

全国第五届研究生数学建模竞赛



题 目 唐家山堰塞湖泄洪问题的建模与解决方案

摘 要：

本文通过建立蓄水模型、溃坝模型、演进模型和人员调度模型来分析和解决唐家山堰塞湖的泄洪问题。在蓄水模型中，假定堰塞湖横截面面积与时间服从分段线性关系，利用微积分的方法得到水位高程和蓄水量之间的函数关系表达式，同时预测出5月25日到6月12日的水位高程，预测值与实测值十分逼近，说明该模型是可行的。

在溃坝模型中，利用微元法推导出逐步溃坝模式下的流量公式，并采用迭代法求出坝址处流量过程线和坝前水位变化趋势。演进模型在溃坝模型的流量过程线基础上，利用Newton-Raphson迭代法求解圣维南方程组，得到洪水在河道中的演进过程，即洪峰沿河道到达下游各城镇的时间、流量和水位。根据该演进模型，确定其可能被淹没的区域以及需要撤离的人员数量，建立人员调度的网络流模型。人员的撤离遵循“步行为主”和“就近安置”的原则，采用动态模拟的方法，得到人员撤退的可行调度方案。

在三分之一瞬时溃坝情况下，运用上述演进模型和人员调度模型，估计出堰塞湖下游共有15个城镇会受到不同程度的淹没，需要撤离的人数约为30万。根据上述调度原则，设置8个安置点，建立相应的人员调度网络，并给出相应的撤离方案。

最后对所建立的模型进行了优劣性分析，并给出了模型的改进和扩展方法。此外，还对地震后各种次生山地灾害的防治以及科研人员的工作提出相应的建议。

关键词：圣维南方程组；动态模拟；网络流算法；微元法；Newton—Raphson

参赛队号 1069809

参赛密码 _____ (由组委会填写)

目 录

目 录	2
一、 问题的提出	3
1.1 背景	3
1.2 问题	3
二、 基本假设	4
三、 符号说明	4
四、 问题分析	5
五、 模型的建立与求解	5
5.1 问题一的模型建立与算法设计	5
5.1.1 堰塞湖水位高程和蓄水量的关系模型	5
5.1.2 蓄水模型的求解	8
5.2 问题二的模型建立与算法设计	10
5.2.1 逐步溃坝模型	10
5.2.2 逐步溃坝模型的求解	13
5.3 问题三的模型建立与求解	15
5.3.1 溃坝洪水演进模型	15
5.3.2 溃坝洪水演进模型的求解	16
5.3.3 人员撤离模型	19
5.3.4 人员撤离模型的求解	22
六、 模型的优劣性分析和改进	24
6.1 问题一模型的优劣性分析和改进	24
6.2 问题二模型的优劣性分析和改进	25
6.3 问题三模型的优劣性分析和改进	25
七、 模型应用拓展及地震次生山地灾害的防治工作讨论	27
7.1 模型应用拓展	27
7.2 地震山地次生灾害的防治讨论	27
7.3 对科学工作者的建议	28
参考文献	29
附录 1: 四川省堰塞湖基本情况一览表	30
附录 2: 5 月 14 日-5 月 22 日唐家山堰塞湖水域面积增长情况图	32
附录 3: 5 月 14 日到 6 月 13 日天气预报每日平均降水量表	32
附录 4: 不同降水情况下的坝前水位高程（单位：m）	32
附录 5: 唐家山下游地理位置图	33
附录 6: 唐家山堰塞湖下游及周边城镇人口、地理位置和海拔高度	34

一、问题的提出

1.1 背景

2008 年 5 月 12 日 14: 28 在我国四川汶川地区发生了 8.0 级强烈地震, 给人民生命财产和国民经济造成了极大的损失。地震引发的次生灾害也相当严重, 截至 5 月 22 日, 震灾区共发现堰塞湖 33 处, 相应的位置、坝体特征、上下游城镇分布、灾情状况等详细信息见附录 1。其中以唐家山堰塞湖尤为严重。

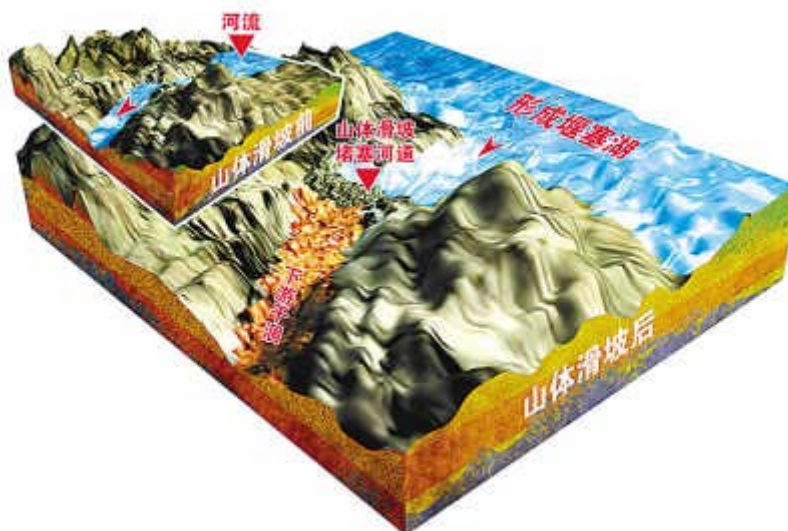


图 1 堰塞湖形成示意图

唐家山堰塞湖距离北川县城 6 公里, 坝顶高程 750.2 米, 坝高 82.8 米, 顺河长约 220 米, 湖上游集雨面积 3550 平方公里, 地震后每天新增至少 500 万立方米的水量, 同时要承接来自北川和平武方向的来水, 随着水位不断上涨, 对下游地区造成了严重威胁, 见图 1。根据江油市水务局的资料显示, 如果唐家山堰塞湖一旦决口, 江油市临近北川的 6 个乡镇和 3 个重点企业将会受到直接威胁, 同时会威胁三个水电站, 即通口水电站、香水电站和青莲水电站的正常运行。为了减轻次生灾害, 在有限的时间里挖出泄洪渠道, 采取一个简单的泄洪措施, 是最可行的措施。

1.2 问题

(1) 建立唐家山堰塞湖以水位高程为自变量的蓄水量数学模型。并以该地区天气预报的降雨情况的 50%, 80%, 100%, 150% 为实际降雨量建立模型预计自 5 月 25 日起至 6 月 12 日堰塞湖水位每日上升的高度 (不计及泄洪);

(2) 在合理的假设下, 建立堰塞湖蓄水漫顶后在水流作用下发生溃坝的数学模型, 包含缺口宽度、深度、水流速度、水量、水位高程, 时间等变量。

(3) 根据数字地图给出坝体发生溃坝, 造成堰塞湖内 $\frac{1}{3}$ 的蓄水突然下泻时的洪水水流速度及淹没区域, 并在此基础上考虑洪水淹没区域中人口密集区域的人员撤离方案。

(4) 分析建立的数学模型所采取对策的正确性和改进的可能性。讨论为应对地震后次生山地灾害 (不限堰塞湖), 科技工作中应该设法解决的关键问题, 并提出有关建议。

二、基本假设

- 1) 从 5 月 12 日之后发生的余震假设不会再对唐家山堰塞湖附近的地形、地貌产生太大的改变, 在本文的模型中, 忽略这些变化引起的影响;
- 2) 堰塞湖水为理想流体, 不可压缩, 且无粘性;
- 3) 溃坝过程中, 在时间 T 内溃决口的形状形成并且达到稳定;
- 4) 堰塞湖旁侧入流的动量沿干流流向的分量相对较小, 可忽略不计;
- 5) 溃口底面高程及溃口宽度在某时段内呈线性变化;
- 6) 溃口具有基本几何形状: 梯形、三角形、矩形;
- 7) 假设灾民在撤退的过程中都愿意服从调度人员的安排;
- 8) 撤离地区的相关信息, 包括交通网、居民点、安全区、人口数量等是可得;
- 9) 淹没区域人员的撤离以群众为主, 不考虑留在堰塞湖上参与救援人员的撤离方案。

三、符号说明

t	时间
T	时间区间段的终点
$H(t)$	时刻 t 唐家山堰塞湖的水位高程 (m)
$V(t)$	时刻 t 唐家山堰塞湖的蓄水量 (m^3)
$S(t)$	时刻 t 唐家山堰塞湖的湖面面积 (m^2)
D_i	分别表示堰塞湖的降水量、河流入水、河水损失
v_t	时刻 t 唐家山堰塞湖的平均降水量 (mm/s)
ρ	实际降雨量占天气预报降雨情况的百分比
m	可能会遭受洪水淹没危险的城镇数量
n	可供选择的安置点数量
ϕ_i	城镇 i 可能被洪水淹没的区域占该城镇总面积的百分比
N_i	城镇 i 的总人口数
C_j	安置点 j 的容量, 即可以接受受灾转移群众的数量
A_i	城镇 i 的总面积 (单位: 平方公里)
s_{ij}	城镇 i 到安置点 j 的直线距离

四、 问题分析

本问题是以汶川大地震为背景,考虑唐家山堰塞湖的处理方案以及溃坝后可能造成的损失,并且考虑相应的人员撤离方案。通过分析可知,本问题可以在建立溃坝模型的基础上,利用洪水在下游河道中的演进状态来确定人员撤离方案及相关应对措施。

在问题一中,要建立以水位高程为自变量的蓄水量数学模型。根据微积分的知识,建立以时间 t 为变量的微分方程,并且利用实际统计的数据,通过估计参数的方法,可以得到水位高程和蓄水量之间的关系。影响蓄水量的因素主要有几个:降水量、河流入水、河水损失,其中损失包括植物截流、洼坑存蓄、下渗和蒸发等。鉴于问题要求考虑的时间不足一个月,所以影响堰塞湖蓄水量的主要是降水量和河流的入水。根据历年的数据记录可以得到河流的入水量,天气预报可以提供降水量的数据,因此可以建立出水位高程和蓄水量的函数关系。

在问题二中,根据唐家山堰塞湖坝体的具体情况知,其漫顶溃坝过程属于土石坝逐步溃坝模式,这时可以利用堰塞湖的水量、水位等相关参数模拟出溃坝过程中的流量、流速等。

问题三在问题二的基础上,首先在三分之一溃坝模式下,由圣维南方程组推算出溃坝洪水在沿途的演进过程,随后根据所得数据确定唐家山下城镇可能被淹没的程度以及各城镇需要撤离的人员数量,建立人员调度的网络流模型。通过分析唐家山下地区地震后道路的情况,以及可能被淹没区域的实际海拔高度,对人员的撤离采取“步行为主”和“就近安置”的原则,人员的财产和物资的撤退以机动车运输为主,以在短时间内完成撤退任务为目标,建立人员撤退的调度方案。

在问题四中,对所建立的蓄水模型、溃坝模型、演进模型和调度模型进行可行性分析并且讨论改进的可能性。地震后的次生灾害,其危险和危害,甚至可能超过大地震、堰塞湖,因此需要对其它情况进行考虑,比如:山洪灾害,山体滑坡,泥石流等等。

为了建立完善的数学模型,下面对各个问题分别作详细的分析。

五、 模型的建立与求解

5.1 问题一的模型建立与算法设计

5.1.1 堰塞湖水位高程和蓄水量的关系模型

堰塞湖水位高程,指的是堰塞湖的水面标高,一般以黄海海面为起算点,其水位高程为 0 米)。唐家山堰塞湖的横纵剖面图见图 2。

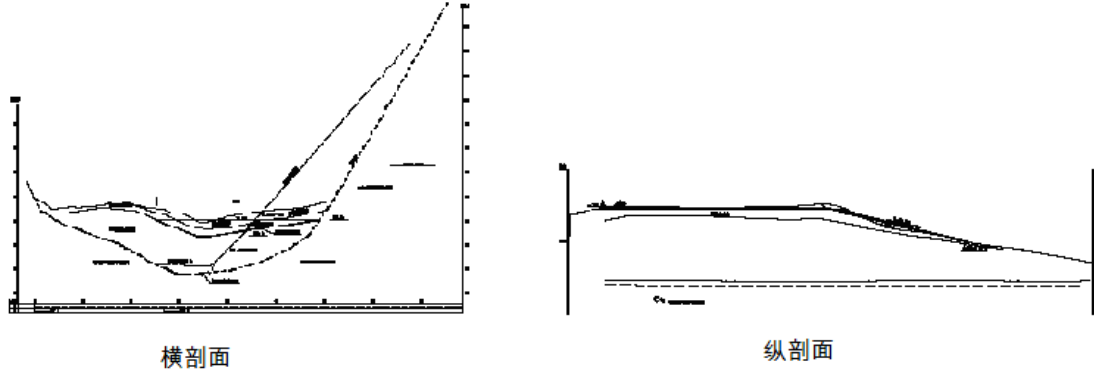


图 2 唐家山堰塞湖横纵剖面图

图 2 表明唐家山堰塞湖的横纵切面都不是规则的图形,因此在估计水位高程和蓄水量的关系时,不能根据常规的图形进行计算。横剖面的图形说明唐家山堰塞湖的湖面面积是不断增长的。

设水位高程和蓄水量分别为时间 t 的函数 $H(t)$ 和 $V(t)$, 并且设 t 时刻唐家山堰塞湖的湖面面积为 S_t 。根据流入堰塞湖中的水体积和堰塞湖新增加的水体积相等, 建立出相应的微分方程关系式为:

$$dV(t) = S_t \cdot dH(t) \quad (5.1)$$

根据[4]中的数据可知, 唐家山堰塞湖的湖面面积 S 和时间 t 之间是分段线性函数, 即:

$$S(t) = \begin{cases} k_0 t + S(0) & 0 \leq t < T_1, \\ \dots & \\ k_{N-1}(t - T_{N-1}) + S(T_{N-1}) & T_{N-1} \leq t < T_N, \\ k_N(t - T_N) + S(T_N) & T_N \leq t < T_{N+1}. \end{cases} \quad (5.2)$$

