

运用三维变密度潮汐效应模型确定滨海含水系统的海底等效边界——山东烟台夹河中下游地区为例

成建梅¹, 陈崇希¹, 吉孟瑞², 孙桂明²

(1. 中国地质大学环境地质研究所, 湖北武汉 430074; 2. 山东省第三地质队地质工程勘察院, 山东烟台 264000)

摘要: 确定咸淡水界面的位置是滨海地区海水入侵研究的主要任务之一。对于天然条件承压含水层而言, 含水层顶板向海底延伸的距离直接影响了咸淡水界面的位置, 它可以通过承压含水层中地下水的潮汐效应信息来确定。考虑到咸淡水之间密度的差异, 建立了山东省夹河中下游地区滨海含水系统地下水三维变密度潮汐效应模型。通过反复对比潮汐效应观测中的地下水水头波动与模型计算出的水头波动, 确定了滨海承压含水系统的海底边界。同时, 也初步估计出海区与近海陆区含水层的水文地质参数。

关键词: 地下水潮汐效应; 变密度; 海底边界; 三维数值模型。

中图分类号: X141 **文献标识码:** A

文章编号: 1000-2383(2002)02-0225-07

作者简介: 成建梅 (1971—), 女, 副教授, 博士, 主要从事地下水流动及污染数值模拟技术研究。

0 引言

在世界各地滨海地区通常是经济高度发达的地区, 从而使滨海水文地质问题^[1~5]成为许多学者研究的重点。在滨海含水系统研究中, 临海边界条件的正确处理直接影响到模型的仿真程度。目前, 绝大多数的模型将平面图的海岸线(水边线)作为整个含水系统的边界。实际上, 一般模型涉及的深度至少几十 m, 可以超过百 m, 甚至更深。而近岸的海底地形一般不可能形成“深沟”, 而是缓坡向外海倾斜。即使良好的深水港口, 一般也不超过 20 m 深。如此看来, 海岸线一般只能作为潜水层的边界; 承压含水层, 特别是深部承压含水层(后两者往往是地下水开采的主要层位)将会向海底延伸, 它们的边界离海岸线有相当一段距离。因此, 平面图上离海岸线仅几 m、几十 m 的承压开采井, 其实离该含水层的海底边界——“海底海岸线”甚远矣。这个问题明显地、乃至决定性地影响咸淡水的分布。要查清海底边界条件, 按传统的方法进行海上勘探, 是十分费力又费钱的。

许多滨海地区的研究表明^[4], 滨海含水系统大

多数是多层含水系统, 并且近岸含水层中地下水水头经常随海水潮汐波动而上下波动, 即地下水具潮汐效应性质。Ferris^[6]推导了海潮呈正弦变化条件下的地下水水位波动公式。Carr 等^[7]给出了顶板位置与海岸线一致时地下水随海潮波动的公式。Sun^[8]推导了河口区潮汐荷载作用下的地下水水头波动的二维解析解。Jiao 等^[9]推导了滨海越流含水系统地下水潮汐效应的二维解析解, 用于研究香港特区某机场地下水受海潮作用下的水头变化规律, 确定了该含水系统的水文地质参数。

一般来说, 距海岸愈近, 地下水的潮汐效应愈明显。这说明可以通过对岸边水头的潮汐动态研究来推测出含水层的情况(如延伸范围、水文地质参数等)。Li 等^[10]运用复变函数给出了含水层顶板向海底无限延伸时地下水水头随潮汐波动的一维解析解, 并用于粗略地确定了广西北海—滨海含水层向海底的延伸位置。Nawang 等^[11]发表的马来西亚某滨海含水层地下水模型中, 无论论证地假定承压含水层顶板向海底延伸 5 km 和 15 km, 并处理为水头已知边界。陈崇希等^[12]和 Chen 等^[13]提出了运用地下水潮汐观测信息确定滨海含水层的“等效排泄边界”的思路, 并运用准三维水流模型进行了等效边界位

置的反复验证。一些研究表明,离海岸不同距离地下水对潮汐的效应因含水层类型不同而不同^[14]。承压含水层往往具有较强的潮汐感应能力,海潮可影响甚至距海岸几 km 的含水层;而在潜水含水层,潮汐常仅能影响几 m 至几十 m 的范围。以上的研究大多仅限于解析方法,数值方法不多,且忽略了由于海水和含水层中淡水之间密度差异对潮汐效应的影响。

本课题研究从实际复杂的水文地质条件出发,充分考虑了烟台夹河中下游地区滨海地下水受海潮、夹河河潮及开采等综合因素影响,地下水已不同程度受海水入侵而咸化,咸淡水之间密度差异对地下水运动及盐分运移已起着不容忽视的作用。鉴于此,本文建立了三维变密度地下水潮汐效应模型,通过反复对比潮汐效应观测中的水头波动和计算水头波动,确定了山东烟台夹河中下游地区滨海含水层的海底等效边界,同时也求得了外推区的水文地质参数。

1 海底等效边界及确定方法

在向海天然径流排泄的含水层中,地下水向海底的排泄方式可归纳为两种^[13]:(1)线状集中排泄,即海底地形切割到承压含水层(或承压含水层顶板不连续,构成岩性天窗),如图 1a 所示;(2)面状越流排泄,即承压含水层弱透水顶板连续分布,使地下水呈面状向海底越流排泄,如图 1b 所示。其他类型是二者的混合。要区分这两种排泄方式,确定出排泄边界的位置,不进行海上钻探是很难的。因此,Chen 等^[13]提出了等效排泄边界的概念,在具有相同渗透阻力的前提下,将面状越流排泄和其他混合类型的排泄转化为线状集中排泄的情况,使其在陆区观测孔控制范围以内的水力计算是等效的。等效边界可

