

混凝土矩形孔梁破坏模式及强度设计方法

王 瑶¹, 吴胜兴²

(1. 金陵科技学院建筑工程系, 江苏 南京 210001; 2. 河海大学土木工程学院, 江苏 南京 210098)

摘要:将矩形孔梁的破坏模式分为 7 类, 根据其受力特点和破坏模式确定轴力和剪力在上、下弦杆的分配方法, 提出符合现行规范的矩形孔梁的截面设计方法, 并通过算例进一步计算说明. 建议以孔口危险截面的最小承载力为依据计算结构承载力, 并提出了两种验算孔口截面安全性的方法.

关键词:钢筋混凝土梁; 矩形孔梁; 截面设计; 孔口破坏模式; 非线性有限元; 强度设计计算

中图分类号: TU375.1

文献标识码: A

文章编号: 1006-7647(2005)03-0041-04

Failure mode and strength design method for concrete beams with rectangular opening // WANG Yao¹, WU Sheng-xing²

(1. Department of Civil Engineering, Jinling Institute of Technology, Nanjing 210001, China; 2. College of Civil Engineering, Hohai Univ., Nanjing 210098, China)

Abstract: The failure modes of concrete beams were divided into seven patterns. According to the stress characteristics and failure mode, the method to determine the axial stress and shear stress distribution was presented, and a cross section design method in accordance with current codes was also given. Through case study, it is suggested that the bearing capacity of structures should be calculated based on the minimum bearing capacity of the dangerous section of orifices. Finally, two methods to verify the safety of orifice section were put forward.

Key words: reinforced concrete beam; beam with rectangular opening; section design; failure mode of orifice; nonlinear finite element; strength design and calculation

采用混凝土(RC/PC)开孔梁, 将各种管道设施从构件孔洞中穿过, 可以使结构高度降低, 自重减轻, 从而获得较显著的经济与社会效益. 国内外学者已对开孔梁进行了大量的实验研究, 但采用非线性有限元进行数值计算研究的不多, 而且一般因不能合理地模拟裂缝发生、发展过程, 使研究成果的合理性受到一定限制, 值得进一步探讨. 本文的研究对象是开扁形矩形孔的钢筋混凝土梁, 笔者采用非线性有限元可视化分析系统对其进行了全过程仿真分析^[1], 观察其在荷载作用下裂缝和变形的发生与发展, 以及任意截面的应力分布、钢筋任一单元的应力变化情况, 对其破坏过程、破坏模式及破坏原因进行分析, 进而据现行规范对开孔梁的强度实用计算方法提出一些建议.

1 孔口破坏模式

实腹梁开孔后, 孔洞削弱了梁截面的连续性, 传力机制发生明显变化. 根据非线性有限元计算结果^[1]和实验结果^[2], 可知孔口受力类似空腹刚架, 成为薄弱部位, 尤其是弦杆的端部. 孔口属于三次超静定, 所以当弦杆剪切破坏或孔角处混凝土压坏形成

塑性铰使自由度增加 3 个以上即发生破坏. 根据有限元计算结果^[1]可得如图 1 所示的 7 种通常的破坏模式, 其中图 1(a)和图 1(b)类破坏属延性破坏, 图 1(a)模式为孔口在弯剪段时, 弦杆端部偏压(拉)破坏形成 4 个塑性铰, 见图 2; 图 1(b)模式为孔口在纯弯段时, 下弦轴拉破坏, 上弦压坏. 设计开孔梁时应避免发生图 1(c)至图 1(g)的弦杆脆性剪切破坏模式, 尤其是图 1(c)、图 1(f)、图 1(g)这 3 种模式, 若上弦首先剪切破坏, 剪力几乎全部由下弦承担, 而此时下弦一般已开裂, 剪切刚度和弯曲刚度很小, 因而下弦几乎随即破坏.