其中, N 表示可测得的时间长度 T 有限分段的数量, $k_i (1 \leq i \leq N-1)$ 是常系数。 $T_0 = 0$, $T_N = T$ 分别表示可测得的时间起点和终点。 T_N 到 T_{N+1} 表示待估计的时间段, 取参数 k_N 表示系数 $k_i (1 \leq i \leq N)$ 的平均值, 即认为未知的时间段内唐家山堰塞湖的湖面面积 S 和时间 t 之间是线性函数。

水位高程 $H(t)$ 和时间 t 之间的关系也是一个分段多项式函数, 即:

$$H(t) = a_i(t - T_{i-1})^m + H(T_{i-1}), \quad T_{i-1} \leq t < T_i, \quad i = 1, \dots, N+1 \quad (5.3)$$

其中 $H(0) = h_0$ 表示在初始时刻堰塞湖的水位高程, a_i 为常系数。

将 $S_t, H(t)$ 的表达式代入公式(5.1), 从 T_i 到 T_{i+1} 进行积分, $i = 1, \dots, N$ 得:

$$\begin{aligned} V(T_{i+1}) - V(T_i) &= \int_{T_i}^{T_{i+1}} dV(t) = \int_{T_i}^{T_{i+1}} S(t) \cdot dH(t) \\ &= \frac{m a_i k_i}{m+1} \Delta T_i^{m+1} + a_i S(T_i) \Delta T_i^{m+1} \end{aligned} \quad (5.4)$$

其中 $\Delta T_i = T_{i+1} - T_i$ 为第 $i+1$ 段的时间间隔。由前面的分析可知, 堰塞湖的水位上涨主要包含三个因素: 河流基流入水量、降水量和损失, 其中损失包括植物

截流、洼坑存蓄、下渗和蒸发等。设在时间 T_i 到 T_{i+1} 内，三个因素的水量分别为： $D_{1,i}, D_{2,i}, D_{3,i}$ ，则堰塞湖水量的增长为：

$$V(T_{i+1}) - V(T_i) = D_{1,i} + D_{2,i} - D_{3,i} \quad (5.5)$$

其中，基流入水量 $D_{1,i} = q_B \Delta T_i$ ， q_B 表示河流基流流量，[5]指出 $D_{2,i} - D_{3,i} = 0.1\rho\alpha v_i \bar{S} \Delta T_i$ ， \bar{S} 表示集雨面积， v_i 表示第 i 段的时间间隔内的平均天气预报降雨量， ρ 为实际降雨情况占天气预报的降雨量的比例。其中针对唐家山堰塞湖的具体情况，[4]给出估计的参数 $q_B = 90m^3/s$ ， α 值为0.66， $\bar{S} = 3550km^2$ ，代入表达式(5.5)后，得到：

$$V(T_{i+1}) - V(T_i) = (q_B + 0.1\rho\alpha v_i \bar{S}) \Delta T_i \quad (5.6)$$

将(5.6)代入表达式(5.4)，得到：

$$\frac{m}{m+1} a_i k_i \Delta T_i^{m+1} + a_i S(T_i) \Delta T_i^{m+1} = (q_B + 0.1\rho\alpha v_i \bar{S}) \Delta T_i \quad (5.7)$$

从而得到：

$$a_i = \frac{(m+1)(q_B + 0.1\rho\alpha v_i \bar{S})}{m(k_i + S(T_i)) \Delta T_i^m} \quad (5.8)$$

而

$$S(T_i) = k_{i-1} \Delta T_{i-1} + S(T_{i-1}) \quad (5.9)$$

给定 m 后，代入不同的 T_i, T_{i+1} ，可以得到相应的 a_i ， $i=1, \dots, N$ ，即得到水位高程 $H(t)$ 和时间 t 之间的函数表达式。对 $i=1+N$ ，取 a_{N+1} 为系数 a_i ， $i=1, \dots, N$ 的平均值。

令 $V(T_0) = V_0$ 为初始堰塞湖的水容量，对表达式(5.1)从0到 t 进行积分，设 t 在第 $N+1$ 个时间区间内。

$$\begin{aligned} V(t) &= V_0 + \sum_{i=0}^N \frac{a_i m k_i}{m+1} (T_{i+1}^{m+1} - T_i^{m+1}) + \int_T^t S_t dH(t) \\ &= V_0 + \sum_{i=0}^N \left(\frac{a_i k_i}{m+1} \Delta T_i^{m+1} + S(T_{i-1}) \Delta T_i^m \right) \\ &\quad + \frac{a_i k_i}{m+1} (t - T_i)^{m+1} + S(T_N) (t - T_i)^m \end{aligned} \quad (5.10)$$

根据(5.3)， $t = \left(\frac{H(t) - h_0}{a_{N_1}} \right)^{\frac{1}{m}}$ ， $T_{N_1-1} \leq t \leq T_{N_1}$ ，代入(7)后得到：

$$V(t) = V_0 + \sum_{i=0}^{N_1-1} \frac{a_i m k_i}{m+1} (T_{i+1}^{m+1} - T_i^{m+1}) + \frac{a_{N_1} m k_{N_1}}{m+1} \left(\left(\frac{H(t) - h_0}{a_{N_1}} \right)^{\frac{m+1}{m}} - T_{N_1}^{m+1} \right) \quad (5.11)$$

5.1.2 蓄水模型的求解

根据参考文献[4]中得到的5月14号到5月22号的回水长度和回水面积数据，预测从5月25号到6月12号唐家山堰塞湖的水位上涨。

表 1 唐家山堰塞湖回水长度和回水面积动态变化情况

时间	回水长度 (km)	回水面积 (km ²)
5 月 14 日	7.39	1.14
5 月 19 日	13.51	2.49
5 月 22 日	14.64	3.37

根据式(5.3)，坝前水位高程 H 是关于时间 t 的分段高阶多项式函数，阶数 m 不确定。因此，首先在 m 取不同的值下估计水位高程，得到一簇对坝前水位高程的估计值，如图 3 所示，从图中可以看出，随着 m 的增大，水位高程增加的过程趋缓，且越逼近真实水位上涨的曲线。当 $m \geq 8$ 时，曲线基本不在变化，且最逼近于真实数据，因此，从减小模型的复杂性考虑，阶次 m 选择为 8。

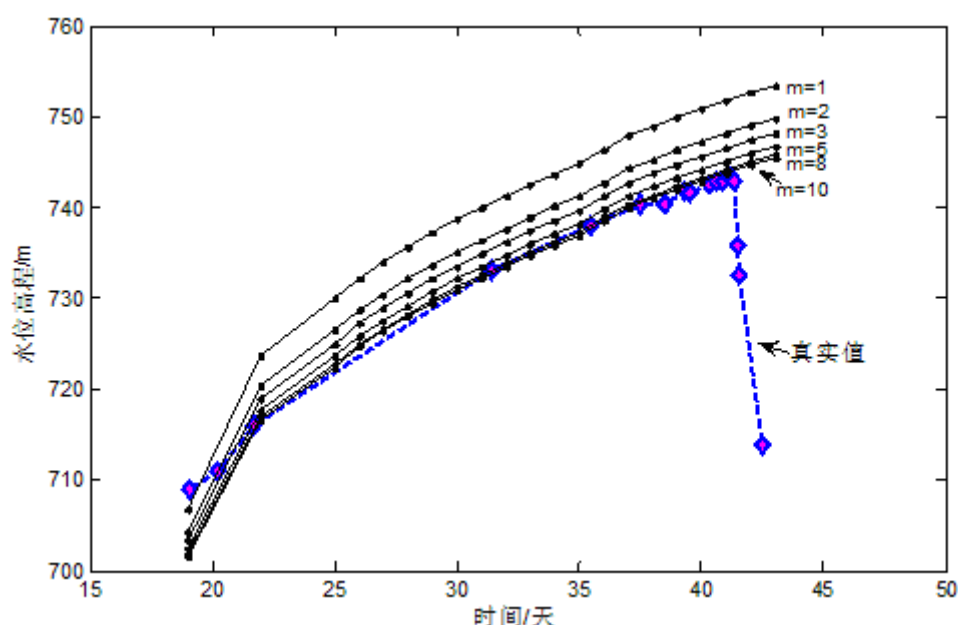


图 3 m 取不同的值情况下坝前水位高程的估计

图 4 表示根据模型计算出的水位高程和蓄水量随时间的变化图。可见模型与真实值相当逼近。其中时间指标以 5 月 1 日为参考点，单位为天，即时间坐标为 40 代表 6 月 9 日。值得注意的是，由于真实情况下 6 月 10 日开始人工泄洪，因此水位高程与蓄水量急剧下降。而模型估计时要求不考虑排水渗漏等因素，因此，估计值反映的是不采取任何人工干预的自然情况下堰塞湖水位和蓄水量的增长趋势，该模型可作为堰塞湖自然发展状况的风险预测参考，具有重要的指导意义。

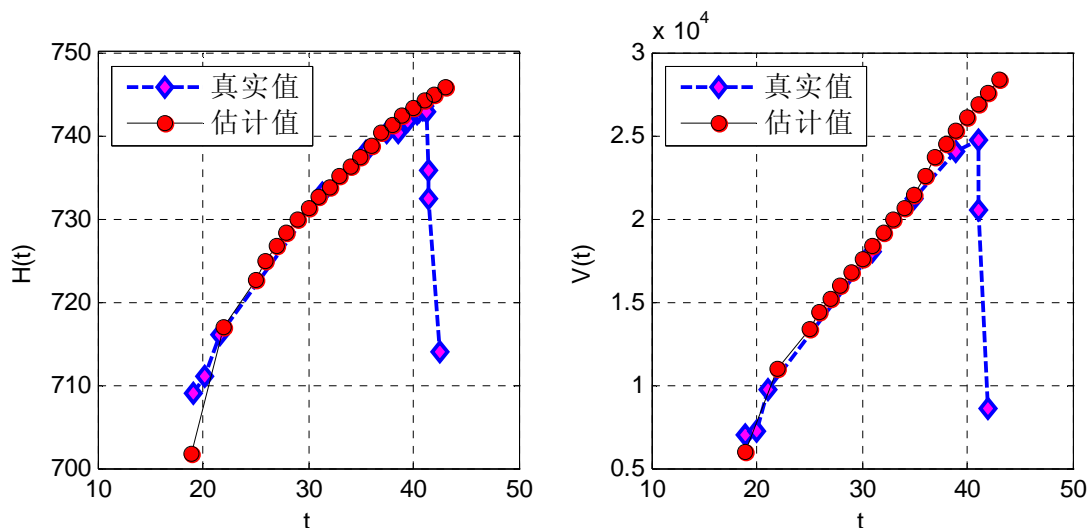


图 4 唐家山堰塞湖水位高程和蓄水量随时间变化的关系图

由模型 5.1.1 估计出的以水位高程为自变量的蓄水量变化图如图 5 所示。由于模型不考虑渗漏泄洪等, 因此作为参考, 真实值的范围仅考虑到水位上升阶段。由图可见, 蓄水量与水位高程的关系与真实的情况非常接近, 说明该模型具有很高的估计精度。

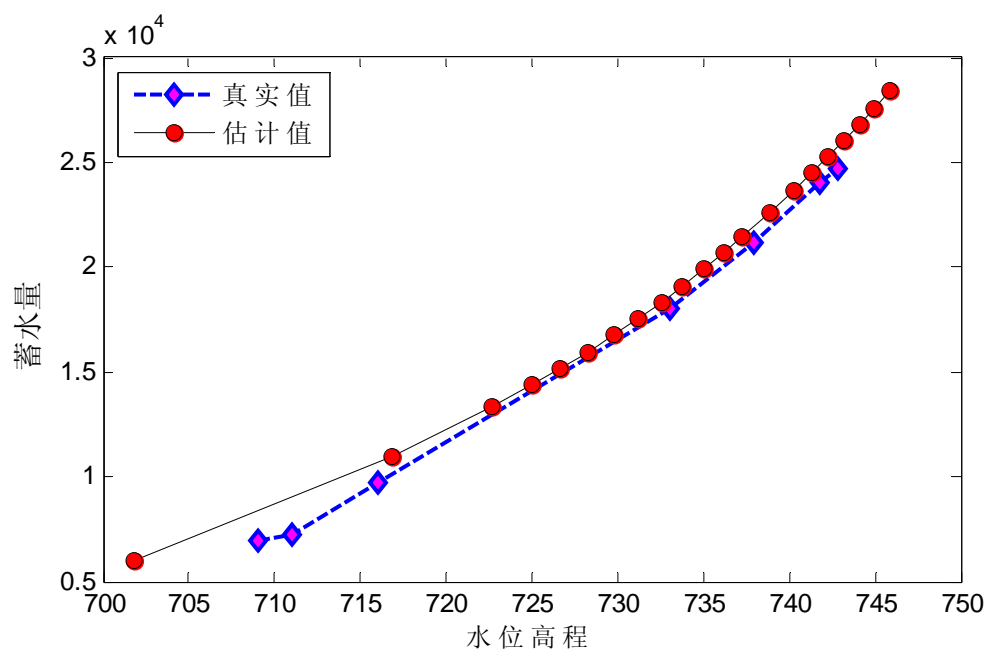


图 5 $\rho = 100\%$ 时唐家山堰塞湖水位高程估计效果图

根据资料, 5 月 14 日到 6 月 12 日的天气预报降雨量如附录 3 所示。当真实降雨量分别为预报降雨量的 50%, 100%, 150%, 200% 时, 坝前水位上升高度的估计值如附录 4 所示, 图 6 反映了坝前水位估计值随着不同的 ρ 进行变化的情况。