定义为近岸观测孔至海底集中排出口的距离,如图 1a,1b 所示。

等效边界在水力计算上的等效可用类似欧姆并联电路中电阻的计算原理来证明^[13]。若面状越流排泄情况下地下水流分为 n 个分流束,根据达西定律,每个分流束的流量 Q_i 为

$$Q_i = K_i \frac{\Delta H_i}{l_i} \omega_i = \frac{\Delta H_i}{R_i},$$

$$R_i = \frac{l_i}{K_i \omega_i}, i=1,2,3,\dots,n. \quad (1)$$

式中: K_i 为第 i 流束的平均渗透系数(L/T); l_i 为第 i 流束的从陆区边缘观测孔至海底等效边界的平均距离(L); ΔH_i 为第 i 流束对应的渗透距离 l_i 的水头损失(L); ω_i 为第 i 流束的平均过水断面(L²); R_i 为第 i 流束的渗透阻力系数(TL⁻²);由于地下水向海底呈面状排泄,设 ΔH 为陆区边缘观测孔至等效边界的水头损失,则一般情况下有

$$\Delta H_1 = \Delta H_2 = \dots = \Delta H_n = \Delta H, \quad (2)$$

可推出总流量 Q 为

$$Q = \sum_{i=1}^n Q_i = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i}{R_i} = \Delta H \sum_{i=1}^n \frac{1}{R_i}. \quad (3)$$

按等效边界定义,总流量 Q 为

$$Q = K \frac{\Delta H}{L} \omega = \frac{\Delta H}{R}, R = \frac{L}{K\omega}. \quad (4)$$

即有

$$\frac{1}{R} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{R_i} = \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \dots + \frac{1}{R_n}. \quad (5)$$

式中: R 为等效渗透阻力系数; K 为平均渗透系数; L 为等效边界距陆区边缘观测孔的距离。

由上可知,等效边界的确定可以通过以下方法:选定地下水有日周期波动的观测孔进行潮汐效应观测,同时进行海潮观测;依此数据编制地下水水头波动中值等值线图、水头波幅等值线图和水头波动滞

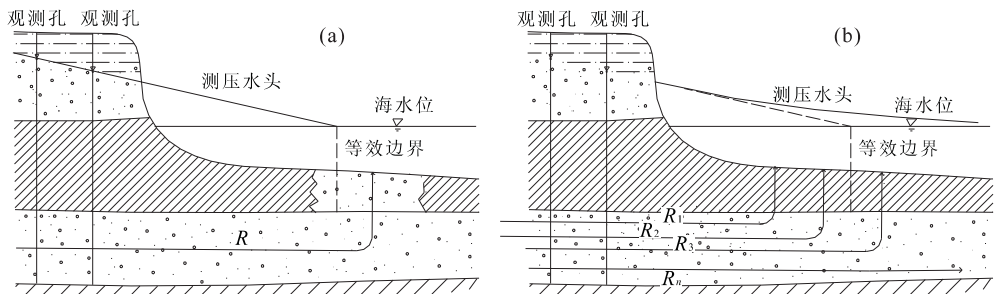


图 1 地下水海底排泄方式

Fig. 1 Drainage patterns

a. 线性集中排泄方式; b. 面状越流排泄方式

后时间(相对于海潮波动)等值线图;利用水头中值等值线线性外推至水头等于海水水位处,利用地下水水位波动等幅线外推至海潮实测变幅处以及利用地下水波动滞后等时线推至滞后时间为零的位置,三者互相校验,初步获得等效边界的位置;利用海水位波动作为等效边界的已知水头,通过数值模拟计算陆区观测孔的水位波动,以此与观测孔的实际水位波动进行拟合,进一步校正等效边界的位置和含水层参数,直至拟合良好为止。至此,获得的含水层等效边界可作为含水系统的海底边界,可用于模型预测。

上述方法是陈崇希等于 1986—1988 年为广西北海禾塘水源地建立地下水模型确定允许开采量所遇海底边界问题而提出的一种方法,该法主要基于天然状态地下水系统。然而,1990 年以后的烟台夹河地区,已发生明显海水入侵,不宜再直接使用上述方法,而应考虑咸淡水之间密度差异等因素对确定边界带来的影响,如下文所述。

2 地下水潮汐效应数值模拟

2.1 水文地质条件及模型概化

研究区位于山东胶东半岛,主要范围为大沽夹河中下游地区,北临黄海,如图 2 所示。区内的丘陵区广泛分布有太古宇—下元古界胶东群和下元古界粉子山群地层。河谷两侧及滨海地带被第四系覆盖。第四系孔隙水是本区主要的地下水源,含水层结构从夹河上游至下游逐渐由单层、二元结构向三层结构变化,局部甚至存在五层结构,如图 3 所示。第四系厚度变化较大,滨海地带厚度达 70~100 m,向南逐渐变薄,在永福园附近,第四系仅几 m。地下水补给以大气降水、河流侧渗、基岩侧渗和上游地区迳流补给为主,主要沿夹河由南向北迳流,人工开采是主要排泄方式之一,部分地下水向黄海排泄,并存在少量地面蒸发。

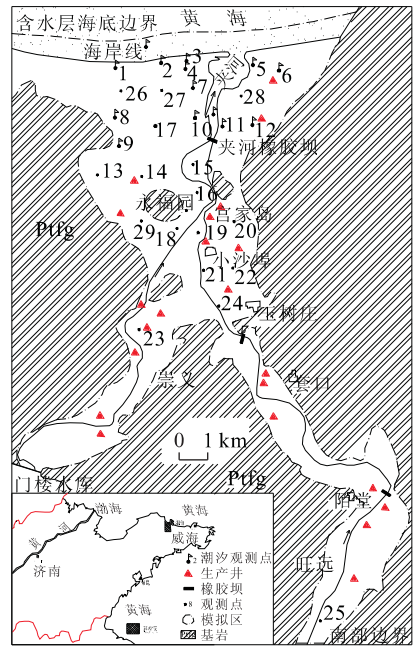


图 2 夹河中下游地区综合平面图

Fig. 2 Schematic map in the Jiahe river

工作区河流主要为大沽夹河,由内外夹河组成。自外夹河上游陌堂至夹河入海口,依次建有陌堂、玉树庄和夹河三个橡胶坝。自夹河橡胶坝以北,河流逐渐变宽,特别在距入海口较近,约 1.5 km 的河段,最窄处也至少 500 m,最宽处达 1 500 m。该区潮汐平均最高潮位为 1.76 m,平均最低潮位为 -1.88 m,多年平均潮位 0.07 m。在建夹河橡胶坝以前,一般高潮时,海水沿河道可达到宫家岛南部,低潮时可达原化肥厂(现夹河橡胶坝)附近,当强大北风或风暴潮时,潮水沿河道可抵达小沙埠村南。1988 年 8 月建立夹河橡胶坝后,该坝坝顶高程为 2 m,挡住了海潮沿河向南的涨入,将海水控制在夹河橡胶坝以北。

