



T/CECS G XXXX: 2025

中国工程建设标准化协会标准

Standard of China Association for Engineering Construction Standardization

公路装配混凝土桥梁抗震设计标准

Seismic Design Standard for Prefabricated Concrete Highway

Bridges

(征求意见稿)

中国工程建设标准化协会 发布

Issued by China Association for Engineering Construction Standardization

征求意见稿

中国工程建设标准化协会标准

公路装配混凝土桥梁抗震设计标准

Seismic Design Standard for Prefabricated Concrete Highway
Bridges

T/CECS G: Dxx-01-20xx

主 编 单 位：北京工业大学

发 布 机 构：中国工程建设标准化协会

实 施 日 期：2026 年 XX 月XX 日

人民交通出版社股份有限公司

北 京

征求意见稿

前 言

根据中国工程建设标准化协会《关于印发《2025年第一批工程建设协会标准制订、修订计划的通知》（建标协字[2025]22号）的要求，由北京工业大学承担《公路装配混凝土桥梁抗震设计标准》（以下简称“本标准”）的制订工作。

编写组在总结吸收国内外公路混凝土梁桥抗震设计相关科研成果和工程应用经验的基础上，完成了本标准的编写工作。

本标准分为8章，主要包括：1 总则、2 术语和符号、3 基本要求、4 抗震分析、5 抗震验算、6 装配桥梁减隔震设计、7 预应力自复位装配桥梁抗震设计、8 抗震构造措施。

请注意本标准的某些内容可能直接或间接涉及专利，本标准的发布机构不承担识别这些专利的责任。

本标准基于通用的工程建设理论及原则编制，适用于本标准提出的应用条件。对于某些特定专项应用条件，使用本标准相关条文时，应对适用性及有效性进行验证。

本标准由中国工程建设标准化协会公路分会负责归口管理，由北京工业大学负责具体技术内容的解释，在执行过程中如有意见或建议，请函告本标准日常管理组，中国工程建设标准化协会公路分会（地址：北京市海淀区西土城路8号；邮编：100088；电话：010-62079839；传真：010-62079983；电子邮箱：shc@rioh.cn），或北京工业大学（地址：北京市朝阳区平乐园100号；邮编：100124；电子邮箱：songyc@bjut.edu.cn），以便修订时沿用。

主 编 单 位： 北京工业大学

参 编 单 位：

主 编：

主要参编人员：

主 审：

参与审查人员：

征求意见稿

目次

前 言	5
1 总则	1
2 术语和符号	3
2.1 术语	3
2.2 符号	5
3 基本要求	12
3.1 一般规定	12
3.2 抗震结构体系与设计方法	12
3.3 作用效应组合	17
4 抗震分析	18
4.1 一般规定	18
4.2 建模原则	19
4.3 连接节点建模方法	20
4.4 能力保护构件计算	22
5 强度与变形验算	23
5.1 一般规定	23
5.2 强度验算	23
5.3 变形验算	32
6 装配桥梁减隔震设计	36
6.1 一般规定	36
6.2 建模原则与分析方法	36
6.3 性能要求与抗震验算	36
7 预应力自复位装配桥梁抗震设计	38
7.1 一般规定	38
7.2 建模原则与分析方法	38
7.3 预应力自复位装配桥梁抗震性能指标	40

7.4 抗震验算.....	41
7.5 浅承插-预应力自复位装配桥梁抗震设计	42
8 抗震构造措施	45
附录 A 灌浆波纹管/灌浆套筒连接装配桥墩抗震分析模型	47
附录 B 承插连接装配桥墩抗震分析模型	49
附录 C 承插连接节点接缝抗剪承载力计算方法	52
附录 D 预应力自复位抗震设计桥墩容许位移计算方法	56

征求意见稿

1 总则

1.0.1 为规范和指导VII~IX度地震区公路装配混凝土桥梁抗震设计，减轻公路装配混凝土桥梁的地震破坏，满足公路混凝土桥梁的工业化建造需求，制定本标准。

条文说明：

公路装配混凝土桥梁因建造质量高、施工周期短、对环境干扰小等优点，在国内外桥梁工程建设中得到了广泛应用。随着国家粤港澳大湾区建设、长江经济带综合立体交通走廊规划、新时代西部大开发等重大战略布局的实施，近年来公路装配混凝土桥梁在地震高风险区的应用已呈现出显著的增长趋势。同时，我国是地震多发国家，约60%的国土面积位于强震区，地震活动频繁。在历次强烈地震中，均有大量桥梁发生破坏甚至倒塌，影响灾区应急救援与灾后重建。

然而，地震作用下装配桥墩的传力机理、破坏特征与传统现浇桥墩有所不同，缺乏针对装配混凝土桥墩节点非线性行为的分析方法和抗震验算指标，现有公路混凝土桥梁的国家和行业抗震设计规范无法满足当前公路装配混凝土桥梁的抗震设计需求。当前公路装配混凝土桥梁的相关设计规范正在快速发展和完善之中，其中，交通运输部行业标准《公路装配式混凝土桥梁设计规范》(JTGT 3365-05—2022)仅针对VII度以下地区的装配混凝土桥梁的抗震设计进行了规定，针对VII度以及上地震区的装配混凝土桥梁抗震设计条文尚属空白，导致公路装配混凝土桥梁在地震高风险区的抗震设计无条文可依，制约了其规模化推广应用。综上所述，为满足公路装配混凝土桥梁的应用建设需求，规范和指导其抗震设计，在广泛调研和吸收现有装配混凝土桥梁抗震设计新技术的基础上，制定《公路装配混凝土桥梁抗震设计标准》。

1.0.2 本标准适用于公路装配混凝土梁桥的抗震设计，其他类型装配桥梁除满足本标准要求外，还应进行专门研究。

1.0.3 公路装配混凝土桥梁的抗震设计，应遵循连接可靠、施工便捷、抗震安全和结构耐久的原则。

条文说明：

装配混凝土桥梁采用新型连接构造和施工技术，通过工厂化预制构件，现场

快速装配，在保证建设质量、安全和费用的同时，极大加快了旧桥改造及新桥建造速度，是下一代桥梁工程发展方向。但装配混凝土桥梁的“连接可靠性”、“施工便捷性”、“抗震安全性”与“结构耐久性”是限制其推广应用的四大关键技术难题，因此需在抗震设计中予以考虑。

1.0.4 公路装配混凝土桥梁的抗震设计除应符合本标准的规定外，尚应符合国家和行业现行有关标准的规定。

征求意见稿

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 装配混凝土桥梁 precast concrete girder bridge

通过可靠的连接方式将预制混凝土构件装配为整体的混凝土桥梁。

2.1.2 预制构件 precast member

按照设计要求在预制工厂或预制场制作的混凝土桥梁构件。

2.1.3 灌浆接缝 grouted joint

通过灌浆的方式实现不同预制构件间内力传递与整体连接的接缝构造。

2.1.4 座浆垫层 Mortar layer

填充在不同预制构件之间起调平、传力作用的密实垫层。

2.1.5 连接节点 Connection joint

将不同预制混凝土构件通过预设构造实现可靠拼接，并传递内力与变形的关键连接部位。

2.1.6 灌浆套筒连接 grouted splicing sleeve connection

将预留钢筋插入套筒端部并压注灌浆料，通过灌浆料的粘结与握裹作用，实现钢筋传力的连接方式。

2.1.7 灌浆波纹钢管连接 grouted corrugated steel duct connection

将预留钢筋插入相邻构件的预埋波纹管内部并压注灌浆料，实现钢筋传力的连接方式。

2.1.8 承插连接 socket connection

将预制混凝土构件插入相邻构件预留插槽内并灌注混凝土或灌浆材料，实现

构件传力的连接方式。

2.1.9 插槽连接 pocket connection

将预制构件的预留钢筋插入相邻构件预留插槽内并灌注混凝土或灌浆材料，实现钢筋传力的连接方式。

2.1.10 预应力自复位连接 prestressing self-centering connection

通过施加无粘结预应力将预制构件连接为整体，并使构件在受力变形后能自主复位的连接方式。

2.1.11 湿接缝连接 cast-in-place concrete connection

将预制混凝土构件与相邻构件通过现浇混凝土连接为整体的连接方式。

2.1.12 地震作用 earthquake action

作用在装配式混凝土梁桥结构上的地震动，包括水平地震作用和竖向地震作用。其中第一阶段抗震设计采用工程场地重现期较短的 E1 地震作用，其中第二阶段抗震设计采用工程场地重现期较长的 E2 地震作用。

2.1.13 延性抗震设计 ductility seismic design

允许预制结构发生塑性变形，不仅用构件的强度作为衡量结构性能的指标，同时要校核构件的变形能力是否满足要求的设计方法。

2.1.14 减隔震抗震设计 seismic isolation design

装配式混凝土桥梁上部结构和下部结构或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，降低结构的地震反应和（或）减小输入到上部结构的能量，达到预期防震要求的设计方法。

2.1.15 预应力自复位抗震设计 prestressed self-centering seismic design

通过预应力自复位抗震连接提升装配式混凝土桥梁结构在地震作用下的损伤控制能力及自复位能力，使桥梁在地震后最大限度减少经济损失并快速恢复使用

功能的设计方法。

2.1.16 能力保护设计 capacity protection design

为保证延性抗震设计桥梁在 E2 地震作用下，可能出现塑性铰的桥墩的非塑性铰区、连接节点、基础、盖梁和上部结构等构件不发生塑性变形和剪切破坏，同时桥墩的塑性铰区也不发生剪切破坏，对上述部位、构件进行的加强设计。

2.1.17 抗震构造措施 details of seismic measures

根据试验和理论分析归纳总结的对装配混凝土桥梁结构各构件、连接节点必须采取的各种细部要求，一般不需地震作用计算和抗力计算。

2.2 符号

2.2.1 材料性能

- f_c ——承插孔上缘和下缘混凝土抗压强度；
- f_s ——纵筋屈服强度；
- f_{yh} ——剪切锥体范围内箍筋的屈服强度；
- τ_c ——为承台混凝土的抗剪强度，取 $0.33\sqrt{f_{c1}}$ ；
- f_{c1} ——为圆柱体抗压强度；
- f_{td} ——承台混凝土轴心抗拉强度设计值；
- f_{sd} ——预留承插孔周边 U 形抗冲切钢筋抗拉强度设计值；
- f_y ——穿过水平接缝面的钢筋抗拉强度设计值；
- f_{yh} ——箍筋抗拉强度设计值；
- f_y ——纵向钢筋的抗拉强度标准值；
- f_z ——墩柱纵筋强度；
- f_{sy} ——连接钢筋强度；
- f_{yy} ——竖向钢筋屈服强度；
- E_{PT} ——预应力束的弹性模量；
- E_c ——混凝土弹性模量；

f_c' ——混凝土抗压强度；

f_{ce} ——混凝土的有效抗压强度；

τ_s ——混凝土的直剪强度；

f_g ——灌浆料的强度；

f_s ——剪力筋强度。

2.2.2 作用与作用效应

M_{co} ——桥墩塑性铰区截面抗弯承载力；

V_{co} ——桥墩所受的水平力；

M ——承插连接节点抗弯承载力；

V ——承插连接节点抗弯承载力对应的水平力；

M_{ct} ——承台承插槽侧壁上部混凝土承压力引起的弯矩；

M_{cb} ——承台承插槽侧壁下部混凝土承压力引起的弯矩；

M_{ft} ——承台承插槽侧壁上部混凝土摩擦力引起的弯矩；

M_{fb} ——承台承插槽侧壁下部混凝土摩擦力引起的弯矩；

M_c ——桥墩承插段截面抗弯承载力的混凝土贡献部分；

M_{sz} ——桥墩承插段截面抗弯承载力的钢筋贡献部分；

N_c ——混凝土压应力合力；

C_t ——承插槽侧壁上部混凝土承压力；

C_b ——承插槽侧壁下部混凝土承压力；

T_t ——墩柱塑性铰截面纵向受拉钢筋的合力；

F_{ld} ——作用于承台最大竖向力设计值；

V_s ——灌浆接缝抗剪承载力；

P_f ——承台底板抗冲切承载力；

V_{cu} ——受剪承载力设计值；

V_{cl} ——钢筋提供的销栓作用；

N ——垂直于水平接缝的轴向力设计值；

V_{c0} ——桥墩的剪力设计值；

V_c ——塑性铰区混凝土的抗剪能力贡献；

V_s ——横向钢筋的抗剪能力贡献；

- v_c ——塑性铰区混凝土抗剪强度；
 f_{cd} ——混凝土抗压强度设计值；
 P_c ——墩柱截面最小轴力；
 M_f ——承插段与灌浆料间摩擦力形成的力矩；
 M_C ——桥墩恢复弯矩；
 M_R ——桥墩抵抗弯矩；
 W ——上部结构重力；
 δ_{di} ——残余位移漂移率为 0.5% 时耗能装置的应力；
 τ_c ——混凝土斜截面应力；
 W ——上部结构重力；
 I ——截面抗弯惯矩；
 $F_{PT,0}$ ——预应力束初始张拉力；
 F_{di} ——极限状态下耗能装置所受轴力；
 F_{PTi} ——极限状态下预应力筋所受拉力；
 V_{sk} ——承台或者墩柱破坏时铺设剪力键的节点的抗剪承载力；
 V_s ——由压杆机制提供的抗剪阻力；
 V_a ——界面粘聚力；
 V_{gr} ——灌浆料破坏时铺设刻槽的节点的抗剪承载力；
 V_g ——由灌浆料提供的抗剪阻力；
 V_{sf} ——剪力筋破坏时节点的抗剪承载力；
 V_f ——由剪力筋产生的剪切摩擦力；
 V_d ——由剪力筋产生的销栓力。

2.2.3 几何参数

- d ——墩柱截面直径；
 l_e ——承插深度；
 x_t ——承插槽侧壁上缘距中性轴的距离；
 x_b ——承插槽侧壁下缘距中性轴的距离；
 x_0 ——承插段墩柱底面受压区高度；
 z_c ——混凝土压应力合力中心到中性轴的距离；

- α_c ——混凝土受压区对应的圆心角的一半；
- α_{scz} ——纵筋屈服区域对应的圆心角的一半；
- α_{cz} ——纵筋受压区对应的圆心角的一半；
- r_z ——纵筋中心到墩柱截面中心的距离；
- t_z ——纵筋等效钢环厚度；
- b_{ew} ——承插槽上缘和下缘局部应力块的有效宽度；
- r ——墩柱截面半径；
- H ——悬臂墩高度或墩柱塑性铰截面到反弯点的距离；
- ϕ_y ——截面等效屈服曲率；
- L_p ——等效塑性铰长度；
- L_{p1} ——根据纵向钢筋确定的等效塑性铰长度；
- L_{p2} ——根据截面尺寸确定的等效塑性铰长度；
- A_{cone} ——混凝土剪切锥体的侧面积；
- α ——混凝土锥体拔出角度；
- l_s ——墩柱承插段长度；
- d_g ——灌浆接缝宽度；
- A_c ——承插槽侧壁面积；
- U_m ——承台距离墩底作用面 h_0 处破坏锥体截面面积的周长；
- h_0 ——墩底距离承台底板主筋的距离；
- A_{sd} ——预留承插孔周边 U 形抗冲切钢筋总截面面积；
- A_{sd1} ——垂直穿过水平接缝面的抗剪钢筋面积；
- A_g ——墩柱塑性铰区域截面全面积；
- A_e ——核心混凝土面积；
- A_{sp} ——螺旋箍筋面积；
- A_v ——计算方向上箍筋面积总和；
- s ——计算方向上箍筋面积总和；
- Δ_d ——E2 地震作用下墩顶的位移；

- Δ_u ——桥墩容许位移；
 θ_p ——E2 地震作用下，潜在塑性铰区域的塑形转角；
 θ_u ——塑性铰区域的最大容许转角；
 b ——矩形截的短边尺寸或圆形截面的直径；
 d_s ——纵向钢筋的直径；
 θ_{sc} ——承插段转角；
 l_e ——承插段长度；
 l_m ——承插段上、下缘局部压力作用范围中心间距；
 l_t ——承插段上缘局部压力作用范围高度；
 l_b ——承插段下缘局部压力作用范围高度；
 ϕ_u ——极限破坏状态的曲率能力；
 $\theta_{0.005}$ ——残余位移漂移率为 0.5% 时接触界面的转角；
 $c_{0.005}$ ——残余位移漂移率为 0.5% 时接触界面的受压区高度；
 x_{PTi} ——预应力束距远侧边缘距离；
 l_{PTu} ——预应力束的无粘结长度；
 ε_{du} ——耗能装置的极限应变；
 l_{du} ——耗能装置的无粘结长度；
 b ——计算方向桥墩截面宽度；
 h ——桥墩高度；
 A_{PT} ——预应力束的面积；
 x_{di} ——耗能装置距远侧边缘距离；
 A_{di} ——耗能装置的有效面积；
 Δ_{dec} ——消压极限状态的墩顶位移；
 n_z ——墩柱纵筋数量；
 A_z ——墩柱单根纵筋面积；
 n_{sy} 、 A_{sy} ——分别为连接钢筋数量及面积；
 β_d ——水平方向与承台侧壁斜向破坏面的夹角；
 D_e ——承插槽直径；
 Δ_{dec} ——消压极限状态的墩顶位移；

