在地面下 15m 深度范围内, 液化判别标准贯入锤击数临界值为:

$$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1(d_s - d_w)] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (d_s \leq 15) \quad (4.3.4-1)$$

在地面下 15m~20m 深度范围内, 液化判别标准贯入锤击数临界值的计算式为:

$$N_{cr} = N_0 (2.4 - 0.1d_w) \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (15 \leq d_s \leq 20) \quad (4.3.4-2)$$

式中 N_{cr} ——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, 对上海市的地铁建筑结构为 $N_0 = 6$;

d_s ——饱和土标准贯入点深度(m);

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

ρ_c ——粘粒含量百分率, 当小于 3 时, 应采用 3。

4.3.5 静探(单桥)比贯入阻力临界值可按下式计算:

$$p_{scr} = p_{s0} \left[1 - 0.06d_s + \frac{(d_s - d_w)}{a + b(d_s - d_w)} \right] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (4.3.5-1)$$

静探(双桥)锥尖阻力临界值可按下式计算:

$$q_{scr} = q_{c0} \left[1 - 0.06d_s + \frac{(d_s - d_w)}{a + b(d_s - d_w)} \right] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (4.3.5-2)$$

式中 p_{scr} ——比贯入阻力临界值;

q_{scr} ——锥尖阻力临界值;

p_{s0} ——比贯入阻力基准值, 可取 2.60MPa;

q_{c0} ——锥尖阻力基准值, 可取 2.35MPa;

d_s ——静探试验点深度(m);

a ——系数, 可取 1.0;

b ——系数, 可取 0.75。

其余符号含义同式(4.3.4-2)。

4.3.6 对可液化土层应按式(4.3.6-1~3)计算各测试点的液化强度比:

$$F_{le} = N / N_{cr} \quad (4.3.6-1)$$

$$F_{le} = p_s / p_{scr} \quad (4.3.6-2)$$

$$F_{le} = q_c / q_{scr} \quad (4.3.6-3)$$

式中 F_{le} ——液化强度比;

N ——标准贯入试验锤击数实测值;

p_s ——比贯入阻力(MPa);

q_c ——锥尖阻力(MPa)。

4.3.7 对可液化土层的地基, 应按式计算单孔或场地的平均液化指数。

$$I_{le} = \sum_{i=1}^n (1 - F_{lei}) d_i W_i \quad (4.3.7)$$

式中 I_{le} ——液化指数；
 n ——可液化土层范围内的分层总数；
 F_{lei} ——第 i 试验点的液化强度比；
 d_i ——第 i 试验点所代表的土层厚度(m)；
 W_i ——第 i 试验点处土层厚度的层位影响权函数值 (m^{-1})，当该分层中点深度不大于 5m 时应采用 10，等于 20m 时应采用零值，5m~20m 时应按线性内插法取值。

4.3.8 根据液化指数应按表 4.3.8 确定地基的液化等级。

表 4.3.8 液化等级与液化指数的对应关系

液化等级	轻 微	中 等	严 重
液化指数	$0 < I_{le} \leq 6$	$6 < I_{le} \leq 18$	$I_{le} > 18$

4.3.9 当液化土层较平坦、均匀时，对地基沉降宜按表 4.3.9 选用抗液化措施。不宜将未经处理的液化土层作为天然地基持力层。

表 4.3.9 重点设防类抗液化措施

地基的液化等级	轻 微	中 等	严 重
抗液化措施	部分消除液化沉陷，或对基础和上部结构处理。	全部消除液化沉陷，或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理。	全部消除液化沉陷。

4.3.10 全部消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

1 采用桩基时，桩端伸入非液化土层中的长度不宜小于 1.5m 和 2 倍桩径的较大值。

2 采用注浆法加固时，应处理至液化深度的下界；加固后，土的标准贯入锤击数不宜小于第 4.3.4 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。

3 采用注浆法或换土法处理时，在基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的 1/2 且不小于 2.5m。

4.3.11 部分消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

1 处理深度应使处理后的地基液化指数减小，其值不宜大于 5。

2 采用注浆法加固后，土的标准贯入锤击数不宜小于本规范第 4.3.4 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，应符合本节第 4.3.10 条第 3 款的要求。

4.3.12 液化等级为中等液化和严重液化的故河道、现代河滨和海滨，当有液化侧向扩展或流滑可能时，应进行抗滑动验算，并采取防土体滑动措施或结构抗裂措施。

4.3.13 在可液化地基中建造地铁建筑结构时，应对其检验地层液化时的抗浮稳定性。

4.3.14 地基存在液化土层时，可按下列原则进行抗浮稳定验算：

1 结构基础底面位于或穿过可液化地层时，宜在结构稳定性验算中，按式(4.3.14)考虑液化时浮力的增加值。

$$\Delta F = \sum \gamma_i d_i \quad (4.3.14)$$

式中 ΔF ——浮力的增加值(kPa)；

d_i ——当基础底面位于可液化土层中时，为基础底面上各土层厚度(m)；当基础穿过液化土层时，为可液化土层及以上各土层的厚度；

γ_i ——各土层的重度(kN/m³),地下水位以下取浮重度。

2 对穿越液化土层的抗浮桩,桩周液化土层的摩阻力应乘以表 4.3.14 的液化影响折减系数。

3 对与液化土层相交的地铁建筑结构,周边液化土层的摩阻力应乘以液化影响折减系数,其值可参照表 4.3.14 确定。

4 对已采取措施加固的地基,周边液化土层摩阻力的折减系数,可根据实测液化强度比 F_{le} 按表 4.3.14 取用。

表 4.3.14 土层液化影响折减系数表

液化强度比 F_{le}	土层埋深 d_s (m)	折减系数 ψ_{le}
$F_{le} < 0.6$	≤ 10	0
	> 10	1/3
$0.6 \leq F_{le} < 0.8$	≤ 10	1/3
	> 10	2/3
$0.8 \leq F_{le} < 1.0$	≤ 10	2/3
	> 10	1

