

团 体 标 准

T/CCTAS XX—2024

超大规格 H 型钢混凝土组合梁设计规范

Code for design of ultra large H-section steel concrete composite girder

草案版次选择

(本草案完成时间: X)

XXXX - XX - XX 发布

XXXX - XX - XX 实施

中国交通运输协会 发布

目 次

| | |
|--------------------------------|------------|
| 前 言 | II |
| 引 言 | III |
| 1 范围 | 1 |
| 2 规范性引用文件 | 1 |
| 3 术语和定义 | 1 |
| 4 总则 | 2 |
| 5 基本规定 | 错误! 未定义书签。 |
| 5.1 一般规定 | 错误! 未定义书签。 |
| 5.2 作用及作用组合 | 错误! 未定义书签。 |
| 6 材料 | 2 |
| 7 结构计算 | 4 |
| 7.1 一般规定 | 4 |
| 7.2 承载能力极限状态计算 | 7 |
| 7.3 正常使用极限状态计算 | 11 |
| 8 结构构造 | 12 |
| 8.1 钢梁 | 12 |
| 8.2 连接件 | 12 |
| 8.3 桥面板 | 13 |
| 9 耐久性设计 | 14 |
| 附录 A （规范性） 超大规格 H 型钢截面尺寸 | 15 |

前 言

本文件按照GB/T 1.1—2020《标准化工作导则 第1部分：标准化文件的结构和起草规则》的规定起草。

请注意本文件的某些内容可能涉及专利。本文件的发布机构不承担识别专利的责任。

本文件由中国交通运输协会新技术促进分会提出。

本文件由中国交通运输协会标准化技术委员会归口。

本文件起草单位：中铁工程设计咨询集团有限公司、中重科技（天津）股份有限公司。

本文件主要起草人：

引 言

钢混组合梁,钢梁与混凝土板通过连接件连接成整体并共同受力,充分发挥钢及混凝土的优点。2016年,交通运输部出台了《关于推进公路钢结构桥梁建设的指导意见》。传统的钢混组合梁,钢梁采用钢板焊接,工程造价高,常用跨度钢混组合梁在我国公路、城市桥梁建设中的应用极少。

超大规格H型钢为截面高度不小于1200mm的热轧H型钢。将热轧H型钢作为钢混组合梁的钢纵梁,减少钢梁的焊接制造费用,可大幅降低钢混组合梁的工程造价,施工架设方便、绿色环保。本文件在总结国内外钢混组合桥梁工程实践经验和H型钢组合梁科研成果的基础上编制而成。本文件规定了公路、城市桥梁超大规格H型钢混凝土组合梁的基本规定、材料、结构计算、结构构造和耐久性等要求,为H型钢混凝土组合梁设计提供技术支撑,有利于钢混组合梁的推广应用。

超大规格 H 型钢混凝土组合梁设计规范

1 范围

本文件规定了公路、城市桥梁超大规格H型钢混凝土组合梁的基本规定，材料，结构计算，结构构造和耐久性要求。

本文件适用于公路桥梁、城镇道路桥梁超大规格H型钢混凝土组合梁的设计。

2 规范性引用文件

下列文件中的内容通过文中的规范性引用而构成本文件必不可少的条款。其中，注日期的引用文件，仅该日期对应的版本适用于本文件；不注日期的引用文件，其最新版本（包括所有的修改单）适用于本文件。