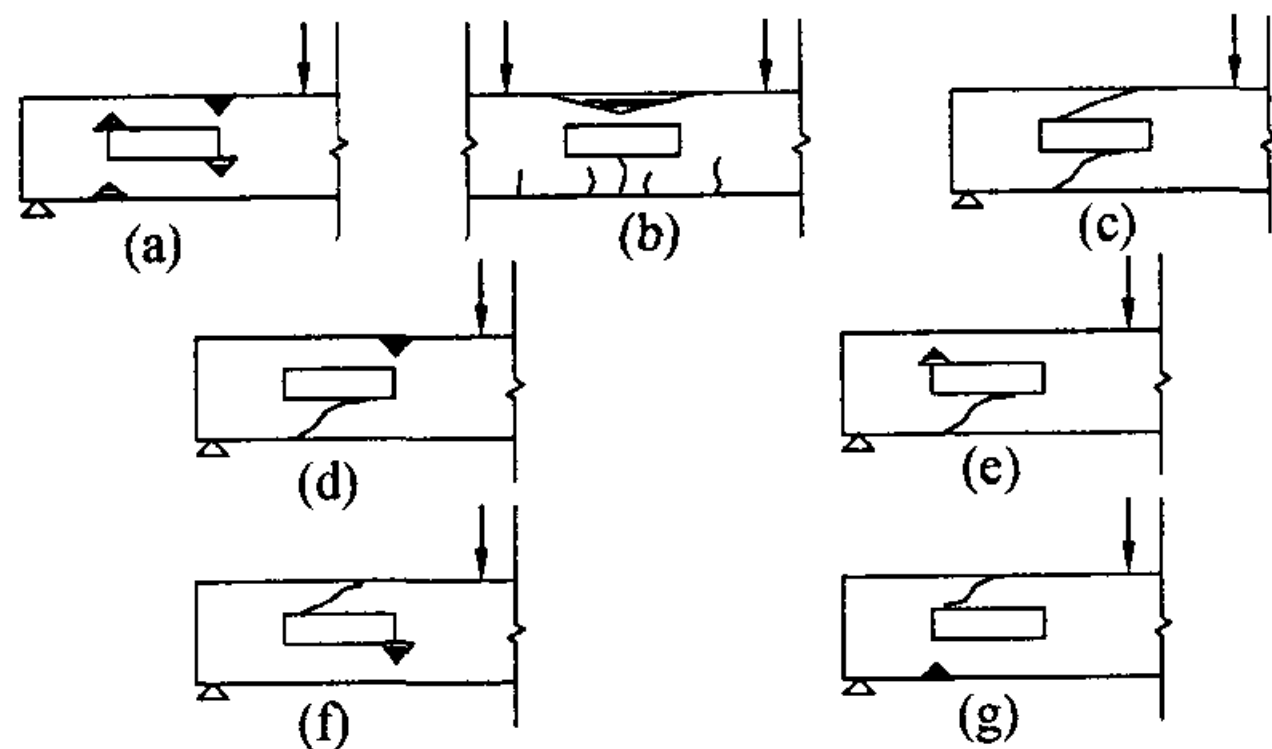


图 1 孔口破坏模式

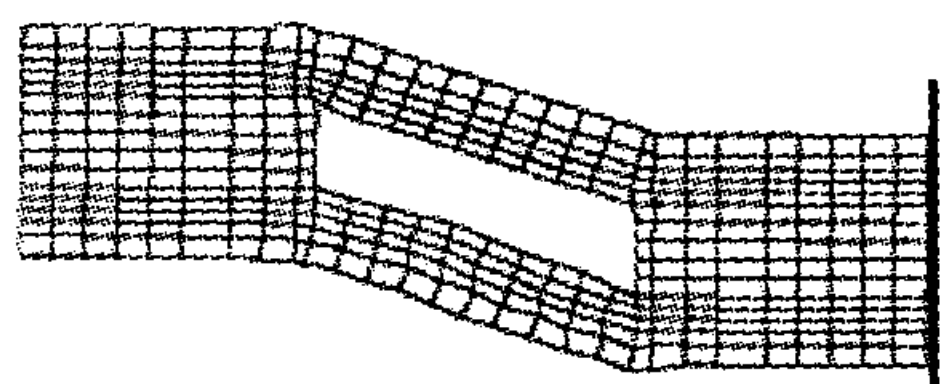


图2 模式(a)破坏时有限元计算的变形示意

2 弦杆内力计算

根据有限元计算分析,上、下弦是压弯剪构件或拉弯剪构件,关键是要计算上、下弦杆的分配剪力和轴力以及弦杆端部的弯矩.在上、下弦杆的反弯点处切开(弦杆对称配筋时反弯点在中点),取出开裂前的脱离体,孔口的跨中截面上的内力如图3所示,由于预应力和外荷载的作用,上、下弦分别承担剪力 $V_{上}$ 和 $V_{下}$,轴力 $N_{上}$ 和 $N_{下}$. $N_{上}$, $N_{下}$ 和预压应力形成的力偶应等于截面上的主弯矩 M . M 使截面产生主要应力(图3(a)), $V_{上}$, $V_{下}$ 分别在上、下弦内产生次弯矩,引起次应力(图3(b)或图3(c)),这两种应力的叠加即弦杆各截面的应力分布(图3(d)或图3(e)).反弯点截面应力分布即主要应力(图3(a)).