4.3.15 地铁建筑结构的桩基,应符合现行上海市工程建设规范《建筑抗震设计规程》DGJ08—9 和《地基基础设计规范》DGJ08—11 的有关规定。

5 地震作用和结构抗震验算

5.1 一般规定

5.1.1 软土地铁建筑结构地震作用的分析,应符合下列规定:

1 一般地铁车站、区间隧道、区间隧道间的连通道和出入口通道,抗震设计时可仅计算沿结构横向的水平地震作用;建筑布置不规则的地铁车站以及形状变化较大的区间隧道渐变段,应同时计算沿结构横向和纵向的水平地震作用;枢纽站、采用多层框架结构的地下换乘站,地下变电站及中央控制室等枢纽建筑,以及地基地质条件明显变化的区间隧道区段尚应计及竖向地震作用。

2 两个水平向地震作用的设计基本地震加速度输入采用相同的数值。

3 在建筑结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算时,各方向的水平地震作用应由该方向的抗侧力构件承担。

5.1.2 软土地铁建筑结构地震反应的计算,可采用下列方法:

1 地层—结构时程分析法。设防烈度作用下为弹性时程分析法,罕遇地震作用下为弹塑性时程分析法。采用时程分析法计算时,应按建筑场地类别和设计地震分组选用不少于两组的实际强震记录和一组由地震安全性评价提供的加速度时程曲线。实际强震记录的地面加速度时程调整最大值见表 5.1.2,时程分析法的计算原理见附录 A。

表 5.1.2 采用实际记录进行时程分析所用加速度最大值(cm/s²)

地震影响	7 度
设防烈度	100
罕遇地震	200

2 等代地震荷载法。分为等代水平地震加速度法和惯性力法两类,适用于矩形地铁车站结构和区间隧道衬砌结构按平面应变问题分析时设防烈度作用下的抗震计算。其中车站结构的计算方法见本规范第 6.2.3~6.2.4 条及附录 B,区间隧道的计算方法见本规范第 7.2.3~7.2.5 条及附录 C。

3 反应位移法。用于计算周围地层分布均匀、断面形状标准、规则且无突变的地铁车站和区间隧道衬砌结构在设防烈度作用下的地震反应。采用这类方法时,地层动力反应位移的最大值被作为强制位移施加在结构上,然后按静力原理计算内力。反应位移法的计算原理见附录 D。

4 罕遇地震下结构的变形,也可按本规范第 5.6.2 条的规定采用简化公式计算。

5.1.3 计算地震作用时,重力荷载的代表值应取为结构和构配件自重及水、土压力的标准值,以及各可变荷载的组合值之和。各可变荷载的组合值系数,可按表 5.1.3 采用。

表 5.1.3 组合值系数

可变荷载种类	组合值系数
按实际期情况计算的楼面活荷载	1.0
按等效均布荷载计算的楼面活荷载	0.5

5.1.4 进行结构抗震验算时,应进行设防烈度作用下的截面强度抗震验算和抗震变形验算。对于形状不规则的地铁建筑结构、枢纽站、采用多层框架结构的地下换乘站、地下变电站及中央控制室等枢纽建筑和区间隧道,尚应进行预估的罕遇地震作用下的抗震变形验算。

5.2 地震动输入

5.2.1 地铁建筑结构抗震设计计算中,地震动输入宜采用地震加速度时程输入。

5.2.2 地震加速度时程输入,应按现行上海市工程建设规范《建筑抗震设计规程》DGJ08-9 中给出的地震影响系数曲线(相当于地震动加速度反应谱),如图 5.2.2 所示。

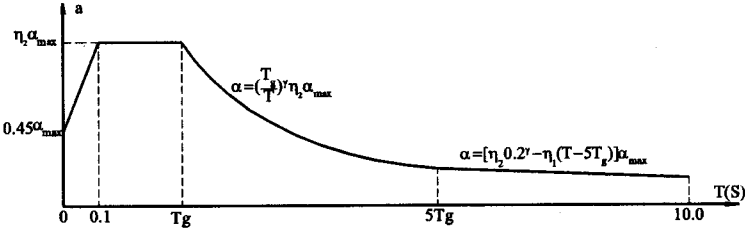


图 5.2.2 地震影响系数曲线

图中 T 为结构自振周期, T_g 为其特征周期,指代地震影响系数曲线开始下降处的结构自振周期,对上海市地铁建筑的设防烈度可取 $T_g=1.0s$,罕遇地震为 $1.10s$; α 为水平地震影响系数, α_{max} 为其最大值,取值见表 5.2.2; η_1 为曲线下降段下降斜率的调整系数, η_2 为阻尼调整系数, γ 为曲线下降段的衰减指数。将建筑结构的阻尼比记为 ζ ,则 η_1 、 η_2 、 γ 均随 ζ 的变化而变化。工程设计中常令 $\zeta=0.05$,其余参数值为 $\eta_1=0.02$, $\eta_2=1.00$, $\gamma=0.90$ 。

表 5.2.2 水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$ (单位为重力加速度 g)

地震影响	7 度
设防烈度	0.23
罕遇地震	0.45

5.2.3 采用地层—结构时程分析法计算地震反应时,地震动输入宜采用计算区域底部边界处的地震加速度时程。

5.3 水平地震作用计算

5.3.1 纵向长度较长、横向构造不变的地铁建筑结构,离端部距高达 1.5 倍结构跨度及以上的断面,可按平面应变问题进行水平地震作用计算。

5.3.2 地铁建筑结构的地震反应按平面应变问题分析时,可采用地层—结构时程分析法,等代地震荷载法—等代水平地震加速度法或惯性力法,或反应位移法进行计算。

5.3.3 按平面应变问题进行地震反应分析和计算时,地铁建筑结构的计算单元应按本规范第 6.2.1 和第 7.2.1 条的相关规定确定。采用地层—结构时程分析法或等代水平地震加速度法计算时,计算区域的确定应符合本规范第 6.2.2 和第 7.2.2 条的规定。侧向边界可采用自由场边界,底部边界可取为可输入地震动的固定边界,地表为自由变形边界;采用惯性力法或反应位移法计算时,地铁建筑结构视为弹性地基上的框架结构或圆环形结构。