研究区是一个比较完整的水文地质单元,东西两侧为弱透水的基岩与第四系的接触界线,为弱透水边界;南边是人为边界,为夹河上游地区地下潜流;上面为潜水面边界;北边是海边界;底面是由变

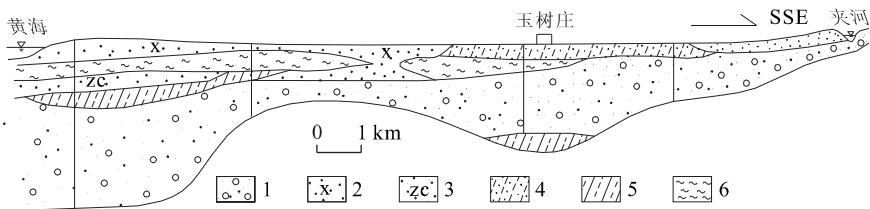


图 3 夹河中下游地区纵向地质剖面

Fig. 3 Geological section from the Yellow Sea to Yushuzhuang in the Jiahe river

1. 砂砾石; 2. 细砂; 3. 中粗砂; 4. 亚砂土; 5. 粉质粘土; 6. 淤泥及淤泥质土

质岩构成的隔水边界。研究区含水系统内部结构可概化为五层,由上至下分别为:中细砂潜水含水层;淤泥、淤泥质亚粘土及亚粘土,为弱透水层;中粗砂及砾砂层,为承压含水层;淤泥、淤泥质细砂及亚砂土,为弱透水层;砂卵砾石层,为承压含水层。其中第 3,4 层仅分布于永福园以北地区,其他层位在局部地段也存在缺失现象。为研究方便,选择比海水入侵影响区大的区域,即上述完整水文地质单元作为模拟区。模型边界概化为:南部边界为定流量边界,为内、外夹河上游地区地下泄流量;北部海边界为第一类边界;底部边界处理为零通量边界;潜水面边界处理为第二类边界。

2.2 潮汐效应观测及数值模拟

为了利用潮汐效应观测信息确定研究区北部承压含水层向海底的延伸范围,我们选择大潮期进行了三次潮汐试验观测,其中最长的一个历时 36 h,对 10 对观测孔进行了水头波动观测,孔位如图 2 所示。每对孔分上下两层水位(分层观测),孔号 GK1A(B)中的 1 代表观测孔编号,A 代表承压水,B 代表潜水。

作为一个改进,本研究是在考虑地下水密度变化影响的模型基础上引入潮汐效应的,因此其水流控制方程为:

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left[K_{ij} \left(\frac{\partial H}{\partial x_j} + \eta C_{ej} \right) \right] = \mu_s \frac{\partial H}{\partial t} + \varphi \eta \frac{\partial C}{\partial t} - \frac{\rho}{\rho_0} q - \mu_s TE \frac{\partial H_s}{\partial t} \quad (6)$$

式中: K_{ij} . 渗透系数张量($i, j=1, 2, 3$); H . 对淡水而言的参考水头(淡水水头); x_i, x_j . 笛卡尔坐标系($i, j=1, 2, 3$); η . 密度耦合系数,定义为 $\eta = \epsilon / C_s$; ϵ . 密度差率,定义为 $\epsilon = (\rho_s - \rho_0) / \rho_0$; C_s 为与流体最大密度 ρ_s 对应的浓度; ρ . 混合溶液的密度; ρ_0 . 参考密度(淡水密度); C . 溶液浓度; e_j . 重力方向单位矢量第 j 个分量; μ_s . 单位贮水系数; t . 时间; φ . 孔隙率; q . 源汇流量; TE 为潮汐效率, $TE = \Delta H / \Delta H_s$, ΔH_s 为海水水位变化值, ΔH 为由于海潮荷载变化引起的海底下承压含水层水头变化值。上式右端最后一项表示海水水位波动引起的荷载变化速率对下伏承压含水层水头变化速率的影响。

考虑到密度变化对水头、流速的影响,水流方程满足以下初始和边界条件:

$$H(x_i, 0) = H_0(x_i), \quad (7a)$$

$$H(x_i, t) |_{\Gamma_1} = H_B(x_i, t), \quad (7b)$$

$$-v_i n_i |_{\Gamma_2} = 0, \quad (7c)$$

$$-v_i n_i |_{\Gamma_{2-2}} = \frac{\rho_{B_2}}{\rho} v_{B_2}, \quad (7d)$$

$$-v_i n_i |_{\Gamma_{2-1}} = \left(\frac{\rho_0}{\rho} W' - \frac{\rho^*}{\rho} \mu_d \frac{\partial H^*}{\partial t} \right) n_3, \quad (7e)$$

$$H^*(x_i, t) |_{\Gamma_{2-1}} = x_3 \quad (7f)$$

式中: H_0 . 初始水头; H_B . 边界 Γ_1 上给定的水头; n_i . 沿边界 $\Gamma_{2-1}, \Gamma_{2-2}$ 或 Γ_2 上在 x_i 轴方向法向单位矢量; W' . 潜水面 Γ_{2-1} 上降水入渗补给强度; μ_d . 给水度; $H^*(x_i, t)$. 潜水面参考水头; x_3 . 潜水面某点高程; v_i . 地下水渗透速度在 x_i 轴上的分量; v_{B_2} 和 ρ_{B_2} 分别为流量边界 Γ_{2-2} 上的单位通量和进入模拟区水流的密度,当 v_{B_2} 为零时,表示边界隔水,用 Γ_2 表示; ρ^* 为潜水面变动带地下水密度,潜水面下降时 $\rho^* = \rho$, 上升时接近 ρ_0 (降水浓度)。

