

# 单拱肋连续梁-拱组合桥的结构设计\*

叶琳

(阳光学院土木工程学院, 350015, 福州//副教授)

**摘要** 以某市轨道交通6号线花溪湖大桥的施工图设计为基础,介绍单拱肋连续梁-拱组合结构的桥型方案及主桥结构设计,并对该结构体系进行了详细的静力和动力分析。分析结果表明,单拱肋连续梁-拱组合结构具有良好的静力和动力性能,其结构强度、应力、刚度、整体稳定性及动力效应均满足规范要求,是轨道交通桥梁设计中一种合适的桥型。

**关键词** 城市轨道交通;单拱肋连续梁-拱组合结构;静动力性能;数值计算

**中图分类号** U442.5

DOI:10.16037/j.1007-869x.2021.08.011

## Structure Design of Single Arch Rib Continuous Beam-Arch Composite Bridge

YE Lin

**Abstract** Based on the construction drawing design of Huaxihu Bridge of Rail Transit Line 6 in certain city, the bridge type scheme and main bridge structure design of single arch rib continuous beam-arch composite structure is introduced. Then detailed static and dynamics analysis of the structure system is carried out. The results show that the single arch rib continuous beam-arch composite structure has good static and dynamics performance, and its structural strength, stress, stiffness, overall stability and dynamics effect all meet the design requirements. It is a suitable type for designing rail transit bridge.

**Key words** urban rail transit; single arch rib continuous beam-arch composite structure; static and dynamics performance; numerical calculation

**Author's address** School of Civil Engineering, Yango University, 350015, Fuzhou, China

梁-拱组合结构在受力上集合了梁和拱的优点,造型更加优美、轻盈,能更好地融入城市环境中,得到了越来越多的应用。梁-拱组合结构中的单拱肋梁-拱组合结构较之双拱肋梁-拱组合结构,具有桥面布置简单、行车通透、视野好、桥型简洁、桥下视

觉景观好的优势,但其在铁路和城市轨道工程中鲜有应用。本文以某轨道交通花溪湖大桥为工程背景,对单拱肋连续梁-拱组合结构在轨道工程中的应用进行深入的研究,以为同类桥梁设计提供借鉴和参考。

## 1 桥型方案

花溪湖大桥上跨马头坝河和规划秋枫路3号桥,在空间关系上位于最上层,且由于行洪要求,河中不能落墩。综合考虑该桥平面和空间位置关系及行洪要求,同时为满足桥上桥下行车需求,减小出入场线纵坡,并充分发挥梁-拱组合结构造型优美、结构轻盈的景观优势,花溪湖大桥拟采用单拱肋连续梁-拱组合结构方案,主跨一跨跨越马头坝河和秋枫路3号桥。具体桥型方案如图1所示,其跨径组合为40 m+100 m+40 m,主墩及交接墩为混凝土独柱花瓶墩,基础采用钻孔灌注桩(端承桩),并采用“先梁后拱,先中跨后边跨”的施工方法。本设计不仅给人耳目一新、线条明快之感,而且还与附近另一座拱桥遥相呼应。

## 2 主桥的结构设计

### 2.1 主要技术参数标准

设计采用的主要技术参数标准为:

- ① 出入线为双线,线间距为7.1 m;
- ② 列车最高运行速度为60 km/h;
- ③ 列车采用地铁A型车,6辆编组;
- ④ 地震基本烈度为6度,地震动峰值加速度为0.05g。

### 2.2 主梁

主梁为C50预应力混凝土结构。主梁截面为单箱双室等宽变高连续梁桥,直腹板。箱梁顶宽12.9 m,底宽8 m。中支点处梁高4.0 m,边支点处

\* 国家自然科学基金面上项目(51478120)