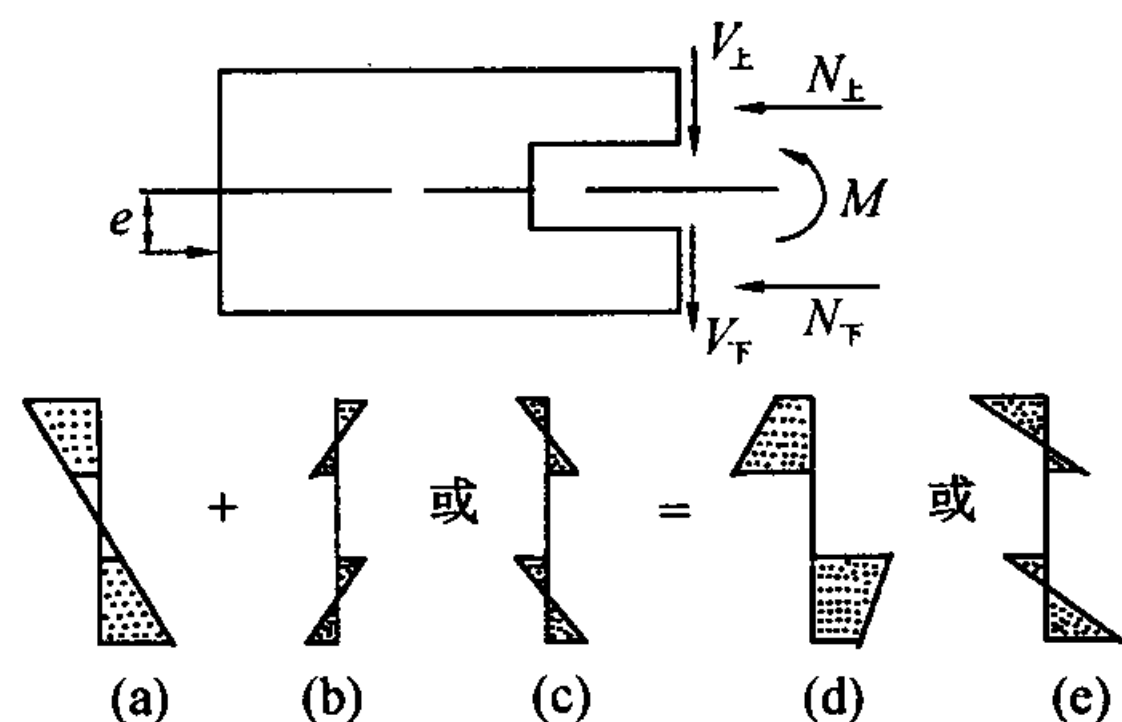


图3 孔口截面内力示意图

2.1 轴力分配计算

弦杆中的轴力由两部分组成,一是预应力在弦杆中的分配值,二是由于桁架作用,截面主弯矩 M 在弦杆中产生的一对力偶所引起的.

$$N_{上} = \frac{M}{Z} + P \frac{A_{上}}{A_{上} + A_{下}} - \frac{Pe}{Z} \quad (1)$$

$$N_{下} = \frac{M}{Z} - P \frac{A_{下}}{A_{上} + A_{下}} - \frac{Pe}{Z} \quad (2)$$

式中: P 为预压应力合力; e 为合力作用点距截面形心的距离; Z 为上、下弦轴力作用线间距,通常近似取上、下弦形心间的距离(由图3(a)可知实际距离更大,故偏安全); $N_{上}$, $N_{下}$ 分别为上、下弦轴力; $A_{上}$, $A_{下}$ 分别为上、下弦的截面积.

2.2 剪力分配计算

国外文献中提出的弦杆剪力分配计算大体有4类:①与弦杆截面面积成正比;②与弦杆截面惯性矩成正比;③与两者乘积的开方成正比;④除截面几何特性外与孔口所在位置亦有关,但大都没有具体验

证或误差较大.国内有假定弦杆剪力按抗弯刚度分配,并且假定下弦杆出现贯通裂缝后承担剪力降为零.这与实际不符,从有限元计算结果(图4)来看,不论何种破坏模式,直到破坏前,下弦杆都承担了相当的剪力,这是因为开裂后剪力重分布,开裂弦杆承担的剪力逐渐减小但不会降至零.除了未开裂部分混凝土还能承担剪力外,由于弦杆中的钢筋骨架较密,所以即使全部开裂,钢筋的作用也不可忽略.文献[3]根据桁架的破坏模式从结构力学角度按功的原理推出破坏瞬间的剪力分配公式,但没有考虑混凝土材料的特性,且需事先知道破坏荷载.

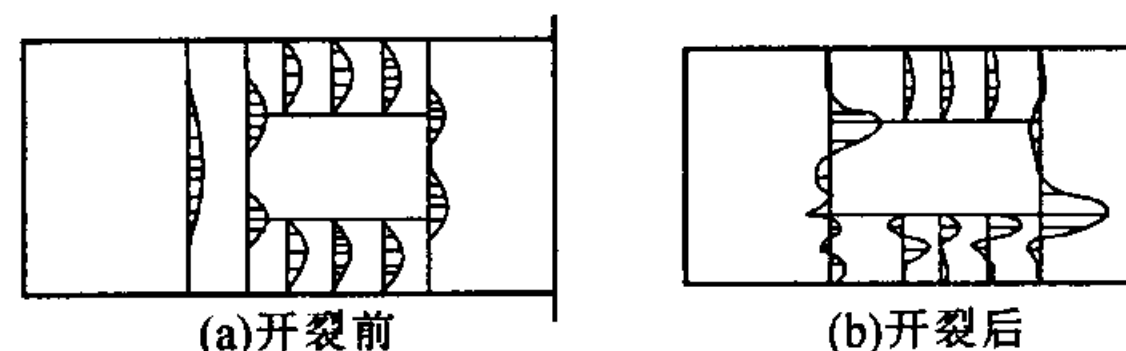


图4 开孔梁开裂前、后孔口 τ_{xy} 分布情况

根据力学推导的合理性和验算的正确性,本文采用文献[4]的公式,按弦杆的剪切刚度的关系来分配剪力,考虑压应力和拉应力对混凝土剪切弹性模量 G 的折减,采用折减系数 $K_{上}$, $K_{下}$,并且将钢筋面积折算成混凝土面积以考虑钢筋对抗剪的作用,即