5.3.4 采用地层—结构时程分析法或等代水平地震加速度法计算地震反应时,土的动力特性可采用 Davidenkov 模型表述,即动剪切模量 G 、阻尼比 λ 与动剪应变 γ_d 之间满足关系式:

$$\frac{G}{G_{\max}} = 1 - \left[\frac{(\gamma_d/\gamma_0)^{2B}}{1 + (\gamma_d/\gamma_0)^{2B}} \right]^A \quad (5.3.4-1)$$

$$\frac{\lambda}{\lambda_{\max}} = \left[1 - \frac{G}{G_{\max}} \right]^\beta \quad (5.3.4-2)$$

式中 $G_{\max}$ ——最大动剪切模量;

γ_0 ——参考应变;

$\lambda_{\max}$ ——最大阻尼比;

$A、B、\beta$ ——拟合参数。

式中参数可由土的动力特性试验确定,缺乏资料时也可按经验公式估算。

5.3.5 采用等代水平地震加速度法或惯性力法按平面应变问题计算水平地震作用的地震反应时,对常见断面可按本规范图 6.2.3、6.2.4 或图 7.2.3~7.2.5 所示的分布规律确定等代地震荷载,并将计算得到的结果内力乘以本规范表 6.2.3、6.2.4 或表 7.2.3~7.2.5 所给修正系数,进行结构动内力调整。

5.3.6 遇下列情况时,地铁建筑结构应按空间结构模型进行地震反应分析:

1 沿纵轴方向结构型式有较大变化时。

2 沿结构纵向土层分布有显著差异时。

3 地铁车站、区间隧道、联络通道及出入口通道相互连接处构造不断开的接头结构。

5.3.7 采用空间结构模型计算地铁建筑结构的地震反应时,在横断面上计算区域和边界条件的确定方法可与平面应变问题的计算相同,沿结构纵向则可根据具体情况确定。

5.4 竖向地震作用的计算

5.4.1 地铁建筑结构竖向地震作用的计算可采用地层—结构时

程分析法,计算单元和计算区域的划分可与水平地震作用的计算相同。侧向边界可采用自由场边界,底部边界可取为可输入地震动的固定边界,地表为自由变形边界。

5.4.2 竖向地震加速度时程曲线的最大值采用水平向地震加速度时程曲线最大值的 2/3。选用实际加速度记录进行竖向地震作用分析时,可以是同一组记录的竖向分量,也可以是不同组的记录。

5.5 截面抗震验算

5.5.1 结构构件的地震作用效应和其他荷载效应的基本组合,应按下式计算:

$$S=\gamma_G S_{GE}+\gamma_{Eh} S_{Ehk}+\gamma_{Ev} S_{Evk}$$
 (5.5.1)

式中 S —— 结构构件内力组合的设计值,包括组合弯矩、轴向力和剪力的设计值;

γ_G —— 重力荷载分项系数,一般情况应采用 1.2,当重力荷载效应对构件承载能力有利时,不应大于 1.0;

γ_{Eh} 、 γ_{Ev} —— 分别为水平、竖向地震作用分项系数,应按表 5.5.1 采用;

S_{GE} —— 重力荷载代表值的效应;

S_{Ehk} —— 水平地震作用标准值的效应,尚应乘以相应的增大系数或调整系数;

S_{Evk} —— 竖向地震作用标准值的效应,尚应乘以相应的增大系数或调整系数。

表 5.5.1 地震作用分项系数

地震作用	γ_{Eh}	γ_{Ev}
仅计算水平地震作用	1.3	0.0
仅计算竖向地震作用	0.0	1.3
同时计算水平与竖向地震作用	1.3	0.5
同时计算水平与竖向地震作用(竖向地震为主)	0.5	1.3

5.5.2 结构构件截面的抗震验算,应采用下列设计表达式:

$$S\leq R/\gamma_{RE}$$
 (5.5.2)

式中 γ_{RE} —— 承载力抗震调整系数,除另有规定外,应按表 5.5.2 采用;

R —— 结构构件承载力设计值。

表 5.5.2 承载力抗震调整系数

材料	结构构件	受力状态	γ_{RE}
钢	柱、梁		0.75
	支撑		0.80
	节点板件,连接螺栓		0.85
	连接焊缝		0.90
混凝土	梁	受弯	0.75
	轴压比小于 0.15 的柱	偏压	0.75
	轴压比不小于 0.15 的柱	偏压	0.80
	抗震墙	偏压	0.85
	各类构件	受剪、偏拉	0.85

5.6 抗震变形验算

5.6.1 对地铁车站结构进行设防烈度作用下的抗震变形验算时,其楼层内最大的弹性层间位移应符合下式要求:

$$\Delta u_e \leq [\theta_e] h \tag{5.6.1}$$

式中 Δu_e ——设防烈度作用标准值产生的楼层内最大的弹性层间位移;计算时可不扣除结构整体弯曲变形,钢筋混凝土结构构件的截面刚度可采用弹性刚度;
 $[\theta_e]$ ——弹性层间位移角限值,对车站混凝土框架结构的柱和墙,宜令 $[\theta_e]=1/550$;
 h ——计算楼层层高。

5.6.2 结构在罕遇地震作用下薄弱层(部位)的弹塑性层间位移,可采用弹塑性时程分析法计算,也可按下列简化公式计算:

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e \tag{5.6.2}$$

式中 Δu_p ——弹塑性层间位移;
 Δu_e ——罕遇地震作用下按弹性分析的层间位移;
 η_p ——弹塑性层间位移增大系数。当薄弱层(部位)的屈服强度系数不小于相邻层(部位)该系数平均值的0.8时,可按表5.6.2采用。当不大于该平均值的0.5时,可按表内相应数值的1.5倍采用;其他情况可采用内插法取值;
 ξ_y ——楼层屈服强度系数,为按构件实际配筋和材料强度标准值计算的楼层受剪承载力和按罕遇地震作用标准值计算的楼层弹性地震剪力的比值。