ϕ_{dec} ——消压极限状态的曲率；
 b_1 ——垂直于计算方向桥墩截面宽度；
 θ_{su} ——桥墩的容许转角；
 θ_{du} ——阻尼器断裂时的桥墩转角；
 θ_{lu} ——预应力筋屈服时的桥墩转角；
 ε_{du} ——耗能装置的极限应变；
 l_{du} ——耗能钢筋无粘结长度；
 $x_{d,side}$ ——最外侧耗能装置距另一侧距离；
 c_u ——极限状态接触面受压区高度；
 A_{PT} ——预应力束的面积；
 x_{PTi} ——预应力束的距远侧边缘距离；
 l_{PTu} ——预应力束的无粘结长度；
 n_s ——剪力键数量；
 A_s ——压杆面积；
 α_1 ——压杆与水平面之间的夹角；
 A_b ——灌浆料和混凝土之间的粘结面积；
 l_{s1}, l_{s2} ——压杆尺寸；
 l_c ——墩柱宽度；
 A_r ——刻槽的剪切断裂面积；
 A_d ——界面上剪力筋的总面积 (mm^2)。

2.2.4 计算系数及其他

γ_0 ——结构重要性系数；
 μ ——墩柱承插段和承台侧壁之间的摩擦系数，取 0.8；
 η ——混凝土应力块的强度系数，宜取 0.85；
 β ——混凝土矩形应力块的长度系数；
 λ ——混凝土应力块修正系数；
 ρ_{vh} ——剪切锥体范围内箍筋的配筋率；
 c_1 ——粘结系数；
 β_h ——承台底板高度尺寸效应系数；

χ ——系数，可取 0.6；

μ_d ——桥墩构件位移延性系数；

EI ——承插段截面抗弯刚度；

GA ——承插段抗剪刚度；

ξ ——承插段截面剪应力不均匀分布系数，取 1.2；

q ——承插段上、下缘局部压力荷载集度，可取 $0.85f_c$ ；

K_{ds} ——延性安全系数；

$\Delta\varepsilon_{PTi}$ ——预应力束的应变增量；

ρ_{yy} ——竖向钢筋配筋率；

β_c, β_s ——压杆约束修正系数和压杆系数；

φ ——界面粗糙系数，对于光滑界面取 0.213；对于粗糙界面需经过试验测定；

γ ——刻槽接缝系数，取 0.9961；

c_2, a, ϕ ——分别为黏结系数、黏结指数和剪力筋系数，取 0.28、0.35 和 0.84。

3 基本要求

3.1 一般规定

3.1.1 公路装配式混凝土桥梁的抗震设防分类、设防标准、抗震措施等级、抗震重要性系数、地震作用均应符合现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的有关规定。其中采用自复位抗震设计的公路装配式混凝土桥梁在 E2 地震作用下的设防目标应为仅发生轻微损伤,经简单修复可继续使用。

3.1.2 公路装配式混凝土桥梁的场地、地基和基础应符合现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的有关规定。

3.2 抗震结构体系与设计方法

3.2.1 公路装配式混凝土桥梁的抗震设计方法分类应符合现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的有关规定。

条文说明:

根据《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01),不同抗震设防分类及设防烈度下装配式混凝土桥梁的抗震设计方法可分为 3 类: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,并应满足桥梁结构抗震体系的要求以及相关构造和抗震措施的要求;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 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。

桥梁抗震设计方法应按表 3.2.1 选用。

表 3.2.1 桥梁抗震设计方法选用

桥梁类别	抗震设防烈度					
	VI	VII		VIII		IX
	0.05g	0.1g	0.15g	0.2g	0.3g	0.4g
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

3.2.2 桥梁抗震设计可采用图 3.2.2 的抗震设计流程进行。

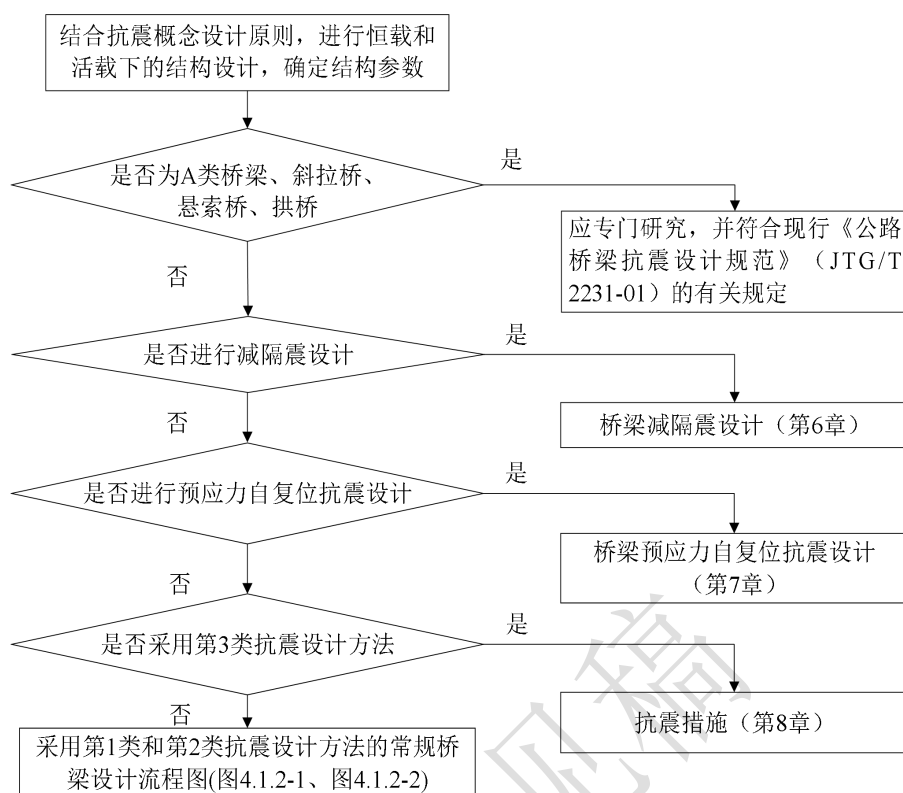


图 3.2.2 装配混凝土桥梁抗震设计总流程图

3.2.3 装配混凝土桥梁结构抗震体系应符合下列规定：

- （1）装配混凝土桥梁的下部结构体系和接缝选型应满足抗震设防的需求。
- （2）桥梁预制构件分块应使结构体系的连接部应受力明确、构造可靠。
- （3）有明确、可靠的耗能部位，应避免因连接区域破坏而导致结构倒塌。

3.2.4 B类和C类装配混凝土梁桥，可采用以下三种抗震体系：

- （1）类型I，延性抗震体系，地震作用下，桥梁的弹塑性变形、耗能部位位于桥墩，典型单柱墩和双柱墩的耗能部位即潜在塑性铰区域，如图 3.2.4-1 所示。
- （2）类型II，减隔震抗震体系，地震作用下，桥梁的耗能部位位于桥梁上、下部连接构件，包括减隔震支座和耗能装置。
- （3）类型III，预应力自复位抗震体系，地震作用下，桥梁的变形主要集中于桥墩拼接缝处，耗能部位位于拼接缝处设置的耗能装置，如图 3.2.4-2 所示。

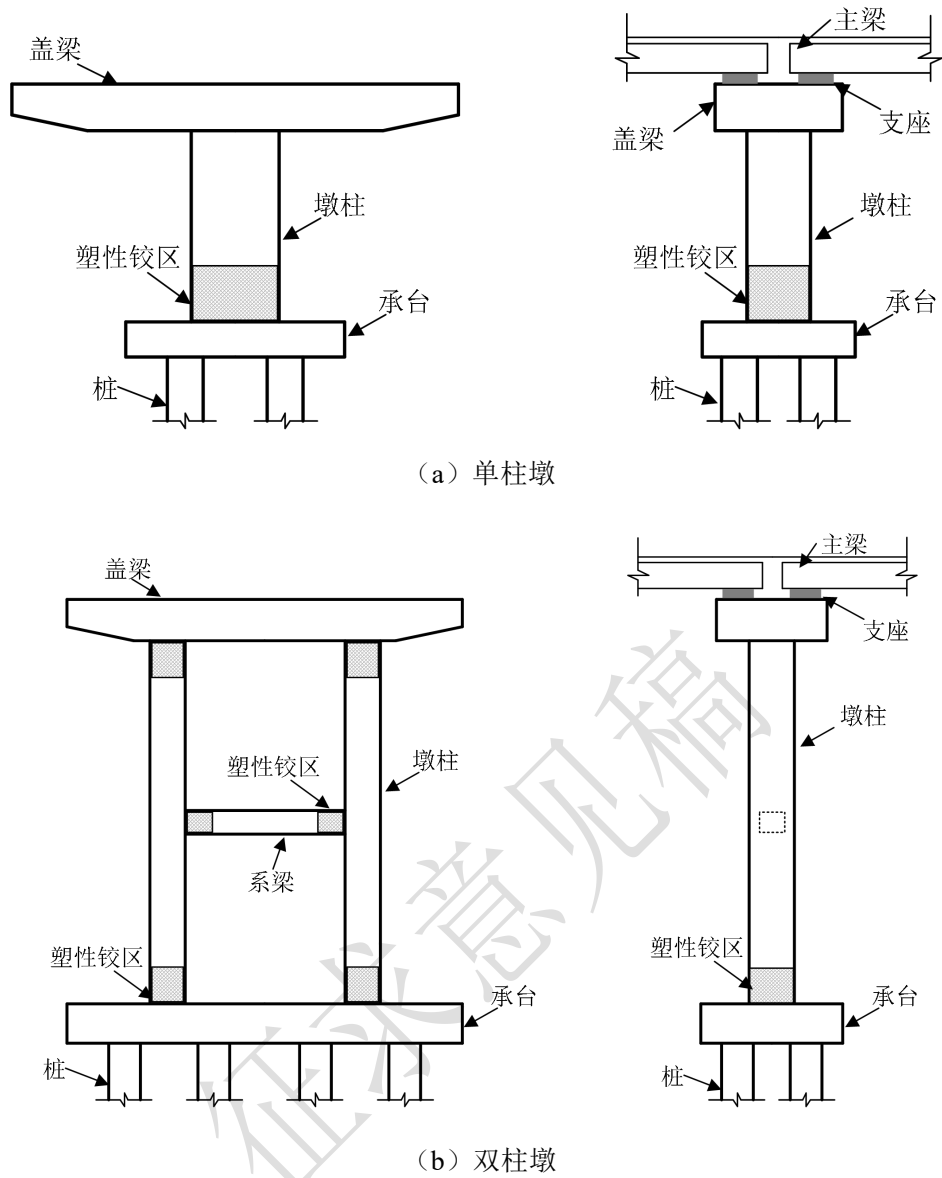


图 3.2.4-1 简支梁、连续梁单柱墩和双柱墩塑性铰耗能部位示意图

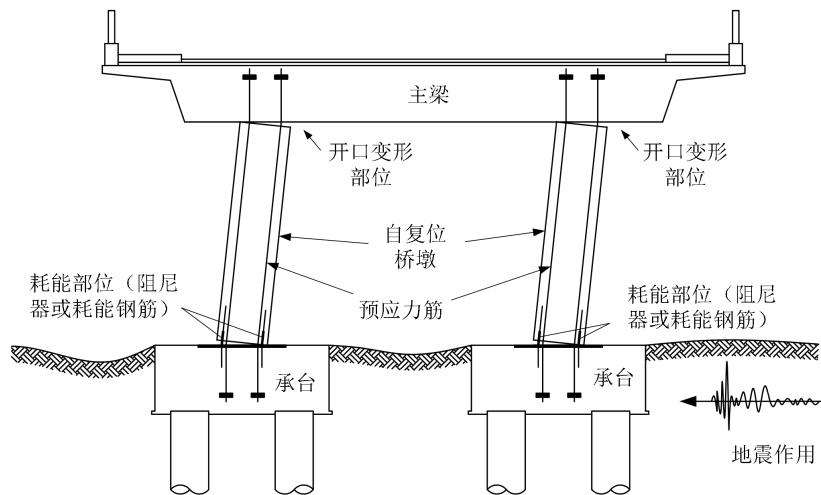


图 3.2.4-2 预应力自复位设计桥墩变形耗能部位示意图

条文说明:

目前,国内外装配混凝土桥梁结构抗震体系可主要分为三类:延性抗震体系、减隔震抗震体系和预应力自复位抗震体系。①按延性抗震设计的桥梁,依靠墩柱塑性变形延长周期、耗散地震能,耗能部位宜选便于检修修复的构件;带系梁双柱墩优先让塑性变形出现在系梁处。②采用减隔震设计的桥梁,地震作用下,可通过支座、耗能装置等上下部连接构件产生塑性变形或提升体系阻尼,延长结构自振周期、耗散地震能量,进而降低桥梁结构的地震响应。③按预应力自复位抗震设计的桥梁,桥墩与主梁(盖梁)或承台通过干接缝连接,并通过内置无粘结预应力筋组合成整体。地震作用下,桥墩可发生接触界面开合,减小结构侧向刚度,延长自振周期;桥梁结构自重和预应力给桥墩提供了自复位能力,降低结构震后残余位移;附加的阻尼器可耗散地震能量,避免桥墩严重受损,实现震后快速恢复。

抗震设计需预先明确耗能区域,验算构件变形能力,保证其余部位强度高于耗能区,避免提前破坏。桥梁造型越规整、刚度强度分布越均匀,抗震表现越优。设计应控制墩柱高差,减小斜桥斜交角与曲线桥曲率。

3.2.5 位于抗震设防烈度Ⅷ度(0.2g)及以上场地的装配混凝土桥梁,可采用类型Ⅲ的抗震体系进行设计;位于抗震设防烈度Ⅶ度(0.15g)及以上场地的装配混凝土桥梁,可采用类型Ⅱ的抗震体系进行设计;其他场地的装配混凝土桥梁宜采用类型Ⅰ的抗震体系进行设计。

条文说明:

针对桥梁工程场地的抗震设防烈度和加速度等级选择合理的抗震设计方法,具体场地类型和烈度等级可参照《中国地震动参数区划图》(GB18306-2015)。一般场地的桥梁宜采用类型Ⅰ抗震体系,通过选取合理的桥墩节点区参数(足够承插深度或钢筋锚固长度)可实现“等同现浇”抗震性能,即采用延性抗震设计。在位于抗震设防烈度Ⅶ度(0.15g)及以上场地的装配混凝土桥梁,为降低桥墩地震需求,可采用类型Ⅱ抗震体系开展装配桥梁减隔震设计,通过上、下部结构之间的支座与耗能装置等连接构件发生塑性变形或提供附加阻尼,延长结构自振周期并耗散地震能量,从而达到减小结构地震反应的控制目标。此外,对于抗震设防烈度Ⅷ度(0.2g)及以上场地的装配混凝土桥梁,可采用类型Ⅲ抗震体系,开

展预应力自复位装配桥梁抗震设计,通过自重和预应力实现自主复位,将变形集中在预设界面减小地震损伤,通过附加阻尼器或耗能钢筋降低桥墩地震响应,实现震后桥梁功能的快速恢复。

3.2.6 桥梁基础、连接节点、盖梁、支座和主梁宜作为能力保护构件,桥墩的抗剪强度应符合能力保护设计原则。

条文说明:

对于采用类型I和类型II的抗震体系进行设计的装配混凝土桥梁,桥墩、系梁可作为延性构件设计,能力保护设计原则可参照《公路装配式混凝土桥梁设计规范》(JTGT 3365-05—2022)相关说明。对于采用类型III抗震体系进行设计的装配混凝土桥梁,耗能装置可在地震产生损伤,但桥墩主体不发生塑性损伤,应按照能力保护构件设计。

3.2.7 装配混凝土桥梁下部结构连接构造应根据 PGA 水平按表 3.2.5 选用。

表3.2.5 装配混凝土桥墩连接方式选择

序号	连接构造		PGA水平			
			0.05g	0.10g	0.15g	≥0.20g
1	灌浆套筒连接	套筒设在墩身节段间	√	√	△	△
		套筒设置在墩底	√	△	×	×
		套筒设置在承台、盖梁	√	√	√	△
2	灌浆波纹管连接	墩柱与盖梁	√	√	√	△
		墩柱与承台	√	√	√	△
3	承插连接	墩柱与盖梁	√	√	△	△
		墩柱与承台	√	√	△	△
4	插槽连接		√	√	√	△
5	预应力自复位连接		√	√	△	△
6	湿接缝连接	墩柱与盖梁	√	√	√	△
		墩柱与承台	√	√	√	△
		墩身节段间	√	√	√	△