$$V_{上} = \frac{G_{上} A_{o上}}{G_{上} A_{o上} + G_{下} A_{o下}} V = \frac{K_{上} A_{o上}}{K_{上} A_{o上} + K_{下} A_{o下}} V \quad (3)$$

$$V_{下} = V - V_{上} \quad (4)$$

其中

$$K_{上} = \left\{ \alpha_{E上} A_{s上} + [1 + 1.108(\sigma_{上}/f_c) - 1.108(\sigma_{上}/f_c)^2] A_{c上} \right\} / A_{o上} \quad (5)$$

$$K_{下} = \frac{\alpha_{E下} A_{s下} + \alpha_{Ep} A_{sp} + \frac{3 - 3(\sigma_{下}/f_t)}{3 + (\sigma_{下}/f_t)^4} A_{c下}}{A_{o下}} \quad (6)$$

$$\sigma_{上} = N_{上} / A_{o上} \quad \sigma_{下} = N_{下} / A_{o下}$$

$$A_{o上} = A_{c上} + \alpha_{E上} A_{s上}$$

$$A_{o下} = A_{c下} + \alpha_{E下} A_{s下} + \alpha_{Ep} A_{sp}$$

式中: $A_{o上}$, $A_{c上}$ 和 $A_{o下}$, $A_{c下}$ 分别为上、下弦杆的混凝土换算面积和净面积; $\alpha_{E上}$, $\alpha_{E下}$, α_{Ep} 分别为上弦纵筋、下弦纵筋、下弦预应力筋的弹性模量与混凝土弹性模量的比值; $A_{s上}$, $A_{s下}$, A_{sp} 分别为上弦纵筋、下弦纵筋、下弦预应力筋的钢筋面积; $\sigma_{上}$, $\sigma_{下}$ 分别为上、下弦杆的法向应力. $\sigma_{下} > f_t$ 时,取 $\sigma_{下} = f_t$,此时不考虑混凝土抗剪.

若下弦受压, $K_{下}$ 按式(5)计算.

公式(3)~(6)说明剪力的分配不仅与弦杆截面特征有关,还和孔口所处位置有关(因为弦杆轴力与孔心截面的主弯矩有关).

3 混凝土矩形孔梁正截面强度设计

开孔梁的孔口处弦杆截面已不符合平截面假定(见图5),而且开孔后传力途径由全截面改为平行弦杆,按有限元的应力和内力的计算结果来看,孔心主弯矩在上弦杆中产生压力或拉力(若预应力偏心引起的弯矩较大有可能是拉力),但在即将破坏前,无论上弦杆高度是否超过按实心梁计算所得受压区的高度,上弦杆都是全截面受压而不受拉应力,因而孔口截面的受压区高度不能按实腹梁方法计算.而对于每根弦杆,平截面假定仍然适用.

根据空腹桁架的受力特点,在弦杆的反弯点处切开,当孔两侧对称配筋时,可近似取反弯点在弦杆的中点,弦杆的端部可看成固定端,反弯点截面可看成悬臂端,脱离体受力见图6.

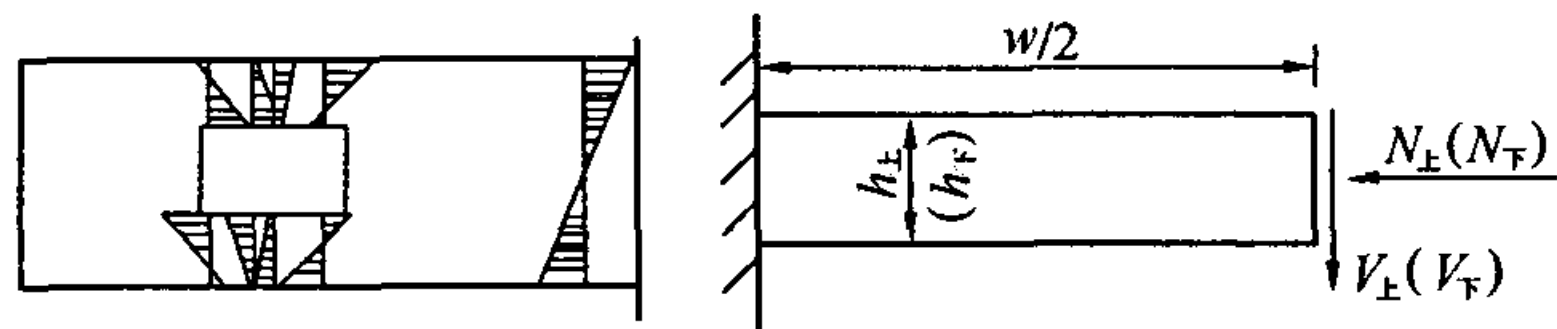


图5 孔口 σ_x 分布情况 图6 悬臂弦杆受力示意图

弦杆的端部为危险截面,最大弯矩

$$M_{\text{上}} = V_{\text{上}} \frac{w}{2} \quad \text{或} \quad M_{\text{下}} = V_{\text{下}} \frac{w}{2} \quad (7)$$

式中:轴力 $N_{\text{上}}$ 和 $N_{\text{下}}$ 分别按式(1)和式(2)计算;剪力 $V_{\text{上}}$ 和 $V_{\text{下}}$ 分别按式(3)和式(4)计算; w 为孔宽.