GB/T 714 桥梁用结构钢

GB/T 1591 低合金高强度结构钢

GB/T 11263 热轧H型钢和剖分T型钢

GB 50917 钢-混凝土组合桥梁设计规范

CJJ 11 城市桥梁设计规范

JTG D60 公路桥涵设计通用规范

JTG 3362 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范

JTG D64 公路钢结构桥梁设计规范

JTG/T D64-01 公路钢混组合桥梁设计与施工规范

3 术语和定义

下列术语和定义适用于本文件。

3.1

超大规格 H 型钢 **ultra large H-section steel**

高度不小于1200mm的热轧H型钢。

3.2

H 型钢混凝土组合梁 **H-section steel concrete composite girder**

将热轧H型钢作为钢纵梁的钢混组合梁，简称H型钢组合梁。

3.3

连接件 **shear connector**

承受钢梁与混凝土板之间的水平剪力，抵抗二者相对滑移、竖向分离的构件。

3.4

交界面 interface

混凝土板或承托与钢梁板件之间的接触面。

3.5

叠合混凝土板 prefabricated slab with in-situ topping

以预制混凝土板为底模现浇上层混凝土板，使两者形成整体共同受力的桥面板。

4 基本规定

4.1 本文件采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，按分项系数的设计表达式进行设计。

4.2 H型钢组合梁的设计使用年限应按公路、道路等级确定，并应符合 JTG D60 和 CJJ 11 的规定。

4.3 H型钢组合梁应进行以下极限状态设计：

a) 承载能力极限状态：包括构件和连接的强度破坏、疲劳破坏，结构、构件丧失稳定及结构倾覆。

b) 正常使用极限状态：包括影响结构、构件正常使用的变形、开裂及影响结构耐久性的局部破坏。

4.4 H型钢组合梁应根据其所处环境条件和设计使用年限要求进行耐久性设计。

4.5 H型钢组合梁设计应根据使用功能、建设条件、受力性能、运营维护等因素，合理确定结构形式及施工方法。

4.6 H型钢组合梁宜采用装配式结构及工厂化、机械化施工。

5 材料

5.1 钢材

5.1.1 钢材宜采用 Q355、Q390、Q420 和 Q460，其化学成分、力学性能等应符合 GB/T 1591 的规定。钢材强度设计值应按表 1 采用。

表1 钢材强度设计值

| 钢材牌号 | Q355 | Q390 | Q420 | Q460 |
|----------------|------|------|------|------|
| 抗拉、抗压和抗弯 f_d | 275 | 310 | 335 | 365 |
| 抗剪 f_{vd} | 160 | 180 | 195 | 210 |

5.1.2 钢材可根据需要采用 Q345q、Q370q、Q390q 和 Q420q，其化学成分、力学性能等应符合 GB/T 714 的规定。钢材强度设计值应按表 2 采用。

表2 钢材强度设计值

| 钢材牌号 | Q345q | Q370q | Q390q | Q420q |
|----------------|-------|-------|-------|-------|
| 抗拉、抗压和抗弯 f_d | 275 | 295 | 310 | 335 |
| 抗剪 f_{vd} | 160 | 170 | 180 | 195 |

- 5.1.3 超大规格 H 型钢的截面尺寸应符合附录 A 的规定。
- 5.1.4 超大规格 H 型钢外形允许偏差、表面质量应符合 GB/T 11263 的规定。
- 5.1.5 超大规格 H 型钢的交货长度应满足桥梁孔跨布置的需要，交货长度和热轧预弯值应满足组合梁预拱度设置的需要
- 5.1.6 钢材的弹性模量 E 可取 2.06×10^5 MPa，剪切变形模量 G 可取 7.9×10^4 MPa，温度线膨胀系数 α 可取 1.2×10^{-5} 。
- 5.1.7 各种钢构件或连接的疲劳强度及焊缝性能应符合 JTG D64 的规定。

5.2 混凝土

- 5.2.1 钢筋混凝土的混凝土强度等级不应低于 C40。
- 5.3.2 混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 和轴心抗拉强度标准值 f_{tk} 应按表 3 确定。

表3 混凝土强度标准值

| 强度等级 | C40 | C45 | C50 | C55 | C60 |
|----------------|------|------|------|------|------|
| f_{ck} (MPa) | 26.8 | 29.6 | 32.4 | 35.5 | 38.5 |
| f_{tk} (MPa) | 2.40 | 2.51 | 2.65 | 2.74 | 2.85 |

- 5.2.3 混凝土轴心抗压强度设计值 f_{cd} 和轴心抗拉强度标准值 f_{td} 应按表 4 确定。

表4 混凝土强度设计值

| 强度等级 | C40 | C45 | C50 | C55 | C60 |
|----------------|------|------|------|------|------|
| f_{cd} (MPa) | 18.4 | 20.5 | 22.4 | 24.4 | 26.5 |
| f_{td} (MPa) | 1.65 | 1.74 | 1.83 | 1.89 | 1.96 |

- 5.2.4 混凝土的弹性模量 E_c 应按表 5 确定。

表5 混凝土的弹性模量

| 强度等级 | C40 | C45 | C50 | C55 | C60 |
|-------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| E_c (MPa) | 3.25×10^4 | 3.35×10^4 | 3.45×10^4 | 3.55×10^4 | 3.60×10^4 |

- 5.2.5 混凝土的剪切变形模量 G_c 可按表 5 中 E_c 值的 0.4 倍采用，温度线膨胀系数 α_c 可取 1.18×10^{-5} 。

5.3 普通钢筋

- 5.3.1 普通钢筋应符合 JTG 3362 的规定。
- 5.3.2 普通钢筋的抗拉强度设计值 f_{sd} 和抗压强度设计值 f'_{sd} 应按表 6 确定。

表6 普通钢筋抗拉、抗压强度设计值

| 钢筋种类 | HPB300 | HRB400 | HRB500 |
|-----------|--------|--------|--------|
| f_{sd} | 250 | 330 | 415 |
| f'_{sd} | 250 | 330 | 400 |

5.4 连接件

- 5.4.1 栓钉机械性能及化学成分应符合 GB/T 10433 的规定。
- 5.4.2 栓钉焊接部位钢板和栓钉的疲劳强度应符合 JTG D64 的规定。
- 5.4.3 开孔板连接件的钢板及钢筋应符合 5.1 和 5.3 的规定。