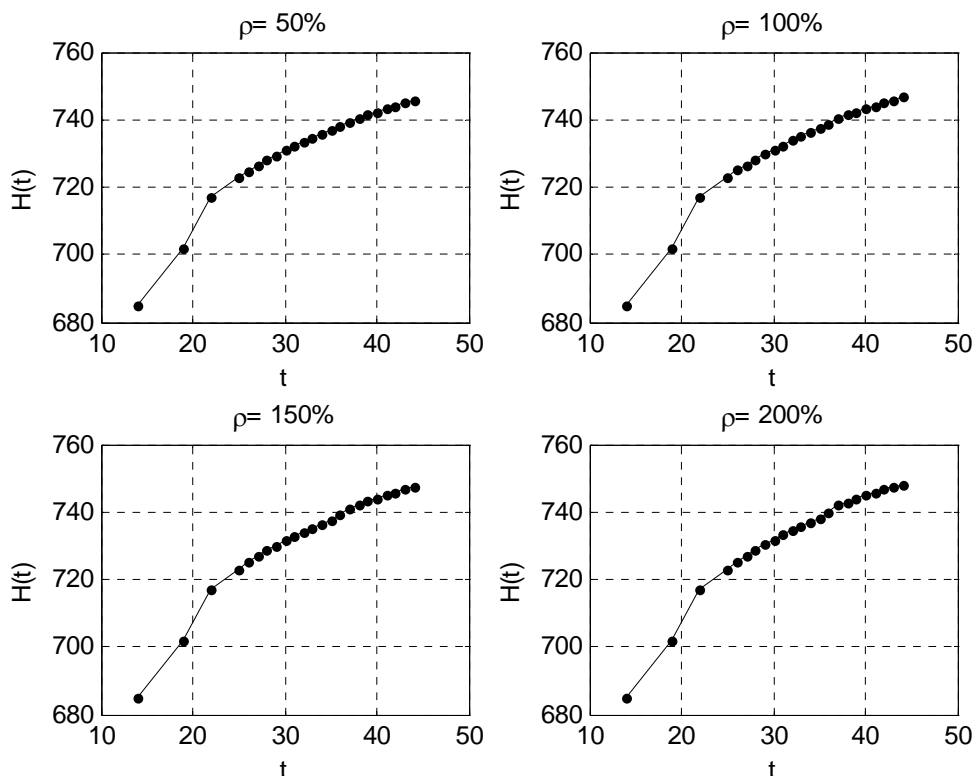


图 6 $\rho = 50\%, 100\%, 150\%, 200\%$ 时唐家山堰塞湖水位高程的计算估计值

5.2 问题二的模型建立与算法设计

5.2.1 逐步溃坝模型

这里采用美国国家气象局编制的溃坝洪水预报 DAMBRK 模型。该模型由三部分组成：

- 1) 大坝溃口形态描述。用于确定大坝溃口形态随时间的变化，包括溃口底宽、溃口顶宽、溃口边坡及溃决历时；
- 2) 水库下泄流量的计算；
- 3) 溃口下泄流量向下游的演进；

溃口是大坝失事时形成的缺口，溃口的形态主要与坝型和筑坝材料有关。目前对于实际溃坝机理仍不是很清楚，因此溃口形态主要通过近似假定来确定。考虑到模型的直观性、通用性和适应性，一般假定溃口底宽从一点开始，在溃决历时内，按线性比率扩大，直至形成最终底宽。若溃决历时小于 10 分钟，则溃口底部不是从一点开始，而是由冲蚀直接形成最终底宽。溃口形态描述主要由四个参数确定：溃决历时、溃口最终底宽、溃口边坡、溃口底部高程。由第一个参数可以确定大坝溃决是瞬溃还是渐溃。由后面三个参数可以确定溃口断面形态为矩形、三角形或梯形及局部溃或全溃。

1. 唐家山堰塞湖基本情况

根据现场查勘资料，唐家山堰塞湖基本情况如下：

唐家山堰塞湖坝体位于北川县城上游 6km 的通口河上，下距苦竹坝约 1km，集雨面积 3550km²，堰塞湖总容积约 3.15 亿 m³。坝址区通口河为不对称的 V 型谷，右岸较陡，坡度 60° 左右；左岸坡较缓，坡度约为 30°。

坝区两岸基岩为寒武系下统清平组薄层硅质岩、砂岩、泥灰岩、泥岩组成。岩层软硬相间，产状 $N60^\circ E/NW \angle 60^\circ$ 。左岸为逆向坡，右岸为顺向坡。基岩裂隙较发育，岩体较破碎，强风化带厚度 $5 \sim 10m$ ，其下为弱风化，高程大体为 $720m$ 。两岸坡分布有残坡积的碎石土，厚度 $0 \sim 15m$ 。碎石土由粉质壤土、岩屑和块石组成，其中粉质壤土占 60% 左右，岩屑占 $30\% \sim 35\%$ ，块石占 $5\% \sim 10\%$ 。

2. 溃口流量公式的推导

土石坝、拱坝、混凝土重力坝的溃决形式以及溃决过程是不一样的。拱坝的溃决过程较快，几乎在瞬间发生，故模型按瞬溃考虑；混凝土重力坝则可能有一个或者多个坝段溃决，因此其溃决时间稍长，约为几分钟；土石坝不会全部溃决，也不会瞬间溃决，溃决时间相对最长，约从几分钟到几个小时，溃决的快慢，取决于土石坝的土力学参数。这里由唐家山堰塞湖坝体的成分可知，堰塞湖坝体为土石坝。在溃决过程中和溃决后的溃口的形状不同，其流量和水位的过程也不同，因此有必要分成两个过程分别进行研究。图 7 为溃口大体形状。

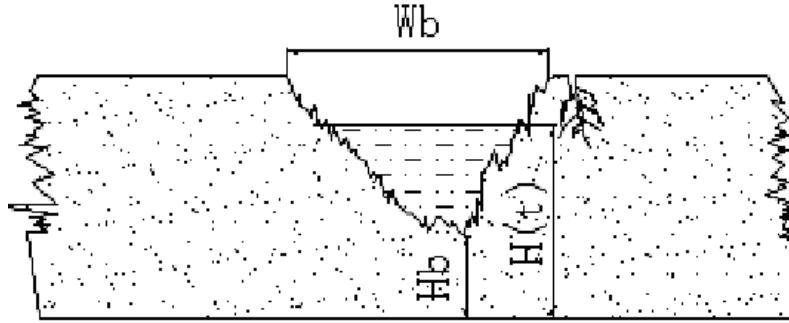


图 7 大坝发生溃决的溃口截面图

溃决过程中：

在发生地震时间 T 内溃决口的形状形成并且达到稳定，我们假设坝的高度和溃口宽度随着时间呈线性变化，即 $H_d = k_2 t$ ， $W_{up} = k_1 t$ 又因为 $W_{dw} = k W_{up}$ ，所以

$$A = \frac{W_{up} + W_{dw}}{2} H_d = \frac{(1+k) \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot t^2}{2}, \text{ 又 } v = C_v \sqrt{2gH}, \text{ 由此便得到了在发生地震}$$

溃决口的形状形成的时间 t 内的流量与水位的关系：

$$Q = A \times v = \frac{(1+k)}{2} k_1 k_2 t^2 \times C_v \sqrt{2gH} \quad (5.12)$$

全部溃决后：

根据流体力学中的基本知识，在全部溃决后，其缺口面积基本保持不变，由此建立贝努力流体方程

$$\frac{p_0}{\gamma} + \frac{v_0^2}{2g} + H = \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} \quad (5.13)$$

其中

p_0 ：水库的液面上的大气压；

p_1 ：大坝缺口处的侧面液面大气压强；

v_0 ：水库的水流速；

v_1 ：大坝缺口处的水流速；

H ：水库与大坝缺口处的高度差；

因为水库的水可以看作静止的，所以 $v_0 = 0$ ，水库的大气压与大坝缺口处的大气压相等， $p_0 = p_1$ 。

将上述条件代入式(5.12)可以得到洪水流出速度为： $v_1 = \sqrt{2gH}$ 。

由方程(5.13)推出的洪水流出速度 v_1 ，是在理想情况下得到的。在现实生活中，由于各种因素影响，我们必须在公式中加入系数修整，令 C_v 为行进流速的修正，通常为 $0.96 \sim 0.99$ 之间，即 $v_1 = C_v \sqrt{2gH}$ 。

根据溃口处洪水流量与洪水流出速度及溃口宽度之间的物理关系，建立微分方程模型：

$$\Delta Q_b = \Delta W \Delta v \quad (5.14)$$

于是得到时刻 t 的溃决口流量为：

$$Q(t) = \int_{H_b}^{H(t)} W(H) v(H) dH = \int_{H_b}^{H(t)} W(H) C_v \sqrt{2gH} dH \quad (5.15)$$

模型的简化处理：

由于土石坝发生溃决其溃口有不同的形状，可能是三角形、梯形，也可能是矩形（我们对溃口进行了简化，限定其为几种基本的几何图形），以下通过不同的缺口模型计算其流量。

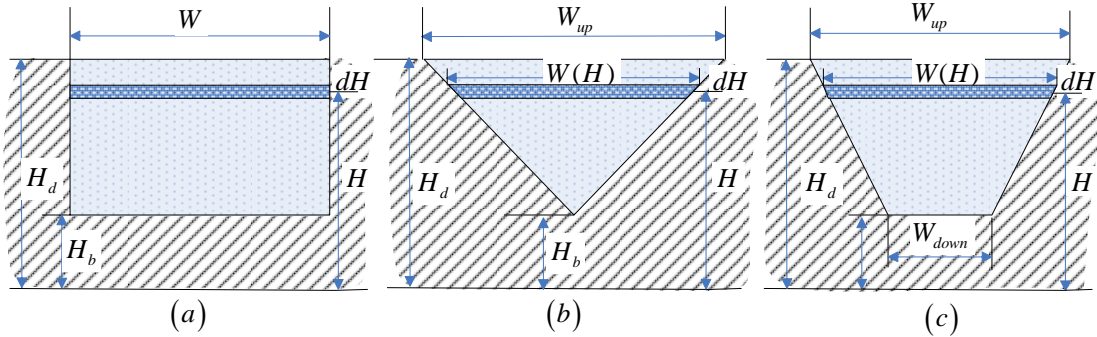


图 8 土石坝发生溃决后溃口的形状

为了简化计算,我们用参数 K 来表示溃口的上底宽与堤口底宽的比值，如图 8，根据上述流量的物理关系模型及图形的几何关系，可以设计以下理想模型：

$$W(H) = W_{down} + (W_{up} - W_{down}) \times (H - H_d) / H_d \quad (5.16)$$

令 $W_{up} = k \times W_{down}$ ，则 $W(H) = W_{down} + (k - 1) \times W_{down} \times (H - H_d) / H_d$ ，可得流量

$$Q(t) = \int_{H_b}^{H(t)} \left\{ W_{down} C_v \sqrt{2gH}^{\frac{1}{2}} + (k - 1) W_{down} C_v \sqrt{2gH}^{\frac{1}{2}} (H - H_d) / H_d \right\} dH \quad (5.17)$$

当 $k \rightarrow \infty$ 时，缺口模型为一个三角形,如图 8 (a)所示；当 $1 < k < \infty$ 时，缺口模型为一个梯形,如图 8 (b)所示；当 $k = 1$ 时，缺口模型为一个矩形，如图 8 (c)所

示。

引入具体的流体力学中的参数： K_s ：尾水影响出流的淹没修正； b_i ：溃口的瞬时底宽； z ：溃口边坡比。则积分(5.17)变为

$$Q(t) = K_s C_v (3.1b_i(H - H_b)^{1.5} + 2.45z(H - H_b)^{2.5}) \quad (5.18)$$

这就是溃口流量模型。

5.2.2 逐步溃坝模型的求解

对于逐步溃坝而言，需要确定两个参数：最终溃口底宽 b 和形状参数 z 。最终溃口底宽 b 和平均宽度 \bar{b} 关系为 $b = \bar{b} - zh_d$ 。假设溃口底端从一点开始，在溃决时间 T 内以线性速度增长，直到形成最终溃口 b 和最终溃口底高程 h_{bm} 。这里 h_b 和 b_i 满足：

$$h_b = h_d - (h_d - h_{bm})\left(\frac{t}{T}\right)^\rho, \quad b_i = b\left(\frac{t}{T}\right)^\rho \quad (5.19)$$

其中 $0 \leq t \leq T$, h_{bm} 表示最终溃口底高程， ρ 为非线性程度参数。

当 $\frac{h_i - h_b}{h - h_b} > 0.67$ 时

$$k_s = 1.0 - 27.8 \left(\frac{h_i - h_b}{h - h_b} - 0.67 \right) \quad (5.20)$$

否则 $k_s = 0$ ，式中 h_i 为尾水水位高度。 C_v 由下式计算：

$$C_v = 1.0 + 0.023 \frac{Q_b^2}{B_d^2 (h - h_{bm})^2 (h - h_b)} \quad (5.21)$$

这里 B_b 为水库坝前宽度。

水库水量动态平衡方程：

$$\Delta V = (Q_{in}(t) - Q_{out}(t))\Delta t \quad (5.22)$$

因为唐家山堰塞湖坝体区的河道断面可以看成是 V 形，可以得到

$$\Delta V = sdH = \frac{B_d}{H_d} H dH \quad (5.23)$$

即 $\int_0^t (115 - Q(t))dt = \int_0^t \frac{B_d}{H_d} H H' dt$ ，这里取堰塞湖平均流量为 115m/s。化简得

$$\frac{B_d}{H_d} H^2 + \int_0^t Q(H)ds - 115t - B_d H_d = 0 \quad (5.24)$$

再结合溃口流量模型(5.18)就求出高度和流量对时间的变化趋势。具体算法

如下：

- 1) 在时间 $[0, t]$ 上 n 等分，得到 $0 = t_1 < \dots < t_n = t$ ；
- 2) 变换式(5.24)得 $H = \left(\frac{H_d}{B_d} 115t - \frac{H_d}{B_d} \int_0^t Q(H) ds + H_d^2 \right)^2$ ；
- 3) 对任意时刻 t_i ， $\int_0^{t_i} Q(H) ds = \sum_{k=1}^{i-1} \int_{t_k}^{t_{k+1}} Q(H_k) ds = \sum_{k=1}^{i-1} Q(H_k) \Delta t$ ；
- 4) 不断迭代求解 $H_{i+1} = \left(\frac{H_d}{B_d} 115t_i - \frac{H_d}{B_d} \int_0^{t_i} Q(H) ds + H_d^2 \right)^{1/2}$ ， $H_i = H(t_i)$ ；