表 5.6.2 弹塑性层间位移增大系数

结构类型	总层数 n 或部位	ξ_y		
		0.5	0.4	0.3
多层车站混凝土 框架结构	2~4	1.30	1.40	1.60
	5~7	1.50	1.65	1.80

5.6.3 结构薄弱层(部位)的位置可按下列情况确定:

- 1 楼层屈服强度系数沿高度分布均匀的结构,可取底层。
- 2 楼层屈服强度系数沿高度分布不均匀的结构,宜对各层均进行验算。

5.6.4 结构薄弱层(部位)弹塑性层间位移应符合下式要求:

$$\Delta u_p \leq [\theta_p] h \tag{5.6.4}$$

式中 $[\theta_p]$ ——弹塑性层间位移角限值,对地下钢筋混凝土框架结构可取为1/250;
 h ——薄弱层楼层高度。

6 地铁车站和出入口通道

6.1 一般规定

6.1.1 本章适用于软土地层中的地铁车站及其出入口通道结构的抗震设计。

6.1.2 地铁车站及其出入口通道应建造在密实、均匀、稳定的地基上。

6.1.3 地铁车站和出入口通道结构的抗震设计,一般可仅计算沿结构横向的水平地震作用。其主体结构可按平面应变问题分析和计算,两端则宜与相邻建筑结构(如端头井及相邻区间隧道)一起,按空间结构模型计算和分析。

6.1.4 建筑布置不规则的地铁车站,抗震设计时应同时考虑两个主轴方向上的水平地震作用,并按空间结构模型计算和分析。

6.1.5 枢纽站和采用多层框架结构的地下换乘站等重要地铁车站应做专门抗震研究,并应同时计入竖向地震作用的地震反应。

6.2 结构的抗震计算

6.2.1 按平面应变问题进行分析和计算时,地铁车站结构的计算单元可沿结构纵向取为相邻柱间间距的中一中,出入口通道结构可取单位长度。

6.2.2 采用地层一结构时程分析法或等代水平地震加速度法按平面应变问题计算地震反应时,侧向边界宜取至离相邻结构边墙至少3倍结构宽度处,底部边界取至离地表70m深处(或经时程分析试算,计算结果趋于稳定的深度处),上部边界取至地表。

6.2.3 采用等代水平地震加速度法按平面应变问题计算横向水平地震作用下的地铁车站结构的地震反应时,对常见的双层三跨矩形断面可按本规范图6.2.3所示的分布规律确定等代水平地震加速度荷载,并将计算得到的结果内力乘以本规范表6.2.3所给的修正系数,进行结构内力值调整。

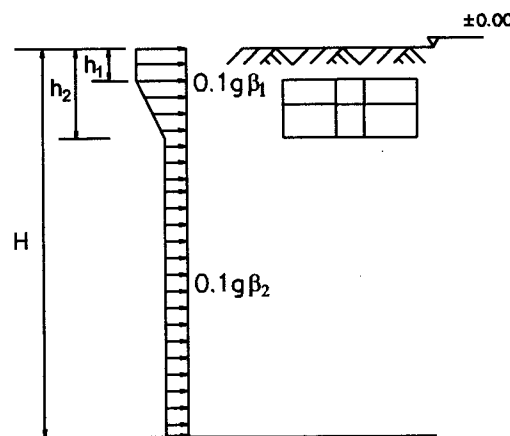


图 6.2.3 双层三跨地铁车站结构等代水平地震加速度分布图

注:图中, h_1 、 h_2 分别为地铁车站结构顶、底板轴线的埋深, β_1 、 β_2 为地铁车站等代水平地震加速度荷载系数。 $0.15 \leq \beta_1 \leq 0.30$, $0.03 \leq \beta_2 \leq 0.06$,其值与土性及埋深等有关,取值方法见本规范附录B第B.2.2条。 H 为自地表起算的计算区域的深度, $H=70\text{m}$,或经时程分析试算计算结果趋于稳定的深度。

表 6.2.3 双层三跨地铁车站结构构件最大动内力值修正系数表
(等代水平地震加速度法)

	底板	中板	顶板	侧墙	中柱
弯矩	1.00	0.45~0.55	0.75~0.85	1.00	0.35~0.45
剪力	2.40~2.55	0.50~0.60	1.15~1.30	1.80~1.95	0.45~0.55
轴力	2.70~3.00	1.70~2.00	3.40~3.70	4.60~4.90	1.60~1.90

注:计算中一般可取中值。

6.2.4 采用惯性力法计算地铁车站结构时,对常见的双层三跨矩形断面可按弹性地基上的平面框架对其计算横向水平地震作用下的地震反应。这时可按本规范图 6.2.4 所示的分布规律确定等代水平地震惯性力荷载,并按本规范表 6.2.4 所列的数据确定结构构件最大动内力值的修正系数,后由将按本规范图 6.2.4 计算得到的结果内力与最大动内力值修正系数相乘,得到结构的动内力值。

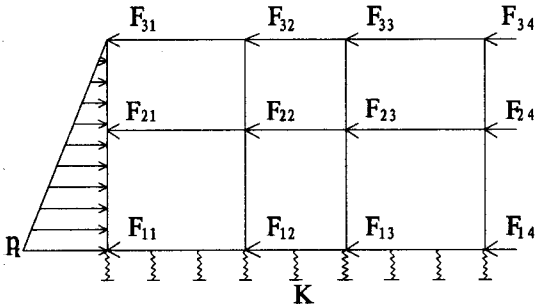


图 6.2.4 双层三跨地铁车站结构等代地震荷载的分布及计算简图

图 6.2.4 中, F_{ij} 为作用于构件结点处的等代水平地震惯性

力,计算式为:

$$F_{ij}=k_cQ_{ij} \tag{6.2.4}$$

式中 k_c ——等代水平地震惯性力系数,在上海地区对超越概率为 10% 的上海人工波, $k_c=0.3\sim0.4$,其值与土性及埋深等有关,取值方法见本规范附录 B 第 B.3.3 条;