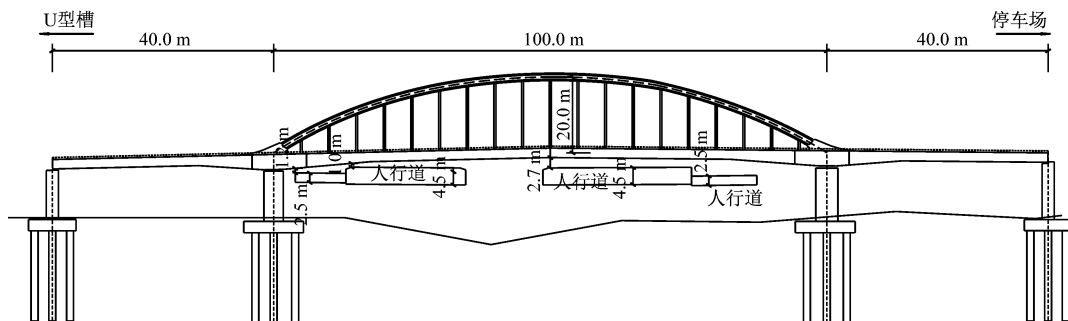


图1 花溪湖大桥桥型布置图

梁高 2.5 m, 跨中梁高 2.5 m。桥梁横断面布置见图 2。支点处设置端横梁及中横梁; 每个吊点处设置横梁; 中支点处为梁拱结合部, 受力复杂, 故中腹板加厚。

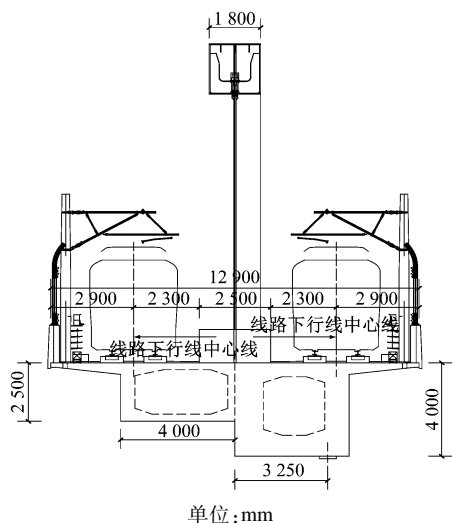


图2 花溪湖大桥 1/2 跨中及 1/2 中支点横断面图

## 2.3 主拱

主拱计算跨径  $L = 100$  m, 矢高  $f = 20$  m, 矢跨比  $f/L = 1/5$ 。取拱轴线中点为坐标原点, 则拱轴线 ( $x$ ,  $y$ ) 为二次抛物线, 有:

$$y = 4fx^2/L^2 \quad (1)$$

为增大拱肋刚度, 尤其是横向刚度, 拱肋采用钢箱梁拱, 拱截面宽 1.8 m, 高 2.0 m。拱肋为分节段预制, 并采用全焊式拼装。拱脚采用 C50 钢筋混凝土结构, 宽 2.5 m, 高 2.6 m。

## 2.4 吊杆

吊杆索采用 PESFD7-61 型 HDPE (高密度聚乙烯) 护套平行钢丝索, 其上下端均为冷铸锚头, 采用钢箱拱内张拉方式。考虑到材料疲劳、吊装及可更换性, 吊杆索设计安全系数取 3.5。全桥共有 17 根吊杆, 吊杆间距为 5.0 m。

## 2.5 支撑体系

考虑支撑体系的耐久性 & 抗震构造要求, 主墩及交接墩采用竖向球型钢支座 + 横向挡块支撑体系。

## 3 结构有限元分析

### 3.1 建立有限元模型

利用 Midas Civil 软件建立有限元计算模型, 如图 3 所示。模型中, 主梁、主拱、拱脚均采用梁单元模拟, 吊杆采用桁架单元模拟, 桥梁结构动力系数按 TB 10002—2017《铁路桥涵设计规范》第 4.3.7 条取值<sup>[1]</sup>。全桥有限元计算模型共有 274 个节点, 281 个单元。

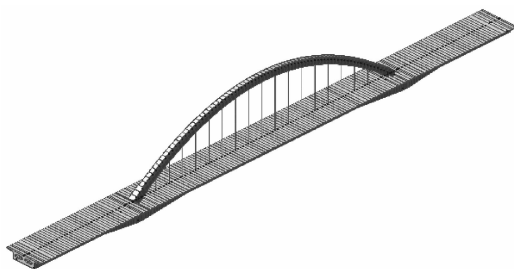


图3 花溪湖大桥有限元计算模型

### 3.2 静力分析结果

#### 3.2.1 主梁强度验算

花溪湖大桥按不允许出现拉应力构件分析。经验算: 主力组合下的最小抗弯强度安全系数  $K > 2.2$ , 满足规范要求; 在主力 + 附加力组合作用下, 正截面最小抗弯强度安全系数  $K > 1.98$ , 满足规范要求; 主力组合下的最小抗剪强度安全系数  $K > 2.2$ , 满足规范要求; 在主力 + 附加力组合作用下, 斜截面抗剪强度安全系数  $K > 1.98$ , 满足规范要求<sup>[2]</sup>。