这样就得到了高度与流量和时间的关系。

下面以唐家山堰塞湖的具体背景里利用模型来求解溃口流量，为了运算简单这里简化了某些参数的取值。不考虑原始河床冲刷时边坡值取 1: 1.5，考虑原始河床有少量冲刷时取 1: 1。溃口底宽由坝体材料和当地地形确定，考虑坝上游原始河床有少量冲刷经计算取最大底宽为 150m，当不考虑原始河床冲刷时，溃口底宽由原始河床控制为 70m。

土石坝的溃决一般是渐溃，历时一般为 0.5~3.0h。如我国河南板桥水库土石坝溃决历时 1.5h，青海沟后坝为砂砾石面板坝，溃决历时为 1.7h，美国 Teton 土石坝溃决历时为 1.25h，这里我们选取 $T=3h$ 。

根据唐家山堰塞湖坝体物质组成结构，溃口冲刷形成并发展的模式主要是表层冲刷和坝体下游坡面的溯源冲刷。735m 高程以上部分冲刷较快，735m-720m 部分冲刷速度相对较慢，720m-670m 部分可能很难冲刷。所以，这里取 $h_{bm} = 720m$ ， $k_s = 1$ ， $\rho = 1$ ， $h_d = 750.2m$ ， $z = 1$ ， $B_b = 611m$ ， $b = 150m$ ， $C_v = 0.97$ ，当 T 分别取 2 小时、2.5 小时、3 小时的溃口流量图如图 9。当 $T=3, t=1.05$ 时，最大流量为 $16617 m^3/h$ ；当 $T=2.5, t=0.9$ 时，最大流量为 $19919 m^3/h$ 。当 $T=2$ ，当 $t=0.8$ 时最大流量为 $24905 m^3/h$ 。从图 9 可以看出，在溃口形成的过程中流量是急剧增加的，随后达到最大流量值，但这时溃口形状还在不断扩大，溃口冲刷过程还没有停止，不过冲刷速度则是逐渐减小的，总的流量值也不断减小。这也就说明流量值并不是在溃口最大的状态下取最大的，它和冲刷速度也有很大的关系，流量值峰值是在溃口形成过程取到的。从 $T=2、2.5、3$ 的流量过程线中我们还可以看出随着所规定的溃口形成历时的减小流量图则是整体向上平移的，也是符合真实情况的，相同库容量，溃口形成时间越短冲刷就越猛烈，泄洪量也就越大，水位下降速越大。从图 9（以坝底为 x 坐标轴）中可以看出，在开始漫坝泻流的过程中，坝前水位高度是不变的。这是因为堰塞湖坝体是逐步溃坝，溃口是从一点开始扩大，刚开始的一段时间内泻出量小于湖水的入流流量，而这时水位已经达到坝顶，不可能升高，所以就会小量缓慢的向四周溢出并保持高度不变，随后随着时间的延伸，水位高度迅速下降。

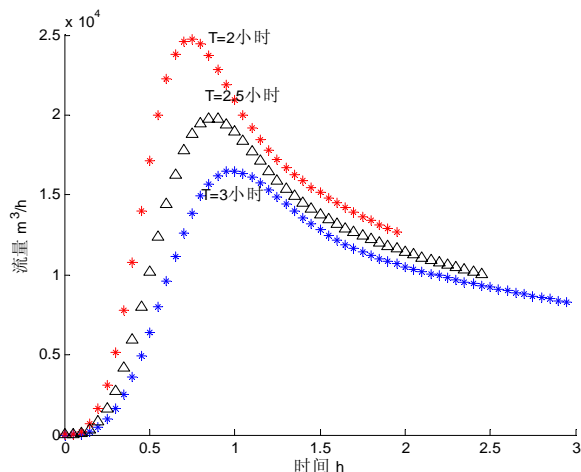


图 9 不同溃坝历时下的流量图

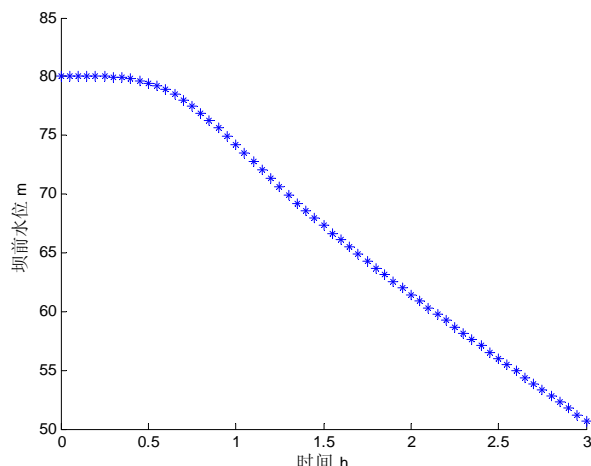


图 10 T=3 时坝前水位变化

5.3 问题三的模型建立与求解

5.3.1 溃坝洪水演进模型

在问题二中唐家山堰塞湖坝体采用的是逐步溃坝模式，但是在此问题中要求湖中三分之一的蓄水瞬时倾泻，产生巨大冲力，所以可以看成是瞬时溃坝。这里采用瞬时垂向局部溃坝模式。

设坝体残留高度为 h ，坝前水位高程为 h_0 ，坝上水面宽为 B ，则此时溃口最大流量计算公式为：

$$Q_m = \frac{7}{28} \sqrt{g} \left(\frac{h_0 - h}{h_0 - 0.827} \right) B \sqrt{h_0} (h_0 - h) \quad (5.25)$$

这里也考虑漫顶溃坝的情况。取 $h_0 = 750.2m$, $B = 611m$ ，此时大坝蓄水量为 3.3 亿立方米。由大坝蓄水量与水位高程的关系可以大体判定当泻去三分之一的容量，即水库中还剩余 2.2 亿立方米的容量时的水位高程接近 732m。也就是经过洪水冲刷，溃口的底端高程为 732m。为简单起见，近似认为溃口是在湖水漫顶倾泻的开始瞬间内就形成了，且在随后的过程中形状变化不大。

从问题二的求解过程中知道逐步溃坝模型的溃口形状变化分为两个过程，一个是溃口深度和宽度的线性增长期，另一个就是溃口形成后的稳定阶段。由图 6 看出，当逐步溃坝模型中的溃口形状稳定后，坝前水位 h 随时间成直线下降趋势，而瞬时溃坝过程和这一阶段的物理情形近似，所以这里也认为 h 与时间成近似线性关系。

现在我们来分析溃坝洪水在河道内的演进过程。河段上游山谷为不规则的河道，因此一维流动的控制方程采用如下水位、流量形式的圣维南方程组。经过一定简化处理其方程形式如下

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} &= q \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (\alpha Q^2 / A)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f \right) &= 0 \end{aligned} \quad (5.26)$$

式中 A 为有效过流面积； Q 为流量； q 为沿河道单位距离的侧向入流或出流

(“+”表示入流，“-”表示出流)； S_f 为摩阻比降,由曼宁公式求出： $S_f = \frac{Q|Q|}{K^2}$ ；

h 为水位, K 为流量模数, α 为动量修正系数, g 为重力加速度, t 为时间, x 为断面位置坐标。

本模型给定恒定非均匀流作为河道初始流条件。该初始值可由下列恒定流方程求出：

$$Q_i = Q_{i-1} + q_{i-1}\Delta x_{i-1}, i = 2, 3, 4, \dots, N$$

$$\frac{(Q^2/A)_{i+1} - (Q^2/A)_i}{\Delta x_i} + g \left[\frac{A_i + A_{i+1}}{2} \right] \left[\frac{h_{i+1} - h_i}{x_i} + \frac{n^2 (Q_i + Q_{i+1})^2 (B_i + B_{i+1})^{4/3}}{2(A_i + A_{i+1})^{10/3}} \right] = 0 \quad (5.27)$$

式中 Q_i 为坝址处的恒定流量， q_{i-1} 为沿河断面有支流汇入的旁侧入流量。对于给定的上游初始流量条件及下游末端断面的起始水位，Newton-Raphson 法很容易迭代求解上述方程，得到各断面的初始水位和流量。

5.3.2 溃坝洪水演进模型的求解

1、方程的离散化

Preissmann 加权四点隐式格式离散(5.28)得差分格式：

$$\begin{aligned} f|_M &= \frac{f_{j+1}^n + f_j^n}{2} \\ \frac{\partial f}{\partial t}|_M &= \frac{f_{j+1}^{n+1} + f_j^{n+1} - f_{j+1}^n - f_j^n}{2} \\ \frac{\partial f}{\partial x}|_M &= \theta \left(\frac{f_{j+1}^{n+1} - f_j^{n+1}}{\Delta x} \right) + (1-\theta) \left(\frac{f_{j+1}^n - f_j^n}{\Delta x} \right) \end{aligned} \quad (5.28)$$

在这里结合具有快速收敛速度的 Newton-Raphson 迭代法，离散方程：

$$\frac{A_j^{n+1} + A_{j+1}^{n+1} - A_j^n - A_{j+1}^n}{2\Delta t_n} + \theta \frac{Q_{j+1}^{n+1} - Q_j^{n+1}}{\Delta x_j} + (1-\theta) \frac{Q_{j+1}^n - Q_j^n}{\Delta x_j} - \theta_j^{n+1} - (1-\theta)q_j^n = 0 \quad (5.29)$$

$$\begin{aligned} &\frac{Q_j^{n+1} + Q_{j+1}^{n+1} - Q_j^n - Q_{j+1}^n}{2\Delta t_n} + \theta \frac{\left(\beta \frac{Q^2}{A} \right)_{j+1}^{n+1} - \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right)_j^{n+1}}{\Delta x_j} + (1-\theta) \frac{\left(\beta \frac{Q^2}{A} \right)_{j+1}^n - \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right)_j^n}{\Delta x_j} \\ &+ \theta \bar{Q} \bar{A}_j^{n+1} \left(\frac{h_{j+1}^{n+1} - h_j^{n+1}}{\Delta x_j} + (\bar{S}_f)_j^{n+1} \right) + (1-\theta) g \bar{A}_j^n \left(\frac{h_{j+1}^n - h_j^n}{\Delta x_j} + (\bar{S}_f)_j^n \right) = 0 \end{aligned} \quad (5.30)$$

其中， $\bar{A}_j = \frac{A_j + A_{j+1}}{2}$ ， $(S_f)_j = \frac{\bar{Q}\bar{Q}}{\bar{K}^2}$ ， $\bar{Q}_j = \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2}$ ， $\bar{K} = \frac{K_j + K_{j+1}}{2}$ ， θ 为权系数，

由线性化稳定性分析，稳定性条件为 $\theta \geq 0.5$ ，一般是当放宽，取 $\theta = 0.6, j = 1, 2, \dots, N-1$ ，其中， N 为某一河道总的断面数。式(5.29)，(5.30)是关于 $h_j^{n+1}, Q_j^{n+1}, j = 1, 2, \dots, N-1$ 的方程组，共有 $2N$ 个未知量， $2N-2$ 个方程。若加上给定的上、游边界条件所对应的两个方程，则共有 $2N$ 个方程。

2、用 Newton-Raphson 方法求解非线性方程组

由(5.29)，(5.30)式得到的是一组 $2N$ 元非线性代数方程组，利用具有较快收敛速度的 Newton-Raphson 迭代法求解：将 (3)、(4) 式两边同乘以 Δx_j ，并令

$$F_{c_j}(h_j^{n+1}, Q_j^{n+1}, h_{j+1}^{n+1}, Q_{j+1}^{n+1}) = \frac{\Delta x_j}{2\Delta t_n} [A_j^{n+1} + A_{j+1}^{n+1} - A_j^n - A_{j+1}^n] + \theta [Q_{j+1}^{n+1} - Q_j^{n+1}] + (1-\theta) [Q_{j+1}^n - Q_j^n] - \Delta x_j [\theta q_j^{n+1} + (1-\theta)q_j^n] = 0 \quad (5.31)$$

则

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial F_{c_j}}{\partial h_j^{n+1}} &= \frac{\Delta x_j}{2\Delta t_n} \left(\frac{\partial A}{\partial h} \right)_j^{n+1} \\ \frac{\partial F_{c_j}}{\partial Q_j^{n+1}} &= -\theta \\ \frac{\partial F_{c_j}}{\partial h_{j+1}^{n+1}} &= \frac{\Delta x_j}{2\Delta t_n} \left(\frac{\partial A}{\partial h} \right)_{j+1}^{n+1} \\ \frac{\partial F_{c_j}}{\partial Q_{j+1}^{n+1}} &= \theta \end{aligned} \right\} \quad (5.32)$$

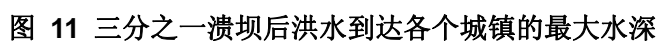
$$F_{M_j}(h_j^{n+1}, Q_j^{n+1}, h_{j+1}^{n+1}, Q_{j+1}^{n+1}) = \frac{\Delta x_j}{2\Delta t_n} [Q_j^{n+1} + Q_{j+1}^{n+1} - Q_j^n - Q_{j+1}^n] + \theta \left[(\beta Q^2 / A)_{j+1}^{n+1} - (\beta Q^2 / A)_j^{n+1} \right] + (1-\theta) \left[(\beta Q^2 / A)_{j+1}^n - (\beta Q^2 / A)_j^n \right] + \theta g \bar{A}_j^{n+1} [h_{j+1}^{n+1} - h_j^{n+1} + \Delta x_j (\bar{S}_f)_j^{n+1}] + (1-\theta) g \bar{A}_j^n [h_{j+1}^n - h_j^n + \Delta x_j (\bar{S}_f)_j^n] = 0 \quad (5.33)$$