6 结构计算

6.1 一般规定

- 6.1.1 H 型钢组合梁截面尺寸和构造应满足梁体刚度要求，中性轴宜位于钢梁截面范围内。
- 6.1.2 H 型钢组合梁应按完全抗剪连接设计，连接件应满足钢梁和混凝土板间纵向抗剪、横向抗剪、竖向抗拔的要求。
- 6.1.3 H 型钢组合梁的结构计算，混凝土板和钢梁应符合平截面假定，并应计入混凝土板收缩徐变的影响。
- 6.1.4 H 型钢组合梁宜进行整体结构计算，也可对边梁和中梁分别进行纵向计算、对混凝土桥面板进行横向计算。
- 6.1.5 H 型钢组合梁的截面特性计算可采用换算截面法，并考虑混凝土板的有效宽度，有效宽度计算应符合 6.3.1 的有关规定。
- 6.1.6 H 型钢组合梁的截面特性可将混凝土板在重心位置、厚度不变的条件下换算成钢截面计算，不同荷载类型的钢与混凝土弹性模量比可按 6.2.2 确定。
- 6.1.7 连续组合梁负弯矩区截面特性可按下列规定计算：
 - a) 混凝土板按钢筋混凝土设计时，中支座两侧跨度 15% 范围内混凝土板不计入，但其有效宽度内的纵向受拉钢筋可计入。
 - b) 混凝土板按全预应力混凝土或部分预应力混凝土 A 类构件设计时，可按 6.1.6 的规定计算。
- 6.1.8 H 型钢组合梁的结构内力及变形计算应计入施工方法和施工顺序的影响。
- 6.1.9 H 型钢组合梁的结构计算应根据施工步骤分阶段进行。结合前，内力及变形计算采用钢梁的截面特性。结合后，内力及变形计算采用钢梁和已结合混凝土板的组合截面特性。
- 6.1.10 H 型钢组合梁的持久状况应按承载能力极限状态的要求，进行强度、疲劳及稳定性计算，必要时尚应进行结构的倾覆和界面滑移验算。承载能力极限状态计算应采用作用基本组合。
- 6.1.11 H 型钢组合梁的持久状况应按正常使用极限状态的要求，对组合梁的抗裂、裂缝宽度和变形进行验算。正常使用极限状态计算应采用频遇组合、准永久组合。
- 6.1.12 H 型钢组合梁的短暂状况应对组合梁在施工过程中各个阶段的承载能力及稳定性进行验算，必要时尚应进行结构的倾覆验算。承载能力验算应采用作用基本组合。

6.2 作用及作用组合

6.2.1 H型钢组合梁设计应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行作用组合，并应符合 JTG D60 的规定。

6.2.2 混凝土板徐变产生的效应可按 JTG 3362 的规定计算。计算组合梁截面特性时，可采用调整钢材与混凝土弹性模量比的方法考虑混凝土徐变的影响，按公式（1）计算：

$$n_L = n_0 [1 + \psi_L \phi(t, t_0)] \dots\dots\dots (1)$$

式中： n_L ——长期弹性模量比。

n_0 ——短期荷载作用下钢与混凝土的弹性模量比， $n_0 = \frac{E}{E_c}$ 。

E_c ——混凝土弹性模量。

E ——钢材弹性模量。

$\phi(t, t_0)$ ——加载龄期为 t_0 ，计算龄期为 t 时的混凝土徐变系数，应按 JTG 3362 的规定计算。

ψ_L ——根据作用（或荷载）类型确定的徐变因子，永久作用取1.1，混凝土收缩作用取0.55，由强迫变形引起的预应力作用取1.5。

6.2.3 混凝土板收缩产生的效应可按 JTG 3362 的规定计算。作为简化分析方法，混凝土板收缩产生的内力可按降低温度的方法计算，并符合下列规定：

- a) 整体灌注的钢筋混凝土板可按降低温度 15 °C 计算。
- b) 分段灌注的钢筋混凝土板可按降低温度 10 °C 计算。
- c) 预制钢筋混凝土板根据存放龄期确定，可按降低温度 5 °C~10 °C 计算。

6.2.4 竖向温度梯度引起的效应可按 JTG D60 的规定计算。作为简化分析方法，钢梁与混凝土板之间的温差可按 ±15 °C 计算。

6.2.5 施工阶段的作用组合应根据实际情况确定，结构上的施工人员和施工机具设备等均应作为可变作用进行计算。

6.3 有效宽度

6.3.1 H型钢组合梁混凝土翼缘板的有效宽度应符合下列规定：

a) 混凝土翼缘板的有效宽度 b_e 应按下列公式计算，且不应大于混凝土翼缘板实际宽度：

1) 混凝土板未设承托（如图 1 所示）， $b_e = \lambda_1 + \lambda_2 \dots\dots\dots (2)$

2) 混凝土板设置承托（如图 2 所示）， $b_e = \lambda_1 + \lambda_2 + 2b_s + b_0 \dots\dots\dots (3)$