注:表中符号“√”表示可选用,“△”表示需通过抗震专项研究论证可行后选用,“×”表示不可选用。

3.2.8 公路装配式混凝土桥梁的抗震概念设计应符合现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTGT 2231-01)的有关规定。

3.3 作用效应组合

3.3.1 公路装配混凝土桥梁抗震设计应考虑永久作用、地震作用及温度作用。

3.3.2 作用效应组合应包括 3.3.1 条的各种作用效应的最不利组合。作用效应的组合系数取值符合现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01) 的规定。

征求意见稿

4 抗震分析

4.1 一般规定

4.1.1 本章适用下部结构为混凝土结构的装配桥梁的抗震分析，对于近海、高寒等复杂环境地区的装配混凝土桥梁宜作专项研究。

条文说明：

近海、高寒环境下，装配桥梁接缝等连接部位易受锈蚀、冻融影响导致劣化，从而影响结构整体抗震性能，因此，宜对装配桥梁连接耐久性开展专项研究。

4.1.2 装配桥梁抗震设计流程可参见图 4.1.2-1。

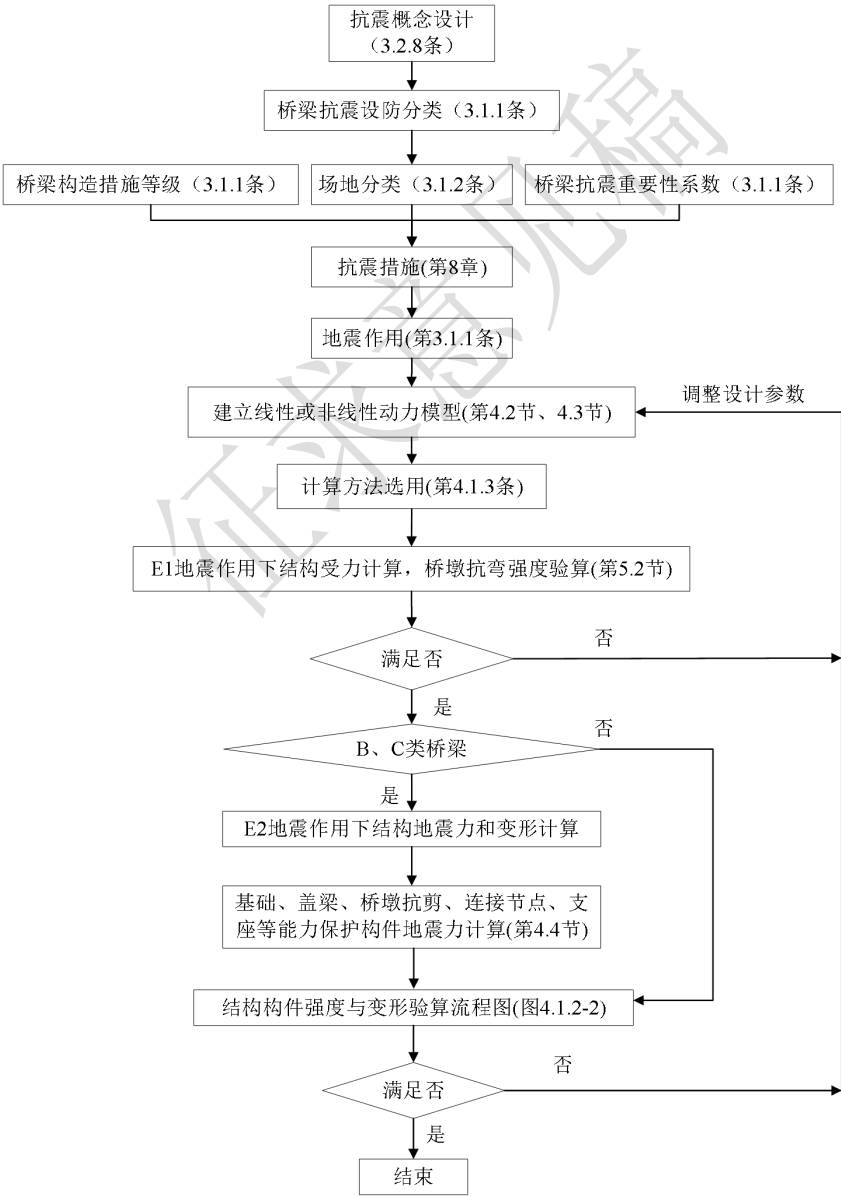
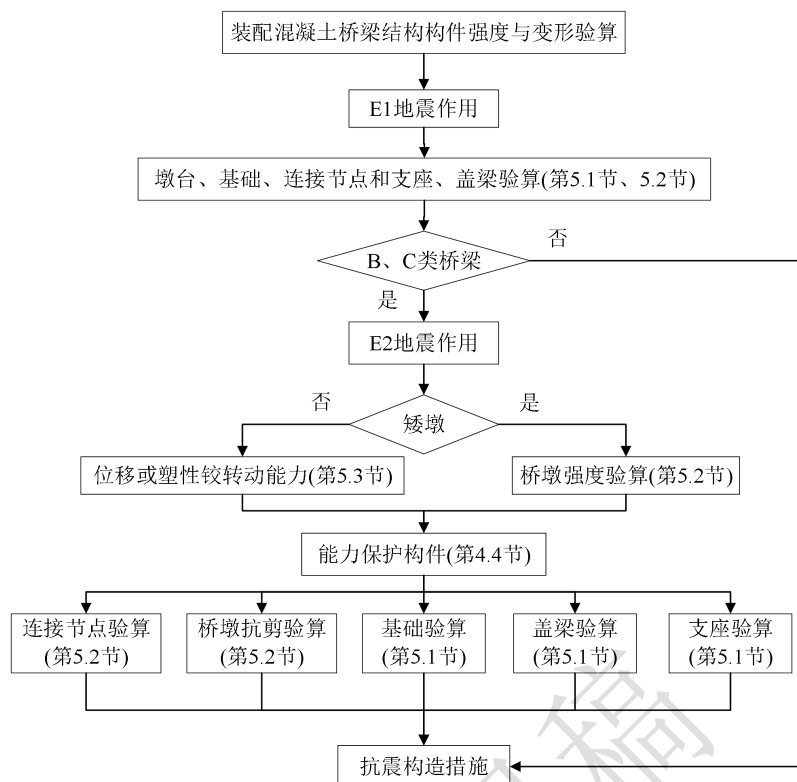


图 4.1.2-1 装配式混凝土桥梁总体设计流程



4.1.2-2 装配混凝土结构构件强度与变形验算流程

4.1.3 装配混凝土桥梁的抗震分析计算方法应符合现行《公路工程抗震规范》(JTG B02)和《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的规定。

4.2 建模原则

4.2.1 装配混凝土桥梁的抗震分析，应建立结构体系的空间动力计算模型，并考虑连接节点的非线性动力特性。

4.2.2 装配混凝土桥梁结构动力空间计算模型应能正确反映桥梁上部结构、下部结构预制装配与盖梁/承台连接节点、支座和地基的刚度、质量分布及阻尼特性，从而保证在 E1 和 E2 地震作用下引起的惯性力和主要振型能得到正确反映。一般情况下，装配桥梁结构的动力计算模型应满足现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)和本节的相关规定。

条文说明：

对于规则装配混凝土桥梁动力空间计算模型，为了正确反映实际桥梁结构的动力特性，要求每个装配桥墩至少采用三个杆系单元，且桥墩与盖梁/承台连接节点区需设置连接单元表征连接节点区的力学特性和变形特征，桥梁支座采用支座连接单元模拟，单元质量可采用集中质量（图 4.2.2）。

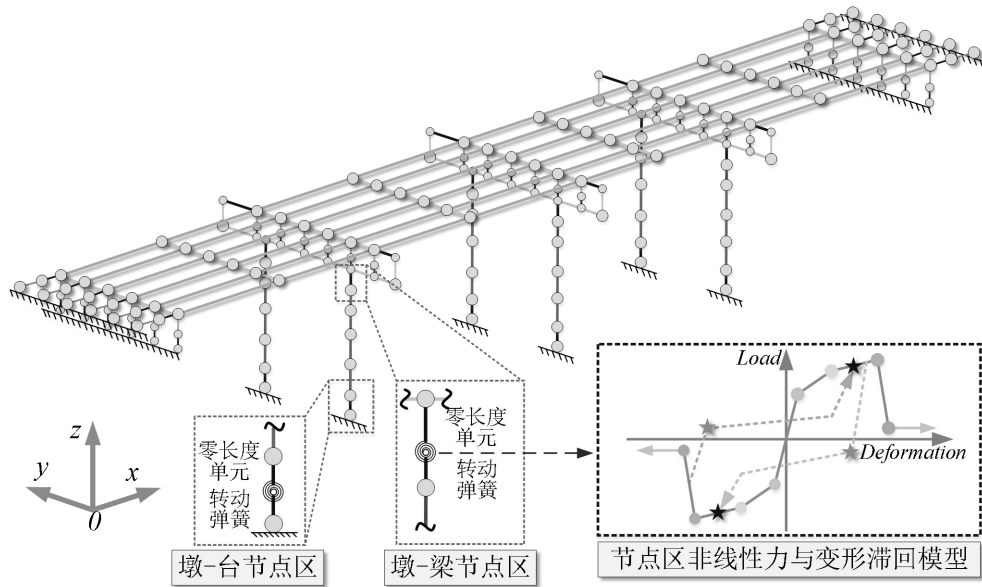


图 4.2.2 装配式混凝土桥梁动力空间计算模型

4.2.3 装配式混凝土桥梁连接节点、接缝的计算模型可根据实际需要和构造特点采用实体单元、纤维单元、非线性弹簧单元等进行模拟，具体可参照 4.3 节的相关规定。

4.3 连接节点建模方法

4.3.1 灌浆套筒连接节点

建立分析模型时，应考虑预制构件与相邻构件间接缝、灌浆套筒刚度以及钢筋与套筒内灌浆料间的粘结-滑移行为对结构力学性能的影响，其他部分可采用与现浇结构类似的建模方法。灌浆套筒连接预制装配桥墩抗震分析模型参考本标准附录 A。

条文说明：

对于灌浆套筒连接节点，不同构件之间拼接缝界面的力学行为以及钢筋在套筒内的锚固长度是影响连接节点抗震性能和失效模式的关键因素。为准确再现地震荷载下灌浆套筒连接节点的地震性能，需选取合理的单元和本构关系对接缝界面和钢筋与灌浆料之间的粘结-滑移行为进行准确模拟。对于接缝界面，在切线方向需考虑接触界面的摩擦行为，在法线方向可只考虑受压接触行为，忽略接缝的粘结作用。采用实体单元建模时，连接节点区不同界面间的力学行为可采用“面-面接触”进行模拟，即法向采用“库伦摩擦”，法向采用“硬接触”；采用纤维单元模拟时，可采用零长度截面单元进行模拟。灌浆料与连接钢筋之间的粘结-滑移

行为受不同锚固钢筋直径、锚固长度、灌浆料类型和强度、套筒尺寸等设计参数的影响，可采用基于拉拔试验的粘结-滑移本构对其进行模拟。

4.3.2 灌浆波纹管连接节点

建立分析模型时，应考虑预制构件与相邻构件间接缝以及钢筋与波纹管内灌浆料间的粘结-滑移行为对结构力学性能的影响，其他部分可采用与现浇结构类似的建模方法。

条文说明：

对于灌浆波纹管连接节点，不同构件之间拼接缝的界面的力学行为以及钢筋在波纹管内锚固长度是影响连接节点抗震性能和失效模式的关键因素。相邻构件间接缝以及钢筋与波纹管内灌浆料间的粘结-滑移行为的建模方法可参考 4.3.1 节的灌浆套筒连接节点建模方法。

4.3.3 承插连接节点

建立分析模型时，应考虑节点连接区域力学特性（包括灌浆接缝、墩柱插入承台部分、承台插槽等）对结构力学性能的影响，承插节点区的力学行为可采用集中弹簧法或离散弹簧法模拟，参考本标准附录 B。其他部分可采用与现浇结构类似的建模方法。

条文说明：

对于承插连接节点，当采用实体单元建模时，连接节点区不同界面间的力学行为可采用“面-面接触”进行模拟；当采用纤维单元进行建模时，可基于弹性地基梁理论建立连接区域荷载-变形本构关系，并采用零长度弹簧单元进行模拟。

4.3.4 插槽连接节点

建立分析模型时，应考虑预制构件与相邻构件间接缝以及伸出的预埋钢筋与插槽内水泥基灌浆材料间的粘结-滑移行为对结构力学性能的影响，其他部分可采用与现浇结构类似的建模方法。

条文说明：

对于插槽连接节点，不同构件之间拼接缝的界面的力学行为以及预埋钢筋与插槽内水泥基灌浆材料间的粘结-滑移行为的建模方法可参考 4.3.1 节的条文说明。但钢筋与插槽内水泥基灌浆材料间的粘结-滑移本构应基于试验研究结果进行确定。

4.3.5 湿接缝连接节点

建立分析模型时,应考虑预制构件与相邻构件间接缝对结构力学性能的影响,其他部分可采用与现浇结构类似的建模方法。

4.4 能力保护构件计算

4.4.1 在 E2 地震作用下,当结构未进入塑性工作范围时,桥梁墩柱的剪力设计值、桥梁基础、连接节点和盖梁的内力设计值可用 E2 地震作用的计算结果。

4.4.2 当桥梁基础、连接节点、支座、盖梁和墩柱抗剪、作为能力保护构件设计时,其弯矩和剪力设计值应按能力保护原则计算,应取与墩柱塑性铰区域截面超强弯矩所对应的弯矩和剪力值。

4.4.3 基础、支座、盖梁和墩柱抗剪作为能力保护构件设计时,其内力设计值应按照现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)进行计算。

4.4.4 连接节点的弯矩、剪力和轴力设计值应根据墩柱可能出现塑性铰处截面的超强弯矩、剪力设计值和恒载作用下的内力组合进行计算。

4.4.5 承插连接节点的桥墩插入承台部分应作为能力保护构件进行设计,可按本规范 4.4.4 条计算。

条文说明:

当承插深度不足时,墩柱承插部分易发生弯剪破坏,不容易进行震后修复,应按能力保护构件进行设计。

5 强度与变形验算

5.1 一般规定

5.1.1 采用延性设计时，装配混凝土桥墩应进行 E1 地震作用下的强度验算及 E2 地震作用下的强度和变形验算，装配连接节点应进行 E1 和 E2 地震作用下的强度验算。

5.1.2 装配混凝土桥梁支座、基础、盖梁应按现行《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01）的规定进行抗震验算。其中采用承插连接装配混凝土桥梁的基础和盖梁还应按照第 5.2.3 节进行冲切强度验算。

5.2 强度验算

5.2.1 顺桥向和横桥向 E1 地震作用效应和永久作用效应组合后，应按现行的《公路装配式混凝土桥梁设计规范》（JTG/T 3365-05）验算桥墩的强度。

5.2.2 灌浆套筒连接装配桥墩在进行强度验算时，应考虑墩身内套筒对墩身强度的影响。

条文说明：

当灌浆套筒位于墩柱底部或顶部时，会导致套筒区桥墩刚度偏大，影响桥墩的混凝土的变形和强度。

5.2.3 当装配桥墩采用承插连接时，应对连接节点区进行抗弯承载力验算、锥体拔出和冲切验算。

条文说明：

现有研究表明，地震作用下承插深度是影响节点失效的主要因素，当承插深度足够时，墩柱底部形成塑性铰，混凝土剥落后纵筋断裂；当承插深度不足时，承台受压侧混凝土会发生压碎，甚至发生锥体拔出。此外，对于桩基础承台，在承插孔底部还会发生冲切破坏。因此，承插连接节点的破坏模式主要包括混凝土的承压破坏、墩柱界面的弯曲破坏、锥体拔出破坏和冲切破坏。