则

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial F_{M_j}}{\partial h_j^{n+1}} &= \theta (\beta Q^2 / A)_j^{n+1} \left(\frac{\partial A}{\partial h} \right)_j^{n+1} + \theta g \bar{A}_j^{n+1} [-1 + \Delta x_j (\bar{S}_f)_j^{n+1}] \\ &\quad + 0.5\theta g \left(\frac{\partial A}{\partial h} \right)_j^{n+1} [h_{j+1}^{n+1} - h_j^{n+1} + \Delta x_j (\bar{S}_f)_j^n] \\ \frac{\partial F_{M_j}}{\partial Q_j^{n+1}} &= \frac{\Delta x_j}{2\Delta t_n} - 2\theta (\beta Q^2 / A)_j^{n+1} + \theta g \bar{A}_j^{n+1} \Delta x_j \left(\frac{\partial \bar{S}_f}{\partial Q} \right)_j^{n+1} \\ &\quad + 0.5\theta g \left(\frac{\partial A}{\partial h} \right)_{j+1}^{n+1} [h_{j+1}^{n+1} - h_j^{n+1} + \Delta x_j (\bar{S}_f)_j^n] \\ \frac{\partial F_{M_j}}{\partial h_{j+1}^{n+1}} &= \frac{\Delta x_j}{2\Delta t_n} + 2\theta (\beta Q^2 / A)_{j+1}^{n+1} + \theta g \bar{A}_j^{n+1} \Delta x_j \left(\frac{\partial \bar{S}_f}{\partial Q} \right)_{j+1}^{n+1} \end{aligned} \right\} \quad (5.34)$$

$$A^{(k)}x=b^{(k)} \tag{5.35}$$
$$A^{(k)} = \left[\begin{array}{cccc} 1 & 0 & & \\ \frac{\partial F_{M_1}}{\partial h_1} & \frac{\partial F_{M_1}}{\partial Q_1} & \frac{\partial F_{M_1}}{\partial h_2} & \frac{\partial F_{M_1}}{\partial Q_2} \\ \frac{\partial F_{c_1}}{\partial h_1} & \frac{\partial F_{c_1}}{\partial Q_1} & \frac{\partial F_{c_1}}{\partial h_2} & \frac{\partial F_{c_1}}{\partial Q_2} \\ & \frac{\partial F_{M_2}}{\partial h_2} & \frac{\partial F_{M_2}}{\partial Q_2} & \frac{\partial F_{M_2}}{\partial h_3} \quad \frac{\partial F_{M_2}}{\partial Q_3} \\ & \frac{\partial F_{c_2}}{\partial h_2} & \frac{\partial F_{c_2}}{\partial Q_2} & \frac{\partial F_{c_2}}{\partial h_3} \quad \frac{\partial F_{c_2}}{\partial Q_3} \\ & \dots & \dots & \\ & & & \frac{\partial F_{M_{N-1}}}{\partial h_{N-1}} \quad \frac{\partial F_{M_{N-1}}}{\partial Q_{N-1}} \quad \frac{\partial F_{M_{N-1}}}{\partial h_{N-1}} \quad \frac{\partial F_{M_{N-1}}}{\partial Q_{N-1}} \\ & & & \frac{\partial F_{c_{N-1}}}{\partial h_{N-1}} \quad \frac{\partial F_{c_{N-1}}}{\partial Q_{N-1}} \quad \frac{\partial F_{c_{N-1}}}{\partial h_{N-1}} \quad \frac{\partial F_{c_{N-1}}}{\partial Q_{N-1}} \\ & & & 1 & 0 \end{array} \right]$$

求得的数值结果如图 11 所示:



数值模拟的方法通常是用差分法离散圣维南方程组形成非线性的代数方程,对于非线性的代数方程组可用Newton-Raphson方法直接求解。也可先线性化变为线性代数方程组,再用消元法求解。由于Newton-Raphson迭代法是直接求解非线性的代数方程组,具有求解精度高、收敛速度快的优点而越来越多地被人们用于河网非恒定流的数值模拟中。但Newton-Raphson迭代法的局部收敛性是有条件的,对所求解的非线性的代数方程组 $F(x)=0$, 要求映射F的Frechet导数 $F'(x)$ 在非线性代数方程组 $F(x)=0$ 的根附近非奇异。否则,即使选取的迭代初值 x_0 与精确解充分接近,由Newton-Raphson方法产生的迭代序列也未必收敛。本文针对Newton-Raphson迭代法求解河网数值模拟中所出现的非线性代数方程组问题,证明了当时间步长 Δt 取得足够小时,迭代法的局部收敛性条件一定可以满足,从而给出了Newton-Raphson迭代法在河网非恒定流计算中应用的一个理论基础。在选取时间和空间步长时,因为溃坝洪水过程线是一个尖瘦的曲线,随着向下游的传播,洪峰不断衰减,过程线不断展宽,因此,计算时间步长可随洪水波的向下游演进而加大,空间步长也可随之加大即紧靠坝址下游处选择较小的 Δx , 随着距坝址的距离增大, Δx 的值可随之增大。

5.3.3 人员撤离模型

本问题要对洪水淹没区域中人口密集区域的人员进行撤离,需要首先根据溃坝模型确定可能被淹没的区域,然后对可能被淹没的区域内的人员进行调度。注意到唐家山的溃坝一旦发生,时间会很短,最多就是 3-4 个小时就可以到达绵阳。因此人员调度要对所有可能被淹到的区域进行人员撤离,根据灾区的实际特点,地震后道路损坏很严重,所以撤离采取以“步行为主”和“就近上堤”为原则,撤退距离最长的居民点人员可在分钟内到达安置点,人员的财产和物资的撤退以机动车运输为主,可在个小时内完成撤退任务。

对洪水淹没区人员的撤离需要用到大量的空间数据如交通网、居民点、安全区、洪水演进情况等和非空间数据如人口数量、财产数量、交通工具数量等。假设地理信息系统可以提供需要进行撤离地区这些方面的值。

洪灾撤离方案主要研究灾害撤离路线最佳路径选取问题,主要是在受灾点与救灾安置点之间确定一条最佳撤离路线。在地理环境下,救灾点、安置点和道路在空间上的分布可以看成由点和点的连线构成的地理网络,它等同于图论研究中的网络流问题。其不同在于,地理网络研究的对象是地理相关数据,通过对地理网络要素的分析和组合来描述网络中的实体。地理网络模型在基于图论模型和方法的基础上,结合实际问题的特征,把洪水淹没范围内的各个受灾点和救灾安置点为顶点,以受灾地区连通这些点的道路网络作为边,从而构成了包括空间图形网络和网络要素属性的几何网络模型。

图 12 显示了唐家山下各城镇的人口密度分布图。其中每个圆的大小代表该地区人口分布密度的大小,圆的中心代表该地区的经度和纬度。附录 5 给出了唐家山下各城镇的位置图,附录 6 中给出唐家山下各个城镇的人口数量、地理位置和海拔高度。

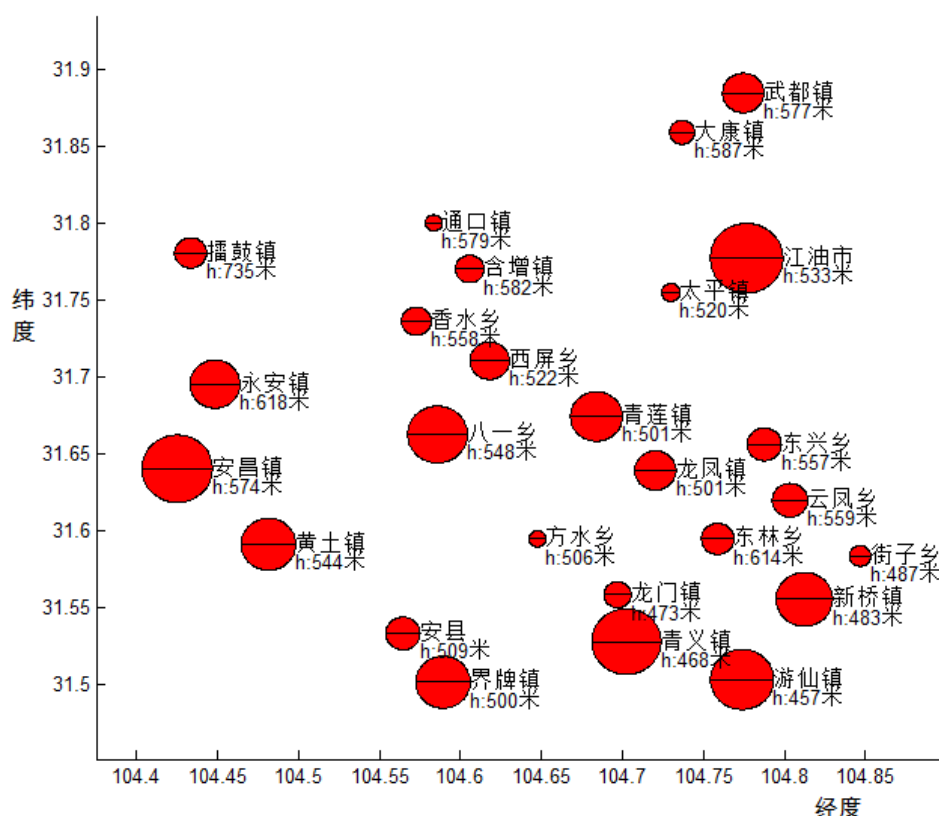


图 12 唐家山下游各城镇人口密度分布图和海拔高度

人员撤离网络结构图的构造过程:

Step1:利用地理信息系统 GIS 的确定唐家山堰塞湖附近和下游区域内的道路交通网、各个乡镇居民的人口分布密度、安置点的分布等;

Step2:以乡镇为单位, 确定人员撤离方案网络结构图的源点, 即居民区;

Step3:根据溃坝模型确定假如发生溃坝各个地区被淹没的程度, 确定可供选择得安置点位置;

Step4:确定唐家山堰塞湖下游区域的道路交通网, 并且根据统计数据得到各个城镇和安置点之间的距离以及可能采取的到达方式。

在确定了被淹没的区域和安置点的位置之后, 考虑建立受灾者的人员撤离模型。该模型实质上是一个多源节点、多收点的网络流问题[10]。将各个城镇和安置点看作网络中的节点, 连接各个城镇和安置点, 就构成了单项网络连通图, 并且网络图中各条边的权重就是相应的两个地理位置之间的实际距离。以人员撤离的路径最短为目标。设唐家山下游可能会被淹没的城镇总数为 m , 确定的安置点数量为 n , 每个城镇可能被淹没的区域面积占该城镇总面积的比例为 ϕ_i , 相应城镇的人口总数为 N_i , 那么相应的撤出人员的总数为 $\phi_i N_i$, 即此处假设各个城镇的人口是均匀分布。设从被淹城镇 i 撤离到安置点 j 的人数为 x_{ij} , 相应的行走路程为 s_{ij} , 那么可以建立人员撤离的网络流模型为:

$$\begin{aligned}
& \min \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n s_{ij} x_{ij} \\
& s.t. \begin{cases} \sum_{i=1}^m x_{ij} \leq C_j, & j=1, \dots, n, \\ \sum_{j=1}^n x_{ij} = \phi_i N_i, & i=1, \dots, m, \\ 0 \leq x_{ij} \leq \phi_i N_i, & i=1, \dots, m, j=1, \dots, n, \\ x_{ij} \text{ 为整数}, & i=1, \dots, m, j=1, \dots, n. \end{cases} \quad (5.36)
\end{aligned}$$

其中 $C_j, j=1, \dots, n$ 表示第 j 个安置点的容量。该值可以根据安置点的具体位置以及安置点可能被淹没的概率确定出来。

该网络流模型是一个估计性模型，因为模型中存在一些不确定的参数，如 s_{ij}, C_j, ϕ_i ，因此考虑结合问题的实际背景，构造出动态模拟的求解过程。

在确定了人员撤离网络结构图后，根据如下的原则进行人员的撤离：

(1)总体规划原则。即人员的撤离在溃坝发生之前，所有人员的撤离服从安排，避免盲目的撤离所造成的混乱；并且每个安置点接受的灾民数量不能超过其容量；

(2)就近规划原则。即确定的安置点距离居民区尽可能近；并且居民所选择的最佳撤离路线也要保证行进路程最短；

(3)安全性原则。即安置点的选取和建设的过程中要充分考虑到安全性问题。比如：安置能力，基本生活保障和医疗卫生保障，安置区要远离高大的建筑物，以发生洪水和坍塌的危险地方不能考虑。

(4)通达性原则。选取安置点时，要考虑道路的畅通性原则，第一要考虑到受灾群众能够容易到达避难场所，步行时间不易过长，同时也要保证不同安置点之间要有良好的道路通行能力，保证灾民因人员过剩或疾病等原因的再次转移。

(5)平灾性原则。由于溃坝发生的可能性以及可能淹没的地方，还有伴随可能再次发生的地震等诸多不确定的因素。从经济和资源有效利用的角度出发，在保证人员安全的前提下，尽可能得少撤离人员，并且充分利用一些已有的资源，比如公园广场等，节约人力和财力。

根据以上 5 个原则，利用人员撤离的网络结构图和查到的数据，动态的模拟真实环境下灾区道路淹没的实际情况，对淹没道路的连通性和可通行能力进行分析，建立救灾道路网络拓扑模型，将道路网络拓扑作为进一步分析的基础，结合事先确定的灾民受灾点和救灾安置点，构成点和线相互结合的地理网络，最终求得从居民点到安置点之间一条最佳路线，其实质是对受灾点和道路网等地理数据的处理与分析的结果。

根据地理网络结构图的构造方法和人员撤离的原则可以给出人员撤离的具体调度方案。将各个城镇看作网络中的节点。

步骤 1：根据 GIS 得到的数据，确定唐家山下游地区可能遭受溃坝淹没风险的地理网络结构图。

步骤 2：根据查到的数据，估计各个可能被淹没城镇的人口分布密度，按照人口密度的高低确定在调度中被安排得顺序。

步骤 3：根据溃坝模型得到漫顶时的水位高度和漫顶的位置。以漫顶时的水

位高度作为被淹没区域的水位高度（实际水位要低一些），利用 3DEM 软件做出溃坝位置处的淹没图，确定出被淹没的位置。没有被淹没的区域就是可供选择的安置点位置。

步骤 4: 将安置点的位置在地理网络结构图中标记出来，按照撤离原则 1-5 对安置点进行选择。优先考虑经济条件好，面积比较大，并且距离被淹城镇中人口密度较高的区域比较近的安置区域。而对于面积比较小，距离人口居住区比较远的区域，不考虑作为安置点。