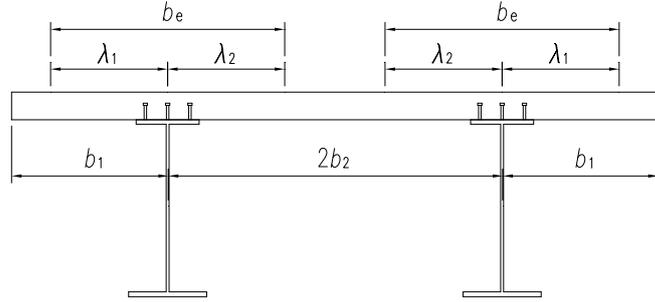


图1 组合梁截面示意图（未设承托）

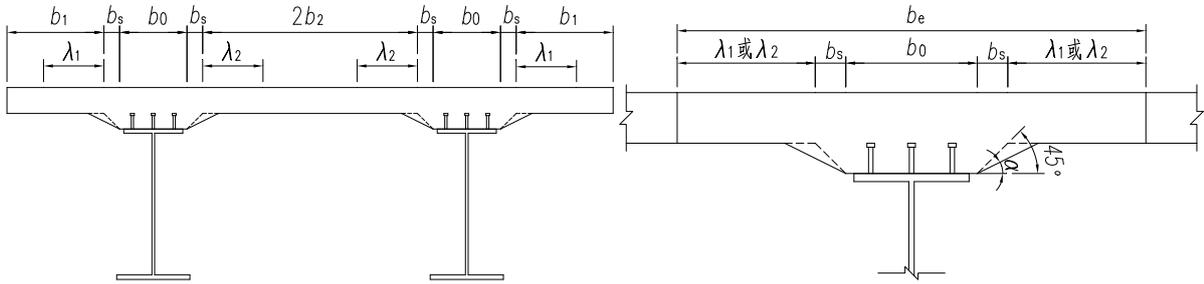


图2 组合梁截面示意图（设置承托）

b) 简支梁或连续梁跨中的 λ_1 、 λ_2 可按下列公式计算：

1) 当 $\frac{b}{L} \leq 0.05$ 时， λ_1 或 $\lambda_2 = b$ (4)

2) 当 $0.05 < \frac{b}{L} < 0.30$ 时， λ_1 或 $\lambda_2 = \left[1.1 - 2 \left(\frac{b}{L} \right) \right] b$ (5)

3) 当 $\frac{b}{L} \geq 0.30$ 时， λ_1 或 $\lambda_2 = 0.15$ (6)

c) 连续梁中间支点处的 λ_1 、 λ_2 可按下列公式计算：

1) 当 $\frac{b}{L} \leq 0.02$ 时， λ_1 或 $\lambda_2 = b$ (7)

2) 当 $0.02 < \frac{b}{L} < 0.30$ 时， λ_1 或 $\lambda_2 = \left[1.06 - 3.2 \left(\frac{b}{L} \right) + 4.5 \left(\frac{b}{L} \right)^2 \right] b$ (8)

3) 当 $\frac{b}{L} \geq 0.30$ 时， λ_1 或 $\lambda_2 = 0.15L$ (9)

d) 连续梁中间支点处和跨中之间过渡部位的 λ_1 、 λ_2 可按表 7 线性插值。

式中 λ_1 ——混凝土板悬臂侧的有效宽度。

λ_2 ——混凝土板中心线侧的有效宽度。

b_s ——承托侧边的水平宽度，当承托侧边坡度小于 45° 时，按 45° 取值。

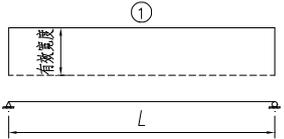
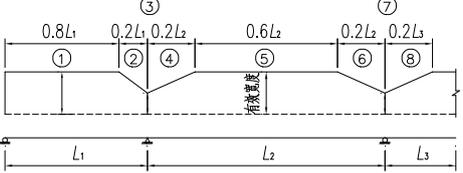
b_0 ——承托底边的水平宽度。

b ——主梁中心线间距的一半或混凝土板悬臂侧伸出部分的宽度，

$b=b_2$ 或 b_1 ，如图 1 和图 2 所示。

L ——等效跨度，可按表 7 确定。

表 7 有效宽度计算的等效跨径

| 类别 | 梁段号 | 单侧有效宽度计算 | | | 计算图示 |
|-----|-----|---------------------------|-------------------------------------|----------------|---|
| | | 符号 | 适用公式 | 等效跨度 L | |
| 简支梁 | ① | λ_1 或 λ_2 | (5.3.1—3) (5.3.1—4) (5.3.1—5) | L |  |
| 连续梁 | ① | λ_1 或 λ_2 | (5.3.1—3) | $0.8L_1$ |  |
| | ⑤ | λ_1 或 λ_2 | (5.3.1—4) (5.3.1—5) | $0.6L_2$ | |
| | ③ | λ_1 或 λ_2 | (5.3.1—6) | $0.2(L_1+L_2)$ | |
| | ⑦ | λ_1 或 λ_2 | (5.3.1—7) (5.3.1—8) | $0.2(L_2+L_3)$ | |
| | ② | 线性内插 | | | |
| | ④ | | | | |
| | ⑥ | | | | |
| | ⑧ | | | | |

6.4 强度计算

6.4.1 H 型钢组合梁内力与应力计算应按施工阶段、运营阶段计算截面内力，再按平截面假定计算截面应力，截面的正应力、剪应力应分阶段采用叠加法计算。

6.4.2 H 型钢组合梁的抗弯承载力应符合下列规定：

$$\sigma_s = \frac{My}{I_{sc}} \dots\dots\dots (10)$$

$$\sigma_c = \frac{My}{nI_{sc}} \dots\dots\dots (11)$$

$$\gamma_0 \sigma_s \leq f_d \dots\dots\dots (12)$$

$$\gamma_0 \sigma_c \leq f_{cd} \dots\dots\dots (13)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数。