#### 3.2.2 主梁及主拱应力验算

在运营阶段, 主梁正截面混凝土压应力计算结果见表 1, 主梁斜截面主应力计算结果见表 2, 主拱、

拱脚应力计算结果见表 3 及表 4。

表 1 运营阶段主梁正截面混凝土压应力计算结果			
荷载组合	部位	最大正应力/ MPa	最小正应力/ MPa
主力	上缘	9.11	4.46
	下缘	11.60	3.19
主力 + 附加力	上缘	13.80	8.27
	下缘	12.20	4.39

表 2 运营阶段主梁斜截面混凝土主应力计算结果			
荷载组合	部位	最大主压应力/ MPa	最大主拉应力/ kPa
主力	上缘	9.11	2.78
	下缘	11.60	1.70
主力 + 附加力	上缘	13.80	5.42
	下缘	12.20	1.78

C50 混凝土的抗压强度  $f_c = 33.5$  MPa, 抗拉强度  $f_{ct} = 3.1$  MPa。由表 1 及表 2 可知: 主梁在主力组合下的正截面压应力  $\sigma_c \leq 0.5 f_c$ , 在主力 + 附加力组合正截面压应力  $\sigma_c \leq 0.55 f_c$ ; 主梁在主力组合下的斜截面主压应力  $\sigma_{cp} \leq 0.6 f_c$ , 斜截面主拉应力  $\sigma_{tp} \leq f_{ct}$ ; 主梁在主力 + 附加力组合下的斜截面主压应力  $\sigma_{cp} \leq 0.6 f_c$ , 斜截面主拉应力  $\sigma_{tp} \leq f_{ct}$ 。可见, 主梁应力满足规范要求<sup>[2]</sup>。

表 3 运营阶段主拱应力计算结果			
荷载组合	部位	最大应力/ MPa	最小应力/ MPa
主力	钢拱上缘	111.0	69.6
	钢拱下缘	95.1	72.0
主力 + 附加力	钢拱上缘	113.0	70.6
	钢拱下缘	96.1	72.6

表 4 运营阶段拱脚应力计算结果			
荷载组合	部位	最大应力/ MPa	最小应力/ MPa
主力	拱脚上缘	13.2	10.7
	拱脚下缘	3.1	2.4
主力 + 附加力	拱脚上缘	13.4	10.5
	拱脚下缘	3.2	2.3

主拱钢箱梁采用 Q345qD 钢板, 拱脚采用 C50 钢筋混凝土结构。拱脚和拱肋均处于受压状态。由表 3 及表 4 可知: 主拱应力均满足规范要求; 主拱

应力富余较大, 可优化主梁与主拱尺寸。由于主拱与主梁刚度比不同对主梁和主拱内力均有影响<sup>[3-4]</sup>, 故通过调整主拱与主梁刚度比, 可得到 1 组最优刚度比, 使桥梁建筑高度最小, 桥梁设计处于最经济状态<sup>[5]</sup>。

### 3.2.3 整体刚度验算(竖向刚度及扭转刚度)

在 A 型车静荷载作用下: 边跨主梁最大竖向挠度为 4.1 mm, 小于  $L/1\ 500$ ; 中跨最大竖向挠度为 11.1 mm, 小于  $L/1\ 000$ ; 边跨与中跨梁端转角为 1.380‰和 0.542‰, 均小于 2‰。在活载乘以动力系数作用下, 梁最大扭转角为  $2.18 \times 10^{-4}$  rad。

据此计算, 主梁同一断面同一条线上的 2 根钢轨竖向变形差  $\Delta h = 0.310$  mm  $< 6.000$  mm。计算可得, 沿梁纵向, 由 3 m 梁长的局部翘曲变形而引起的, 1 条线上 2 根钢轨的竖向相对变形量  $t = 0.168$  mm  $< 4.500$  mm, 均满足规范要求<sup>[6]</sup>。