溶质运移方程可表示为:

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) - \frac{\partial}{\partial x_i} (u_i C) = \frac{\partial C}{\partial t} - \frac{q}{\varphi} C^*, \quad (8)$$

式中: D_{ij} 为弥散系数张量($i, j=1, 2, 3$); C^* 为源汇浓度; u_i 为地下水平均流速($i=1, 2, 3$), 有

$$u_i = -\frac{K_{ij}^0}{\varphi} \left(\frac{\partial H}{\partial x_j} + \eta C_{ej} \right) \quad (9)$$

式中: K_{ij}^0 为参考渗透系数, $K_{ij}^0 = (\rho^* K_{ij}) / \rho$ 。

溶质运移方程满足以下初始条件和边界条件:

$$C(x_i, 0) = C_0(x_i), \quad C(x_i, t) |_{\Gamma_1} = C_B(x_i, t) \quad (10)$$

$$\left(D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} + u_i C \right) \varphi n_i |_{\Gamma_2} = 0,$$

$$-D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} n_i |_{\Gamma_{2-1}} =$$

$$\left(1 - \frac{\rho^*}{\rho} \right) \frac{C}{\varphi} \mu_d \frac{\partial H}{\partial t} n_3 + \frac{W'}{\varphi} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - C' \right) n_3 -$$

$$D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} n_i |_{\Gamma_{2-2}} = \frac{v_{B_2}}{\varphi} \left(\frac{\rho_{B_2}}{\rho} C - C'' \right) n_3.$$

式中: C_0 . 初始浓度; C_B . 边界 Γ_1 上给定的浓度; $\Gamma_1, \Gamma_2, \Gamma_{2-1}, \Gamma_{2-2}$ 浓度给定边界、隔水边界、潜水边界和弥散通量边界; n_i . 边界上外法向单位矢量; C' . 降水的溶液浓度; C'' . 沿流量边界 Γ_{2-2} 进入水的浓度。

因此,上述式(6)~(10),描述了密度不断变化下地下水运动的规律,构成滨海含水层潮汐效应数学模型。方程中的水头、流速和浓度在求解过程中是相互关联的,因此,本文使用了一种耦合迭代方法^[15,16]以便能够精确地求解每一个时间步长对应的水头、流速和浓度值。

考虑承压含水层向海底的延伸,依经验,剖分时

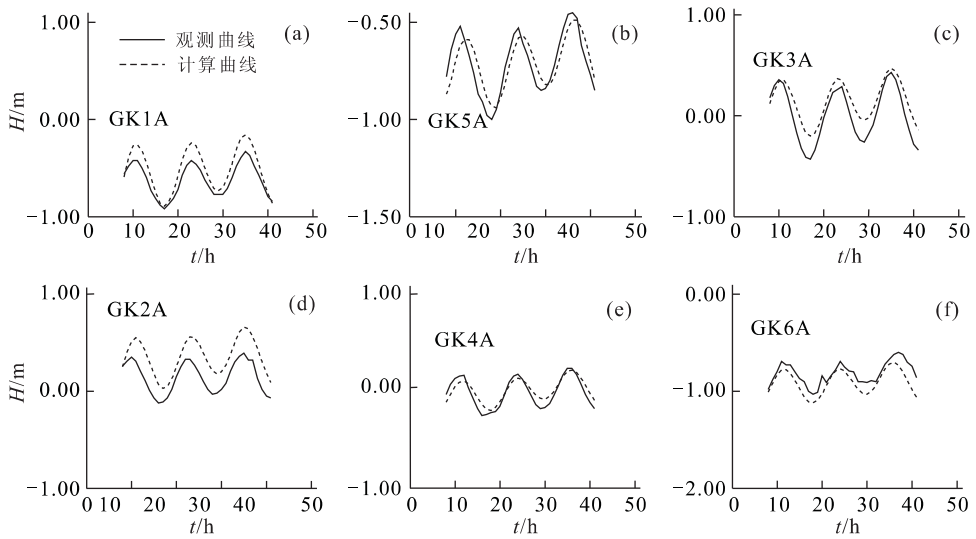


图 4 潮汐效应观测拟合对比曲线

Fig. 4 Comparison of observed head fluctuation in tidal effect observation with calculated head fluctuation
实线为观测曲线;虚线为计算曲线

预先向北(离海岸线)多延伸了 2 km,待模型识别时再确定准确的海底边界.研究区采用任意四面体剖分^[17,18],共划分三维结点数 9 627 个,四面体单元数 42 567 个.根据各层岩性差异将第 1 至 5 层的含水介质共分为 54 个子区,17 个降雨入渗补给系数子区、6 个灌溉回归系数分区和 8 个河流越流系数子区.

通过反复地修改模拟区的北部外边界位置以拟合潮汐效应观测曲线,最终确定出含水层向海底的延伸范围,如图 2 所示.图 4 为地下水实际波动与潮汐效应计算出的水头波动对比曲线.另外,也确定出在这种条件下临海区及海下含水层的水文地质参数.

通过计算发现,外推带的弹性释水率 μ_s 对引起的含水层潮汐效应程度影响明显, μ_s 越小,引起的潮汐波动愈大,到一定程度,这种特征不再明显;同时数值试验也表明含水层“等效边界”的位置对岸边承压水水头的潮汐动态影响十分明显,这充分说明海边地带承压水水头潮汐动态可以反映含水层向海底的延伸情况.在同样情况下,潮汐效应波动愈大,表明承压含水层顶板向海延伸距离愈近.因此,利用岸边水头潮汐动态确定含水层的等效边界是有效和可信的.同样还可以知道,含水层参数也影响了承压水对海潮波动的反应,因此,利用潮汐效应动态可以确定出含水层的某些参数,如 μ_s , 渗透系数等.

综上所述可知,滨海地带地下水潮汐动态信息对于确定含水层向海底延伸范围是十分重要的,可以充分利用潮汐信息来确定“等效边界”,以正确地

进行滨海地区地下水数值模拟.