步骤 5: 从步骤 4 确定的备选安置点中，根据各个点的实际情况，包括经济水平、医疗卫生，不被淹没区域的面积等条件，估计出各个安置点可接受安置群众的数量。

步骤 6: 根据网络流模型，以路程长度最短为目标，运用动态模拟[11]的方法进行求解。

根据上述人员撤离调度方法，在被淹没区域确定的情况下，运用动态模拟的方法，可以得到各个地点的人员撤离方案。

5.3.4 人员撤离模型的求解

根据实际测得的参数，运用瞬时溃坝模型，可以估计出唐家山堰塞湖下游各城镇可能被淹没的情况。通过模拟的方法得到近似的淹没图，见图 13。

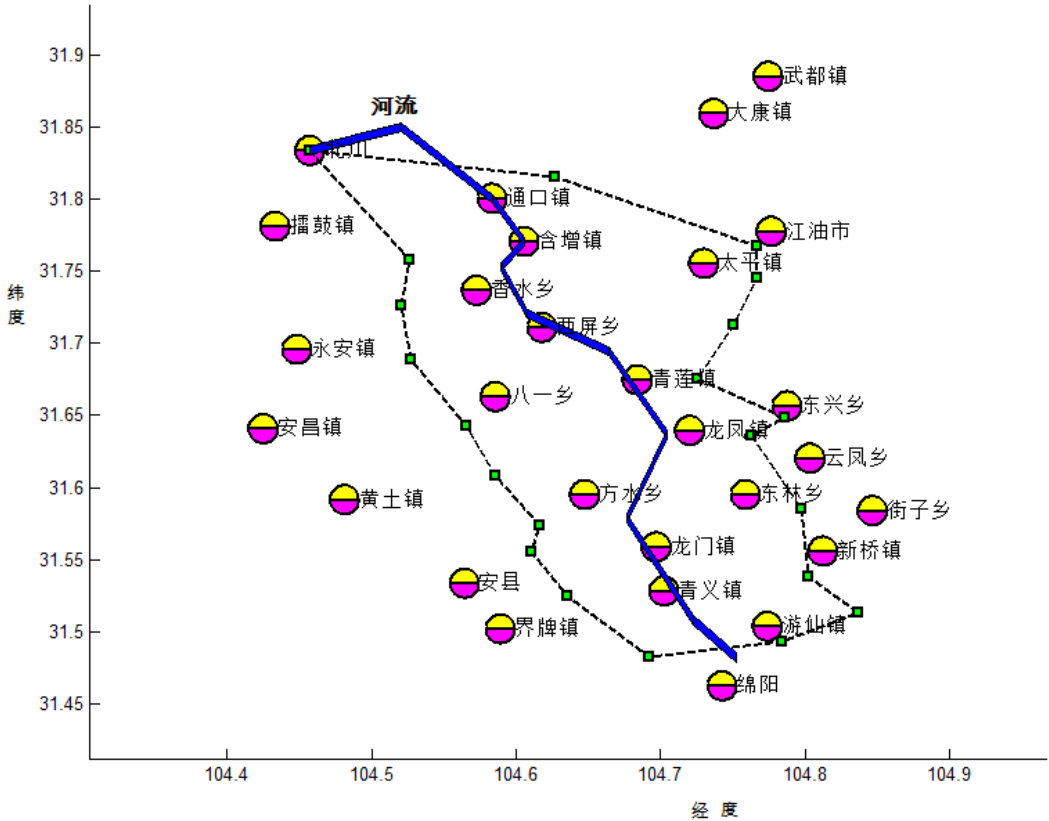


图 13 水位高度 520 米时唐家山堰塞湖下游城镇淹没情况

图 13 中虚线范围内表示被淹没的区域。通过分析可知，包含在淹没区域的共有 13 个城镇是全部淹没，此外江油市、东兴乡是部分淹没。运用 DEM 软件得到图中的 15 个被淹没城镇的海拔高度和地理位置，确定该城市是否要全部撤离，如果该区域存在高地点，可以优先考虑是否可以作为安置点。根据需要撤离的人口数量，确定调度安排的优先级。具体分析结果见表 2。

表 2 三分之一溃坝方案下可能被淹没城镇的

城镇	北川	通口镇	含增镇	香水乡	西屏乡
中心海拔高度 (m)	642	579	582	558	522
是否存在安置点	不存在	不存在	不存在	存在	不存在
需要撤离人数	1.3 万	7285	20056	4302	9349
调度安排的优先级	8	11	6	14	10
城镇	青莲镇	龙门镇	青义镇	游仙镇	方水乡
中心海拔高度 (m)	501	473	468	457	506
是否存在安置点	不存在	不存在	不存在	不存在	存在
需要撤离人数	1.87 万	2.3 万	4.4 万	69248	0.46 万
调度安排的优先级	7	4	3	2	12
城镇	八一乡	东林乡	太平镇	东兴乡	江油市
中心海拔高度 (m)	548	614	520	557	533
是否存在安置点	存在	存在	不存在	存在	存在
需要撤离人数	22451	4550	7.5 万	9500	0
调度安排的优先级	5	13	1	9	15

根据表 2 的分析结果可知北川虽然海拔比较高,但是最邻近溃坝口,所以不存在安置点,而江油市仅有很少很少区域被淹没,并且即使发生了溃坝,临时撤离也依然来得及,所以认为在江油市区内人员不需要撤离。而对于存在安置点的城镇,因为可以自行进行调度,所以对这样的城镇,假定需要调度的人数为总人数的一半。所以在三分之一溃坝方案下,实际需要调度的总人数为:325041 人。淹没区域内共有 6 个地方可以设置安置点。从安全和就近的原则进行考虑,这 6 个地方都是属于危险区,所以尽可能的再从邻近的周边寻找比较近的安置区域。通过对图形的分析,在不被淹没的区域内,挑选比较近并且海拔比较高的区域作为安置点。新增加擂鼓镇和云凤乡作为安置点。所以确定的人员撤离网络图有 14 个需要撤离的城镇,8 个可供选择的安置点,如图 13 所示。按照每 100 平方米可以容纳一个人作为各个安置点的容量,对于可能被淹没的地区,可接纳得人数照面积的 10%进行计算。

表 3 安置点的容量

安置点	香水乡	方水乡	八一乡	东林乡	东兴乡	江油市	擂鼓镇	云凤乡
容量 (10 ³ 人)	32.4	104.6	42	28.34	53.2	174	100.6	29

通过计算这 8 个安置点可以安排 564140 人,即所有的需要撤离的人员可以在 8 个安置点完成安置。下面通过动态模拟的方法对建立的动态网络图进行计算。

具体计算步骤如下:

(1) 按照就近原则,也就是区域不是全部淹没的城镇,首先考虑在该城镇的安置点进行安排。这样的安置点共有 5 个,按照调度安排的优先级先对这 5 个区域进行安排。结果是:香水乡、方水乡、八一乡、东林乡、东兴乡可以在各自区域内的安置点实现调度,所以在实际调度的时候,只需要对剩下的 9 个地区进行安排。

(2) 以整为原则,也就是距离某城镇的最近的安置点可以一次容纳该镇所有的人,在距离近似相等都的情况下,以调度的优先级为准进行调度。结果是安排通口镇和含增镇到香水乡;太平镇到江油市;北川到擂鼓镇;游仙镇到东林乡;青莲镇到八一乡;龙门镇和青义镇到。

(3) 按照上面两个原则安排结束就剩下西屏乡没有进行安排。西屏乡的待调度人口为 9349, 而距离其最近的香水乡和八一乡的安置点只能分别再安排 757 人和 849 人。远不能满足其调度的需要。从方便的角度出发, 可以将西屏乡安排到东兴乡, 实现调度的完成。最终的调度结果见图 14。

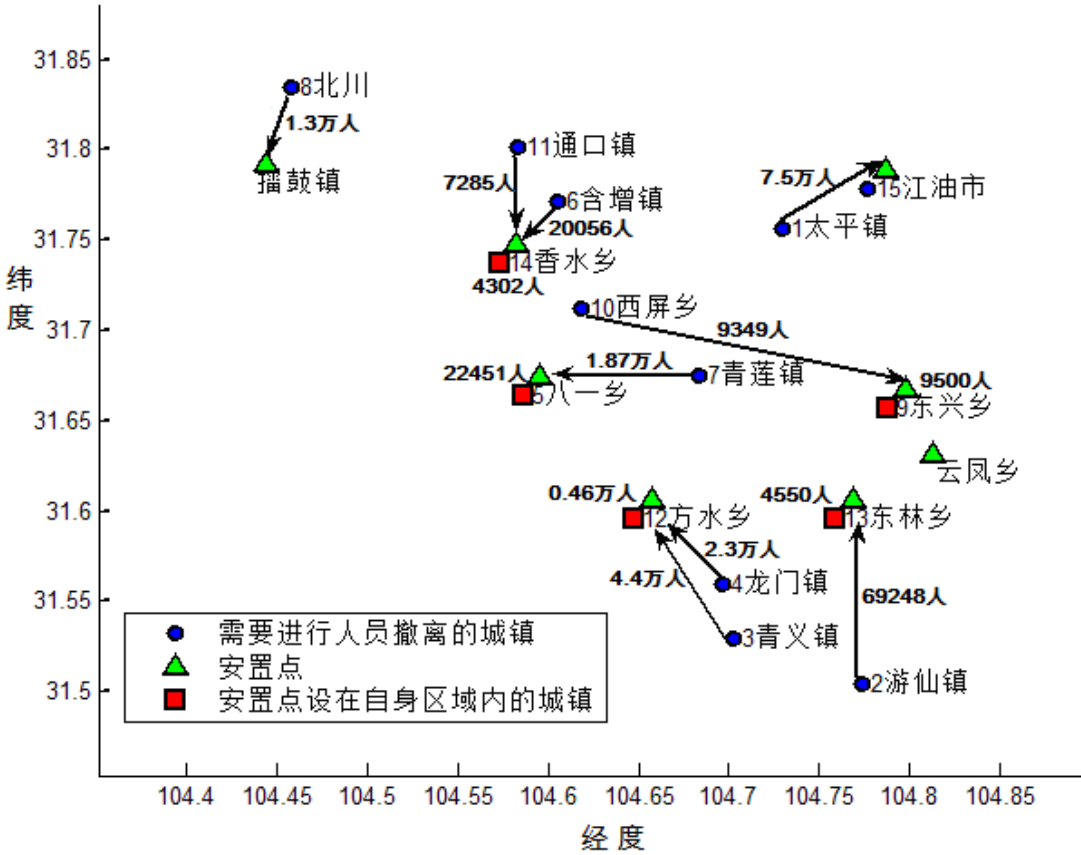


图 14 15 个可能受到溃坝淹没城镇的人员撤离方案调度图

六、模型的优劣性分析和改进

本节对前面的四个模型：蓄水模型，溃坝模型，演进模型和调度模型的正确性进行分析，针对模型中存在的问题，以及不合理的假设进行改进。下面对各个模型分别进行讨论。

6.1 问题一模型的优劣性分析和改进

根据前面的分析可以知道，一阶微积分法是一种很直观的求解堰塞湖水位高程和蓄水量的关系的方法，但是微积分法的前提是假设高度变化是很微小的并且保持连续的。而实际测得的数据变化是比较大的，并且数据的精度不够。这种方法的优点是计算简单，针对一般性的需要处理比较简单。在前面的数值分析中也发现，在采用多项式进行估计的结果也是比较好的。但如果从计算的精度出发来考虑，可以考虑用高阶微积分法。这种方法的优点是计算精度高，缺点是计算量比较大，并且需要的前期调查数据比较多，如果数据比较少，这种模型的计算效果就会受到很大的影响。

假设有 n 组初始数据 (H_i, V_i) ， $i = 0, 1, \dots, n-1$ 。设堰塞湖系统的水位高程函数 $H(t)$ 与蓄水量函数 $V(t)$ 都是关于时间 t 的连续可微函数，用一个线性系统的常

微分方程表达两者之间的关系为：

$$a_0 \frac{d^n V(t)}{dt^n} + \dots + a_{n-1} \frac{dV(t)}{dt} + a_n V(t) = b_0 \frac{d^n H(t)}{dt^n} + \dots + b_{n-1} \frac{dH(t)}{dt} + b_n H(t) \quad (5.37)$$

该方程是一个 n 阶常微分方程，当初始条件 $\frac{d^i V(t)}{dt^i}, \frac{d^i H(t)}{dt^i}, i = 0, \dots, n-1$ ，在 $t=0$ 的时候的值已知，方程的解唯一确定。利用给出的 n 组已知的数据，用差分的方法，可以得到初始条件，所以该方程的解可以唯一确定。具体推导过程见参考文献[9]。

对表达式 (9) 进行离散化处理，采用等距采样的离散序列 $\{H(T_k)\}, \{V(T_k)\}, k = 0, 1, \dots$ ，表达一个离散系统，得到如下的离散系统模型：

$$V(T_{n+k}) + a_1 V(T_{n+k-1}) + \dots + a_n V(T_k) = b_0 H(T_{n+k}) + b_1 H(T_{n+k-1}) + \dots + b_n H(T_k) \quad (5.38)$$

其定解初始条件 $H(T_i), V(T_i), i = 0, 1, \dots, n-1$ 为已知值。

由于实际当中模型存在误差，因此对表达式(10)，增加新的扰动变量 ε_k ，得到：

$$V(T_{n+k}) = -a_1 V(T_{n+k-1}) - \dots - a_n V(T_k) + b_0 H(T_{n+k}) + b_1 H(T_{n+k-1}) + \dots + b_n H(T_k) + \varepsilon_k \quad (5.39)$$