### 3.2.4 吊杆验算

吊杆最大应力  $\sigma_{\max} = 368.8$  MPa, 强度设计安全系数为 3.5, 则  $\sigma_{\max} < [\sigma]/3.5 = 477.1$  MPa, 满足设计要求<sup>[7]</sup>。

梁拱组合结构为超静定结构, 吊杆张拉顺序对结构内力有影响。合理的吊杆张拉顺序能保证施工过程中主梁和主拱的受力合理性和施工安全性<sup>[7-8]</sup>。本文模型张拉顺序为拱脚至拱顶两侧对称张拉。

拱桥应进行单根吊杆失效工况的验算<sup>[6]</sup>。在单根吊杆失效工况下, 运营阶段主梁抗裂最小安全系数  $K_f = 2.11 > [K_f] = 1.1$ , 正截面抗弯最小强度安全系数  $K = 3.21 > [K] = 1.6$ , 斜截面抗剪最小强度安全系数  $K = 1.94 > [K] = 1.6$ , 均满足规范要求。后期养护性能良好。

## 3.3 动力特性及稳定性分析

将质量控制参数按集中质量控制, 将横梁自重、二期恒载等转化为质量, 利用子空间迭代法计算, 得到桥梁结构自振特性结果如表 5 所示。

桥梁结构一阶自振频率为 1.065 Hz, 该振动为拱面外振动, 其振型如图 4 所示。在梁拱一阶面内, 竖弯频率为 3.419 Hz, 出现较晚。由于拱的面外刚度小于拱的面内刚度, 故拱的面外振动先出现<sup>[9]</sup>。拱的存在提高了桥梁整体竖向刚度, 故桥梁竖向振动频率较高。一阶横向自振频率为 2.852 Hz  $> (55/L)0.8 = 1.38$  Hz (运行速度  $v \leq 60$  km/m,  $L = 100$  m)<sup>[10]</sup>, 表明桥梁具有较大的横向刚度。

表 5 桥梁结构自振频率与振型

振型阶次	自振频率/Hz	振型描述
1	1.065	拱横弯
2	2.000	梁纵漂
3	2.128	梁纵漂
4	2.852	梁对称拱反对称横弯
5	3.001	梁对称拱反对称横弯
6	3.419	梁拱对称竖弯

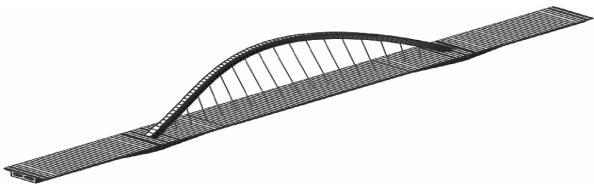


图 4 桥梁结构一阶自振振型及一阶失稳模态

成桥阶段,线弹性稳定分析第一阶模态为主拱面外失稳。一阶失稳模态与一阶自振振型相似,其梁拱面内失稳出现较晚。失稳模态特征值如表 6 所示。表 6 中,一阶屈曲模态特征值为 19.83,即为最小稳定安全系数。在恒载及活载作用下,按线弹性理论检算拱桥整体稳定性。验算结果满足规范要求<sup>[6]</sup>,表明其整体稳定性好。

表 6 失稳模态特征值

模态	特征值	失稳模态描述
1	19.83	主拱面外失稳
2	22.64	主拱面外失稳
3	53.88	主拱面外失稳
4	59.63	主拱面外失稳
5	100.80	主拱面外失稳
6	108.88	主拱面外失稳
7	122.73	梁拱面内失稳

3.4 移动荷载动力效应

跨度大于 100 m 的桥梁宜按实际运营列车进行车-桥系统耦合振动分析检算<sup>[6]</sup>。建立车辆与桥梁的耦合振动仿真模型进行验算。建模的核心问题是如何实现车辆与桥梁相互作用力的耦合,即轮轨力的耦合<sup>[11]</sup>。利用多体动力学软件建立的车辆模型,考虑桥面不平顺激励的车辆惯性效应,可得列车动态单轮轮轨力。将提取的轮轨力数据施加到有限元模型中<sup>[12-13]</sup>,即可得到桥梁结构在列车荷载下的动态响应。