2.3 感潮河段潮汐效应研究

在夹河橡胶坝以北,受海潮影响,海水定时地涌入和退出夹河,河水位随之波动.通过研究近河观测孔的日微动态发现,河水位与地下水位呈现一种特殊的联系:GK7, GK10, GK11 观测孔尽管离海较远,其水头动态依然表现为上下波动的性质.为了确定近河观测孔水位随潮波动的原因,将其作为河水位变化引起的越流补给量变化处理,模拟结果表明,即使给河流越流系数赋一个很大的值(大的超出常规),河水位变化也无法引起下部承压水如此大而迅速的水位波动.显然近河观测孔水位的日波动不是由于河水变化引起的越流补给变化位造成的.相反,将其作为河水位变化引起的荷载变化处理,运用式(6)模拟河水位变化引起的荷载效应,式中 ΔH_s 应为 ΔH_r ,便可以准确地模拟出河水位变化引起的承压水水位波动,如图 5 所示.因此,本区潮汐规律显得比较特殊,受海潮影响,使夹河入海口段成为感潮河段,河水位随潮变化产生荷载效应使夹河下游两侧的一些观测孔水位也随潮汐而波动.本文首次研究了感潮河流附近地下水潮汐效应特征,对感潮河流进行了模拟.由此可知,近河观测孔水头随潮汐的波动不是夹河潮汐波动引起越流变化所致,而是潮汐带来的荷载变化引起承压水的波动.因此,此段河流不能简单地处理为河流越流补给地下水,而应将其作为感潮河段,运用感潮河段引起的荷载效应进

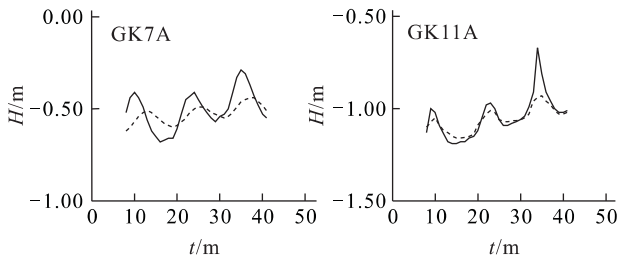


图 5 感潮河段附近潮汐效应观测水头波动对比曲线

Fig. 5 Comparison of observed head fluctuation with calculated head fluctuation near the tidal reach

行模拟。

3 结论

本文改变了常规直接将海岸线作为含水系统第一类边界的处理,在考虑地下水密度变化的基础上,建立了考虑密度变化的三维地下水潮汐效应模型,通过数值模拟方法运用滨海地带岸边水头潮汐效应观测信息确定含水层向海底的延伸范围,作为含水系统的外边界;同时对感潮河流引起的潮汐效应也进行了研究,并利用潮汐效应信息识别出外推区和近海地带的部分水文地质参数,为夹河中下游地区海水入侵研究奠定了基础。另外,感潮河段潮汐效应研究表明,此类河段两岸承压水头随潮汐产生的微动态不是河水波动引起的越流补给变化所致,而是由河潮产生的荷载变化引起的。

参考文献:

[1] 陈崇希,万军伟. 地下水水平并流的模型及数值模拟方法——考虑井管内不同流态[J]. 地球科学——中国地质大学学报,2002, 27(2): 135—140.

CHEN C X, WAN J W. A New model of groundwater flowing to horizontal well and the numerical simulation approach [J]. Earth Science — Journal of China University of Geosciences, 2002, 27(2): 135—140.

[2] 陈崇希,黎明,刘文波. 单斜含水层—泉流系统概念模型研究[J]. 地球科学——中国地质大学学报,2002, 27(2): 140.

CHEN C X, LI M, LIU W B. Study on conceptual model for monocline aquifer-spring system [J]. Earth Science — Journal of China University of Geosciences, 2002, 27(2): 140.

[3] 马腾,王焰新. U(VI)在浅层地下水系统中迁移的反应—输运耦合模拟——以我国南方核工业某尾矿库为例

[J]. 地球科学——中国地质大学学报,2000, 25(5): 456—461.

MA T, WANG Y X. Coupled reaction-transport modeling of migration of uranium (VI) in shallow ground-system: a case study of uranium grngue site in southern China [J]. Earth Science — Journal of China University of Geosciences, 2000, 25(5): 456—461.

[4] 梁杏,王旭升,张人权,等. 珠江口盆地东部第三纪沉积环境与古地下水流模式[J]. 地球科学——中国地质大学学报,2000, 25(5): 542—546.

LIANG X, WANG X S, ZHANG R Q, et al. Tertiary sedimentary environments and palaeo-groundwater flow patterns in eastern Pearl River Mouth basin [J]. Earth Science — China University of Geosciences, 2000, 25(5): 542—546.

[5] Chin-Fu Tsang. 非均质介质中地下水流动与溶质运移模拟——问题与挑战[J]. 地球科学——中国地质大学学报,2000, 25(5): 443—450.

Chin-Fu Tsang. Modeling groundwater flow and mass transport in heterogeneous media: issues and challenges [J]. Earth Science — Journal of China University of Geosciences, 2000, 25(5): 443—450.

[6] Ferris J G. Cyclic fluctuation of water level as a basis for determining aquifer transmissibility [J]. IAHS Publ, 1951, 33:148—155.

[7] Carr P A, Van der Kamp G. Determining aquifer characteristics by the tidal method [J]. Water Resources Research, 1969, 5(5): 1023—1031.

[8] Sun H. A two-dimensional analytical solution of groundwater response to tidal loading in an estuary [J]. Water Resources Research, 1997, 33(6): 1429—1435.

[9] Jiao J, Tang Z. An analytical solution of groundwater response to tidal fluctuation in a leaky confined aquifer [J]. Water Resources Research, 1999, 35(3): 747—751.

[10] Li G M, Chen C X. Determining the length of confined aquifer roof extending under the sea by the tidal method [J]. Journal of Hydrology, 1991, 123: 97—104.