将 n 组已知数据代入上面的表达式，得到 n 个方程组，该方程组得线性方程组得矩阵形式为：

$$V = \theta H + E \quad (5.40)$$

式中 $\theta = [a_1, a_2, \dots, a_n, b_0, b_1, \dots, b_n]^T$ 为差分模型的 $2n+1$ 个参数向量； V 为 n 维输出向量， E 为 n 维噪声向量， H 为一个输入的 $(2n+1) \times n$ 阶矩阵。利用最小二乘法对该问题进行求解。得到模型参数为：

$$\theta = (X^T X)^{-1} X^T Y \quad (5.41)$$

将该参数带入表达式(5.40)，即得到以水位高程为自变量的蓄水量模型。

6.2 问题二模型的优劣性分析和改进

本文提出的溃坝模型是在溃口具有基本几何形状的假设下分析并求解的。这就很大程度上降低了问题分析难度，也减小了计算量。但是此模型的缺点在于计算精度不是特别高。为了更贴近真实溃坝的溃口演化情况，可以考虑一些复杂的溃口面，例如可研究具有弯曲边界的平面。这时，在算复杂溃口面积时可采用网格剖分的办法，把复杂平面转化成具有基本几何图形的小网格平面考虑。

在得到溃坝模型后，为了求解坝址流量线和坝前水位高度时利用了数值求解算法，得到离散解。在这里为了得到更到的逼近效果还可以选择其他的算法，多进行数值计算以得到相对较优的数值解法。差分法，牛顿迭代法等等。

6.3 问题三模型的优劣性分析和改进

问题三分为两个模型演进模型和人员的撤离模型。下面分别对两个模型的优劣性进行分析和改进。

1、演进模型的优劣性分析和改进

一维问题的圣维南方程有若干个形式,本文通过舍弃一些对方程组影响较小但是却难于估计的参数来得到相对比较简单形式,如果有条件的话可以加上那些参数,例如旁侧入流在干流方向上的动量分量。

堤身破坏形成溃口后,口门附近的河床将不断刷深形成冲刷坑,冲刷坑的发展将进一步影响堤脚的安全,并可能导致更大范围的堤防溃决。因此,准确地预测溃堤水流的行进过程及溃口下游冲刷坑的演化过程对抗洪抢险措施的决策实施。迄今为止,关于堤身破坏形成溃口后口门附近冲刷坑发展过程的计算成果还很少见到,所以模型可以在这方向做些改进。

本文只考虑的一维圣维南方程组,但是在河道比较平缓的地区二维圣维南方程组有更好的逼近度。在问题三中当溃坝洪水在河道中漫溢出来时,本文是直接粗略求淹没地区的。为了更好地逼近真实的淹没情形,可以用有限元方法在可能被淹没的区域上求解准确的淹没高度。

$$\begin{aligned}\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial(uq_x)}{\partial x} + \frac{\partial(vq_x)}{\partial y} &= -gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \lambda q_x + v_t \left(\frac{\partial^2 q_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 q_x}{\partial y^2} \right) \\ \frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial(uq_y)}{\partial x} + \frac{\partial(vq_y)}{\partial y} &= -gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} - \lambda q_y + v_t \left(\frac{\partial^2 q_y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 q_y}{\partial y^2} \right)\end{aligned}$$

2、人员的撤离模型的优劣性分析和改进

人员撤离模型前面采用了网络流的方法将问题转化为一个动态调度问题,运用动态模拟对问题进行求解。该模型将需要进行人员撤离的地区看成是网络中的点,运用演进模型估计出唐家山堰塞湖下游城镇在三分之一溃坝条件下,可能被淹没的情况,选择完全不会被淹没或只有部分会被淹没的城镇作为安置点设立的位置,建立人员撤离的网络结构图。网络图中各条边的权值为待撤离城镇到安置点的直线距离。通过运用 3DEM 软件以及相应的比例尺可以得到。该模型还有一些可以改进的地方,具体如下:

(1)人员撤离的比例不能按照分布均匀的想法,可以通过实际的统计数据得到更加精确的人员撤离比例;并且不能按照人口密度的大小来确定调度的优先级,应该遵循公平的原则对各个地区更加细化。

(2)在该模型中没有考虑紧急事件的处理,也就是说在实际当中,因为余震的不断发生,道路的损坏,可能造成被撤离人员不能准时到达目的安置点,需要进行临时的调度,保证能够在最短的时间内完成所有人员的撤离。

(3)各个城镇到安置点的距离,不能根据两点间的直线距离,通过实际的调查或者运用 GIS 进行分析,得到两点的实际距离是更可行的办法。直线距离是一种简化的计算两个地方之间距离的方法。

(4)在调度的过程中只考虑了人员的安全撤离,没有考虑到重要财产的转移问题,以及财产转移可能造成的安置点容量的变化和撤离时间的影响。

人员撤离模型的改进方案:

利用 GIS 得到各个地区精确的人口分布规律。人员撤离调度时,按照各个地区精确的人口分布模型进行讨论。将所有不被淹没的安全地带作为安置点进行调度。这样可以为各地的受灾群众提供更多可选择的撤离区域。

对受灾群众撤退过程中出现的紧急事件,比如余震、泥石流等次生灾害造成的桥梁或者道路不通的情况,则需要调整人员撤离网络图的状态属性,把该段道路在网络图中的权值为无穷大,重新调用网络流的动态模拟算法进行求解。

七、 模型应用拓展及地震次生山地灾害的防治工作讨论

7.1 模型应用拓展

本文建立了以唐家山堰塞湖为研究目标的蓄水模型,溃坝模型,演进模型和调度模型。事实上,本文涉及的诸模型并不局限于唐家山堰塞湖这个特例,而是具有一定的推广性和普适性,能够扩展到众多应用中。

本文问题一中建立了唐家山堰塞湖的蓄水模型。事实上,唐家山堰塞湖的水位上升过程与水库蓄水过程相类似,都是通过水坝阻隔河流来进行蓄水。而考虑到降雨情况时,本文采用流域产汇流估计的方法,考虑地质地貌和气象规律,得到降水对蓄水量的影响。这个模型亦可以在水库调节洪水中得到应用。

本文问题二中建立了溃坝模型,从而得到溃坝后的流量、水深、高程洪峰速度位置的演变过程,从而得到真实情况的模拟。事实上,溃坝模型是在大坝风险评估中的重要模型,对于水库的建立、功能设计、应用以及泄洪危险防范都有很重要的参考价值。

本文问题三中建立溃坝洪水演进模型和人员调度模型。其中洪水演进模型根据坝的蓄水量、高程、河道信息,周边地址地貌特征等估计发生洪水时的水流演进过程,用于对可能发生的洪水的预测,为人工干预泄洪提供重要的指导意见。事实上,本模型亦可推广到短期大量降雨导致的洪水,海啸等灾害的洪水演进方式的估计。问题三的另一模型——人员调度模型用于紧急情况下的主动与被动调度,从而达到满足一定约束原则的全局近似最优分配方案,因此,可广泛应用于紧急调度、资源优化配置、动态规划等问题中。

7.2 地震山地次生灾害的防治讨论

地震灾害包括直接灾害、次生灾害等。地震时造成的建筑物工程设施等的破坏、人员伤亡等称为直接灾害;由于工程结构物的破坏而随之造成的诸如地震火灾、水灾、毒气泄漏与扩散、爆炸、放射性污染、海啸、滑坡、泥石流等灾害,称为地震次生灾害。由于高山峡谷地区地貌极为复杂,且不易预防,因此在山地发生地震造成的次生灾害尤为严重。

地震次生山地灾害主要包括:由于强烈地震破坏了原有的山体稳定,使山体崩塌;在一定的降雨触发作用下,很容易形成大量滑坡、泥石流;这些崩塌堆积物很容易堵塞河道,使河水陡涨,形成堰塞湖,如本次汶川地震形成的诸如唐家山多个堰塞湖,成为山洪等的隐患,如若不加控制,很容易溢出河道,泛滥成灾;大地震破坏水利水电的设施,甚至使水库的大坝破裂,库容水涌出,酿成水灾;地震造成地形地貌变化、河流改道等,以及可能存在的气候条件的改变,导致生态环境破坏,如汶川大地震中位于震中的卧龙自然保护区中大熊猫自然栖息地被破坏,严重的生态环境破坏可能造成食物链断裂,影响物种的生存;地震造成房屋坍塌,村落毁坏,农田、鱼塘等被破坏,导致农作物绝收,严重影响农业经济,造成严重损失;地震破坏公路铁路及电网、通信网络等设施设备,造成交通中断,通信中断,由于山地地形复杂,维修人员、设备不易进入,这种破坏很难短期内修复;地震破坏风景区等地自然景观和相应设施设备,严重影响地区旅游业,进

而影响地区经济的发展；震后瘟疫流行，对人畜生命造成威胁等等。

对于山地灾害而言，降雨是重要的诱发因素。因此，在较强的局地暴雨情况下，要十分留意山地灾害的发生，如山崩、滑坡、泥石流等。由于山崩塌方等，可能堵塞河道，因此，应对问题进行具体的分析和预测，对于可能出现的危险或灾害，应及时组织人员疏通，以免造成洪涝灾害。在汶川地震后，形成了唐家山等 30 多个大型高危堰塞湖，水利和地质专家等通过对堰塞湖及其周围环境进行科学的水文水利考察，结合气候信息，对堰塞湖的发展趋势进行准确的预测，及时选择恰当的疏通方式进行人工泄洪，有效的防止溃坝洪灾的发生，避免了一场重大灾难，具有很强的指导意义。

对于大型水库、堤坝等，要预先做好防震检查，发现问题及时加固。在地震发生时，要严密注视堤坝的安全，遇有险情，除组织力量抢救外，要迅速向安全地带转移，预防由于溃坝等引起的洪水灾害。在山区，还要远离悬崖陡壁，以免山崩、塌方时伤人。还应离开大水渠、河堤两岸，因为这些地方容易发生较大的地滑或塌陷。

地震后的防疫工作也是十分重要的防止地震次生灾害危害环节，特别是在山区，由于交通不便，物资匮乏，保护当地现有资源十分重要，例如采取措施保护水源防止污染，保证食品安全，注意及时消毒，防止疫病的流行等。

总体来说，地震诱发次生的山地灾害、溃坝洪水具有一定的滞后性。一般情况下，地震之后将使得山地灾害进入一个高发期。因此震后的近期内，对地震诱发的次生灾害仍然不容忽视，应防止因这些次生灾害造成新的人员伤亡和财产损失。

7.3 对科学工作者的建议

针对地震引发的山地次生灾害，科学工作者应结合专业知识，对问题进行紧缺的分析和预测，提出可行的防范措施，尽量避免灾害的发生。对于已经发生的灾害，应采用科学的方法尽力减少灾害损失，加强恢复重建工作。此外，考虑具有更广泛意义的地震灾害防治问题，本文对科学工作者提出了以下建议：

开展地震地质、地貌演化和山地灾害的相关研究，为人类认识地质地貌灾变事件在地球表生系统演化过程中的作用，提供科技储备，为社会服务。例如，深入研究我国青藏高原东缘的横断山和龙门山地震带的发生原因和分布规律，第四纪以来山地地貌的形成发育过程和滑坡泥石流等地震次生山地灾害的巨大危害及在山地地貌发育过程中的作用，为灾害人类与灾害环境的和谐相处提供科学依据。

开展跨学科系统研究，加强各个学科领域之间的合作。因为灾害本身是不分学科的，例如本文对于唐家山堰塞湖的泄洪相关问题研究需要用到地学、气象学、水文学、遥感科学等等多个学科的知识。另外，地学的复杂性、不确定性因素很多，相关学科领域需要更多努力，把地学真正作为一个系统科学发展起来，并在技术上给予充分保证。

加强预警系统建设，将其与整个社会发展相联系。因为地震预报的难度，地震预警系统显得尤为重要。有专家指出，利用发生后地震数秒内信息，可以预估地震造成的损失。以此次汶川大地震为例，从震中映秀传播，到北川有一次比较大的能量释放，然后到达青川又有一次比较大的能量释放，前后跨度 200 多公里，耗时 100 多秒。若事先建立预警系统，地震扩散过程中，及时提醒其他地方利用 10 秒钟人躲出 20、30 米没有问题，而且离地震越远做准备的时间更长。青川离震中 200 公里左右，其间可以做不少事情，有些损害是可以避免的。因此，应

加强全国性的地震预警系统建设，为社会建设和灾害预防提供指导性意见，实现应对灾害的统一指挥和快速反应。

加强国际间的合作，借鉴别的国家的地震灾害防治经验。例如，日本是一个多地震国家，发生地震频率高于我国，国家具有较为健全的地震预警系统。加强国际间的合作，借鉴别的国家在地质研究、地震防治方面的经验，提高我国地震研究和防灾减灾能力。此外，国际间的合作利于全球范围内的地质活动研究，从而做到信息和数据的真正共享，得到更全面的研究资料。

参考文献

- [1] 朱道元，数学建模案例精选，北京：科学出版社，2003。
- [2] 姜启源，数学模型（第二版），北京：高等教育出版社，1997。
- [3] 朱仁峰，精通Matlab 7，北京：清华大学出版社，2006。
- [4] 中国水科院，中国水利水电科学研究院《科研简报》特刊，2008年第7期。
- [5] 气象服务效益评估研究课题组，气象服务效益分析方法与评估，气象出版社，1998。
- [6] 霍永峰，郝振纯，洪水模拟中的阿克玛插值法分析，东北水利水电，7(22)，2004。
- [7] 董锦平，胡庆华，利用流域槽蓄水量进行调洪计算，东北水利水电，11(250)，48-50，2007。
- [8] 魏文礼，沈永明，二维溃坝洪水波演进的数值模拟，水利学报，9，43-47，2003。
- [9] 胡兴林，畅俊杰，刘根生，考虑区间正负入流量的自适应洪水预报模，水文，23(3)，24-28，2003。
- [10] 魏一鸣，金菊良，洪水灾害风险管理理论，科学出版社，2002年。
- [11] 万庆，励惠国，蓄洪区灾民撤退过程动态模拟，地理学报，1995，50，62-68。
- [12] 中华人民共和国水利部，SL 44-2006 水利水电工程设计洪水计算规范，中华人民共和国水利行业标准，2006.9。
- [13] 天气预报，<http://auto.sina.com.cn/news/2008-05-20/0912376923.shtml>。
- [14] http://news.xinhuanet.com/politics/2008-05/14/content_8168475.htm。
- [15] http://news.xinhuanet.com/newscenter/2008-06/01/content_8296283.htm。