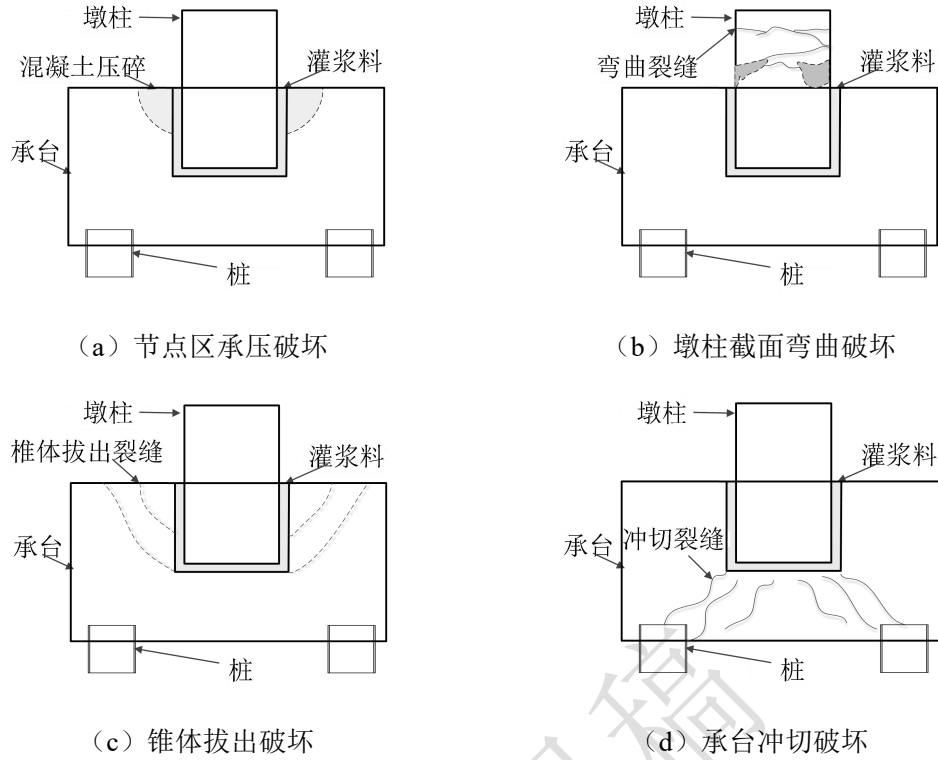


图 5.2.3-3 承插节点破坏模式

以上几种破坏模式往往同时发生，对于混凝土墩柱-承插节点，破坏和失效发生在墩柱底部塑性铰区既符合结构延性设计原则又满足承台能力保护构件设计原则。对于承台承压破坏、承台的锥体拔出破坏及承台冲切破坏应通过合理设计进行避免。因此完成承插节点的抗震设计后，需对节点区的抗弯承载能力、锥体拔出强度和冲切承载力进行抗震验算。基于试验和数值分析，墩柱承插深度取值不应小于 0.6 倍墩柱直径或边长，以防止墩柱承插段发生剪切破坏。

(1) 承插连接抗弯承载力计算示意图见图 5.2.3-1，验算公式如下：

$$\gamma_0 M_{co} \leq M = M_{ct} + M_{cb} + M_{ft} + M_{fb} + C_d x_d / 2 - V x_t \quad (5.2.3-1)$$

$$M_{ct} = C_t \left(x_t - \frac{\beta x_t}{2} \right) \quad (5.2.3-2)$$

$$M_{cb} = C_b \left(x_b - \frac{\beta x_b}{2} \right) \quad (5.2.3-3)$$

$$M_{ft} = \mu C_t \frac{d}{2} \quad (5.2.3-4)$$

$$M_{fb} = \mu C_b \frac{d}{2} \quad (5.2.3-5)$$

$$C_d \frac{x_d}{2} = M_c + M_{sz} \quad (5.2.3-6)$$

$$M_c = \begin{cases} C_c \left(\frac{b - \beta x}{2} \right) & \text{矩形截面} \\ \frac{2}{3} \sin^3 \alpha_c r^3 f & \text{圆形截面} \end{cases} \quad (5.2.3-7)$$

$$M_{sz} = \begin{cases} \sum_{i=1}^n C_{li} \left(\frac{b}{2} - d_{cli} \right) & \text{矩形截面} \\ 2f_s t_z r_z^2 \left\{ \sin \alpha_{scz} + r_z \left((\alpha_{cz} - \alpha_{scz}) / 2 + \sin 2\alpha_{cz} \right. \right. \\ \left. \left. - \sin 2\alpha_{scz} / 4 \right) - (r - x_0) (\sin \alpha_{cz} - \sin \alpha_{scz}) \right\} & \text{圆形截面} \\ / r_z \cos \alpha_{scz} - (r - x_0) & \end{cases} \quad (5.2.3-8)$$

$$V = C_t - C_b \quad (5.2.3-9)$$

$$C_t = \eta \beta f_c x_t b_{ew} \quad (5.2.3-10)$$

$$C_b = \eta \beta f_c x_b b_{ew} \quad (5.2.3-11)$$

$$x_t = -\lambda (\beta l_e + l_e - 2H) \pm \left(\lambda^2 (\beta l_e + l_e - 2H)^2 - 4\lambda (\lambda l_e^2 - \lambda \beta l_e^2 / 2 + \mu \lambda l_e d / 2 + M_c + M_{sz} - \lambda l_e H) \right)^{0.5} / 2\lambda \quad (5.2.3-12)$$

式中：

γ_0 ——结构重要性系数，按《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60）的相关规定取用；

M_{co} ——桥墩塑性铰区截面抗弯承载力（N·mm）；

M_{ct} ——承台承插槽侧壁上部混凝土承压力引起的弯矩（N·mm）；

M_{cb} ——承台承插槽侧壁下部混凝土承压力引起的弯矩（N·mm）；

M_{ft} ——承台承插槽侧壁上部混凝土摩擦力引起的弯矩（N·mm）；

M_{fb} ——承台承插槽侧壁下部混凝土摩擦力引起的弯矩（N·mm）；

M_c ——桥墩承插段截面抗弯承载力的混凝土贡献部分（N·mm）；

M_{sz} ——桥墩承插段截面抗弯承载力的钢筋贡献部分（N·mm）；

M ——承插连接节点抗弯承载力（N·mm）；

V ——承插连接节点抗弯承载力对应的水平力（N）；

d ——墩柱截面直径（mm）；

- l_e ——承插深度 (mm), 取值不应小于 0.6 倍墩柱直径或边长;
 μ ——墩柱承插段和承台侧壁之间的摩擦系数, 取 0.8;
 x_t ——承插槽侧壁上缘距中性轴的距离 (mm);
 x_b ——承插槽侧壁下缘距中性轴的距离 (mm), 取 $l_e - x_t$;
 x_0 ——承插段墩柱底面受压区高度 (mm);
 N_c ——混凝土压应力合力 (N);
 z_c ——混凝土压应力合力中心到中性轴的距离 (mm);
 α_c ——混凝土受压区对应的圆心角的一半 (rad);
 α_{scz} ——纵筋屈服区域对应的圆心角的一半 (rad);
 α_{cz} ——纵筋受压区对应的圆心角的一半 (rad);
 r ——墩柱截面半径 (mm);
 r_z ——纵筋中心到墩柱截面中心的距离 (mm);
 t_z ——纵筋等效钢环厚度 (mm);
 C_t ——承插槽侧壁上部混凝土承压力 (N);
 C_b ——承插槽侧壁下部混凝土承压力 (N);
 η ——混凝土应力块的强度系数, 宜取 0.85;
 f_c ——承插孔上缘和下缘混凝土抗压强度 (MPa);
 f_s ——纵筋屈服强度 (MPa);
 b_{ew} ——承插槽上缘和下缘局部应力块的有效宽度, 应取两倍承插段直径 d 和基础宽度中的较小值 (mm);
 β ——混凝土矩形应力块长度系数, 应取 $0.85 - 0.008 \cdot (f_c - 30)$ 与 0.65 的较大值。
 λ ——混凝土应力块修正系数, $\lambda = \eta \beta f_c b_{ew}$;
 H ——悬臂墩高度或墩柱塑性铰截面到反弯点的距离 (mm);
 C_c ——截面受压区混凝土应力块合力 (N);
 C_{li} ——截面抗压钢筋的合力 (N);
 x ——截面受压区高度 (mm);
 d_{clt} ——截面受压侧混凝土边缘到受压钢筋中心的距离 (mm);
 b ——承插段截面边长 (mm);

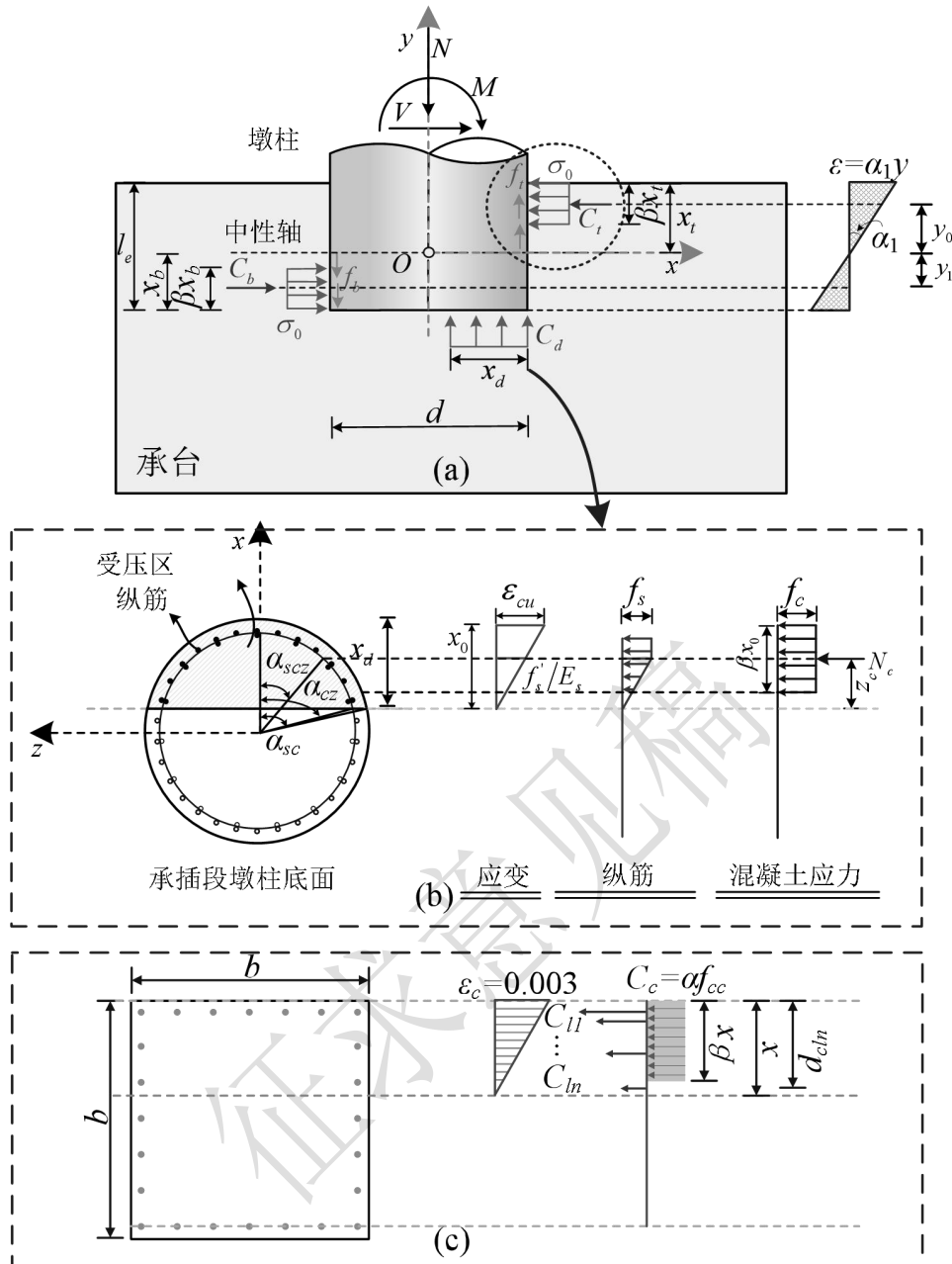


图 5.2.3-1 承插连接节点力学模型图：(a) 立面图，(b) 圆形截面，(c) 方形截面

(2) 承插连接锥体拔出强度计算示意图见图 5.2.3-1，验算公式如下：

$$\gamma_0 T_t \leq \tau_c A_{cone} \sin \alpha + f_{yh} \rho_{vh} A_{cone} \cos \alpha \quad (5.2.3-15)$$

$$A_{cone} = \begin{cases} (b + l_e \cot \alpha) l_e / \sin \alpha & \text{矩形截面} \\ \frac{l_e}{2 \sin \alpha} (d_s + 2d_g + l_e \cot \alpha) \Delta \gamma & \text{圆形截面} \end{cases} \quad (5.2.3-16)$$

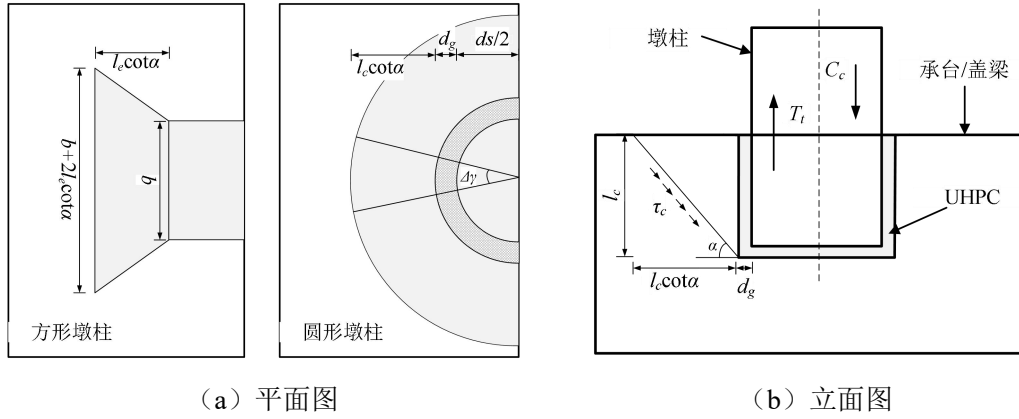


图 5.2.3-5 锥体拔出示意图

式中：

T_t ——墩柱塑性铰截面纵向受拉钢筋的合力 (N)，钢筋应力按极限强度取值，计算方法应符合《公路装配式混凝土桥梁设计规范》(JTG/T 3365-05) 的规定。

A_{cone} ——混凝土剪切锥体的侧面积 (mm^2)；

f_{yh} ——剪切锥体范围内箍筋的屈服强度 (MPa)；

ρ_{vh} ——剪切锥体范围内箍筋的配筋率；

τ_c ——为承台混凝土的抗剪强度，取 $0.33\sqrt{f_{cl}}$ ；

f_{cl} ——为圆柱体抗压强度 (MPa)；

α ——混凝土锥体拔出角度 (rad)；

l_e ——墩柱承插段长度 (mm)；

d_g ——灌浆接缝宽度 (mm)。

条文说明：

当承插深度不满足墩柱形成塑性铰时，承台或盖梁会发生锥体拔出破坏，结合试验及数值模拟结果，提出锥体拔出破坏的验算公式，计算示意图见图 5.2.3-5。其中，承台混凝土的抗剪强度按照 ACI 规范，取 $0.33\sqrt{f_{cl}}$ 进行计算。