根据弦杆端部的轴力和弯矩,可以按照 GB50010-2002《混凝土结构设计规范》对弦杆进行压弯或拉弯构件设计.由于弦杆两端弯矩方向相反,所以采用对称配筋.对于孔口在纯弯段的梁,弦杆中没有剪力,弦杆端部也就没有附加弯矩,因此对弦杆可近似按轴心受拉(压)构件计算.

4 混凝土矩形孔梁斜截面抗剪强度计算

剪力由上、下弦杆分别承担,因而应在开孔梁弦杆内配置足够的箍筋,保证开孔梁的抗剪强度并抑制裂缝开展.有限元计算结果和实验结果都已分析得出孔口的剪切破坏可能在弦杆中部或端部,剪力在弦杆中基本均匀分布,可按偏心受力构件对弦杆进行抗剪计算,若弦杆轴力为压,则按偏压构件计算,受拉则按偏拉构件计算.

根据 GB50010-2002《混凝土结构设计规范》中建议的公式,有

$$V_{\mu\text{上(下)}} = \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_{0\text{上(下)}} + 1.0 f_{yv} \frac{A_{sv\text{上(下)}}}{s_{\text{上(下)}}} h_{0\text{上(下)}} + k N_{\text{上(下)}} \quad (8)$$

式中: $V_{\mu\text{上(下)}}$ 为上(下)弦杆的抗剪承载力; $N_{\text{上(下)}}$ 为上(下)弦杆的轴向力; $\lambda = \frac{w/2}{h_0}$. 若 $N_{\text{上(下)}} > 0$, 取 $k = -0.2$; 若 $N_{\text{上(下)}} < 0$, 取 $k = 0.07$.

对于开孔梁其他截面的配筋按实心梁计算.

5 截面设计及算例

5.1 计算步骤

a. 计算弦杆内力:按式(1)、式(2)分别计算 $N_{\text{上}}$ 和 $N_{\text{下}}$;按式(3)、式(4)计算 $V_{\text{上}}$ 和 $V_{\text{下}}$,计算中不考虑钢筋的作用,即按上、下弦杆的全截面计算;按式(7)计算 $M_{\text{上}}$ 和 $M_{\text{下}}$.

b. 据上弦杆端部弯矩 $M_{\text{上}}$ 、轴力 $N_{\text{上}}$ 按偏心受压构件对称配筋计算上弦所需纵筋量;根据下弦杆端部 $M_{\text{下}}$, $N_{\text{下}}$ 按偏心受拉或受压构件对称配筋计算下弦纵筋量.

c. 根据下弦杆承担剪力 $V_{\text{下}}$ 、轴力 $N_{\text{下}}$,按式(8)计算下弦所需箍筋量.为保证上弦不先于下弦破坏,上弦的剪力按分配值再乘以扩大系数 1.05 来设计.根据上弦杆承担 $1.05 V_{\text{上}}$ 和轴力 $N_{\text{上}}$ 按式(8)计算上弦所需箍筋量.

d. 按构造要求在孔侧布置加密箍筋和构造斜向钢筋^[1].

e. 对于预应力筋梁还应按文献[1]验算孔侧箍筋量,以免孔侧在传递阶段出现水平裂缝.

f. 其余截面按常规进行设计.

5.2 算例

某简支矩形截面主梁跨度为 4.4 m,截面尺寸为 200 mm × 400 mm,梁上开有 2 个 160 mm × 400 mm 的矩形孔,在形心轴下 120 mm 处布置碳素钢丝 $12\phi^s5$ 作为预应力筋.两个集中荷载 $P = 80$ kN(设计值)作用位置如图 7 所示,采用 C30 混凝土,受力纵筋采用 HRB335 级,箍筋采用 HPB235 级.试设计该梁.