Q_{ij} ——与该结点相连各构件重量之半的总和;

p_k ——成三角形分布的地层水平抗力的最大值,可由与沿水平方向作用的等代地震荷载的平衡条件确定;

K ——地层基床系数,其值可按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 的有关条文取值。

表 6.2.4 双层三跨地铁车站结构构件最大动内力值修正系数表
(惯性力法)

	底板	中板	顶板	侧墙	中柱
弯矩	± 1.00	0.25~0.30	0.35~0.45	0.85~1.15	0.45~0.55
剪力	1.30~1.70	0.60~0.80	1.10~1.40	0.55~0.70	0.40~0.50
轴力	1.10~1.35	0.07~0.10	3.40~4.50	3.00~4.00	1.15~1.55

注:1. 计算中一般可取中值;

2. 底板最大弯矩可为正弯矩,也可为负弯矩。

6.2.5 地铁车站和出入口通道结构采用诱导缝分段时,应验算其变形,使其在地震时不致脱开。诱导缝处的最大相对线位移和角位移可按下列公式计算:

$$u=\frac{V_cL}{\alpha_a c} \tag{6.2.5-1}$$

$$\theta=\frac{\alpha L}{(\alpha_b c)^2} \tag{6.2.5-2}$$

式中 u, θ —— 分别为诱导缝处结构的最大相对线位移和角位移；

L —— 诱导缝间的结构的长度。 L 大于地震波视波长的一半时，可按视波长的一半计算。视波长可取为 60m~120m；

c —— 地基中沿车站纵轴线向的地震波视速度(m/s)；

V_c —— 地下结构横断面形心处的最大地震动速度(m/s)；

α_a —— 轴向应力波系数，可根据起控制作用的地震波型，按本规范表 6.2.5 采用；

α_b —— 弯曲应力波系数，可根据起控制作用的地震波型，按本规范表 6.2.5 采用；

α —— 地下结构横断面形心处的最大地震加速度(m/s²)。

表 6.2.5 波速系数

系数类型	波 型		
	压缩波	剪切波	瑞利波
α_a	1.0	2.0	1.0
α_b	1.6	1.0	1.0

6.3 结构的抗震验算和构造措施

6.3.1 对地铁车站进行结构抗震验算时，应按本规范第 5.5.1 条的规定确定地震作用效应与其他荷载效应的基本组合和按本规范第 5.5.2 条的规定检验结构构件的抗震承载力。

6.3.2 地铁车站结构为矩形钢筋混凝土框架结构时，梁、板、柱的配筋方式、截面尺寸和轴压比，纵向受力钢筋的最小配筋率、锚固长度和搭接长度，箍筋的最小直径、最大间距和加密区长度，

(抗震)墙的厚度及其竖向和横向分布筋的最小配筋率和布置方式，以及带有孔洞时结构的构造等抗震构造措施，可参照抗震等级为二级的同类地面框架和板柱—抗震墙钢筋混凝土框架结构确定。

6.3.3 采用矩形钢筋混凝土框架结构时，顶、底和楼板宜采用梁板结构。采用无柱帽平板时，宜在柱上板带中设构造暗梁。暗梁的构造要求与同类地面结构相同。

6.3.4 地铁车站结构楼板等需要开孔时，孔洞宽度宜不大于该构件宽度的 30%。孔洞周围应设置暗梁等构件加固边缘。加固构件的布置宜使结构质量和刚度的分布仍较均匀、对称，避免局部突变和满足配筋率等构造要求。

6.3.5 矩形钢筋混凝土框架结构可采取以下措施加强墙板与顶板，梁板与立柱间的节点的刚度、强度及变形能力：

1 在中柱与顶板、中板及底板的连接处应满足柱箍筋加密区的构造要求，其范围与抗震等级相同的地面结构柱构件相同，防止中柱发生剪弯破坏。

2 墙体为包含地下连续墙的复合墙体时，顶底板及各层楼板的负弯矩钢筋应至少有 50% 锚入地下连续墙，锚入长度应按受力计算确定；正弯矩钢筋需锚入内衬，并均不小于规定的锚固长度。

3 地下连续墙在与楼板及水平框架相交处预留钢筋连接器时，应在板和框架厚度范围内预留剪力槽，槽深为 50mm。

4 中柱宜采用劲性钢筋混凝土柱或钢管混凝土柱，也可适当提高混凝土强度等级，或使用钢纤维混凝土代替普通混凝土对其加强。

6.3.6 地铁建筑结构周围地基为液化土且未采取措施消除液化

可能性时,尚应考虑采取抗浮措施。

6.3.7 在可液化地基中建造地铁车站结构时,可通过对地基采取注浆加固和换土等措施消除或减小结构上浮的可能性,也可通过增设抗拔桩使其保持抗浮稳定。

6.3.8 施工中采用深度大于 20m 的地下连续墙作为围护结构的地铁车站遇到薄层液化土层时,可不做地基抗液化处理,但其强度及抗浮稳定性的验算应考虑外围土层液化的影响。

6.3.9 地铁车站和出入口通道结构穿过地震作用下可能发生明显不均匀沉陷的地基时,应采取下列抗震构造措施:

1 在地铁车站结构的适当部位和出入口通道结构与其连接的部位设置诱导缝,同时对其验算可能发生的相对变形,避免地震时断裂或脱开。

2 加固处理地基,更换部分软弱土或设置桩基础深入稳定土层,使可减小不均匀沉陷。

6.3.10 框架柱的剪跨比宜大于 2,截面长边与短边的边长比宜小于 3,截面尺寸不宜小于 600mm×600mm。

7 地铁区间隧道及其连通道

7.1 一般规定

7.1.1 本章适用于软土地层中的地铁区间隧道及其连通道结构的抗震设计。

7.1.2 地铁区间隧道及其连通道应建造在密实、均匀、稳定的地基上。

7.1.3 地铁区间隧道及其连通道结构的抗震设计,一般可仅计算沿结构横向的水平地震作用,地基、地质条件明显变化的区段,尚应考虑竖向地震作用的影响。其主体结构可按平面应变问题分析和计算,两端及地质条件明显变化的区段则宜与相邻建筑结构(如端头井)一起,按空间结构模型计算与分析。