[11] Nawang W M, Kishi Y. Modelling of saltwater movement in multilayered coastal aquifer at Tanjuang Mas, Malaysia [A]. In: Proc of international conference on calibration and reliability in groundwater modelling [C]. Hague: IAHS Publ, 1990, 3—6: 112—119.

[12] 陈崇希,林敏,舒本媛. 滨海承压含水层等效边界——以北海禾塘水源地为例[J]. 水文地质工程地质, 1990, (4): 2—4.

CHEN C X, LIN M, SU B Y. Determination of equiv-

- alent boundary in coastal confined aquifer — by example of Hetang pumping area in Beihai [J]. *Hydrogeology and Engineering Geology*, 1990, (4): 2—4.
- [13] Chen C X, Lin M, Li G M, et al. Modelling of quasi-3D groundwater flow and studying of equivalent drainage boundary in Beihai Peninsula, Guangxi [J]. *Journal of China University of Geosciences*, 1992, 3(1): 105—115.
- [14] Chen C X, Jiao J. Numerical simulation of pumping tests in multilayer wells with non-darcian flow in the wellbore [J]. *Ground Water*, 1999, 37(3): 465—474.
- [15] Cheng J M, Chen C X. Three-dimensional modeling of density-dependent salt water intrusion in multi-layered coastal aquifers in Jiahe River basin, Shandong Province, China [J]. *Ground Water*, 2001, 39(1): 137—143.
- [16] Galeati G G, Gambolati G, Neuman S P. Coupled and partially coupled Eulerian-Lagrangian model of freshwater-saltwater mixing [J]. *Water Resources Research*, 1992, 28(1): 149—165.
- [17] 成建梅. 滨海多层含水系统海水入侵三维水质模型及应用[D]. 武汉:中国地质大学,1999.
- CHENG J M. Three-dimensional seawater intrusion in multi-layered aquifer system; formulation and application [D]. Wuhan: China University of Geosciences, 1999.
- [18] Huyakorn P S, Anderson P F, Mercer J W, et al. Saltwater intrusion in aquifers: development and testing of a three-dimensional finite element model [J]. *Water Resources Research*, 1987, 23(2): 293—312.

Determination of Seaward Boundary with Three-Dimensional Density-Dependent Tidal Effect Model: By Example of Coastal Aquifers in Jiahe River Basin, Shandong Province

CHENG Jian-mei¹, CHEN Chong-xi¹, JI Meng-rui², SUN Gui-ming²

(1. *Institute of Environmental Geology, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China;*
2. *Institute of Geotechnique Survey, The Third Geology Pioneer of Shandong Province, Yantai 264000, China*)

Abstract: One of the main tasks in studying saltwater intrusion into coastal aquifer system is to determine the position of the saltwater-freshwater interface. For a natural confined aquifer, this position is related to the roof length of the aquifer extending under the sea. This information can be obtained from fluctuations of confined groundwater level caused by tidal effect of the sea. In the paper, taking account to the density difference between freshwater and seawater, a three-dimensional density-dependent tidal-effect model is developed in the Jiahe River basin, Shandong Province, China. The position of the aquifer roof extending under the sea, which is called the equivalent boundary toward sea, is determined by converging hydraulic head fluctuations data observed in the tidal-effect observation experiment. The aquifer parameters near the sea side are also estimated according to tidal fluctuation information.

Key words: tidal effect of groundwater; variable-density; seaward boundary; three-dimensional model.

大别山超高压榴辉岩流变强度——评论与答复

1 评论

宋鸿林

(中国地质大学地球科学与资源学院, 北京 100083)

在阅读了《地球科学》2001 年第 6 期中金振民等^[1]的关于榴辉岩高温高压下流变实验的文章后, 觉得有几个问题值得向作者请教。

(1) 实验样品是否达到了晶体塑性变形的稳态蠕变状态. 确定流变强度的重要标准是实验样品是否达到了稳态蠕变状态. 虽然, 从应力/应变曲线看, 多数样品似乎达到了平坦的曲线, 但从该文中所附的显微照片(原文图 2)看不出反映稳态流变的构造特征. 变形前后的显著变化有: ① 粒度明显增大, 绿辉石和石榴石的粒度达 $100\sim 150\ \mu\text{m}$, 为原样品的 2~3 倍. (中、英文版的同一 GB192 照片所注的比例尺相差一倍). 这是一种什么变形机制, 作者未做解释. 一般认为作为稳态流变的位错蠕变的动态重结晶, 应当使岩石细粒化, 而不是反映静态重结晶的粒径变粗. ② 石榴石呈脆性变形, 明显发育垂直其长轴的平行张裂或 Y 形裂隙, 但石榴石两端未见有天然韧性流变变形标本中常见的拖尾构造. ③ 照片可能为负片, 石英呈黑色, 虽显著伸长, 但看不出细粒化(或亚晶粒和波状消光)的迹象, 边界呈不规则状充填于其他颗粒之间, 而不像一般糜棱岩化中的丝带构造(ribbon structure)和核幔构造, 也不见反映塑性流动的运动学标志, 更像是经过了局部熔融的产物. ④ 绿辉石的粒径虽明显增大, 但轴比一般小于 2, 与原样品无显著变化, 然而, 可以看到其充填于石榴石之间, 但也看不到反映强烈晶体塑性变形的显微构造(如丝带构造、碎斑系、S/C 构造等). 这个薄片中的整体显微构造和各个矿物的变形行为能说是达到稳态流变了吗? 它与代表稳态流变的糜棱岩的显微构造有明显的差别. 在这个实验样本中, 什么是反映稳态流变的显微构造特征呢?

(2) 关于实验应变速率与天然应变速率的差异. 该文的实验应变速率采用 $4.6\times 10^{-4}\ \text{s}^{-1}\sim 4.6\times 10^{-5}\ \text{s}^{-1}$, 而其应变量达到 20%~25%, 最大达

50%. 如果以 20% 计算, 对于应变速率为 $4.6\times 10^{-4}\ \text{s}^{-1}$, 样品的实验所需时间仅为 $20\%/(4.6\times 10^{-4}\ \text{s}^{-1})=435\ \text{s}=0.12\ \text{h}$. 如应变速率为 $4.6\times 10^{-5}\ \text{s}^{-1}$ 则所需时间也不过 1.2 h. 试问如此短暂的实验时间, 能使样品有足够的时间进行应变调整(如分子扩散、位错调整、重结晶等)吗? 其与天然变形的应变速率($10^{-13}\ \text{s}^{-1}$)差别之大(10^8 倍), 两者的变形机制能相似吗?