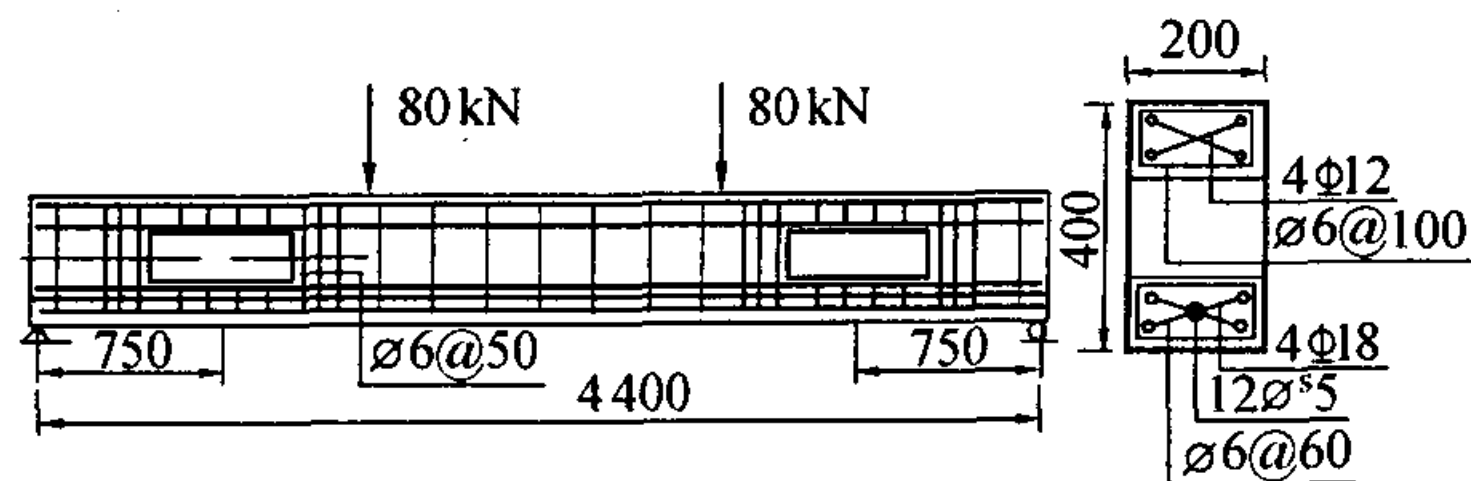


图7 算例简图及配筋(单位:mm)

a. 计算梁的设计内力:跨中弯矩 $M_0 = 176$ kN·m, $V_0 = 80$ kN;孔心 $M_A = 60$ kN·m, $V_A = 80$ kN.

b. 计算弦杆设计内力:预应力 $P = 221935.2$ N. 由式(1)和式(2)计算得

$$N_{\text{上}} = 230.1 \text{ kN} > 0 \quad N_{\text{下}} = 8.2 \text{ kN} > 0$$

$$\sigma_{\text{上}} = N_{\text{上}} / A_{\text{上}} = 9.58 \text{ MPa} < f_t$$

$$\sigma_{\text{下}} = N_{\text{下}} / A_{\text{下}} = 0.34 \text{ MPa} < f_t$$

由式(5)和式(6)计算得

$$K_{\text{上}} = 0.673 \quad K_{\text{下}} = 0.772$$

由式(3)和式(4)计算得

$$V_{\text{下}} = 42.7 \text{ kN} \quad V_{\text{上}} = 39.17 \text{ kN}$$

由式(7)计算得

$$M_{\text{下}} = 8.54 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{\text{上}} = 7.834 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

c. 计算弦杆箍筋量: $h_{0\text{上}} = h_{0\text{下}} = 95 \text{ mm}$, $\lambda_{\text{上}} = \lambda_{\text{下}} = 200 \text{ mm} / 95 \text{ mm} = 2.22$, 经验算满足

$$V_{\text{上}} < 0.25 f_c b h_{0\text{上}} \quad V_{\text{下}} < 0.25 f_c b h_{0\text{下}}$$

据式(8)得: ① $A_{sv\text{上}} / s_{\text{上}} = 0.365$, 配箍筋 $\phi 6 @ 100$, $A_{sv\text{上}} / s_{\text{上}} = 0.57 > 0.365$, $A_{sv\text{上}} / (bs) = 2.85\% > \rho_{sv\text{min}}$; ② $A_{sv\text{下}} / s_{\text{下}} = 0.863$, 配箍筋 $\phi 6 @ 60$, $A_{sv\text{上}} / s_{\text{上}} = 0.95 > 0.863$, $A_{sv\text{上}} / (bs) = 4.75\% > \rho_{sv\text{min}}$.

d. 计算弦杆纵筋量: 弦杆按对称配筋偏压构件设计. 计算上弦杆所需纵筋面积 $A_{s\text{上}} = A_{s\text{上}}' = 137.8 \text{ mm}^2 > 0.002bh$, 上、下各配 2 $\phi 12$ ($A_s = 226 \text{ mm}^2$). 计算下弦杆所需纵筋面积 $A_{s\text{下}} = A_{s\text{下}}' = 406.6 \text{ mm}^2 > 0.002bh$, 故上、下各配 2 $\phi 18$ ($A_s = 509 \text{ mm}^2$).

e. 孔侧箍筋加密区布置 $\phi 6 @ 50$, 分布在 150 mm 范围内, 弦杆纵筋长度超过孔侧箍筋加密区. 孔角布置 2 $\phi 8$ 斜向钢筋.

f. 传递阶段孔侧抗拉验算: 根据文献[1]得 $\sigma_{\text{上}} = 2.28 \text{ MPa} < f_t = 2.3 \text{ MPa}$, 未开裂. 有限元计算结果为 $2.31 \text{ MPa}^{[1]}$, 但裂缝未出现, 这是因为实际混凝土在另一个方向的压力下抗拉强度有所增强. 因此, 理论上讲该梁在传递阶段时孔侧可不配垂直箍筋.

g. 实腹截面设计略. 配筋见图 7.

5.3 承载力校核

从有限元计算结果来看, 若桁架的某一弦杆中部或其某一端部发生剪切破坏或者弯曲破坏时, 刚度降低, 挠度增加, 内力重新分布, 大部分转移到未破坏弦杆, 可能造成突然破坏, 即第一个破坏截面出现时的荷载与最后的破坏荷载相差很小, 所以考虑对桁架成为机构而破坏时的承载力极限状态进行简化, 认为只要在弦杆中部或端部有一处截面发生破坏, 此时的荷载即为破坏荷载. 已知截面尺寸、实腹截面纵筋和箍筋以及孔口处的纵筋和箍筋布置, 孔心截面的剪力 V_k 和弯矩 M_k , 验算孔口截面是否安全.

