

水库诱生的孔压变化及应力特征

高士钧 曾心传 陈永成 王清云

(国家地震局地震研究所)

摘 要

应用“固结问题和布辛涅斯克问题解”，计算了丹江水库水位在130m和157m两种情况下，库区基岩体深度分别为1、3、5、7、9、11、13和15km时的水压应力场、变形场和超孔隙水压力场。结果表明， σ_1 、 σ_3 和 τ_{max} 在库中心位置最大，库岸边较小；同时 σ_1 和 σ_3 在库中心均显压性，而在库岸边 σ_3 显张性；垂直位移在库中心最大(7cm)，而水平位移在库岸边最大(0.5cm)；超孔隙水压力一般在库中心深水区库基下3—9km处最大，库岸边和浅水区较小；体应变一般在库中心位置形成压缩区，而在库岸边则形成拉伸应变区并同时向四周扩展，与诱发地震震中分布相一致。

水库诱发的地震活动可能由三种效应引起的，即库水荷载产生的剪应力的直接作用、库水附加应力触发构造应力的间接作用及超孔隙水压力的影响。对此，本文根据近年所取得的研究结果，讨论了这三种效应对诱发地震的影响。

一、理论与方法

为了研究库水对岩体的影响，根据丹江库区水域形态和水深，布置了5条剖面线。取岩体的泊松比 $\mu = 0.27$ ，杨氏模量 $E = 0.9\text{MPa}$ 。应用布辛涅斯克问题^[1]和弗洛林理论^[2]，分别计算库水位在130和157m的情况下，库基深度分别为1、3、5、7、9、11、13和15km时的水压应力场、变形场和超孔隙水压力场。

在计算水压应力场和变形场时，把库区岩体视为一均匀各向同性半无限弹性空间，利用经典的布辛涅斯克关于集中力作用下所产生的应力的公式，将所研究的水库区域划分为943个 $1 \times 1\text{km}^2$ 的方格，每个方格上的水荷载作为一个集中力作用于其中心，然后将各集中力(或荷载)作用的效应进行迭加，便得到库区岩体中的应力场或变形场。

根据弗洛林理论，饱水弹性半空间中由作用于其边界面上的力所产生的超孔隙水压力可由如下微分方程求出：

$$\frac{\partial P}{\partial t} = \frac{1}{3} \frac{\partial T_i^0}{\partial t} + \frac{(1 + \varepsilon_{sv})(1 + 2\xi)K}{3\gamma_0 a} \nabla^2 P \quad .$$

式中, P 是超孔隙水压力, T_0 是固结终了时的正应力之和, ϵ_v 是平均孔隙度系数(取0.35), K 是岩石的渗透系数(取0.001 m/天), γ_0 是水的重量。

$$\xi = \frac{\mu}{1-\mu}, \quad a = \frac{3(1-2\mu)}{E}。$$

在水位为130和157m时, 分别对突加荷载和渐加荷载两种情形所产生的超孔隙水压力进行了计算。

二、水压应力场、变形场特征

1. 水压应力场〔3〕

最大和最小主应力在库中心1 km深处分别为5.4和2.6MPa, 同时, 主应力和剪应力的值均随距库中心的距离增加而减小。最大主应力均为压应力, 最小主应力在库区内为压应力而在库岸附近转变为张应力, 最大张应力为0.028MPa, 并随深度增加而增大, 其分布区随水位升高向库岸外围推移。最大剪应力在库中心最大(1.7MPa), 而在库岸边均小于1MPa, 并随深度增加逐渐减小。

2. 水压位移场

水体荷载作用使库区基岩体产生的垂直位移在库中心最大(7 cm), 水平位移最小。随着距库中心距离的增加, 垂直位移逐渐减小, 水平位移逐渐增大。在1 km深处, 库区和近库岸处的垂直位移一般大于2.5cm, 远离库岸则小于2.5cm。库区和近库岸的水平位移均小于0.2cm。同时, 不同深度的位移的方向不同, 即深层向库岸方向移动, 浅层则向库心移动, 其转折部位位于7—9 km深度。