σ_s ——钢梁正应力 (MPa)，受拉为正。

σ_c ——混凝土板正应力 (MPa)，受拉为正。

M ——计算弯矩 (MN·m)，截面下缘受拉为正。

I_{sc} ——换算截面惯性矩 (m⁴)。

y ——所求应力点到换算截面中性轴的距离 (m)，在中性轴以下为正。

n ——钢材与混凝土弹性模量比，应按 6.2.2 确定。

f_d ——钢材抗弯强度设计值 (MPa)。

f_{cd} ——混凝土板轴心抗压强度设计值 (MPa)。

6.4.3 H 型钢组合梁的的竖向抗剪承载力应符合下列规定：

$$\gamma_0 V_d \leq V_u \dots\dots\dots (14)$$

$$V_u = f_{vd} A_w \dots\dots\dots (15)$$

式中 V_d ——组合梁截面的竖向剪力设计值 (MN)。

V_u ——组合梁截面的竖向抗剪承载力 (MN)。

f_{vd} ——钢材的抗剪强度设计值 (MPa)。

A_w ——H 型钢腹板的截面面积 (m²)。

6.4.4 钢梁的换算应力应符合下列规定：

$$\sqrt{\sigma_s^2 + 3\tau_s^2} \leq 1.1f_d \dots\dots\dots (16)$$

$$\tau_s = \frac{V_{vd} S}{I_{sc} t} \dots\dots\dots (17)$$

式中 τ_s ——钢梁弯曲剪应力 (MPa)。

t ——钢梁的腹板厚度 (m)。

6.5 疲劳计算

6.5.1 钢梁及连接的疲劳计算应符合 JTG D64 的规定。

6.5.2 连接件的疲劳计算应符合下列规定：

a) 连接件位于承受压应力的钢梁翼缘时，应按下式进行疲劳验算：

$$\gamma_{FF} \Delta\tau_{E2} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}} \dots\dots\dots (18)$$

式中 $\Delta\tau_{E2}$ ——疲劳荷载计算模型II或模型III作用下连接件等效剪应力幅，按 JTG D64 的规定计算，其中计算损伤等效系数 γ 时， $\gamma_1=1.55$ 。

$\Delta\tau_c$ ——对应于 200 万次应力循环的连接件疲劳设计强度， $\Delta\tau_c=90$ MPa。

γ_{FF} ——疲劳荷载分项系数，取 1.0。

$\gamma_{Mf,s}$ ——连接件疲劳抗力分项系数，取 1.0。

b) 连接件位于承受拉应力的钢梁翼缘时，应按下列公式进行疲劳验算：

$$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c} + \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c} \leq 1.3 \dots\dots\dots (19)$$

$$\gamma_{Mf} \quad \gamma_{Mf,s}$$

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \dots\dots\dots (20)$$

$$\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E2} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}} \dots\dots\dots (21)$$

式中 $\Delta\sigma_{E2}$ ——疲劳荷载作用下钢梁翼缘的等效正应力幅，按 JTG D64 的规定计算。

$\Delta\sigma_c$ ——疲劳荷载作用下钢梁翼缘的疲劳抗力，按 JTG D64 的规定计算。

γ_{Mf} ——疲劳抗力分项系数，按 JTG D64 的规定取值。

6.6 稳定计算

6.6.1 格 H 型钢组合梁的稳定计算应符合下列规定：

a) 施工阶段钢梁稳定性检算应符合 JTG D64 的规定。施工阶段组合梁的横向刚度和横向约束应满足整体稳定性要求。

b) 混凝土板与钢梁连接成整体后，组合梁正弯矩区段可不进行整体稳定性检算。

c) 连续组合梁负弯矩区钢梁下翼缘有可靠的横向约束可不进行负弯矩区侧向稳定性检算，否则应按 6.6.2 进行侧向稳定性检算。

6.6.2 H 型钢组合梁的稳定计算应符合下列规定：

$$\gamma_0 M_d \leq \chi_{LT} M_{Rd} \dots\dots\dots (22)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ 且 } \chi_{LT} \leq 1 \dots\dots\dots (23)$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \dots\dots\dots (24)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \dots\dots\dots (25)$$

$$M_{Rk} = f_y W_n \dots\dots\dots (26)$$

式中 M_d ——组合梁最大弯矩设计值 (MN·m)。

M_{Rd} ——组合梁截面抗弯承载力 (MN·m)。

χ_{LT} ——组合梁侧扭屈曲的折减系数。

$\bar{\lambda}_{LT}$ ——换算长细比。

ϕ_{LT} ——无量纲系数。

α_{LT} ——缺陷系数，按表 8 和表 9 取值。

M_{Rk} ——采用材料强度标准值计算的组合梁截面抗弯承载力 (MN·m)。

M_{cr} ——组合梁侧向扭转屈曲的弹性临界弯矩 (MN·m)。

f_y ——钢材的屈服强度 (MPa)。

W_n ——组合梁的换算截面模量 (m³)。

表8 缺陷系数 α_{LT}

| | | |
|--------------------|------|------|
| 屈曲曲线类型 | a | b |
| 缺陷系数 α_{LT} | 0.21 | 0.34 |