5.3.1 方法1

直接利用外荷载计算弦杆的内力与弦杆的承载力比较, 步骤如下:

a. 根据轴力分配公式(式(1)、式(2))计算 $N_{\text{上}}$ 和 $N_{\text{下}}$, 并计算弦杆的轴向承载力 $N_{u\text{上}}$ 和 $N_{u\text{下}}$, 验算

是否满足 $M_{\text{上}} \leq N_{u\text{上}}$, $N_{\text{下}} \leq N_{u\text{下}}$. 若不满足该关系则会因轴向压力或拉力承载力的不足而破坏, 截面不安全, 校核结束.

b. 根据剪力分配公式(式(3)、式(4))计算上、下弦杆承担的剪力 $V_{\text{上}}$ 和 $V_{\text{下}}$; 根据式(8)计算上、下弦杆的抗剪承载力 $V_{u\text{上}}$, $V_{u\text{下}}$. 验算是否满足 $V_{\text{上}} \leq V_{u\text{上}}$, $V_{\text{下}} \leq V_{u\text{下}}$. 若不满足该关系则弦杆会因抗剪承载力的不足而破坏, 截面不安全, 校核结束.

c. 根据式(7)计算杆端由于弦杆剪力引起的次生弯矩 $M_{\text{上}}$ 和 $M_{\text{下}}$, 并计算上、下弦在已知轴力 $N_{\text{上}}$ 或 $N_{\text{下}}$ 时偏心受力上、下弦杆的抗弯承载力 $M_{u\text{上}}$ 和 $M_{u\text{下}}$. 验算是否满足 $M_{\text{上}} \leq M_{u\text{上}}$, $M_{\text{下}} \leq M_{u\text{下}}$. 若不满足该关系, 则弦杆会因偏心受力构件的正截面承载力不足而破坏, 即截面不安全.

5.3.2 方法2

求出孔心截面的承载力 V_{uk} 和 M_{uk} , 分别与 V_k 和 M_k 相比较.

因为只要孔口位置确定, 则孔心截面的承载力 V_{uk} , M_{uk} 是相关的, 若以其中一个为未知, 则可求出孔心截面的抗剪或抗弯承载力 V_{uk} , M_{uk} . 因为弦杆的分配轴力 $N_{\text{上}}$ 和 $N_{\text{下}}$ 是孔心截面弯矩承载力 M_{uk} 的函数, 而弦杆的分配剪力又是分配轴力的函数, 所以弦杆的内力都可以用未知量 M_{uk} 来表示. 计算步骤为:

a. 计算弦杆的内力: 根据式(1)和式(2)分别计算 $N_{\text{上}}(M_{uk})$ 和 $N_{\text{下}}(M_{uk})$, 根据式(2)和式(3)分别计算 $V_{\text{上}}(M_{uk})$ 和 $V_{\text{下}}(M_{uk})$, 则弦杆端部弯矩为 $M_{\text{上}} = V_{\text{上}}(M_{uk})w/2$, $M_{\text{下}} = V_{\text{下}}(M_{uk})w/2$.

b. 计算弦杆的承载力: 计算上、下弦杆的轴心受压或轴心受拉承载力 $N_{u\text{上}}$ 和 $N_{u\text{下}}$; 根据式(8)计算上、下弦杆的抗剪承载力 $V_{u\text{上}}$ 和 $V_{u\text{下}}$; 根据规范方法计算偏心受力上、下弦杆的抗弯承载力 $M_{u\text{上}}$ 和 $M_{u\text{下}}$.

c. 比较上、下弦杆的 3 种内力和 3 种承载力: 令 $N_{\text{上}}(M_{uk}) \leq N_{u\text{上}}$, $N_{\text{下}}(M_{uk}) \leq N_{u\text{下}}$, $V_{\text{上}}(M_{uk}) \leq V_{u\text{上}}$, $V_{\text{下}}(M_{uk}) \leq V_{u\text{下}}$, $V_{\text{上}}(M_{uk})w/2 \leq M_{u\text{上}}$, $V_{\text{下}}(M_{uk})w/2 \leq M_{u\text{下}}$, 分别求得 M_{uk} . 取六者最小值, 然后可反求出 V_{uk} , 则 M_{uk} 和 V_{uk} 即为开孔梁的承载力.

d. 比较 M_{uk} 与 M_k 或 V_{uk} 与 V_k 判断截面的安全性.

5.3.3 方法讨论

用方法 2 计算所得承载力结果^[1]与文献[5]的实验结果进行对比, 结果表明方法 2 所得计算值均小于实验值, 但误差较小. 这主要是因为计算原则为只要任一弦杆任一截面破坏即达承载力极限状态, 低估了孔口的承载力. 方法 2 可以求出孔心截面的承载力, 从而可求出最不利外荷载, 但计算较繁杂, 若不需求出承载力, 仅需判断安全性, 则建议用方法 1. (下转第 50 页)

偏大,与实测值误差很大.