(3) 承插连接冲切承载力计算示意图见图 5.2.3-1，验算公式如下：

$$\gamma_0 F_{ld} \leq V_s + P_f \quad (5.2.3-17)$$

$$V_s = c_1 A_c \quad (5.2.3-18)$$

$$P_f = 0.35 \beta_h f_{td} U_m h_0 + 0.75 f_{sd} A_{su} \quad (5.2.3-19)$$

式中：

γ_0 ——结构重要性系数，按现行《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)的规定取值；

F_{ld} ——作用于承台最大竖向力设计值 (N)；

V_s ——灌浆接缝抗剪承载力 (N)，如在接缝处铺设剪力键、钢筋等构造，计算公式见附录 C；

P_f ——承台底板抗冲切承载力 (N)；

c_1 ——粘结系数，当侧壁表面平整光滑时，取 0.52；当侧壁表面进行粗糙处理时，取 1.65；

A_c ——承插槽侧壁面积 (mm^2)；

β_h ——承台底板高度尺寸效应系数，当 $h \leq 300\text{mm}$ 时，取 1.0；当 $h \geq 300\text{mm}$ 时，取 0.85，其按直线内插取值，此处， h 为承台底板高度 (mm)；

f_{td} ——承台混凝土轴心抗拉强度设计值 (MPa)；

U_m ——承台距离墩底作用面 h_0 处破坏锥体截面面积的周长 (mm)；

h_0 ——墩底距离承台底板主筋的距离 (mm)；

f_{sd} ——预留承插槽周边 U 形抗冲切钢筋抗拉强度设计值 (MPa)；

A_{sd} ——预留承插槽周边 U 形抗冲切钢筋总截面面积 (mm^2)。

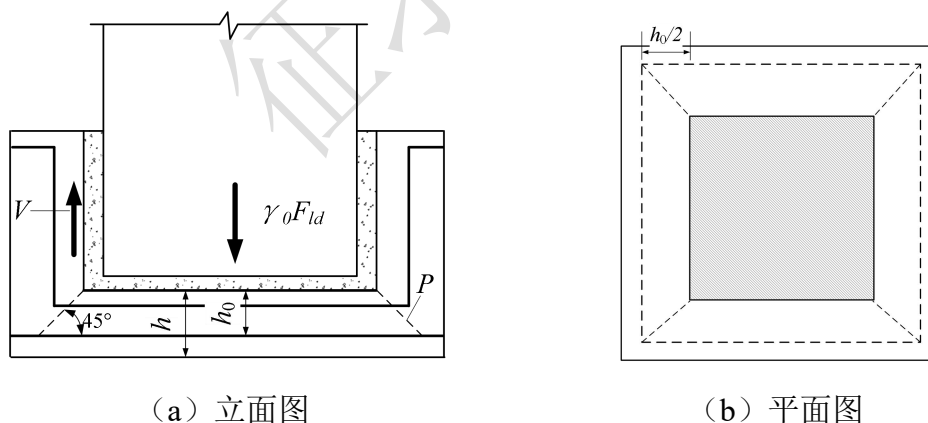


图 5.2.3-6 冲切破坏计算示意图

条文说明：

现有研究表明，承载接缝的抗剪承载力和界面的粗糙程度有关，在界面铺设剪力键、刻槽、剪力筋等可极大提升接缝的抗剪承载力，从而提升节点区连接可靠性，不同类型界面抗剪承载力计算方法见附录 C。

5.2.4 当装配桥墩采用灌浆套筒、灌浆波纹管、插槽连接、预应力自复位连接时，应对连接处的水平接缝进行抗剪承载力验算如下：

$$V_{cu} \leq V_{c1} + \chi N \quad (5.2.4-1)$$

$$V_{c1} = 0.6 f_y A_{sd1} \quad (5.2.4-2)$$

式中：

V_{cu} ——桥墩截面极限弯矩对应的水平剪力 (N)；

V_{c1} ——钢筋提供的销栓作用 (N)；

f_y ——穿过水平接缝面的钢筋抗拉强度设计值 (MPa)；

A_{sd1} ——垂直穿过水平接缝面的抗剪钢筋面积 (mm^2)；

χ ——系数，可取 0.6；

N ——垂直于水平接缝的轴向力设计值，压取正，拉取负 (N)。

条文说明：

接缝处抗剪承载力由界面处混凝土粘结力、摩擦力以及钢筋的销栓力提供。由于混凝土的化学黏结力不易计算且忽略其作用相对设计更安全，因此计算水平接缝抗剪强度时，忽略混凝土界面粘结力，仅考虑摩擦力及钢筋销栓力。

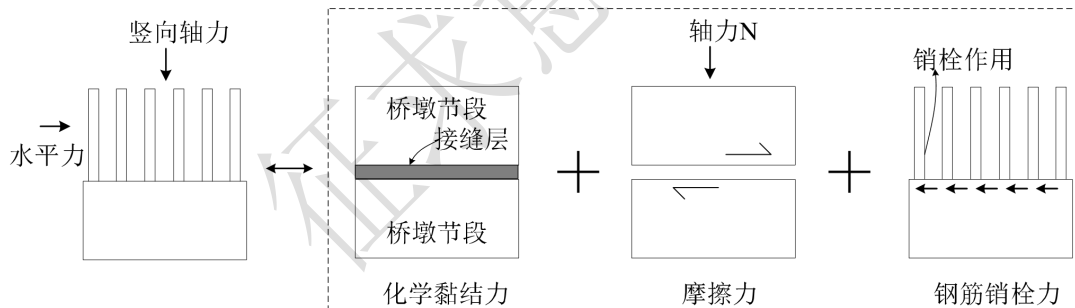


图 5.2.4-2 剪切强度示意图

5.2.5 采用承插连接、插槽连接、湿接缝连接、预埋于承台或盖梁内的灌浆套筒以及灌浆波纹管连接的装配式混凝土桥墩，当弯曲破坏控制时，其塑性铰区域抗剪强度宜符合下列规定：

$$V_{c0} \leq \phi (V_c + V_s) \quad (5.2.5-1)$$

$$V_c = 0.1 v_c A_e \quad (5.2.5-2)$$

$$v_c = \begin{cases} 0 & P_c \leq 0 \\ \lambda \left(1 + \frac{P_c}{1.38A_g} \right) \sqrt{f_{cd}} \leq \min \begin{cases} 0.355\sqrt{f_{cd}} \\ 1.47\lambda\sqrt{f_{cd}} \end{cases} & P_c > 0 \end{cases} \quad (5.2.5-3)$$

$$0.03 \leq \lambda = \frac{\rho_s f_{yh}}{10} + 0.38 - 0.1\mu_d \leq 0.3 \quad (5.2.5-4)$$

$$\rho_s = \begin{cases} \frac{4A_{sp}}{sD'} & \text{圆形截面} \\ \frac{2A_v}{bs} & \text{矩形截面} \end{cases} \leq 2.4/f_{yh} \quad (5.2.5-5)$$

$$V_s = \begin{cases} 0.1 \times \frac{\pi A_{sp} f_{yh} D'}{2s}, & \text{圆形截面} \\ 0.1 \times \frac{A_v f_{yh} h_0}{s}, & \text{矩形截面} \end{cases} \leq 0.08 \sqrt{f_{cd}} A_e \quad (5.2.5-6)$$

式中：

V_{c0} ——剪力设计值（N），可按《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01）

第 6.7 节计算；

V_c ——塑性铰区混凝土的抗剪能力贡献（N）；

V_s ——横向钢筋的抗剪能力贡献（N）；

v_c ——塑性铰区混凝土抗剪强度（N）；

f_{cd} ——混凝土抗压强度设计值（N）；

A_g ——墩柱塑性铰区域截面全面积（mm²）；

A_e ——核心混凝土面积，可取 $A_e = 0.84A_g$ （mm²）；

μ_d ——桥墩构件位移延性系数，为构件位移需求与构件屈服位移之比，可按《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01）附录 D 计算，或近似取 6.0；

A_e ——核心混凝土面积，可取 $A_e = 0.84A_g$ （mm²）；

P_c ——墩柱截面最小轴力，对于框架墩横桥向可按现行《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01）的规定计算（N）；

A_{sp} ——螺旋箍筋面积（mm²）；

A_v ——计算方向上箍筋面积总和（mm²）；

s ——计算方向上箍筋的间距(cm);

f_{yh} ——箍筋抗拉强度设计值(MPa)。

5.2.6 对于高宽比小于 2.5 的装配式混凝土矮墩柱,可不验算墩柱的变形,但应将其顺桥向和横桥向 E2 地震作用效应和永久作用效应组合后,按现行的《公路装配式混凝土桥梁设计规范》(JTG/T 3365-05)验算桥墩的强度。

5.3 变形验算

5.3.1 E2 地震作用下,顺桥向和横桥向墩顶位移或桥墩潜在塑性铰区域塑性转动能力应按下列公式进行验算:

$$\Delta_d \leq \Delta_u \quad (5.3.1-1)$$

$$\theta_p \leq \theta_u \quad (5.3.1-2)$$

式中:

Δ_d ——E2 地震作用下墩顶的位移 (mm);

Δ_u ——桥墩容许位移 (mm),可按现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的规定计算;

θ_p ——E2 地震作用下,潜在塑性铰区域的塑形转角 (rad);

θ_u ——塑性铰区域的最大容许转角 (rad),可按现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的规定计算。

5.3.2 E2 地震作用下,装配式混凝土单柱墩的容许位移可按下式计算:

(1) 当采用插槽连接、湿接缝连接、预埋于承台或盖梁内的灌浆套筒以及灌浆波纹钢管连接时,容许位移验算公式如下:

$$\Delta_u = \frac{1}{3} H^2 \times \phi_y + \left(H - \frac{L_p}{2} \right) \times \theta_u \quad (5.3.2-1)$$

$$L_{p1} = 0.08H + 0.022f_y d_s \geq 0.044f_y d_s \quad (5.3.2-2)$$

$$L_{p2} = \frac{2}{3} b \quad (5.3.2-3)$$

$$L_p = \min(L_{p1}; L_{p2}) / \phi_p \quad (5.3.2-4)$$

式中:

H ——悬臂墩的高度或塑性铰截面到反弯点的距离 (mm);

ϕ_y ——截面等效屈服曲率(1/mm),可按现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T

2231-01)的规定计算;

θ_u ——塑性铰区域的最大容许转角(rad);

L_p ——等效塑性铰长度(mm);

L_{p1} ——根据纵向钢筋确定的等效塑性铰长度(mm);

L_{p2} ——根据截面尺寸确定的等效塑性铰长度(mm);

b ——矩形截面的短边尺寸或圆形截面的直径(mm);

f_y ——纵向钢筋的抗拉强度标准值(MPa);

d_s ——纵向钢筋的直径(mm)。

(2) 当灌浆套筒预埋于墩柱底部时,容许位移验算公式如下:

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = \frac{1}{3} \phi_y H^2 + (\phi_u - \phi_y) L_{p,sp} (H - 0.5 L_{p,sp}) \quad (5.3.2-5)$$

$$L_{p,sp} = L_p - \left(1 - \frac{H_{sp}}{L_p} \right) \beta_c L_{sp} \leq L_p \quad (5.3.2-6)$$

式中:

Δ_u ——灌浆套筒连接桥墩墩顶极限位移(mm);

Δ_y ——灌浆套筒连接桥墩墩顶屈服位移(mm);

Δ_p ——灌浆套筒连接桥墩墩顶塑性位移(mm);

H ——灌浆套筒连接桥墩高度(mm);

ϕ_u ——灌浆套筒连接桥墩极限曲率(mm^{-1});

ϕ_y ——灌浆套筒连接桥墩屈服曲率(mm^{-1});

$L_{p,sp}$ ——灌浆套筒连接桥墩等效塑性铰区长度(mm);

L_{sp} ——灌浆套筒长度(mm);

H_{sp} ——套筒底部至承台顶部的距离(mm);

β_c ——套筒连接段刚度长度系数,可取0.75。

条文说明:

由于墩柱底部灌浆套筒的存在,显著增大了墩柱套筒段刚度,导致墩柱塑性铰存在上移至套筒顶部的风险。考虑灌浆套筒连接的预制装配桥墩塑性铰上移,

参考美国规范《Recommended AASHTO Guide Specifications for ABC Design and Construction》，通过修正（减小）灌浆套筒连接桥墩的等效塑性铰区长度来计算墩柱极限位移。

(3) 当采用承插连接时，容许位移验算公式如下：

$$\Delta_u = \frac{1}{3}H^2 \times \phi_y + \left(H - \frac{L_p}{2}\right) \times \theta_u + l_e \tan \theta_{sc} \quad (5.3.2-7)$$

$$\theta_{sc} = \theta_{sc,1} + \theta_{sc,2} + \theta_{sc,3} \quad (5.3.2-8)$$

$$\theta_{sc,1} = -\frac{1}{EI} \left\{ M_f x + \frac{M - M_f}{2l_m} x^2 + \frac{Vl_t}{4l_m} x^2 - \frac{EI}{\xi GA} \left(\frac{M - M_f}{l_m} + \frac{Vl_t}{2l_m} \right) - \frac{M_f l_m}{2} - \frac{(M - M_f)l_m}{6} - \frac{Vl_t l_m}{12} \right\} \quad (5.3.2-9)$$

$$\theta_{sc,2} = -\frac{1}{EI} \left\{ \frac{q}{16l_m} [l_t^2 x^2 + l_b^2 (x - l_m)^2] - \frac{q}{6} \left[x - \left(l_m - \frac{l_t}{2} \right) \right]^3 + \frac{EI}{\xi GA} \left[\frac{ql_t}{2l_m} \left(l_m - \frac{l_t}{4} \right) - q(l_m - x) - \frac{ql_b^2}{8l_m} \right] + \frac{ql_m}{48} (l_b^2 - l_t^2) + \frac{q}{384l_m} (l_t^4 + l_b^4) \right\} \quad (5.3.2-10)$$

$$\theta_{sc,3} = -\frac{1}{EI} \left\{ -\frac{q}{16l_m} [l_b^2 (x - l_m)^2 + l_t^2 x^2] + \frac{EI}{\xi GA} \left[\frac{q(l_b^2 + l_t^2)}{8l_m} \right] + \frac{ql_m l_t^2}{48} \right\} \quad (5.3.2-11)$$

式中：

θ_{sc} ——承插段转角 (rad)；

$\theta_{sc,1}$ ——集中荷载作用下节点区承插段转角 (rad)；

$\theta_{sc,2}$ ——分布荷载作用下铰支座外承插段转角 (rad)；

$\theta_{sc,3}$ ——分布荷载作用下铰支座内承插段转角 (rad)；

l_e ——承插段长度 (mm)；

EI ——承插段截面抗弯刚度 (N·mm²)；

M_f ——承插段与灌浆料间摩擦力形成的力矩 (N·mm)；

l_m ——承插段上、下局部压力作用范围中心间距 (mm)， $l_m = l_e - (l_t + l_b)/2$ ；

M ——承插连接节点抗弯承载力 (N·mm)；

V ——承插连接节点抗弯承载力对应的水平力 (N)；

l_t ——承插段上缘局部压力作用范围高度 (mm)；

l_b ——承插段下缘局部压力作用范围高度 (mm)；

GA ——承插段抗剪刚度 ($\text{N}\cdot\text{mm}^2$);

ξ ——承插段截面剪应力不均匀分布系数, 取 1.2;

q ——承插段上、下缘局部压力荷载集度, 可取 $0.85f_c b$ (N/mm)。

条文说明:

地震作用下, 对装配混凝土单柱墩的容许位移进行验算时, 应考虑承插连接节点区的弹性扭转变形。将节点区承插段边界条件简化为铰支座, 利用叠加原理分别考虑集中荷载和节点区分布荷载作用下承插段变形, 集中荷载作用下节点区承插段转角为 $\theta_{sc,1}$, 分布荷载作用下铰支座外承插段转角为 $\theta_{sc,2}$ 、铰支座内承插段转角为 $\theta_{sc,3}$ 。

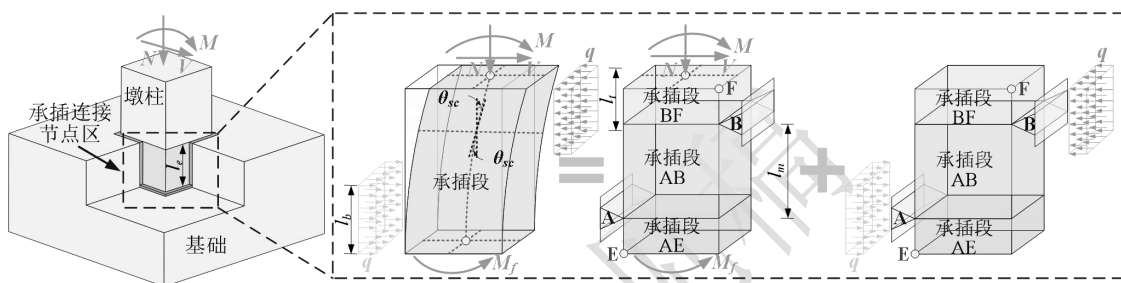


图 5.3.2 承插连接节点区变形分析示意图

5.3.3 根据极限破坏状态的曲率能力, 塑性铰区域的最大容许转角应按下列式计算:

$$\theta_u = L_p(\phi_u - \phi_y) / K_{ds} \quad (5.3.3)$$

式中:

ϕ_u ——极限破坏状态的曲率能力 ($1/\text{mm}$), 可按现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的规定计算;

K_{ds} ——延性安全系数, 参考《公路装配式混凝土桥梁设计规范》(JTGT 3365-05-2022)中第 7.2.8 节塑性铰区域的最大容许转角计算方法, 可取 2.0。

5.3.4 在 E2 地震作用下, 双柱式、排架式装配混凝土桥墩顺桥向的容许位移可按本规范第 5.3.2 节计算, 横桥向的容许位移可按《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01) 计算。

6 装配桥梁减隔震设计

6.1 一般规定

6.1.1 满足下列条件之一的装配混凝土桥梁,可采用减隔震设计:

- (1) 基本地震动峰值加速度为 $0.15g$ 及以上。
- (2) 桥墩为刚性墩,桥梁的基本周期比较短。
- (3) 桥墩高度相差较大。
- (4) 桥梁工程场地的预期地面运动特性比较明确,主要能量集中在高频段。