表9 侧向失稳曲线分类

| | | |
|---------|----------------------|--------|
| 截面形式 | 限值 | 屈曲曲线类型 |
| 轧制 H 型钢 | $\frac{h}{b} \leq 2$ | a |
| | $\frac{h}{b} > 2$ | b |

注： h 为钢梁截面高度； b 为钢梁截面宽度。

6.7 裂缝计算

6.7.1 负弯矩区混凝土桥面板可采用钢筋混凝土或预应力混凝土结构。当采用钢筋混凝土结构时，裂缝宽度应按 JTG 3362 的规定计算。

6.7.2 组合梁应根据平截面假定计算钢筋应力，各阶段钢筋应力进行叠加形成钢筋的累加应力 σ_{ss} （如图 3 所示），钢筋混凝土板纵向受拉钢筋的应力可按下式计算：

$$\sigma_{ss} = \frac{My_s}{I_{sc}} \dots\dots\dots(27)$$

式中 σ_{ss} ——纵向受拉钢筋的应力 (MPa)。

M ——计算弯矩 (MN·m)。

y_s ——纵向钢筋重心至换算截面中性轴的距离 (m)。

I_{sc} ——换算截面惯性矩 (m⁴)。

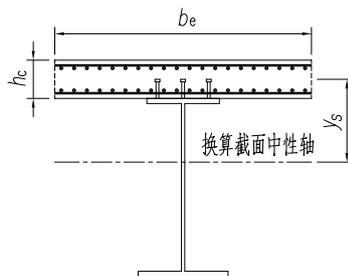


图 3 钢筋应力计算图

6.8 变形计算

6.8.1 由汽车荷载（不计冲击力）和人群荷载频遇组合产生的竖向挠度不应大于计算跨径的 1/600。

6.8.2 组合梁应设置预拱度，预拱度大小应根据实际需要确定，宜为结构自重标准值加 1/2 车道荷载频遇值产生的挠度值。预拱度应保持桥面曲线平顺。

6.8.3 组合梁的变形计算应计入施工顺序的影响，并应计入混凝土徐变、收缩等作用的影响。

6.8.4 连续组合梁的变形计算，正弯矩区段的主梁截面特性应按考虑有效宽度的换算截面计算；在负弯矩区段主梁的截面特性应按 6.1.7 计算。

6.8.5 组合梁未开裂截面刚度可考虑滑移效应，折减刚度 B 可按下列公式计算：

$$B = \frac{EI_{un}}{1 + \zeta} \dots\dots\dots (28)$$

$$\zeta = \eta \left[0.4 - \frac{3}{(\alpha L)^2} \right] \dots\dots\dots (29)$$

$$\eta = \frac{36Ed_{sc}pA_0}{n_s khL^2} \dots\dots\dots (30)$$

$$\alpha = 0.81 \sqrt{\frac{n_s k A_1}{EI_0 p}} \dots\dots\dots (31)$$

$$A_0 = \frac{A_c A}{n_0 A + A_c} \dots\dots\dots (32)$$

$$A_1 = \frac{I_0 + A_0 d_{sc}^2}{A_0} \dots\dots\dots (33)$$

$$I_0 = I_s + \frac{I_c}{n_0} \dots\dots\dots (34)$$

式中 E ——钢材弹性模量（MPa）。

I_{un} ——组合梁未开裂截面惯性矩（ mm^4 ）。

ζ ——刚度折减系数；当 $\zeta \leq 0$ 时，取 $\zeta = 0$ 。

A_c ——混凝土板截面面积（ mm^2 ）。

A ——钢梁截面面积（ mm^2 ）。

I_s ——钢梁截面惯性矩（ mm^4 ）。

I_c ——混凝土板截面惯性矩（ mm^4 ）。

d_{sc} ——钢梁截面形心到混凝土板截面形心的距离（mm）。

h ——组合梁截面高度（mm）。

L ——组合梁跨度（mm），当为连续梁时取等效跨度。

k ——连接件刚度系数， $k=V_{su}$ （N/mm）， V_{su} 为栓钉抗剪承载力。

p ——连接件的平均间距（mm）。

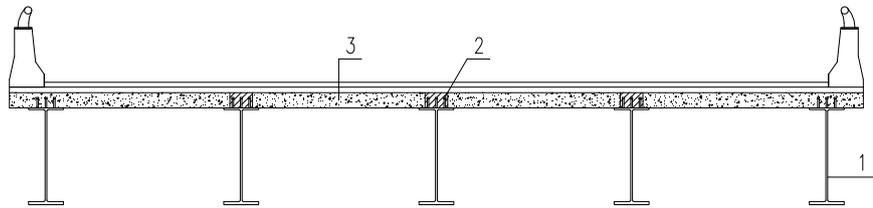
n_s ——连接件在一根梁上的列数。

n_0 ——钢材与混凝土弹性模量比；当采用作用准永久组合时， n_0 应采用考虑长期效应的换算弹模比 n_L 。

8 结构设计

8.1 钢梁

8.1.1 钢梁应采用超大规格热轧 H 型钢，H 型钢宜采用密纵梁布置，如图 4 所示。



标引序号说明：

1—H型钢纵梁；

2—连接件；

3—混凝土桥面板。

图4 组合梁横断面示意图

8.1.2 H 型钢的横向间距和截面高度应结合桥面宽度并根据计算确定，可按表 10 选取。

表10 组合梁的H型钢高度（m）

| 跨度 | H 型钢横向间距 | H 型钢截面高度 |
|-----|----------|----------|
| 30m | 2.0~2.5 | 1.2~1.3 |
| 35m | 2.0~2.5 | 1.4~1.5 |
| 40m | 2.0~2.5 | 1.6~1.7 |