本项目列车设计最大检算速度  $v_j = 72 \text{ km/h}$ 。在该速度下列车单轮轮轨力作用下的主梁结构响

应最大振动加速度  $a_{\max}$  如表 7 所示。

表 7 主梁结构响应  $a_{\max}$  汇总表 单位:  $\text{m/s}^2$

	主跨中点 $a_{\max}$		边跨中点 $a_{\max}$	
	横向	竖向	横向	竖向
6 辆编组 (A 型车)	$3.70 \times 10^{-3}$	$2.55 \times 10^{-2}$	$3.12 \times 10^{-3}$	$2.66 \times 10^{-2}$

注:列车为 6 辆编组 A 型车;  $v_j = 72 \text{ km/h}$ 。

6 辆编组列车共有 48 个车轮。由表 7 可知:车体竖向加速度  $a_z = 1.275 \text{ m/s}^2 < 1.300 \text{ m/s}^2$ ,车体横向加速度  $a_y = 0.180 \text{ m/s}^2 < 1.000 \text{ m/s}^2$ ,列车轮对一侧车轮的横向力  $Q = 6\,647.9 \text{ N}$ ,一侧车轮垂直力  $P = 68\,965.4 \text{ N}$ ,脱轨系数  $Q/P = 0.096 < 0.800$ 。此外,由单轮平均轮重  $P_{\text{均}} = 76\,024.2 \text{ N}$ ,单轮轮重减载量  $\Delta P = 15\,879.2 \text{ N}$ ,可得轮重减载率  $\Delta P/P_{\text{均}} = 0.209 < 0.600$ 。可见,列车走行安全性及乘客乘坐舒适度指标均满足规范要求<sup>[6]</sup>。

4 结论

1) 单拱肋连续梁-拱组合结构受力性能良好,结构强度、应力、刚度、整体稳定均满足规范要求,具有良好的静动力性能。当轨道交通桥梁设计需要大跨度跨越,建筑高度受限,又有景观要求时,单拱肋连续梁-拱组合结构方案优势更为明显,应用前景广阔。

2) 主拱采用钢箱梁拱,增大了结构整体刚度,提高了结构承载力。主梁配置预应力系杆,平衡了拱产生的推力。梁拱的相互作用,减少了桥梁的建筑高度,提高了桥梁的跨越能力及适用范围。

3) 通过成桥阶段线弹性稳定分析可知,主拱面外失稳先于梁拱面内失稳。究其原因,拱的面外刚度小于梁拱面内刚度,故面内失稳出现较晚。因此,设计施工时应注意主拱的稳定性。

4) 对该结构进行车-桥耦合振动分析检算。验算结果表明,花溪湖大桥满足列车走行安全性及乘客乘坐舒适度指标要求。

参考文献

[1] 国家铁路局. 铁路桥涵设计规范: TB 10002—2017[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2017.  
[2] 国家铁路局. 铁路桥涵混凝土结构设计规范: TB 10092—2017[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2017.

(下转第 58 页)

### 4.3 钢支撑轴力

钢支撑轴力如图 7 所示。通过分析第 2 道横支撑上 G-3 测点的轴力变化规律可知:第 2 道横支撑在架设之后,轴力逐渐增大,轴力变化率较小;进行下一次土方开挖后,由于基坑内外压力差增大的影响,G-3 测点轴力突变性增大至峰值,且轴力峰值低于轴力预警值 1 115 kN;随着第 3 道横支撑的架设,G-3 测点轴力变化逐渐稳定,最终趋向于一个定值。这说明基坑开挖过程中存在时空效应,钢支撑的及时架设能够显著发挥分担荷载的作用。

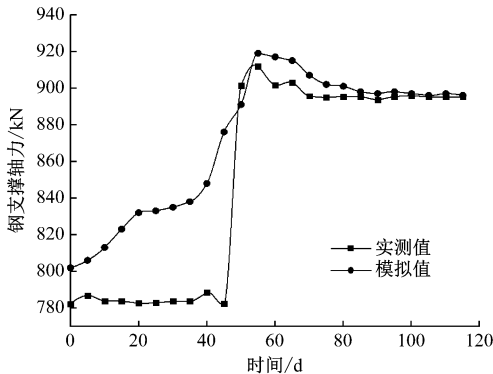


图 7 G-3 测点钢支撑轴力

## 5 结语

本文以西安地铁 6 号线纬二十八站深基坑工程为背景,开展深基坑围护结构与地表变形规律 FLAC 软件数值模拟与现场监测对比研究。

1) 该深基坑采用围护桩加内支撑的联合围护方案,以及坑外管井降水方案。本文运用 FLAC 软件建立了深基坑施工模型。完成了深基坑围护结构模型参数设计和降水方案模型参数设计。