附录 1：四川省堰塞湖基本情况一览表

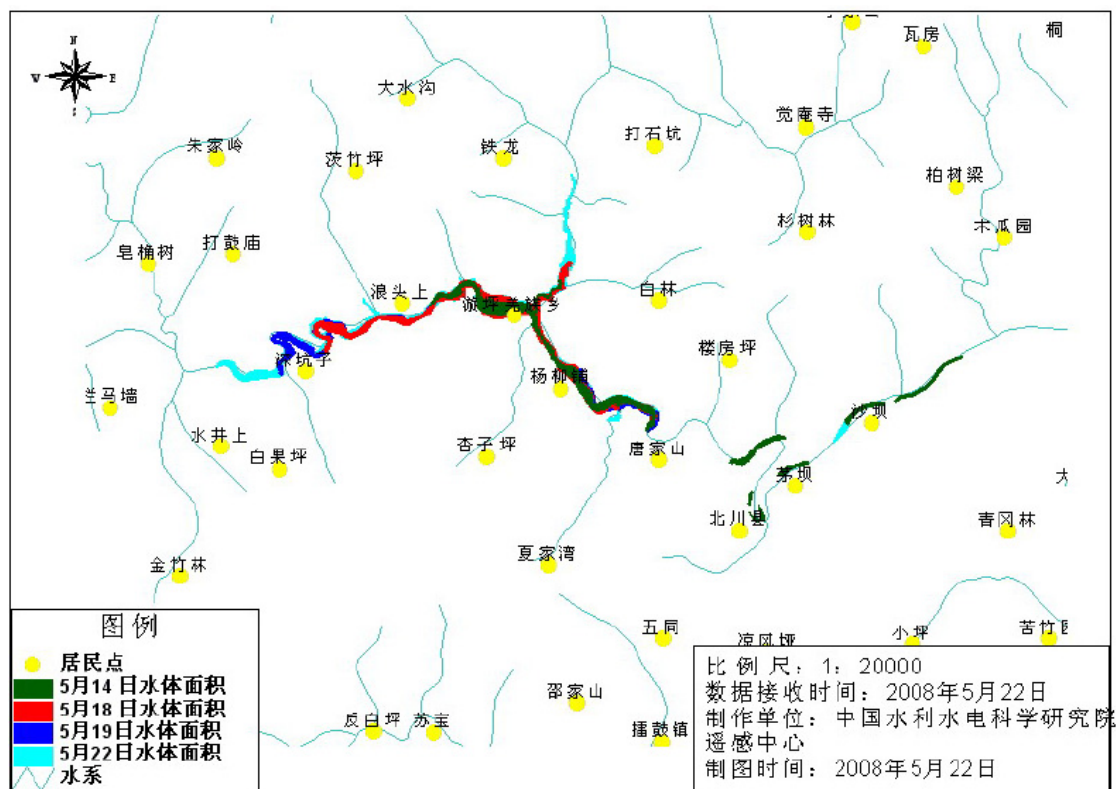
序号	名称	所在 市县	所在 河流	基本情况	险情	主要影响	已采取的措施
1 [*]	唐家山	北川 县	通口 河	县城上游 3.2km。右岸滑坡，土石堆积体。滑坡体长 803.4m，宽 611.8m，面积约 30.72 万 m ² ，估算方量约 2037 万 m ³ ，蓄水量估计 8000 万 m ³ 。最大水深超过 60m，回水长 20km。集雨面积 3550km ² 。	风险最大的堰塞坝	影响北川县城及以下 13 村、3 个电站，7 万余人。	正在制订做好人员疏散预案。
2 [#]	石板沟	青川 县	清竹 江	位于东河口上游 3km 处。左右岸滑坡，松散土加夹石。长 450m、宽 800m、高 60m，方量 810 万 m ³ 。18 日蓄水量 700 万 m ³ 。最大可蓄水量 2000 万 m ³ 。壅水长度 4km。	16 日上午出现渗漏，17:30，目测渗水约 2m ³ /s。	灾民已转移到场镇所在地，影响不大，但水位未下降，威胁下游及剑阁新县城 5 万人安全。	工程处理：泄流；设立 8 个观测哨、观测点和警戒线、警戒标志；人员转移：已转移 8 万人。
3 [#]	肖家桥	安县 县	茶坪 河	位于晓坝镇上游，左右岸滑坡，土石堆积体。长 250m、宽 200m、高 80m，方量 200 万 m ³ ，日蓄水量 20 万 m ³ 。18 日 13:49 蓄水量约 31 万 m ³ ，最大可能蓄水量 2000 万 m ³ 。回水长度 7km。	岩石滑坡整体性较好，暂无溃坝危险，一旦漫顶，存在溃决可能性。	影响 5 个乡镇和安县县城，堰塞湖上游 300 人，下游 77000 人。	工程处理：采取开挖方式降低坝顶高程。人员转移：制定应急预案，疏散下游受威胁的群众。
4	睢水镇罐滩	安县 县	干河 子	土石堆积体，左岸滑坡。长 120m、宽 200m、高 60m，方量 144 万 m ³ 。最大可能蓄水 500 万 m ³ ，回水 2km。	暂无险情。	影响下游 3 个乡镇，1 个县城 5 万人。	开挖降坝，人员转移上游群众，制定溃坝预案。
5	治城	北川 县	通口 河		每天上升 2.83m。5 月 19 日水位距公路仅 5m。		武警部队正制订安全转移方案，组织低洼地势的群众转移。
6 [#]	苦竹坝下游	北川 县	通口 河	位于县城上游 1km 处，土石堆积体，右岸滑坡。长 200m、宽 300m、高 60m，方量 165 万 m ³ 。最大蓄水 200 万 m ³ ，回水长 800m。	整体滑动滑坡，整体性好，暂无险情。	影响北川县城及以下 13 村、3 个电站，7 万余人。	下游电站闸坝已空库运行并做好预案，降低坝高 20m。
7	新街村	北川 县	通口 河	县城索桥上游，由砂岩块石组成。长约 200m、宽约 350m、高约 20m，方量 70 万 m ³ 。上部坝体堆石多有架空，渗透性较大。最大蓄水 200 万 m ³ 。	目前无水，整体性差，但一旦上游溃决，	影响北川县城及下游 13 个村、3 个电站，7 万余人。	
8	白果村	北川 县	通口 河	县城下游 7km 左右，坝体主要由砂岩块石组成，上下游坝坡较缓，均无水。长 100m、宽 200m、高约 10~20m，约 40 万 m ³ 。	将造成连锁溃决。	影响北川县城及下游 13 个村、3 个电站，7 万余人。	

注 1：序号后标注*为溃坝险情堰塞湖，标注#的为高危堰塞湖。

序号	名称	所在市县	所在河流	基本情况	险 情	主要影响	已采取的措施
24	红村电站厂房	什邡市	石亭江	上游共 7 处堰塞湖，塌方河段 10 多 km。河流流量稳定在 10 多个流量，塌方的堆积体主要是石块，透水性好。整个地段蓄水较小，在无大暴雨情况下比较安全。			18 日已有 34 人急行军 20 多 km，抵达塌方地段，部队 21 人，专家与地方人员 13 人。
25	红石河	青川县	红石河	位于东河口上游 500m，左、右岸滑坡，松散土加石。长 500m、宽 400m、高 100m，堰顶已局部溃决溢流，溢流口高 70m。最大可蓄水 500 万 m ³ ，已蓄水 500 万 m ³ 。	16 日 13 时，开始溢流，17 日实测下泄流量 8m ³ /s，17 日 13 时开始泄流渗透，泄量加大。	库区灾民已转移到场镇所在地，影响不大，但水位未下降，主要对下游 18 村镇以及剑阁新县城（约 5 万人）构成威胁。	工程处理：泄流；设立 8 个观测哨、观测点和警戒线、警戒标志；人员转移：已转移 8 万。
26	东河口	青川县	青竹江	至青川县关庄乡 3km，左、右岸滑坡，松散土加石。长 700m、宽 500m、高 15~25m，方量 1000 万 m ³ 。最大可能蓄水 1000 万 m ³ ，目前蓄水 1000 万 m ³ ，回水长 3km。17 日下午 1:42 已开始漫顶溢流，估计已溃决。	松散土夹石堆积体，浸泡在水中，极易造成溃坝。		工程处理：1、泄流。2、设立 8 个观测哨、观测点和警戒线、警戒标志。3、人员转移：已转移 8 万人。
27	凤鸣桥	彭州市	沙金河	位于白水河镇，长约 300m、宽 100m、高 10m，蓄水量约 150 万 m ³ 。16 日凌晨开始溢流，14:30 开始溃决，最大溃坝流量约 500m ³ /s，	已溃坝，暂无险情。	暂无影响。	
28	谢家店子	彭州市	沙金河	位于龙门山镇九峰村，长约 250m、宽 70m、高 10m，蓄水量约 18 万 m ³ 。最大蓄水量 100 万 m ³ ，雍水长度 1km。	随时可能溃决。	下游约 8000 人。	
29	六顶沟	崇州市	文井江	滑坡体长约 500m，宽 50m，高 60m，滑坡方量 150 万方。最大蓄水量约 300 万 m ³ 。		1200 人安全。	已采取措施泄水。
30	竹根顶桥	崇州市	文井江	长约 500m、宽 68m、高 90m，滑坡方量 300 万 m ³ 。最大蓄水量约 450 万 m ³ 。		1600 人安全。	已采取措施泄水。
31	火石沟	崇州市	文井江	长约 500m、宽 40m、高 120m，滑坡方量 240 万 m ³ 。最大蓄水量约 150 万 m ³ 。		150 人安全。	已采取措施泄水。
32	海子坪	崇州市	文井江	长约 500m、宽 50m、高 50m，滑坡方量 150 万 m ³ 。最大蓄水量约 300 万 m ³ 。		1200 人安全。	已采取措施泄水。
33	汶川	汶川县	岷江	滑坡约 100 万 m ³ 。已部分溢流，现堵塞 1/2 河道。			

注 2：序号 33 汶川堰塞湖位于盈秀湾与太平驿电站之间

附录 2: 5 月 14 日-5 月 22 日唐家山堰塞湖水域面积增长情况图



附录 3: 5 月 14 日到 6 月 13 日天气预报每日平均降水量表

日期	降水量	日期	降水量	日期	降水量
5.14-5.18	8-18	5.30	0	6.7	1
5.19-5.21	25-50	5.31	0	6.8	0
5.22-5.24	1	6.1	0	6.9	0
5.25	1	6.2	0	6.10	0
5.26	10	6.3	0	6.11	0
5.27	0	6.4	0	6.12	0
5.28	2	6.5	14.7	6.13	0
5.29	2	6.6	15		

附录 4: 不同降水情况下的坝前水位高程 (单位: m)

日期	50%	100%	150%	200%
5.25	724.7	725.0	725.3	725.5
5.26	726.4	726.7	726.9	727.2

5.27	728.0	728.3	728.6	728.9
5.28	729.5	729.8	730.2	730.5
5.29	730.9	731.2	731.6	731.9
5.30	732.2	732.5	732.9	733.2
5.31	733.4	733.8	734.2	734.5
6.1	734.7	735.0	735.4	735.7
6.2	735.8	736.2	736.5	736.9
6.3	736.9	737.3	737.6	738.0
6.4	738.2	738.8	739.4	740.0
6.5	739.5	740.3	741.1	742.0
6.6	740.5	741.3	742.2	743.0
6.7	741.4	742.3	743.1	744.0
6.8	742.4	743.2	744.0	744.9
6.9	743.3	744.1	744.9	745.8
6.10	744.1	745.0	745.8	746.7
6.11	745.0	745.8	746.6	747.5
6.12	745.8	746.6	747.5	748.3

附录 5：唐家山下游地理位置图



附录 6：唐家山堰塞湖下游及周边城镇人口、地理位置和海拔高度

城镇	面积（平方公里）	人口（人）	（纬度，经度）	海拔（米）
东兴乡	53.2	19000	(31.6563, 104.7876)	557
云凤乡	29	11000	(31.6201, 104.8034)	559
街子乡	93	1.3 万	(31.5838, 104.8467)	487
新桥镇	26	2.5 万	(31.5557, 104.8123)	483
界牌镇	23.5	2.1 万	(31.5019, 104.5892)	500
安县	1404	50 万	(31.5335, 104.5644)	509
游仙镇	57.6	69248	(31.5036, 104.7739)	457
青义镇	30.6	4.4 万	(31.5282, 104.7025)	468
龙门镇	103	2.3 万	(31.5586, 104.6970)	473
东林乡	28.34	9100	(31.5949, 104.7588)	614
龙凤镇	61.26	31244	(31.6394, 104.7203)	501
黄土镇	33.4	29931	(31.5914, 104.4814)	544
安昌镇	24.12	36480	(31.6405, 104.4250)	574
永安镇	34.4	2.63 万	(31.6955, 104.4484)	618
擂鼓镇	100.6	30957	(31.7807, 104.4333)	735
方水乡	104.6	0.92 万	(31.5949, 104.6475)	506
八一乡	42	44902	(31.6627, 104.5857)	548
太平镇	722	7.5 万	(31.7550, 104.7299)	520
武都镇	61.7	3.2 万	(31.8846, 104.7746)	577
大康镇	120	22685	(31.8589, 104.7368)	587
江油市	174	28 万	(31.7772, 104.7766)	533
西屏乡	20.009	9349	(31.7106, 104.6180)	522
青莲镇	23	1.87 万	(31.6744, 104.6839)	501
香水乡	32.4	8604	(31.7363, 104.5727)	558
通口镇	84	7285	(31.8001, 104.5835)	579
含增镇	80.7	20056	(31.7702, 104.6056)	582