8.1.3 H 型钢顺桥向宜采用等截面。连续组合梁的 H 型钢顺桥向可划分为若干节段，并根据受力采用不同厚度的翼缘板。

8.1.4 H 型钢支承加劲肋和横梁的设置应符合 JTG D64 的规定，并应满足顶落梁及更换支座需要。

8.1.5 H 型钢纵梁节段之间、横梁与纵梁之间的连接可选用栓接、焊接或栓焊混合连接，上翼缘工地连接宜采用焊接。

8.2 连接件

8.2.1 连接件应防止钢与混凝土界面分离。

8.2.2 连接件的选用应符合下列规定：

- a) 当连接件承受多方向的剪力作用时，宜选用栓钉连接件。
- b) 当栓钉连接件布置困难时，可选用开孔板连接件。
- c) 同一截面宜选用相同形式的连接件。

8.2.3 连接件的间距不宜大于 300mm。

8.2.4 栓钉连接件应符合下列规定：

a) 栓钉剪力作用方向上的间距不应小于栓钉直径的 5 倍，且不应小于 100 mm；剪力作用垂直方向的间距不宜小于栓钉直径的 4 倍。

b) 栓钉的外侧边缘与钢梁边缘的距离不应小于 30 mm，且应满足预制混凝土板的安装要求。

c) 栓钉长度与钉杆直径之比不应小于 4。

d) 采用预制混凝土板与 H 型钢结合时，可将栓钉连接件集中配置在混凝土板预留孔中（群钉布置），并应考虑群钉效应所造成的连接件承载性能的降低。

8.2.5 开孔板连接件应符合下列规定：

a) 连接件的贯穿钢筋宜利用板底横筋，额外布置的贯穿钢筋应与板底横筋有足够的搭接长度。

b) 多列布置的开孔板连接件，其横向间距不宜小于开孔直径的 5 倍。

c) 开孔板连接件的钢板厚度不宜小于 12 mm。

d) 开孔板孔径不宜小于贯通钢筋与最大骨料粒径之和。

e) 开孔板连接件的贯通钢筋直径不宜小于 12 mm，且不应大于开孔孔径的 1/2，应采用带肋钢筋。

f) 圆孔最小中心间距应符合下式规定：

$$l \geq \frac{V_{pud}}{f_{vd}t} + d_p \dots\dots\dots (35)$$

式中 l ——相邻圆孔中心间距（mm）。

f_{vd} ——开孔板的抗剪强度设计值（MPa）。

V_{pud} ——单孔抗剪承载力设计值（N）。

d_p ——开孔板连接件的圆孔直径（mm）。

t ——开孔板的厚度（mm）。

8.2.6 连接件的数量宜按剪力包络图形状进行分段计算，在相应区段内均匀布置。

8.3 桥面板

8.3.1 桥面板可采用预制混凝土板、叠合混凝土板或现浇混凝土板。桥面板采用预制混凝土板或叠合混凝土板时，应保证新老混凝土可靠结合并共同受力。

8.3.2 桥面板采用预制混凝土板时，预制板存放时间不宜小于 6 个月。预制板间湿接缝及叠合板后浇混凝土保湿、保温养护不应小于 14 天。

8.3.3 桥面板与钢梁结合的现浇混凝土达到其设计强度 85%后,方可考虑混凝土板与钢梁的组合作用。桥面板可不设置承托。当主梁间距较大时,桥面板可根据实际需要设置承托。

8.3.4 预制混凝土板可采用 U 形钢筋交错布置现浇混凝土接缝,湿接缝宜采用无模板化构造,预制板的板端宜设置底托,接缝及钢筋布置应满足受力要求。

8.3.5 U 形钢筋交错布置现浇混凝土接缝,湿接缝混凝土的强度等级不应低于桥面板混凝土的强度等级,湿接缝的宽度不应小于 300mm; U 形钢筋的交错间距不应大于 100mm,交错长度不应小于 240mm 和 3 倍 U 形钢筋圆弧段的弯曲半径; U 形钢筋交错所围的核心混凝土内应穿入不少于 4 根、直径不小于 12mm 的钢筋。