2) 本文通过 FLAC 软件完成了纬二十八站深

基坑开挖及围护施工全过程的模拟计算。模拟计算得到的围护桩水平位移特性、地表沉降规律和钢支撑轴力的变化规律与现场实测结果基本一致。

3) 研究结果表明:桩体最大水平位移位于基坑开挖深度 2/3 处;随基坑开挖不断下移,桩体水平位移受到土方开挖、水土压力变化以及内支撑的架设等因素的影响较大;基坑地表沉降受地表水的侵入影响较为显著,黄土地区的湿陷性问题主要体现在地表沉降量,深基坑围护桩与钢支撑反力等因素也对地表沉降有一定影响;下一层土体开挖后,水平钢支撑轴力会出现突然增大现象,水平钢支撑的及时架设对于深基坑变形控制和安全施工具有重要作用。

## 参考文献

- [1] 徐江,龚维明,穆保岗,等. 软土区某地铁深基坑施工过程数值模拟及现场监测[J]. 东南大学学报(自然科学版),2017(3): 590.
- [2] 张钰典. 复杂边界条件下地铁车站超深基坑开挖方案研究[J]. 城市轨道交通研究,2020(7):158.
- [3] 周勇,朱彦鹏. 黄土深基坑土钉支护结构设计参数的灵敏度分析[J]. 四川建筑科学研究,2008(4):131.
- [4] 丁烈云,李炜明,吴贤国,等. 武汉地铁循礼门车站深基坑施工监测分析[J]. 铁道工程学报,2010(9):74.
- [5] 梅源,胡长明,王雪艳,等. 西安地区湿陷性黄土地铁车站深基坑开挖引起的地表及基坑支护桩变形特性[J]. 中国铁道科学,2016(1):9.
- [6] 李裘鹏,桂林,马健,等. 深基坑变形实测数据三维图表分析[J]. 城市轨道交通研究,2019(7):79.
- [7] 陈秋南,周国华,张帆,等. 湿陷性黄土地区地铁深基坑支护设计[J]. 湖南科技大学学报(自然科学版),2009(1):49.
- [8] 霍润科,颜明圆,宋战平. 地铁车站深基坑开挖监测与数值分析[J]. 铁道工程学报,2011(5):81.

(收稿日期:2020-06-12)

(上接第 54 页)

- [3] 王永. 连续梁拱组合桥受力特性研究分析[D]. 重庆:重庆交通大学,2016.
- [4] 易云焜. 梁拱组合体系设计理论关键问题研究[D]. 上海:同济大学,2007.
- [5] 杨根杰. 单拱肋预应力混凝土梁拱组合桥受力性能分析[J]. 铁道工程学报,2017(6):37.
- [6] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 城市轨道交通桥梁设计规范:GB/T 51234—2017[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2017.
- [7] 袁堂涛. 连续梁拱组合桥梁合理成桥状态优化分析[D]. 西安:长安大学,2017.
- [8] 苗建伟. 多跨预应力砼梁拱桥合理吊杆索力和张拉优化[D].

哈尔滨:东北林业大学,2016.

- [9] 齐林. 合蚌高铁连续梁拱组合结构设计研究及动力分析[J]. 市政技术,2014(4):78.
- [10] 国家铁路局. 铁路桥涵设计规范[S]. 北京:中国铁道出版社,2004.
- [11] 汪振国. 轨道交通简支梁桥振动特性与控制研究[D]. 南昌:华东交通大学,2018.
- [12] 曾峰,刘林芽,吴宇鹏,等. 基于车桥耦合的高架槽形梁结构噪声影响分析[J]. 噪声与振动控制,2016(6):131.
- [13] 刘永乾,任尊松. 高速列车荷载频率传递特性研究[J]. 振动工程学报,2013(5):687.

(收稿日期:2019-08-12)