7.2 结构的抗震计算

7.2.1 按平面应变问题进行分析 and 计算时,地铁区间隧道结构的计算单元可沿结构纵向取为相邻管片宽度的中一中,连通道结构可取单位长度。

7.2.2 采用地层一结构时程分析法或等代水平地震加速度法按平面应变问题计算地震反应时,侧向边界宜取至离相邻隧道水平直径外缘至少 3 倍隧道外径处,底部边界取至离地表 70m 深处(或经时程分析试算,计算结果趋于稳定的深度处),上部边界取至地表。

7.2.3 采用等代水平地震加速度法按平面应变问题计算地铁区间隧道或其连通道结构在横向水平地震作用下的地震反应时,可

按本规范图 7.2.3 所示的分布规律确定等代水平地震加速度荷载,并将计算得到的结果内力乘以本规范表 7.2.3 所给的修正系数,进行结构动内力值调整。

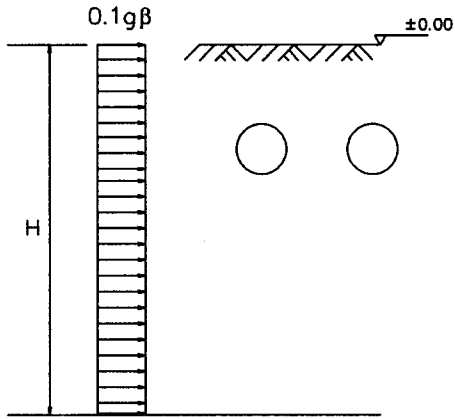


图 7.2.3 圆形断面区间隧道等代水平地震加速度分布图

注:图中 β 为圆形断面区间隧道等代水平地震加速度荷载系数。 $0.18 \leq \beta \leq 0.28$, 其值与土性及埋深等有关,取值方法见本规范附录 C 第 C.2.2 条。 H 为自地表起算的计算区域的深度, $H=70\text{m}$,或经时程分析试算计算结果趋于稳定的深度。

表 7.2.3 圆形断面区间隧道衬砌结构最大动内力值修正系数表
(等代水平地震加速度法)

弯矩	剪力	轴力
1.00	0.95~1.05	1.80~2.00

注:计算中一般可取中值。

7.2.4 采用惯性力法计算地铁区间隧道时,可按弹性地基上的圆环结构计算横向水平地震作用的地震反应。这时可按本规范图 7.2.4 所示的分布规律确定等代水平地震惯性力荷载,并按本

规范表 7.2.4 所列的数据确定结构构件最大动内力值的修正系数,后由将按本规范图 7.2.4 计算得到的结果内力与最大动内力值修正系数相乘得到结构的动内力值。

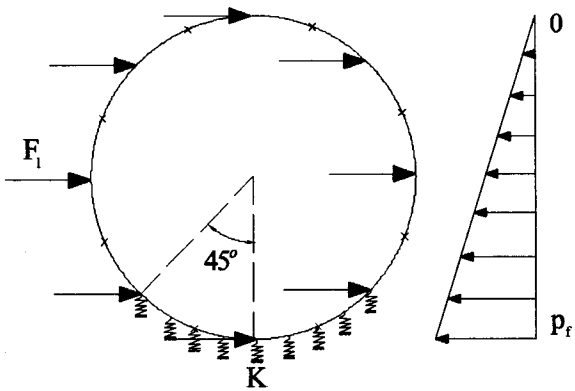


图 7.2.4 圆形断面区间隧道衬砌结构等代地震荷载的分布
及计算简图

图 7.2.4 中 K 为地层基床系数,其值可按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08—11 的有关条文取值; F_l 为作用在第 l 块圆形衬砌结构管片的形心上的等代水平地震惯性力,计算式为:

$$F_l = k_d Q_l \quad (7.2.4)$$

式中 k_d ——等代水平地震惯性力系数,在上海地区对超越概率为 10% 的上海人工波, $0.65 \leq k_d \leq 1.25$,其值与土性及埋深等有关,取值方法见本规范附录 C 第 C.3.3 条;

Q_l ——第 l 块圆形衬砌结构管片的重量, $l=1 \sim M$, M 为圆形衬砌结构管片的总数;

p_t ——成三角形分布的地层水平抗力的最大值,可由沿水平方向作用的等代地震荷载的平衡条件确定。

表 7.2.4 圆形断面地铁区间隧道衬砌结构最大动内力值修正系数表(惯性力法)

弯矩	剪力	轴力
1.00	0.75~0.85	1.00~1.20

注:计算中一般可取中值。

7.2.5 采用等代水平地震加速度法按平面应变问题计算横向水平地震作用下的双圆地铁区间隧道结构的地震反应时,可按本规范图 7.2.5 所示的分布规律确定等代水平地震加速度荷载,并将计算得到的结果内力乘以本规范表 7.2.5 所的给修正系数,进行结构动内力值调整。

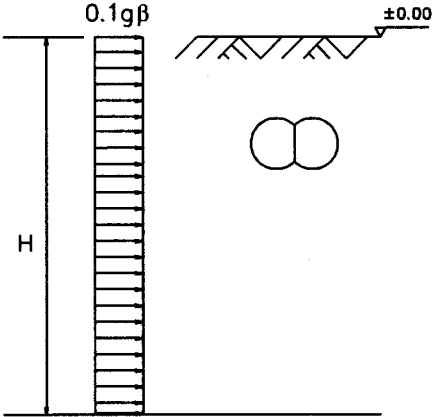


图 7.2.5 双圆断面区间隧道等代水平地震加速度分布图

注:图中 β 为双圆断面区间隧道等代水平地震加速度荷载系数, $0.16 \leq \beta \leq 0.26$, 其值与土性及埋深等有关,取值方法见本规范附录 C 第 C.2.4 条。 H 为自地表起算的计算区域的深度, $H=70\text{m}$,或经时程分析试算计算结果趋于稳定的深度。