6.1.2 采用减隔震设计的装配混凝土桥梁,可只进行 E2 地震作用下的抗震设计和验算,但宜同时检验减隔震效果。

条文说明:

对于采用减隔震设计的装配混凝土桥梁,在 E2 地震作用下,桥梁的耗能部件位于桥梁上、下部连接构件(支座、耗能装置),上部结构、连接节点、桥墩和基础基本不受损伤,保持在弹性状态,因此,可不进行 E1 地震作用下的抗震计算。

6.1.3 减隔震设计的装配混凝土桥梁,减隔震装置设计应符合现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的规定。

6.2 建模原则与分析方法

6.2.1 计算减隔震桥梁地震作用效应时,宜取全桥模型进行分析,并考虑连接节点、伸缩装置、桩土相互作用等因素的影响。

条文说明:

对于采用减隔震设计的装配混凝土桥梁,由于连接节点和减隔震装置的非线性特性,宜建立三维全桥模型并采用非线性动力时程方法进行分析。

6.2.2 减隔震桥梁的计算模型除满足本规范第 4 章的规定外,尚应正确反映减隔震装置的力学特性,并考虑环境温度对减隔震装置力学特性的影响。

6.2.3 减隔震装置的恢复力模型和减隔震桥梁的抗震分析方法应符合现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)的规定。

6.3 性能要求与抗震验算

6.3.1 E2 地震作用下,桥墩、桥台、基础、连接节点可发生局部轻微损伤,

但仍处于弹性状态，震后不需修复或经简单修复可继续使用。

6.3.2 顺桥向和横桥向 E2 地震作用效应和永久作用效应组合后，应按现行公路桥涵设计规范相关规定验算桥墩、桥台、基础、连接节点的强度。当环境温度累年最冷月平均温度的平均值低于 0°C 时，应验算低温工况下桥梁的抗震性能。

条文说明：

减隔震桥梁在 E2 地震作用下，桥墩、连接节点、桥台和基础等构件的性能目标为可发生局部轻微损伤，但仍处于弹性状态，考虑到钢筋混凝土结构普遍存在超强现象，因此抗震验算时可采用材料强度标准值。

6.3.3 减隔震装置的抗震验算应符合现行《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01）的规定。

征求意见稿

7 预应力自复位装配式桥梁抗震设计

7.1 一般规定

7.1.1 基本地震动峰值加速度为 0.2g 及以上的装配式混凝土桥梁,可采用自复位抗震设计。

条文说明:

在强震作用下,预应力自复位抗震设计可充分发挥其抗震性能,对于基本地震动峰值加速度为 0.2g 以上地区的装配式混凝土桥梁,当传统的延性设计难以满足抗震需求时,可采用预应力自复位抗震设计的装配式桥梁结构,降低结构震后损伤,实现桥梁震后功能快速恢复。

7.1.2 采用预应力自复位抗震设计时,装配式混凝土桥墩应进行 E1 和 E2 地震作用下的强度验算, E2 地震作用下的变形验算。

条文说明:

开展预应力自复位装配式混凝土桥梁抗震设计时, E1 地震作用下,所有构件应处于弹性状态,需对装配式桥墩进行强度验算。E2 地震作用下,桥墩、桥台、基础、接触界面可发生局部轻微损伤,但仍处于弹性状态,耗能装置不发生断裂破坏,预应力筋不发生屈服,因此需要根据耗能装置和预应力筋的受力状态进行桥墩的强度验算和墩顶位移验算;同时,为达到震后功能可恢复的设计目标,还应

7.2 建模原则与分析方法

7.2.1 计算预应力自复位抗震设计桥梁的地震作用效应时,宜取全桥模型进行分析,并考虑连接节点(包括接触界面、耗能装置、预应力筋)、土-结构相互作用、碰撞效应等因素的影响,其他部分可采用与现浇结构类似的建模方法。建立分析模型时,应考虑预制构件与相邻构件间接触面对结构力学性能的影响。

条文说明:

预应力自复位抗震设计桥梁的连接节点(包括接触界面、耗能装置、预应力筋)直接影响计算结果的正确性,是建模分析时的重点,抗震分析模型示意图如图 7.2-1 所示。此外,研究表明,相比传统延性设计桥梁,预应力自复位抗震设计桥梁对土-结构相互作用、碰撞效应等边界条件的敏感度更高,因此建议对预

应力自复位抗震设计的装配混凝土桥梁建模时考虑以上边界因素的影响。

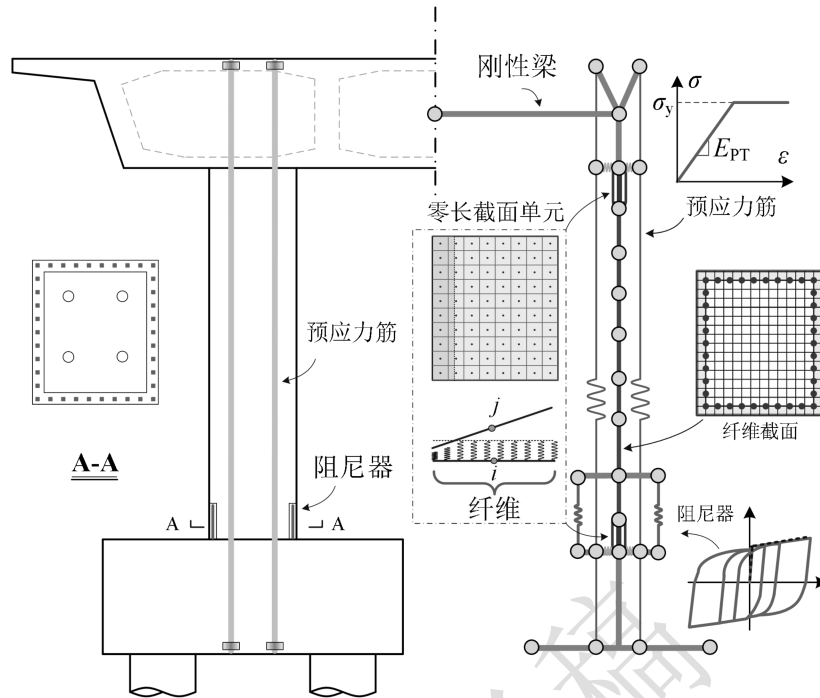


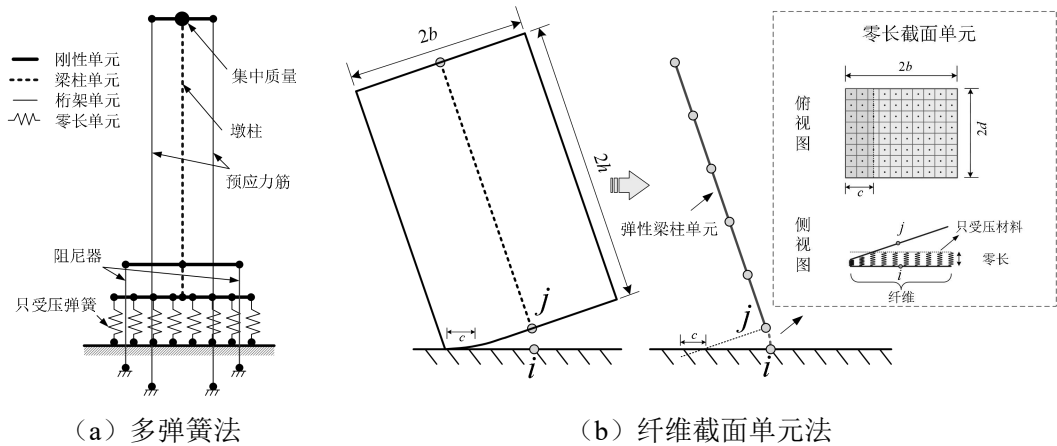
图 7.2.1 预应力自复位装配桥梁抗震分析模型示意图

7.2.2 接触界面分析时应考虑接触面的碰撞、摩擦、界面变形等非线性接触行为，可采用纤维单元法、多弹簧法、实体单元法等方法模拟。

条文说明：

已有试验表明，在地震荷载下，预应力自复位抗震设计桥梁的接触界面具有复杂的碰撞、摩擦和界面变形等非线性接触行为。因此在预应力自复位抗震设计桥梁的建模中最为关键的就是如何对界面接触行为进行精确模拟。当前对预应力自复位抗震设计桥梁的接触界面的模拟方法主要包括实体单元法、多弹簧法和纤维截面单元法。其中实体有限元法通过建立实体有限元模型，在接触界面设置接触对来直接模拟接触行为，建立精细化的实体模型不仅可以获得结构的整体非线性力学行为，还可以直观地观察到预应力自复位抗震设计桥梁的局部受力状况。但因为涉及接触问题，所以采用实体有限元法计算需要耗费更多的计算资源，计算效率较低。多弹簧法则是在接触界面处布置多个只受压零长弹簧单元来模拟摇摆面的接触行为，采用桁架单元模拟预应力筋，墩柱用弹性梁单元模拟，如图 7.2.2 (a) 所示。界面零长弹簧单元的刚度一般根据桥墩轴向受压刚度调整并结合试验结果反复试算。纤维截面单元法则是采用零长度的纤维截面单元来模拟接触界面，如图 7.2.2 (b) 所示。纤维截面可更方便快捷的划分单元，具有更高的

建模效率。



现有的有限元模型通常使用连续粘性阻尼来描述结构在运动过程中消耗的能量。而对于摇摆结构的阻尼参数，特别是使用经典阻尼（如 Rayleigh 阻尼）时，不能预先预测，其主要原因是，摇摆体耗散能量的一个重要机制是摇摆界面的碰撞，它是一种瞬时的、不连续的能量耗散机制。在预应力自复位抗震设计桥梁的动力计算中建议采用耗散式时域逐步积分法（如 HHT 法和 $\gamma > 1/2$ 的 Newmark- β 法）来对接触界面碰撞产生的冲击波能量进行数值耗散。在此过程中逐步积分法可消除计算响应里的高频成分，尽量减小对低频分量的影响，从而实现对接触界面碰撞耗能行为的精确模拟。

7.2.3 预应力筋的建模应考虑接缝开口后的伸长与弯折行为，可采用实体单元、桁架单元等单元类型模拟。

7.2.4 预应力自复位抗震设计桥梁的抗震分析宜采用时程分析法。

条文说明：

采用预应力自复位抗震设计的装配式混凝土桥梁虽然可保证桥墩在地震下基本处于弹性状态，但是接触界面张口碰撞等非线性接触行为不能通过常规反应谱法计算分析，因此宜采用时程分析法对预应力自复位抗震设计的装配式混凝土桥梁进行抗震分析。

7.3 预应力自复位装配桥梁抗震性能指标

7.3.1 E1 地震作用下，所有构件应满足现行桥梁设计规范的强度和使用要求，耗能装置不发生屈服，桥梁能够自复位，无残余位移。

7.3.2 E2 地震作用下，桥墩、桥台、基础、接触界面可发生局部轻微损伤，

但仍处于弹性状态。耗能装置不发生断裂破坏，预应力筋不发生屈服，桥梁震后不需修复或经简单修复可继续使用。

条文说明：

为使桥墩在 E2 地震下具有较好的自复位能力，最大限度地降低地震破坏对桥梁结构交通功能的影响，将耗能装置不破坏、且预应力束不屈服作为自复位设计装配混凝土桥梁的设计极限状态，使得桥梁在震后不需修复或经简单修复即可继续发挥使用功能。

7.3.3 E2 地震作用下，预应力自复位抗震设计桥墩墩顶的残余位移漂移率应小于 0.5%。

条文说明：

日本桥梁抗震设计规范规定震后残余位移漂移率需控制 1% 以下，以保证桥梁结构可正常行使交通功能，且维修成本和周期均较低。由于摇摆桥梁具有良好的自复位性能，其残余位移很小。基于试验研究和仿真分析建议采用预应力自复位抗震设计桥墩的残余位移指标控制在 0.5% 以下，使其在震后无需修复或仅需简单修复即可恢复正常使用功能。

7.4 抗震验算

7.4.1 桥墩的容许位移应按下列公式验算：

$$\Delta_{rd} \leq \Delta_{ru} \quad (7.4.1)$$

式中：

Δ_{rd} ——E2 地震作用下墩顶位移（mm）；

Δ_{ru} ——预应力自复位抗震设计桥墩容许位移（mm），可按本规范附录 D 的规定计算。

条文说明：

最外侧耗能装置不破坏、且预应力束不屈服为预应力自复位设计装配混凝土桥梁的设计极限状态，分别计算最外侧耗能装置拉断破坏和预应力束屈服时对应墩顶位移，将两者中的较小者作为预应力自复位抗震设计桥墩的容许位移。

7.4.2 在 E2 地震作用下，采用预应力自复位连接的装配混凝土桥梁的墩柱残余位移漂移率限值取 0.5%，可通过下列公式对恢复能力进行验算：

$$M_C \geq M_R \quad (7.4.2-1)$$

$$M_C = W\theta_{0.005}\sqrt{(b-c_{0.005})^2 + h^2} + \sum (A_{PT}E_{PT}\frac{(x_{PTi}-c_{0.005})\theta_{0.005}}{l_{PTu}} + F_{PT,0})(x_{PTi}-c_{0.005}/2) \quad (7.4.2-2)$$

$$M_R = \sum A_{di} \cdot \sigma_{di} \left(\frac{\theta_{0.005}(x_{di}-c_{0.005})}{l_{du}} \right) \cdot (x_{di}-c_{0.005}/2) \quad (7.4.2-3)$$

$$\theta_{0.005} = (0.005 \cdot h - \Delta_{dec})/h \quad (7.4.2-4)$$

$$c_{0.005} = c_y \frac{0.005h}{\Delta_y} \quad (7.4.2-5)$$

式中:

M_C ——桥墩恢复弯矩 (N·mm);

M_R ——桥墩抵抗弯矩 (N·mm);

$\theta_{0.005}$ ——残余位移漂移率为 0.5% 时接触界面的转角 (rad);

$c_{0.005}$ ——残余位移漂移率为 0.5% 时接触界面的受压区高度 (mm);

b ——计算方向桥墩截面宽度 (mm);

h ——桥墩高度 (mm);

W ——上部结构重力 (N);

A_{PT} ——预应力束的面积 (mm²);

E_{PT} ——预应力束的弹性模量 (MPa);

x_{PTi} ——预应力束距远侧边缘距离 (mm);

l_{PTu} ——预应力束的无粘结长度 (mm);

ε_{du} ——耗能装置的极限应变

l_{du} ——耗能装置的无粘结长度

x_{di} ——耗能装置距远侧边缘距离 (mm);

A_{di} ——耗能装置的有效面积 (mm²);

σ_{di} ——残余位移漂移率为 0.5% 时耗能装置的应力 (MPa);

Δ_{dec} ——消压极限状态的墩顶位移 (mm), 可通过附录式 (D.0.2) 计算。

7.5 浅承插-预应力自复位装配桥梁抗震设计

7.5.1 可在桥墩连接部位设置浅承插形成浅承插-预应力自复位装配桥梁, 以提升正常使用状态下结构耐久性与连接可靠性。

条文说明:

浅承插-预应力自复位连接如图 7.5.1 所示, 通过将承插连接与预应力连接组合实现桥墩与相邻构件的连接, 保证接触界面在正常使用状态下的耐久性与可靠性, 尤其适用于近海、严寒等复杂服役环境。

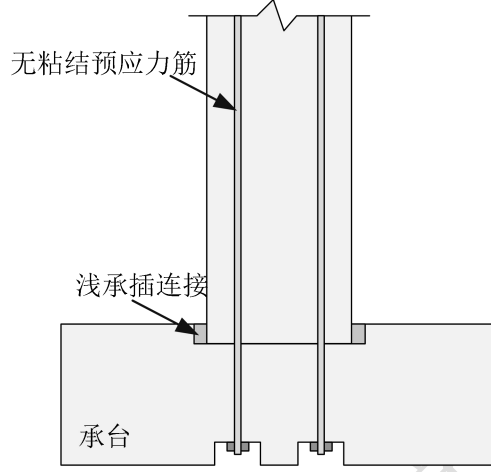


图 7.5.1 浅承插-预应力自复位连接构造

7.5.2 采用浅承插-预应力自复位抗震设计时, 除满足 7.1.2 节的要求外, E1 地震作用下, 浅承插灌浆部分处于弹性状态, 桥墩接触界面不发生开合; E2 地震作用下, 浅承插灌浆部分发生损伤, 桥墩接触界面发生开合, 实现桥墩自复位的抗震设计目标。