(3) 关于应变引起的不均匀性. 该文没有附变形样品的宏观照片, 在一般的岩石实验中, 当应变达到 25% 以上时, 岩石样品的横向扩张将相当可观, 样品内将会出现应变局部化的剪切带或样品将成鼓形. 样品 GB190 应变达 40% 以上, 其应力/应变曲线在达到 853 MPa 以后, 有明显的应力降, 反映了应变的弱化, 不知这一样品的宏观和显微构造的特征如何.

(4) 关于岩石流变律的表达式. 实验变形资料所获得的岩石或矿物的流变律是根据大量实验资料经数学回归而得出的经验公式, 它与岩石的变形机制密切相关. 根据 Nicolas 等^[2]的归纳, 粘性流变中应变速率和流应力之间的对数关系有 2 种表达式(该文中图 2.23). 据 Rutter 等^[3,4]的总结, 在高温(高于材料的绝对熔融温度的一半)和低应变速率(热活化引起的恢复作用具有重要意义)下, 为幂律蠕变(power-law creep), 其本构流动律为:

$$de/dt = A \exp(-H/RT) (\sigma^n / d^m), \quad (1)$$

在高应力(对硅酸盐岩石约大于 $10^{-2}\ G$, G 为剪切模量)下, 主要是位错滑动机制控制其流变, 其本构流动律表达为指数流动(exponential flow):

$$de/dt = B \exp(-H/RT) \exp(D\sigma) / d^m. \quad (2)$$

式中: H 是活化焓(相当于金振民文中的 Q), R 、 T 、 σ 的含义与金文一致, A 、 B 、 D 、 n 、 m 为与材料有关的经验常数, d 为样品的粒径. 而金振民文中只列举了幂律蠕变的方程式, 且其中忽略了样品粒度对变形的影响. 大量岩石力学实验表明, 粒度对岩石的流变强度有重要的影响, 特别是在高温下, 细粒化使岩石的流变强度显著降低, 认为是沿颗粒边界的扩散物质转移(diffusive mass transfer)的机制起了重要的

控制作用(Kalato 等^[5]).

从金振民文中的图3和表2的资料看,石榴石岩 GB207、榴辉岩 GB194 和 GB190 流变强度分别达 1 746, 1 175 和 853 MPa, 这已可能不适用幂流定律, 而应当进入适用指数流动律的范畴, 因而, 不当与低流应力下的样本一起来分析.

从金振民文中的图3和图4的曲线看, 样品 GB190 和 GB207 的曲线在达到高峰以后有向右的明显下降, 这是一种应变软化的曲线, 金文中没有说明其显微构造特征. 一般在这种情况下, 应当有应变局部化的剪切带出现, 说明这不是一条达到了稳态蠕变的曲线, 不应与其他样本一起回归和对比.

在金振民文的图3b中, 1 500 K 的曲线上, 中间的一点(相当应变速率为 $1.3 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$), 在表2的资料中没有, 表中 GB209 的流变强度为 557 MPa, 但应变速率为 $4.6 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$. 如果 GB190 又不宜应用, 则只剩下一点(GB200), 如何能回归出此曲线? 另外, 表2中的 1 600 K 的应变速率为 $4.6 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$, 而图3a中标的为 $4.5 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$, 两者应当一致.

提出以上问题希望与作者加以讨论, 以获得更好的认识.

参考文献:

- [1] 金振民, 章军锋, Green H W, 等. 大别山超高压榴辉岩流变强度——来自高温高压实验的证据[J]. 地球科学——中国地质大学学报, 2001, 26(6): 574—580.
- [2] Nicolas A, Poirier J P. 变质岩的晶质塑性和固态流变[M]. 林传勇, 史兰斌, 译. 北京: 科学出版社, 1985.
- [3] Rutter E H, Brodie K H. Rheology of the lower crust [A]. In: Fountain D M, Arculus R, Kay R W, eds. Continental lower crust [C]. Elsevier, 1992. 201—267.
- [4] Rutter E H, Brodie K H. The role of tectonic grain-size reduction in the rheological stratification of the lithosphere [J]. Geol Rundsch, 1988, 77: 295—308.
- [5] Kalato S, Paterson M S, Fitzgerald J D. Rheology of synthetic olivine aggregates: influence of grain size and water [J]. J Geophys Res, 1986, 91: 8151—8176.

2 答复

金振民¹, 章军锋^{1,2}, Green H. W.²

(1. 中国地质大学地球科学学院, 湖北武汉 430074; 2. 加利福尼亚大学(Riverside 分校)地球物理和行星物理研究所, CA 92521, USA)

首先作者感谢宋教授对榴辉岩高温高压流变学实验研究的兴趣. 针对所提到的4个问题, 作如下答复:

(1) 实验样品是否达到稳态. 诚如宋教授所言, 实验流变学确定岩石流变强度的最重要标准有2个: ①应力/应变曲线达到平坦的稳态蠕变曲线; ②显微构造特征(样品应变均匀, 无明显歪斜, 无剪切带、相变及围压介质介入等). 但两者又是相辅相成的, 没有稳态流变的显微构造特征, 应力/应变曲线就不可能是稳态曲线; 反之亦然. 至于宋教授所提到的几个疑点, 我们重新检查实验样品薄片后的答复如下: ①我们在显微镜下仔细对比并测量了实验前后的样品薄片中的颗粒, 虽然绿辉石和石英颗粒被显著拉长, 但基本可以排除样品颗粒出现明显增大的可能. 图2中某些矿物颗粒看似很大, 实际上很可能是由若干大小不等的颗粒组成的, 只是经历高温高压变形之后, 颗粒边界并没有在反光镜照片中被清晰地解析出来. ②石榴石在减压过程中很容易发生脆性破裂(虽然它的挤压变形强度非常大)是为人熟知的事实. 本文图中石榴石的张裂是在高温蠕变实验结束后低温减压卸载过程中形成的, 这是高压实验中最常见的现象之一, 并不代表石榴石在高温高压变形过程中发生了脆性破裂. 如果在蠕变实验过程中出现任何裂隙的话, 稳态曲线是永远无法实现的. 另外, 除非出现相变或流体, 由于高压($p > 10^6$ kPa)的禁制作用, 任何材料的脆性破裂在如此之高的本次实验压力条件下, 在理论意义上已成为一种不可能(参见文献[1, 2]). ③本文照片是在反射光条件下用显微镜数码相机拍摄的(在某种程度上相当于 SEM 照片), 这与透射光条件下解析的细节有很大差别. 反射光强于解析颗粒边界的显微构造, 而透射光强于解析颗粒内部变形的显微构造. ④宋教授反复强调实验变形一定要有反映塑性变形的显微构造(如丝带构造、碎斑系、S/C 构造)来证明达到稳态蠕变. 以上显微构造(如丝带构造、碎斑系、S/C 构造)是天然强变形岩石(糜棱岩)中常见的显微构造,

其中应该包含至少 2 层重要的地质信息:(a) 岩石经历了“多期”“多方向”差异应力的作用而变形;(b) 岩石的应变很大(对糜棱岩来说通常要远大于 100%)。而实验变形一般都只是“单期”“单方向”差异应力作用下的变形,达到稳态变形时的应变量一般不超过 10%~15%,最终岩石的变形总量也一般不会超过 50%。这两者之间应该不具有什么对比性才对。

(2) 实验应变速率与天然应变速率之间的差异。这大概是搞实验地质学研究的人被地质学同行最经常问到的问题之一了。现实中,为了在人们极其有限的生命过程完成漫长地质变形过程的模拟研究,通常不得不在比天然变形速率($10^{-13} \sim 10^{-15}$)高得多的实验应变速率($10^{-3} \sim 10^{-7}$)内进行实验。由于实验变形的温度一般也要高于天然岩石变形的温度,高温会加速很多导致变形的物理过程(如位错迁移、元素扩散等),因此变形实验往往能产生与天然岩石变形极其相似的显微构造,并成功地将结果由实验应变速率条件下外推到天然应变速率下。这已经有无数的前人实验成果为证。如果有兴趣的话,可以参阅 Paterson 等的实验成果综述文献。

(3) 应变不均匀性。GB190 样品应变量达到了 40% 左右,样品除发生较大的横向扩张外,并没有剪切带出现,样品整体表现为稳态流动变形。该实验应力曲线表现了相对明显的应力随应变的缓慢下降,这应该主要与我们实验数据处理过程中假定的零摩擦力斜率有关,有时实验中的摩擦力可能是缓慢增加的,这将导致流动应力在屈服之后表现出逐步下降的假象。因此,对岩石流动应力的最佳估计应该是屈服的应力而不是大应变时的应力。另外,值得提到的是,如果实验过程中样品中心发生少量偏移也会造成十分类似的结果。而对样品 GB190 的观察表明第一种可能性最大。

(4) 岩石流变律和流变机制。作者认为,应变速率和应力之间关系的表达式本来就只有经验公式而无理论公式。我们对流变律的选择更多的是基于我们实验的条件和经验判断,最终该如何确切表达更多地应该取决于数据本身而不是外在条件。宋教授强调了榴辉岩的高强度,但忽略了本榴辉岩实验正是在近于榴辉岩熔融温度的低应变速率下完成的。既然我们的实验数据已经表明它能够用幂律蠕变流动律而不是指数流动律来很好地表达,实验条件也

与幂律蠕变相符,数据本身应该比我们的想象更能说明问题。Rutter 等尽管对流变律进行了一般的经验概括,并不能代表所有岩石的流变规律。我们只是根据自己的实验资料得出的流变律。

大量的前人研究表明,只有在颗粒粒度小于 $10 \mu\text{m}$ 时扩散蠕变才可能取代位错蠕变在岩石变形中中占主导地位。而本文研究中颗粒粒度远大于 $10 \mu\text{m}$,榴辉岩变形在实验条件下应该以位错蠕变为主,这也由高达 3.4 的应力指数所证实(扩散蠕变的应力指数应为 1 左右),因此本文中并没有讨论样品粒度对变形机制的影响。有关颗粒度对榴辉岩流变强度影响的问题,我们在以后的实验中进行研究。

正如宋教授所指的,样品 GB190 和 GB207 曲线在达到高峰之后有明显下降趋势,这的确是一种应变软化现象,它与部分矿物重结晶作用有关。我们在文中未说明其显微构造特征,一方面是由于这种软化不是本次研究重点;另一方面我们将有专门文章讨论与应变软化有关的显微构造。值得强调指出的是,大量金属物理高温实验都已证明,在达到标准稳态蠕变时,有时会出现局部软化现象。由于我们的实验可以有效控制,不希望出现更大软化。一旦在稳态曲线上出现软化的趋势我们将立即停止实验的进行,所以样品不会出现变形局部化剪切带。因此,我们的实验曲线是符合稳态蠕变标准的。大量高温高压实验都已证实,当达到稳态曲线时,如果出现局部软化(即曲线下降现象),实验人员可以有效停止实验进行,不使软化进一步加强。因此,样品中是不会出现变形局部化的剪切带的。

经查对原始记录,表 2 中 GB209 样品的应变速率是 $1.3 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$,相应差异应力是 557 MPa。GB190 应变速率是对的($4.6 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$),图 3a 中 1 600 K 的应变速率应为 $4.6 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$; 1 500 K 其中一个应变速率也应为 $4.6 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$,与表 2 中相对应。感谢宋教授对这 2 个数据的指正。

参考文献:

- [1] Scholz C H. The mechanics of earthquakes and faulting [M]. Cambridge, UK: Cambridge Univ Press, 1990.
- [2] Green H W, Houston H. Mechanics of deep earthquakes [J]. Annu Rev Earth Planet Sci, 1995, 23: 169—213.