4 结 语

a. 由于碳化深度现场检测中的误差和利用预测模型计算时参数 k 的取值偏差,致使碳化深度计算值和实测值有较大不同,因此,虽然国内外学者建立了不同的预测模型,但可以说目前碳化深度预测还停留在半定量化阶段,对有关模型进行优化还需要做大量的试验研究工作.

b. 建立混凝土碳化深度与混凝土 28 d 龄期抗压强度的关系模型很有意义,但是如果能建立实际龄期混凝土抗压强度、碳化深度与碳化龄期的关系,则对混凝土碳化耐久寿命的预测研究更有帮助.

c. 本文碳化深度预测计算是针对韦水倒虹工程进行的,由于仅有当地平均湿度和 CO_2 浓度等资料,考虑到管桥混凝土离河面很近,因此其实际碳化深度应比表 1 中预测值稍大.

参考文献:

[1] Parrrt A. Study of carbonation-induced corrosion[J]. Magazine

(上接第 7 页)

[2] 赵平,刘祚秋,陈文义,等.大型渡槽上、下部整体三维有限元分析[J].华北水利水电学院学报,1997,18(1):35—38.
[3] 陈淮,祁冰,杜晓伟.大型双槽渡槽结构振动特性分析[J].世界地震工程,2001,17(1):93—97.
[4] 徐建国,王博.渡槽结构动力性能的有限元分析[J].郑州工业大学学报,1999,20(2):67—69.
[5] 李正农,孟吉复.多槽体渡槽的自振特性分析[J].武汉大学学报(工学版),2001,34(4):11—16.
[6] 戴湘和,陈玲玲,吴杰芳.南水北调中线跨黄河渡槽抗震计算研究[J].长江科学院院报,2002,19(3):52—55.
[7] 李遇春,楼梦麟.排架式渡槽流-固耦合动力特性分析

of Concrete Research,1994,46(2):23—28.

[2] 方王景,梅国兴,陆采荣.碳化对混凝土性能影响的研究[J].水利水电技术,1996(2):58—64.
[3] 刘建生,苏跃.保护层已碳化的预应力钢筋混凝土管正常使用年限探讨[J].水利水电技术,1993(3):57—60.
[4] 金伟良,鄢飞.混凝土碳化指数的概率模型[J].混凝土,2000(1):35—37.
[5] 牛荻涛,董振平.预测混凝土碳化深度的随机模型[J].工业建筑,1999,29(9):1—6.
[6] 李文华,孟文清.基于神经网络的混凝土碳化预测研究[J].工业建筑,1999,29(1):1—4.
[7] 张誉,蒋利学.基于碳化机理的混凝土碳化深度实用数学模型[J].工业建筑,1998,28(1):16—19.
[8] 牛荻涛.混凝土结构耐久性与寿命预测[M].北京:科学出版社,2003.10—32.
[9] 陈迅捷,张燕弛.活性掺合料对混凝土抗碳化耐久性的影响[J].混凝土与水泥制品,2002(3):7—9.
[10] 冯乃谦.高性能混凝土结构[M].北京:机械工业出版社,2004.65—78.

(收稿日期:2004-11-04 编辑:熊水斌)

[J].水利学报,2000(12):31—37.

[8] 杜晓伟,陈淮,孙国均,等.大型双槽渡槽地震反应分析[J].世界地震工程,2003,19(2):23—26.
[9] 李遇春,朱墩,乐运国,等.大型高墩渡槽横向地震反应分析[J].武汉水利电力大学学报,1999,32(3):43—46.
[10] 张俊发,刘云贺,王克成.设置叠层橡胶支座梁式渡槽的地震响应分析[J].水利学报,1999(1):50—54.
[11] 王博.大型渡槽结构地震反应分析理论与应用[D].上海:同济大学,2000.
[12] 徐伟,陈淮,王博,等.考虑流固耦合的大型渡槽动力特性计算[J].水利水电技术,2004,35(4):20—22.
[13] 居荣初,曾心传.弹性结构与液体的耦联振动理论[M].北京:地震出版社,1983.115—154.

(收稿日期:2004-10-22 编辑:骆超)

(上接第 44 页)

6 结 论

本文方法仅适用于开较大扁矩形孔的梁,开孔后形成空腹桁架结构,上、下弦杆可看作为压(拉)弯剪构件.对于小圆孔、大圆孔、椭圆孔或狭长矩形孔等还需另外考虑.

参考文献:

[1] 王瑶.钢筋混凝土开孔梁非线性有限元全过程可视化仿真分析[D].南京:河海大学,2001.

[2] 刘荣桂.混凝土(RC/PC)开孔梁实验研究与理论分析[D].南京:东南大学,1999.
[3] Kennedy J B, Abdalla H A. Static response of prestressed concrete beams with openings[J]. Journal of the Structural Division, ASCE, 1992, 118(2): 488—504.
[4] 杨建明.预应力混凝土开洞梁的抗剪强度和抗裂度试验研究[D].南京:东南大学,1987.
[5] Wafa F F. Prestressed concrete beams with openings under torsion, bending[J]. Journal of Structural Engineering, 1989, 115(11): 1161—1166.

(收稿日期:2004-03-24 编辑:骆超)