7.5.3 E1 作用下, 浅承插-预应力自复位桥墩节点区抗弯承载力计算模型见图 7.5.2, 验算公式如下:

$$\gamma_0 M_{E1} \leq M_{dec} + M_T + M_N + M_V \quad (7.5.3-1)$$

$$M_{dec} = F_{dec} H = \frac{(W + F_{PT0})b}{3} \quad (7.5.3-2)$$

$$\begin{aligned} M_T &= \left(\tau_c A_{cone} \sin \alpha + f_{yh} \rho_{vh} A_{cone} \cos \alpha \right) \left(\frac{b_{sh}}{2} + \frac{b}{6} \right) \\ &= \left[\tau_c (b + l_e \cot \alpha) l_e + f_{yh} \rho_{vh} (b + l_e \cot \alpha) l_e \cot \alpha \right] \left(\frac{b_{sh}}{2} + \frac{b}{6} \right) \end{aligned} \quad (7.5.3-3)$$

$$M_N = \frac{Nb}{6} \quad (7.5.3-4)$$

$$M_V = V l_e \quad (7.5.3-5)$$

式中:

γ_0 ——结构重要性系数, 按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60) 的相

关规定取用；

M_{E1} ——E1 地震作用下桥墩塑性铰区截面抗弯承载力 ($\text{N}\cdot\text{mm}$)；

M_{dec} ——桥墩承插段底部截面开口临界状态时墩顶水平推力产生的力矩 ($\text{N}\cdot\text{mm}$)；

M_T ——桥墩承插段锥体抗拔力竖向分力产生的力矩 ($\text{N}\cdot\text{mm}$)；

M_N ——桥墩竖向轴力产生的力矩 ($\text{N}\cdot\text{mm}$)；

M_V ——桥墩承插段顶部水平剪力产生的力矩 ($\text{N}\cdot\text{mm}$)；

H ——桥墩高度 (mm)；

W ——上部结构重力 (N)；

F_{PT0} ——预应力束初始张拉力 (N)；

τ_c ——承台混凝土的抗剪强度，取 $0.33\sqrt{f_{cl}}$ (MPa)；

α ——混凝土锥体拔出角度；

A_{cone} ——台混凝土剪切锥体的面积 (mm^2)；

f_{yh} ——剪切锥体范围内箍筋屈服强度 (MPa)；

ρ_{vh} ——剪切锥体范围内箍筋的配筋率；

l_e ——桥墩承插深度 (mm)；

V ——承插连接节点抗弯承载力对应的水平力 (N)。

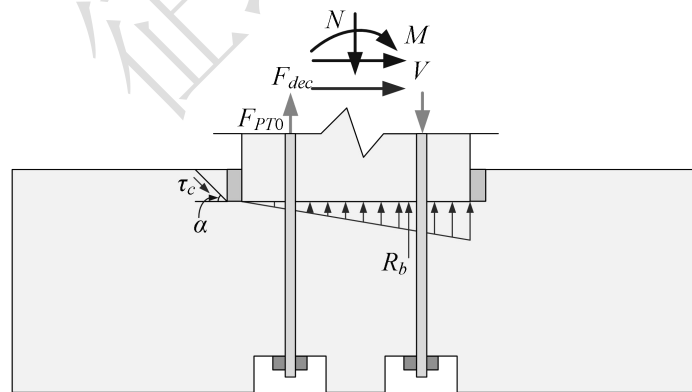


图 7.5.2 浅承插-预应力自复位连接节点区抗弯承载力计算模型

7.5.4 E2 作用下，浅承插-预应力自复位桥墩的验算应符合 7.4 节的要求。

8 抗震构造措施

8.1.1 装配混凝土桥墩潜在塑性铰区应进行箍筋加密。加密区范围、箍筋间距、配箍率应符合《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T2231-01)的规定。

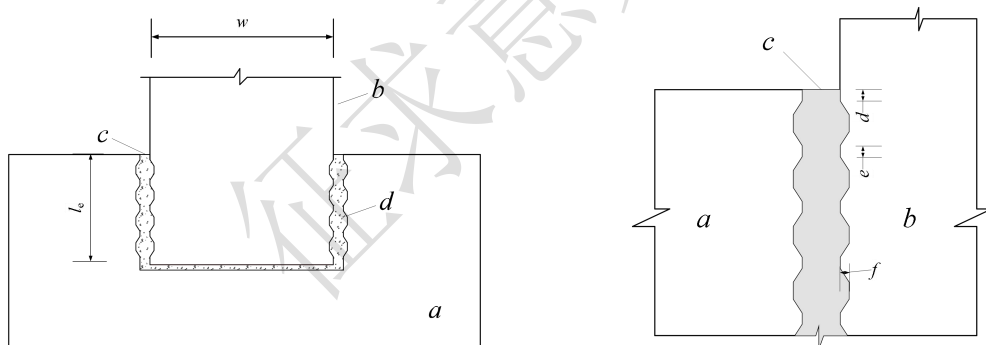
8.1.2 当灌浆套筒、灌浆金属波纹管预埋在承台、盖梁或桩帽内时,墩柱箍筋加密区应延伸到承台、盖梁或桩帽内,延伸长度不宜小于墩柱长边尺寸的 1/2 或 500mm,并应不小于灌浆套筒或波纹管的高度。

8.1.3 当采用承插连接时,连接节点区应满足下列构造措施:

(1) 对于桩基础承台,承插槽底部到桩基础顶部的距离应大于 300mm 和 0.4 倍桥墩直径的较大值。

(2) 装配混凝土桥墩的纵向钢筋在承插槽内的锚固长度应满足《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)的要求。

(3) 装配混凝土桥墩承插部位侧面与承台插槽侧面宜均匀设置剪力键或采用波纹管成孔,构造要求如图 8.1.3-1 所示。



(a) 承插桥墩连接节点剪力键构造: a-承台; b-预制墩柱; c-剪力键; d-灌浆料; e-金属波纹管
(b) 剪力键尺寸: a-承台; b-预制墩柱; c-灌浆料; d≥50mm; f/e≥1/2; f≥30mm

图 8.1.3-1 承插桥墩连接节点剪力键构造:

(4) 在承台插槽四周 1 倍承插深度范围内应布置竖向钢筋,以提升承台的抗剪能力,侧壁竖向钢筋配筋率应满足下列公式:

$$\rho_{yy} = \frac{(n_z A_z f_z - n_{sy} A_{sy} f_{sy}) \tan \beta_d}{\pi l_e f_{yy} (D_e + l_e \cot \beta_d)} - \frac{\tau_c}{f_{yy}} \tan \beta_d \quad (8.1.3)$$

式中:

ρ_{yy} ——竖向钢筋配筋率;

n_z ——墩柱纵筋数量;

A_z ——墩柱单根纵筋面积 (mm^2);

f_z ——墩柱纵筋强度 (MPa);

n_{sy} 、 A_{sy} ——分别为连接钢筋数量及面积;

f_{sy} ——连接钢筋强度 (MPa);

β_d ——水平方向与承台侧壁斜向破坏面的夹角, 一般取 45° ;

f_{yy} ——竖向钢筋屈服强度 (MPa);

D_e ——承插槽直径 (mm);

τ_c ——混凝土斜截面应力 (MPa)。

8.1.4 当采用预应力自复位连接时, 在桥墩设计变形区域应根据抗震需求设置耗能装置, 耗能装置可为无粘结耗能钢筋、金属阻尼器、粘滞阻尼器等, 可内置或外置。

8.1.5 预应力自复位连接桥墩桥墩墩底应设置防止墩柱转动和错动的限位装置; 桥墩墩顶、墩底应设置抗剪销, 抗剪销不应限制墩柱自由摆动。

8.1.6 预应力自复位连接桥墩墩底和墩顶区域应设置防裂钢筋网片不小于 3 层。与墩柱相接触主梁底设置主梁下垫石, 设置不少于 2 层钢筋网, 钢筋直径不小于 12mm, 墩底承台顶面应设置不少于 2 层钢筋网, 钢筋直径不小于 12mm。

8.1.7 预应力自复位连接桥墩主筋及箍筋布置、主梁预应力及钢筋布置及承台 (基础) 钢筋布置应避让墩柱无粘结预应力筋管道。

8.1.8 装配式混凝土桥梁的抗震措施等级, 以及桥梁上部结构搭接长度、防落梁、防碰撞、限位装置等各级抗震措施, 应符合现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01) 的规定。

附录 A 灌浆波纹管/灌浆套筒连接装配桥墩抗震分析模型

A.0.1 灌浆波纹管/灌浆套筒连接装配桥墩抗震分析模型示意图见图 A.0.1

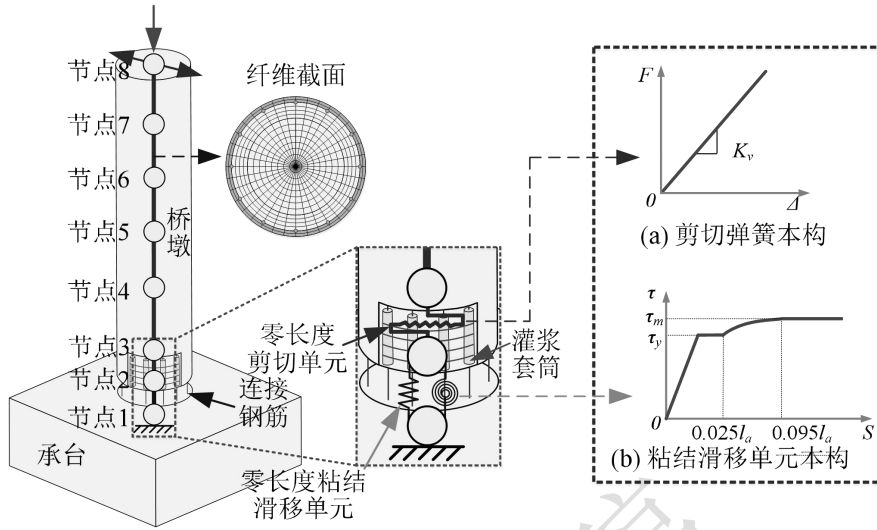


图 A.0.1 灌浆套筒连接预制装配桥墩抗震分析模型示意图

A.0.2 墩柱钢筋材料本构利用钢筋累积应变对其原始应力-应变关系进行软化修正，见下列公式：

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_s + \left(\frac{F}{k_b} \right) / L \quad (\text{A.0.2-1})$$

$$L = \frac{F}{\pi d \tau_b} = \frac{f_{sl} d}{4 \tau_b} \leq l_a \quad (\text{A.0.2-2})$$

式中：

ε'_s ——修改后的钢筋应变；

ε_s ——原始钢筋应变；

F ——钢筋的拉力 (N)；

k_b ——粘结滑移本构模型的初始刚度 (N/mm)；

f_{sl} ——钢筋应力 (MPa)；

d ——钢筋直径 (mm)；

τ_b ——钢筋与灌浆料的粘结强度 (MPa)

A.0.3 弹性和塑性阶段钢筋与灌浆料间的粘结强度和连接节点粘结初始刚度可利用下式确定：

$$\begin{cases} \tau_b = 2.7 \sqrt{f'_{grout}} & f_s \leq f_y \\ \tau_b = 0.5 \sqrt{f'_{grout}} & f_s > f_y \end{cases} \quad (\text{A.0.3-1})$$

$$\frac{\tau_b}{\sqrt{f'_{grout}}} = \begin{cases} 1.41\left(\frac{s}{0.025l_a}\right)^{0.4} & 0 < \frac{s}{l_a} \leq 0.025 \\ -9.00\left(\frac{s}{l_a} - 0.095\right) + 1.41 & 0.025 < \frac{s}{l_a} \leq 0.095 \\ 0.78 & \frac{s}{l_a} > 0.095 \end{cases} \quad (\text{A.0.3-2})$$

式中:

f'_{grout} ——灌浆料抗压强度 (MPa);

s ——钢筋滑移量 (mm);

l_a ——钢筋的锚固长度 (mm)。

A.0.4 锚固在盖梁/基础中的钢筋粘结滑移本构关系初始刚度可按下式计算:

$$k_{ba} = \frac{1.41\sqrt{f'_{grout}}}{0.025l_a} \quad (\text{A.0.4})$$

A.0.5 墩柱与盖梁/承台间零长度单元截面用于模拟粘结滑移的零长度单元, 零长度单元采用粘结滑移单元, 引入连接节点 1 与节点 2 零长度单元, 用于模拟纵筋在节点区的粘结滑移行为。剪切变形单元, 引入连接节点 2 与节点 3 零长度单元, 用于考虑柱的剪切变形, 剪切刚度可利用下式计算:

$$K_v = \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)} A_s \quad (\text{A.0.6})$$

式中:

K_v ——剪切弹簧刚度;

E_s ——连接界面钢筋弹性模量 (MPa);

A_s ——连接界面钢筋面积 (mm²);

ν_s ——连接界面钢筋泊松比;

附录 B 承插连接装配桥墩抗震分析模型

B.1 基于集中弹簧法的承插连接装配桥墩抗震分析模型

B.1.1 采用集中弹簧法的承插连接装配桥墩抗震分析模型示意图见图 B.1.1, 集中弹簧的滞回规则主要分为三个阶段:

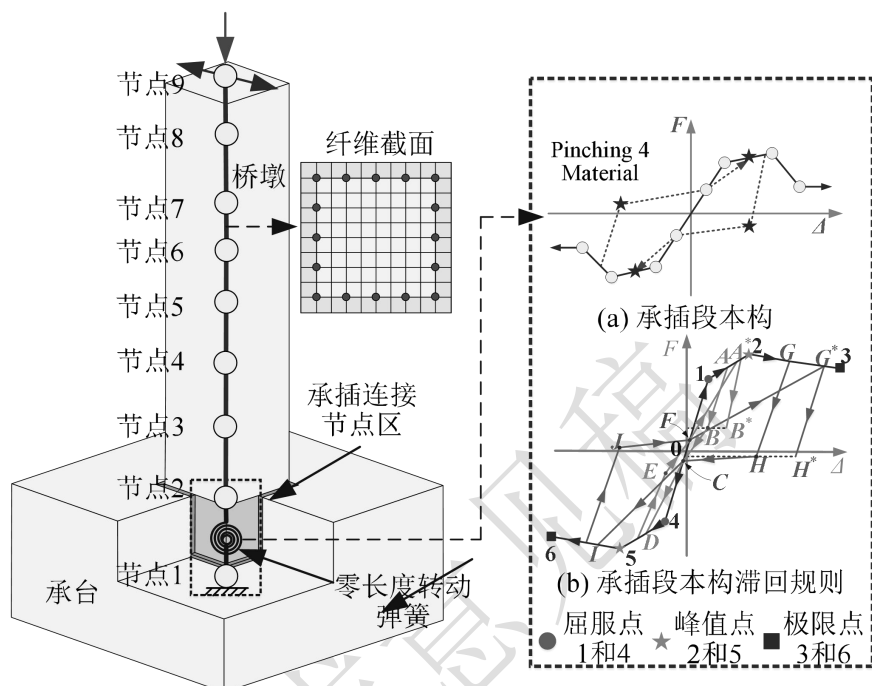


图 B.1.1 采用集中弹簧法的承插连接装配桥墩抗震分析模型示意图

阶段 1) 在桥墩屈服点之前, 桥墩处于弹性工作阶段时, 其加卸路径为直线 0-1-4, 卸载后无残余位移;

阶段 2) 在屈服点至峰值点区段内, 桥墩加载路径为 1-2, 正向卸载并反向加载路径为 A-B-C, 若反向加载过程中桥墩仍处于弹性工作阶段, 其反向加载路径为 C-4-5。若反向加载时桥墩已进入弹塑性工作阶段, 其反向加载路径为 C-D-5, 此时反向卸载并再次正向加载路径为 D-E-F-A*;

阶段 3) 在峰值点至极限点区段内, 桥墩加载路径为 2-3, 正向卸载并反向加载路径为 G-H-C-I-6, 反向卸载并再次正向加载路径为 I-J-F-G*。

B.1.2 确定集中弹簧控制点参数时, 需对节点区开展力学分析和变形分析, 节点区峰值抗弯承载力可参照 5.2.3 节计算, 承插连接节点区屈服和极限阶段承载力分别取峰值抗弯承载力 0.83 倍和 0.8 倍, 承插连接节点区变形可按照 5.3.2 节计算。

B.1.3 桥墩选用纤维截面和基于位移的梁柱单元, 桥墩承插连接节点区非线性转动弹簧选用零长度单元, 并将零长度单元两个节点平行于加载方向、垂直于加载方向的平动自由度和竖向转动自由度进行耦合, 且节点区零长度单元底部节点选择固结。同时, 对桥墩悬臂端顶部节点分别施加竖向荷载和水平荷载。