表 7.2.5 双圆断面地铁区间隧道衬砌结构最大动内力值修正系数表(等代水平地震加速度法)

	中柱	弧形管片
弯矩	1.00	1.00
剪力	0.90~1.05	0.75~0.90
轴力	0.90~1.20	3.50~3.80

注:计算中一般可取中值。

7.3 结构的抗震验算和构造措施

7.3.1 对区间隧道及其连通道进行结构抗震验算时,应按本规范第 5.5.1 条的规定确定地震作用效应与其他荷载效应的基本组合,并按本规范第 5.5.2 条的规定检验结构构件的抗震承载力。

7.3.2 对地铁区间隧道进行设防烈度下的抗震变形验算时,其径向变形的最大值应不超过按满足接缝防水材料安全使用要求确定的允许值。

7.3.3 区间隧道和通道结构等在夹有薄层液化土层的地基中穿越时,可不作地基抗液化处理,但结构强度及其抗浮稳定性的验算应考虑土层液化的影响。

7.3.4 在地震时易发生液化、突沉的地段,尚可按设计配置较大膨胀倍率的橡胶垫,以适应隧道有可能产生的较大的纵向弯曲。

7.3.5 明挖隧道结构宜采用墙—板结构。设置立柱时,宜采用延性良好的劲性钢筋混凝土柱或钢管混凝土柱;当采用钢筋混凝土柱时,应限定轴压比并加密箍筋。

7.3.6 采用盾构法施工的区间隧道,管片宜错缝拼装,并加深接头榫槽的深度,以增强纵向整体性。

附录 A 地层—结构时程分析法

A. 0. 1 基本原理

地层—结构时程分析法将地震运动视为一个随时间而变化的过程,并将地下结构物和周围岩土体介质视为共同受力变形的整体,通过直接输入地震加速度记录,在满足变形协调条件的前提下分别计算结构物和岩土体介质在各时刻的位移、速度、加速度,以及应变和内力,并进而验算场地的稳定性和进行结构截面设计。

A. 0. 2 计算原理

1 基本方程

采用地层—结构时程分析法按平面应变问题的有限元方法计算地下结构物的地震反应时,基本方程为:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{l\}\ddot{u}_g(t) = \{F(t)\} \quad (\text{A. 0. 2})$$

式中 $\{u\}$ —— 结点位移列阵;

$[M]$ —— 体系的整体质量矩阵;

$[C]$ —— 体系的整体阻尼矩阵, $[C] = \alpha[M] + \beta[K]$, 其中 α 和 β 为由试验确定的系数。当采用瑞利阻尼时,可取 $\alpha = \lambda\omega_1$, $\beta = \lambda/\omega_1$ 。式中 λ 为阻尼比, ω_1 为体系的一阶自振频率;

$[K]$ —— 体系的整体刚度矩阵;

$\{l\}$ —— 元素均为 1 的列阵;

$\ddot{u}_g(t)$ —— 输入的地震加速度时程曲线;

$\{F(t)\}$ —— 荷载向量列阵。

2 基本方程的求解方法

基本方程(A. 0. 2)属于非线性动力方程,可采用时域积分法逐步求解。其计算步骤为:

- 1) 将输入地震加速度的计算时间划分成若干个足够微小的时间间隔;
- 2) 假设在每个微小的时间间隔内,地震加速度及体系的反应加速度均随时间呈线性变化,据以算得该时间间隔最后时刻的位移 $\{u\}$ 、速度 $\{\dot{u}\}$ 及加速度 $\{\ddot{u}\}$;
- 3) 根据位移 $\{u\}$ 求出应变和应力;
- 4) 重复步骤 2)~3),计算下一时间间隔的最后时刻的位移、速度、加速度、应变和应力,直到输入地震加速度的计算时间结束。

A. 0. 3 地层材料的动力本构模型

上海市区地层材料的动力特性可采用 Davidenkov 模型表述,动剪切模量 G 及阻尼比 λ 的计算式分别为:

$$\frac{G}{G_{\max}} = 1 - \left[\frac{(\gamma_d/\gamma_0)^{2B}}{1 + (\gamma_d/\gamma_0)^{2B}} \right]^A \quad (\text{A. 0. 3-1})$$

$$\frac{\lambda}{\lambda_{\max}} = \left(1 - \frac{G}{G_{\max}} \right)^\beta \quad (\text{A. 0. 3-2})$$

式中 A, B, β —— 拟合参数;

$G_{\max}$ —— 最大剪切模量;

γ_d —— 动剪应变;

γ_0 —— 参考应变;

$\lambda_{\max}$ —— 最大阻尼比。

A. 0. 4 梁单元的刚度矩阵

设梁单元在局部坐标系下的结点位移为 $\{\bar{\delta}\} = [\bar{u}_1, \bar{v}_1, \bar{\theta}_1, \bar{u}_2, \bar{v}_2, \bar{\theta}_2]^T$, 对应的结点力为 $\{\bar{f}\} = [\bar{X}_1, \bar{Y}_1, \bar{M}_1, \bar{X}_2, \bar{Y}_2, \bar{M}_2]^T$,

则有:

$$\{\bar{f}\} = [\bar{k}]^e \{\bar{\delta}\} \quad (\text{A. 0. 4-1})$$

式中 $[\bar{k}]^e$ —— 梁单元在局部坐标系下的刚度矩阵, 计算式为:

$$[\bar{k}]^e = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} & 0 & -\frac{12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} \\ 0 & \frac{6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} & 0 & -\frac{6EI}{l^2} & \frac{2EI}{l} \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{l^3} & -\frac{6EI}{l^2} & 0 & \frac{12EI}{l^3} & -\frac{6EI}{l^2} \\ 0 & \frac{6EI}{l^2} & \frac{2EI}{l} & 0 & -\frac{6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} \end{bmatrix} \quad (\text{A. 0. 4-2})$$