8.3.6 桥面板应进行纵向抗剪计算,并应符合 JTG/T D64-01 的规定。

9 耐久性设计

9.1 当不同构件或同一构件的不同部位所处的环境类别及环境作用等级不同时,应根据实际情况分别进行耐久性设计。

9.2 钢结构应采用相应防腐措施,防腐措施的保护年限不应小于 15 年,并应符合 JT/T 722 的规定。

9.3 钢梁与混凝土板交界面边缘 30 mm 范围内应进行防腐涂装。

9.4 交界面应从混凝土配制、构造要求及施工工艺等方面采取相应措施防止脱空。

9.5 交界面应做好防排水,必要时可设置密封胶等防水填塞料。

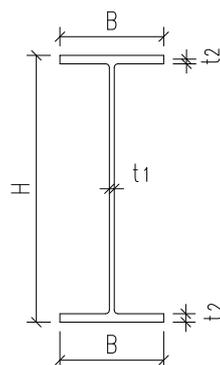
9.6 连接件应采取有效措施防止在施工过程中出现锈蚀。

9.7 混凝土浇筑前,应清除钢梁交界面和连接件表面锈蚀、氧化皮、油脂等缺陷。

附录 A
(规范性)

超大规格 H 型钢截面尺寸

A.1 超大规格 H 型钢的截面图示及标注符号如图 A.1 所示。



标引序号说明:

H —高度;

B —宽度;

t_1 —腹板厚度;

t_2 —翼缘厚度

图 A.1 H 型钢截面图

A.2 超大规格 H 型钢的截面尺寸应符合表 A.1 的规定,也可根据供需双方协议确定。

表A.1 超大规格H型钢截面尺寸 (mm)

| 型号 (高度×宽度) | 截面尺寸 | | | |
|---------------|------|-----|-------|-------|
| | H | B | t_1 | t_2 |
| 1200×500 | 1176 | 500 | 19 | 24 |
| | 1184 | 500 | 19 | 28 |
| | 1192 | 500 | 19 | 32 |
| | 1200 | 500 | 19 | 36 |
| 1250×500 | 1226 | 500 | 20 | 24 |
| | 1234 | 500 | 20 | 28 |
| | 1242 | 500 | 20 | 32 |
| | 1250 | 500 | 20 | 36 |
| 1300×500 | 1276 | 500 | 21 | 24 |
| | 1284 | 500 | 21 | 28 |
| | 1292 | 500 | 21 | 32 |
| | 1300 | 500 | 21 | 36 |
| | 1308 | 500 | 21 | 40 |
| 1350×500 | 1326 | 500 | 22 | 24 |
| | 1334 | 500 | 22 | 28 |
| | 1342 | 500 | 22 | 32 |

| | | | | |
|----------|------|-----|----|----|
| | 1350 | 500 | 22 | 36 |
| | 1358 | 500 | 22 | 40 |
| 1400×500 | 1384 | 500 | 23 | 28 |
| | 1392 | 500 | 23 | 32 |
| | 1400 | 500 | 23 | 36 |
| | 1408 | 500 | 23 | 40 |
| | 1416 | 500 | 23 | 44 |
| 1450×500 | 1434 | 500 | 24 | 28 |
| | 1442 | 500 | 24 | 32 |
| | 1450 | 500 | 24 | 36 |
| | 1458 | 500 | 24 | 40 |
| | 1466 | 500 | 24 | 44 |
| 1500×500 | 1484 | 500 | 24 | 28 |
| | 1492 | 500 | 24 | 32 |
| | 1500 | 500 | 24 | 36 |
| | 1508 | 500 | 24 | 40 |
| | 1516 | 500 | 24 | 44 |
| | 1520 | 500 | 24 | 46 |
| 1550×500 | 1534 | 500 | 25 | 28 |
| | 1542 | 500 | 25 | 32 |
| | 1550 | 500 | 25 | 36 |
| | 1558 | 500 | 25 | 40 |
| | 1566 | 500 | 25 | 44 |
| | 1570 | 500 | 25 | 46 |
| 1600×500 | 1592 | 500 | 26 | 32 |
| | 1600 | 500 | 26 | 36 |
| | 1608 | 500 | 26 | 40 |
| | 1616 | 500 | 26 | 44 |
| | 1620 | 500 | 26 | 46 |
| 1650×500 | 1642 | 500 | 27 | 32 |
| | 1650 | 500 | 27 | 36 |
| | 1658 | 500 | 27 | 40 |
| | 1666 | 500 | 27 | 44 |
| | 1670 | 500 | 27 | 46 |
| 1650×550 | 1642 | 550 | 27 | 32 |
| | 1650 | 550 | 27 | 36 |
| | 1658 | 550 | 27 | 40 |
| | 1666 | 550 | 27 | 44 |
| | 1670 | 550 | 27 | 46 |
| 1700×500 | 1692 | 500 | 28 | 32 |
| | 1700 | 500 | 28 | 36 |
| | 1708 | 500 | 28 | 40 |
| | 1716 | 500 | 28 | 44 |
| | 1720 | 500 | 28 | 46 |
| 1700×550 | 1692 | 550 | 28 | 32 |
| | 1700 | 550 | 28 | 36 |
| | 1708 | 550 | 28 | 40 |

| | | | | |
|--|------|-----|----|----|
| | 1716 | 550 | 28 | 44 |
| | 1720 | 550 | 28 | 46 |