B.2 基于离散弹簧法的承插连接装配桥墩抗震分析模型

B.2.1 采用离散弹簧法的承插连接装配桥墩抗震分析模型示意图见图 B.2.1, 需在承插段节点处设置多个水平零长度弹簧和竖向零长度弹簧, 并将弹簧一端节点与承插段节点的水平或竖向平动自由度进行耦合, 弹簧另一端节点则被固结。

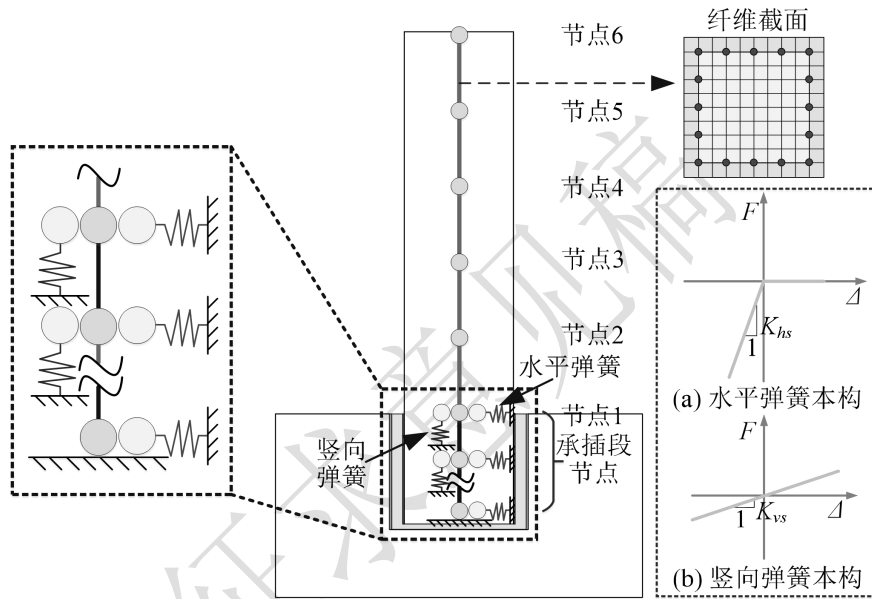


图 B.2.1 采用离散多弹簧的承插连接桥墩抗震分析模型示意图

B.2.2 水平弹簧刚度和竖向弹簧刚度可利用下式计算:

$$\begin{cases} 2K_{hs}K_{column} = K_0(2K_{hs} + K_{column}) \\ K_{column} = 3EI_{column} / H^3 \\ K_{vs} = 0.3K_{hs} \end{cases} \quad (B.2.2-1)$$

$$\begin{cases} EI_{column} = E_s I_s + \kappa E_c I_c \\ \kappa = 0.15 + N / N_0 + 2A_{st} / (A_{st} + A_c) \end{cases} \quad (B.2.2-2)$$

式中:

K_{hs} ——节点区水平弹簧刚度 (N/mm);

K_{vs} ——节点区水平弹簧刚度 (N/mm);

K_0 ——桥墩初始刚度 (N/mm);

K_{column} ——墩柱分布刚度 (N/mm);

EI_{column} ——墩柱截面抗弯刚度 (N/mm²);

A_{st} ——墩柱通用截面钢材面积 (mm²);

A_c ——墩柱通用截面混凝土面积 (mm²);

E_s ——墩柱通用截面钢材弹性模量 (MPa);

I_s ——墩柱通用截面钢材惯性矩 (mm⁴);

E_c ——墩柱通用截面混凝土弹性模量 (MPa);

I_c ——墩柱通用截面混凝土惯性矩 (mm⁴)。

征求意见稿

附录 C 承插连接节点接缝抗剪承载力计算方法

C.1 铺设剪力键的接缝抗剪承载力计算方法

C.1.1 为确保剪力键有效地将轴力传递至承台,除满足 8.1.3 剪力键的构造要求外,还需满足以下要求:剪力键在纵向和横向的长度应满足 $f/g=1$;剪力键竖直面的长度 h 与接缝宽度 w 相等;剪力键的间距 e 应不小于 h 。

C.1.2 铺设剪力键的接缝抗剪承载力计算公式如下:

$$V_{sk} = V_s + V_a \quad (C.1.2)$$

式中:

V_{sk} ——承台或者墩柱破坏时节点的抗剪承载力 (N);

V_s ——由压杆机制提供的抗剪阻力 (N);

V_a ——界面粘聚力 (N)。

C.1.3 由压杆机制提供的抗剪阻力计算公式如下:

$$V_s = n_s f_{ce} A_s \sin \alpha_1 \quad (C.1.3-1)$$

$$f_{ce} = 0.85 \beta_c \beta_s f'_c \quad (C.1.3-2)$$

$$\tan \alpha_1 = \frac{d}{w} \quad (C.1.3-3)$$

$$A_s = 2(l_{s1} + l_{s2}) \times \sqrt{f^2 + g^2} \quad (C.1.3-4)$$

$$l_{s1} = l_c + 2(w + f) \quad (C.1.3-5)$$

$$l_{s2} = l_c + 2w \quad (C.1.3-6)$$

式中:

f_{ce} ——混凝土的有效抗压强度 (MPa);

n_s ——剪力键数量;

A_s ——压杆面积 (mm^2);

α_1 ——压杆与水平面之间的夹角;

β_c, β_s ——压杆约束修正系数和压杆系数;

f'_c ——混凝土的圆柱体抗压强度 (MPa);

l_{s1}, l_{s2} ——压杆尺寸 (mm);

l_c ——墩柱宽度 (mm)。

C.1.4 界面粘聚力计算公式如下

$$V_a = \varphi \tau_s A_c \quad (C.1.4-1)$$

$$\tau_s = 0.75 \sqrt{f'_c f_t} \quad (C.1.4-2)$$

式中：

φ ——界面粗糙系数, 对于光滑界面取 0.213; 对于粗糙界面需经过试验测定;

τ_s ——混凝土直剪强度 (MPa);

A_c ——灌浆料和混凝土之间的粘结面积 (mm²);

f_t ——混凝土的抗拉强度 (MPa)。

条文说明：

铺设剪力键的节点区剪切分析模型如图 C.1.1 所示。铺设剪力键的节点的抗剪承载力由压杆机制提供的抗剪阻力和界面粘聚力组成。压杆机制提供的抗剪阻力 V_s 与承台混凝土强度、压杆横截面积以及压杆角度有关, 压杆角度与剪力键的尺寸有关, 当 $h=w$ 时, 可以得到压杆轴线垂直于剪力键平面, 从而确定压杆尺寸参数。灌浆料和混凝土之间的界面粘聚力与混凝土的直剪强度有关。混凝土的直剪强度 τ_s 采用矩形短梁直接剪切试验所对应的强度公式进行计算, 详见过镇海. 钢筋混凝土原理[M]. 北京: 清华大学出版社, 2013.

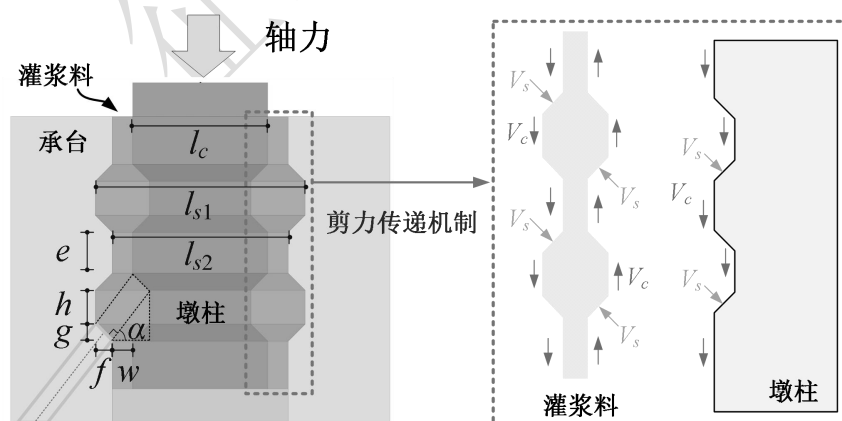


图 C.1.1 铺设剪力键的节点区剪切分析模型

C.2 铺设刻槽的接缝抗剪承载力计算方法

C.2.1 铺设刻槽的接缝抗剪承载力计算公式如下：

$$V_{gr} = V_c + V_g \quad (C.2.1-1)$$

$$V_r = \gamma A_r \sqrt{f_g} \quad (\text{C.2.1-2})$$

$$A_r = 2 \left[(l_c + l_{s2}) \sqrt{g^2 + w^2} + 2gl_{s2} \right] \quad (\text{C.2.1-3})$$

式中:

V_{gr} ——灌浆料破坏时节点的抗剪承载力 (N);

V_g ——由灌浆料提供的抗剪阻力 (N);

V_c ——界面粘聚力 (N);

f_{ce} ——混凝土的有效抗压强度 (MPa);

γ ——刻槽接缝系数, 这里取 0.9961;

A_r ——刻槽的剪切断裂面积 (mm^2);

f_g ——灌浆料的强度 (MPa)。

条文说明:

铺设刻槽的接缝抗剪能力分析模型如图 C.2.1 所示。铺设刻槽的接缝在发生剪切破坏时会沿着图 C.2.1 的破坏模发生滑移, 接缝灌浆料发生剪切破坏。因此, 它的抗剪承载力由灌浆料提供的抗剪阻力和界面粘聚力组成。

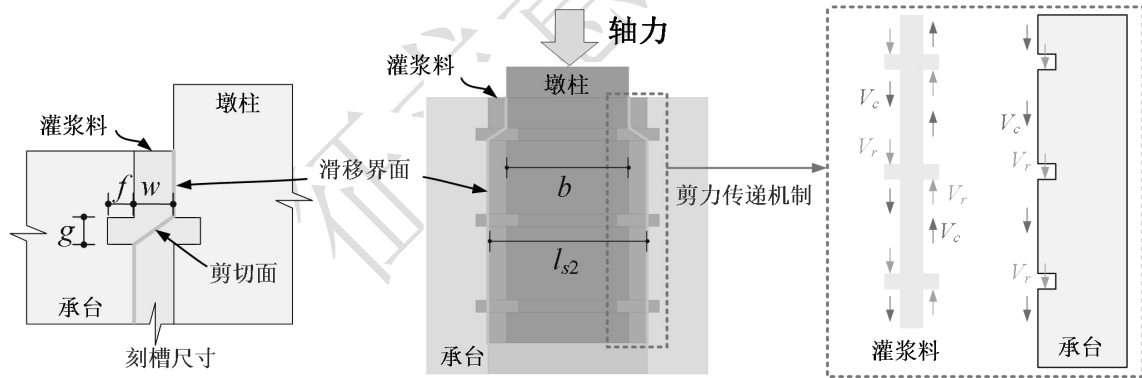


图 C.2.1 铺设刻槽的节点区剪切分析模型

C.3 铺设剪力筋的接缝抗剪承载力计算方法

C.3.1 铺设剪力筋的接缝抗剪承载力计算公式如下:

$$V_{sf} = V_a + V_f + V_s = c_2 (f_c)^a A_j + \phi A_s f_s \quad (\text{C.3.1-1})$$

$$V_g \geq V_{sf} \quad (\text{C.3.1-2})$$

$$f_g \geq \frac{0.21\pi d f_s}{w} \quad (\text{C.3.1-3})$$

式中:

V_{sf} ——剪力筋破坏时节点的抗剪承载力 (N);

V_f ——由剪力筋产生的剪切摩擦力 (N);

V_s ——由剪力筋产生的销栓力 (N);

V_a ——界面粘聚力 (N);

c_2, a, ϕ ——分别为黏结系数、黏结指数和剪力筋系数, 取 0.28、0.35 和 0.84;

f_s ——剪力筋强度 (MPa)。

条文说明:

铺设剪力筋的接缝抗剪能力分析模型如图 C.3.1 所示, 接缝抗剪承载力由滑移面上的销栓力、摩擦力和粘聚力组成。在剪力传递的过程中, 灌浆料有可能会发生破坏, 为充分发挥剪力筋的抗剪性能, 须确保剪力筋先于灌浆料发生破坏, 即满足式 (C.3.1-2) ~ 式 (C.3.1-3)。

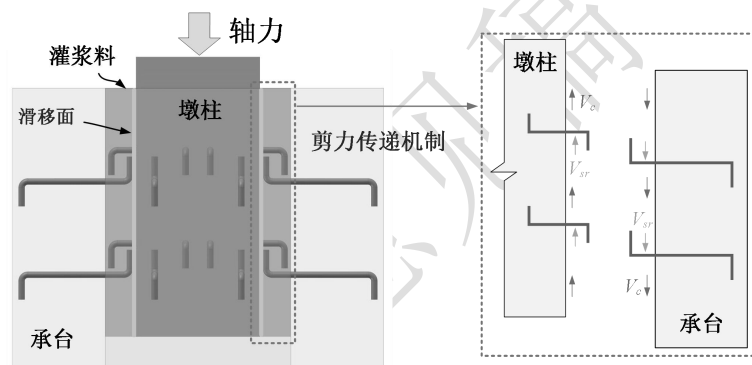


图 C.3.1 铺设剪力筋的节点区剪切分析模型

附录 D 预应力自复位抗震设计桥墩容许位移计算方法

D.0.1 预应力自复位抗震设计桥墩的墩顶容许水平位移 Δ_u 可按式计算:

$$\Delta_u = \Delta_{dec} + \theta_u \cdot h \quad (D.0.1-1)$$

$$\Delta_{dec} = 2 \times \frac{\phi_{dec} (h/2)^2}{3} = \frac{(W + F_{PT,0}) h^2}{3 E_c b_1 b^2} \quad (D.0.1-2)$$

$$\phi_{dec} = \frac{M_{dec}}{E_c I} = \frac{2(W + F_{PT,0})}{E_c b_1 b^2} \quad (D.0.1-3)$$

式中:

Δ_{dec} ——消压极限状态的墩顶位移 (mm);

ϕ_{dec} ——消压极限状态的曲率 (mm^{-1});

E_c ——混凝土弹性模量 (MPa);

b ——计算方向桥墩截面宽度 (mm);

b_1 ——垂直于计算方向桥墩截面宽度 (mm);

h ——桥墩高度 (mm);

θ_{su} ——桥墩的容许转角 (rad);

W ——上部结构重力 (N);

I ——截面抗弯惯矩 (mm^4);

$F_{PT,0}$ ——预应力束初始张拉力 (N)。

D.0.2 桥墩的容许转角 θ_{su} 可通过下式确定:

$$\theta_{su} = \min(\theta_{du}, \theta_{tu}) \quad (D.0.2)$$

式中:

θ_{du} ——阻尼器断裂时的桥墩转角 (rad);

θ_{tu} ——预应力筋屈服时的桥墩转角 (rad)。

D.0.3 阻尼器断裂时的桥墩转角 θ_{du} 可通过下式计算:

$$\theta_{du} = \frac{\varepsilon_{du} l_{du}}{x_{d,side} - c_u} \quad (D.0.3)$$

式中:

ε_{du} ——耗能装置的极限应变;

l_{du} ——耗能钢筋无粘结长度 (mm);

$x_{d,side}$ ——最外侧耗能装置距另一侧距离 (mm);

c_u ——极限状态接触面受压区高度 (mm)。

D.0.4 接触界面的受力如图 D.0.4 所示。

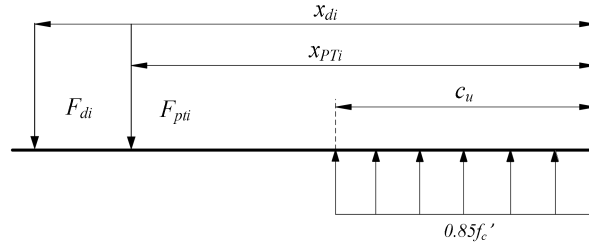


图 D.0.4 接触界面的受力示意图

D.0.5 极限状态接触面受压区高度 c_u 可通过下式计算：

$$c_u = \frac{(W + \sum F_{di} + \sum F_{PTi})}{0.85f'_c} \quad (\text{D.0.5})$$

式中：

f'_c ——混凝土抗压强度 (MPa)；

F_{di} ——极限状态下耗能装置所受轴力 (N)；

F_{PTi} ——极限状态下预应力筋所受拉力 (N)。

D.0.6 预应力筋屈服时的桥墩转角 θ_{tu} 可通过下式计算：

$$\theta_{tu} = \frac{\Delta \varepsilon_{PTi} l_{PTu}}{x_{PTi} - c_u} \quad (\text{D.0.6})$$

式中：

A_{PT} ——预应力束的面积 (mm²)；

E_{PT} ——预应力束的弹性模量 (MPa)；

$\Delta \varepsilon_{PTi}$ ——预应力束的应变增量；

x_{PTi} ——预应力束的距远侧边缘距离 (mm)；

l_{PTu} ——预应力束的无粘结长度 (mm)。