其中 l —— 梁单元的长度;

A —— 梁构件的截面积;

I —— 梁截面的惯性矩;

E —— 梁材料的弹性模量。

在整体坐标系下, 梁单元的刚度矩阵 $[k]^e$ 按下式计算:

$$[k]^e = [T]^T [\bar{k}]^e [T] \quad (\text{A. 0. 4-3})$$

式中 $[T]$ —— 转置矩阵, 计算式为:

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos\beta' & \sin\beta' & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin\beta' & \cos\beta' & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos\beta' & \sin\beta' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin\beta' & \cos\beta' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

(A. 0. 4-4)

式中 β' —— 局部坐标系与整体坐标系水平轴之间的夹角。

A. 0. 5 接触面单元的刚度矩阵

接触面单元可采用无厚度节理单元模拟。不考虑法向和切向的耦合作用时, 接触面单元应力、位移关系的增量表达式为:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\tau_s \\ \Delta\sigma_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_s & 0 \\ 0 & K_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_s \\ \Delta u_n \end{Bmatrix} = [K^e] \begin{Bmatrix} \Delta u_s \\ \Delta u_n \end{Bmatrix} \quad (\text{A. 0. 5})$$

式中 K_s —— 接触面的切向刚度;

K_n —— 接触面的法向刚度。

A. 0. 6 四边形单元

采用四结点等参单元, 并设结点位移为 $\{\delta\} = [u_1, v_1, u_2, v_2, u_3, v_3, u_4, v_4]^T$ 时, 位移模式可由双线性插值函数给出, 形式为:

$$\begin{cases} u = N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_3 u_3 + N_4 u_4 \\ v = N_1 v_1 + N_2 v_2 + N_3 v_3 + N_4 v_4 \end{cases} \quad (\text{A. 0. 6-1})$$

式中 N —— 插值函数, 即:

$$\begin{cases} N_1 = \frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta) \\ N_2 = \frac{1}{4}(1+\xi)(1-\eta) \\ N_3 = \frac{1}{4}(1+\xi)(1+\eta) \\ N_4 = \frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta) \end{cases} \quad (\text{A. 0. 6-2})$$

A. 0. 7 地震动输入

进行上海地区软土地铁建筑结构的抗震验算时, 可以采用未来 50 年超越概率为 10% 时, 上海地区地表以下 70m 深度处的人工水平地震加速度时程作为地震动输入, 如图 A. 0. 7 所示。

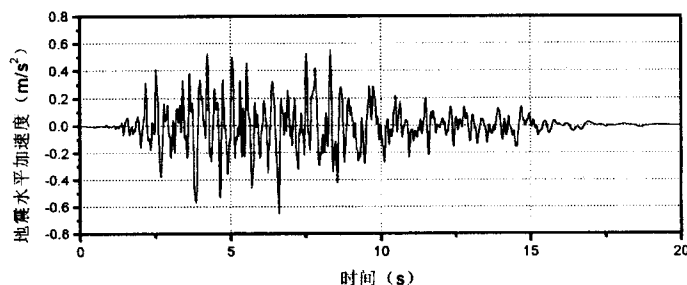


图 A.0.7 上海地区地表以下 70m 深度处的人工水平地震加速度时程

A.0.8 计算区域及边界条件

采用地层—结构时程分析法对上海地区的软土地铁建筑结构进行抗震设计计算时,计算区域和边界条件可按图 A.0.8 确定。

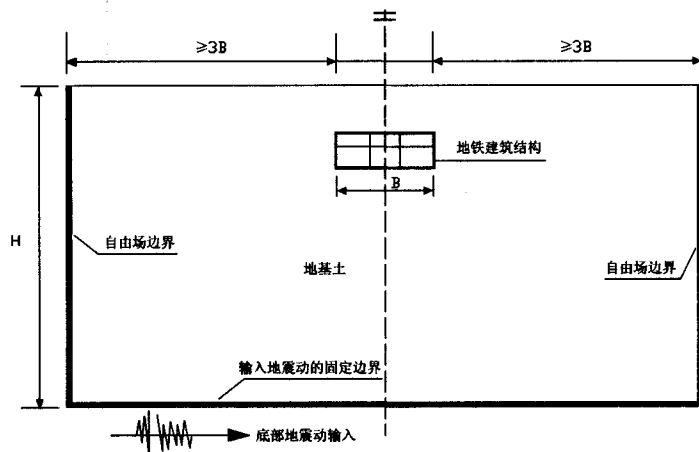


图 A.0.8 地层—结构整体动力分析法计算简图

注: $H=70\text{m}$,或经时程分析试算计算结果趋于稳定的深度。

附录 B 软土双层三跨地铁车站结构 地震反应分析的等代地震荷载法

B.1 概述

B.1.1 目的意义

本附录旨在对地震荷载作用下软土地层中常见的双层三跨地铁车站结构按平面应变问题分析时的地震反应,提出确定等代地震荷载的方法,使可采用较为简便的方法对其进行抗震设计计算。

B.1.2 基本原则

1 等代原则

本附录对常见软土双层三跨地铁车站结构按平面应变问题分析时的地震反应,按极限作用效应相等的原则确定等代地震荷载。

2 修正原则

鉴于地铁车站结构的极限地震反应的特征参数同时包含构件截面的最大弯矩、最大轴力和最大剪力,以及确定等代地震荷载时很难做到使各构件经受的最大弯矩、最大轴力和最大剪力同时等效,等代地震荷载按使主要构件的最大弯矩相等的原则确定,同时对其余构件的最大弯矩及各构件的最大轴力和最大剪力,通过引入修正系数予以计算。

B.1.3 方法分类

本附录提出的等代地震荷载法,分为等代水平地震加速度法和惯性力法两类。

以上内容仅为本文档的试下载部分，为可阅读页数的一半内容。如要下载或阅读全文，请访问：<https://d.book118.com/638010112110006136>