从丹江口水库(整个)区计算结果看, 丹江库段的最大主应力、最小主应力、最大剪应力和弹性位移值, 分别是汉江库段的1.2、1.4、1.8和1.7倍, 这可能是汉江库段少震的原因之一〔8〕(除地质构造因素外)。

三、超孔隙水压力特征

超孔隙水压力是指在水库蓄水后, 库区岩石的孔隙中充满各种形式的地下水, 在岩体(承载)变形的情况下, 孔隙水从岩石颗粒间向周围溢出, 此时的孔隙压力便称为超孔隙水压力(以下简称孔压)。

现根据丹江水库水位为157m时的计算结果分别叙述如下。

1. 渐加荷载孔压分布特征

图1是丹江口水库水位为157m时, 沿丹江库区(M_1-M_2)测线垂直剖面内($T=0.5$ 年)渐加荷载孔压等值线分布图。在垂直方向上, 孔压等值线呈椭圆形, 一般孔压最大值(椭圆中心)出现在4—11km范围内, 其深度随时间(T)的增加而加深, 其值却随时间(T)的增加而减小; 水平方向上孔压在库中心最大, 并随距库心的距离增加而逐渐减小。在不同的地点, 蓄水时间(T)越短孔压值相差越大, 蓄水时间越长孔压值相差越小。在丹库3 km深度的孔压最大值($T=0.5$ 年)为1.32MPa(表1)。

表1 丹江口水库水位为157m与130m时孔压最大值

水位 (m)	类别 孔压点 (MPa)	T = 0 (年)			T = 0.5 (年)						T = 2 (年)					
		突加荷载			突加荷载			渐加荷载			突加荷载			渐加荷载		
		3 km深	孔压 最大值	最大 值深度	3 km深	孔压 最大值	最大 值深度	3 km深	孔压 最大值	最大 值深度	3 km深	孔压 最大值	最大 值深度	3 km深	孔压 最大值	最大 值深度
		孔压			孔压			孔压			孔压			孔压		
130	丹库	0.966	1.861	1	0.1763	0.449	7	0.445	0.445	8	0.9325	0.083	13	0.165	0.183	5
	大坝	0.1461	0.382	1	0.0501	0.0531	9	0.0821	0.0943	5	0.0187	0.0553	15	0.0431	0.0696	9
	汉库	0.407	0.845	1	0.0904	0.132	7	0.199	0.199	3	0.0202	0.0538	13	0.0799	0.0965	7
157	丹库	2.587	4.117	1	0.5995	0.867	7	1.321	1.317	5	0.1269	0.333	13	0.525	0.627	7
	大坝	0.825	1.764	1	0.244	0.390	7	0.941	0.483	5	0.0879	0.246	15	0.216	0.321	9
	汉库	1.434	2.799	1	0.363	0.540	7	0.743	0.764	5	0.0902	0.242	13	0.314	0.401	7
157 130	丹库	2.688	2.212		3.400	3.482		2.969	2.960		3.908	3.974		3.182	3.426	
	大坝	5.651	4.618		4.870	4.693		11.462	5.122		4.462	4.448		5.012	4.612	
	汉库	3.523	3.312		4.015	4.091		3.734	3.839		4.465	4.498		3.930	4.155	

续表1

水位 (m)	类别 孔压点 (MPa)	T = 6 (年)						T = 10 (年)					
		突加荷载			渐加荷载			突加荷载			渐加荷载		
		3 km深	孔压 最大值	最大 值深度	3 km深	孔压 最大值	最大 值深度	3 km深	孔压 最大值	最大 值深度	3 km深	孔压 最大值	最大 值深度
		孔压			孔压			孔压			孔压		
130	丹库	0.0082	0.0321	15	0.0649	0.0813	7	0.0043	0.0186	>15	0.0412	0.1548	9
	大坝	0.0069	0.0277	>15	0.022	0.0474	15	0.0039	0.0168	>15	0.0153	0.0371	>15
	汉库	0.059	0.0235	15	0.0335	0.0487	9	0.0033	0.0145	>15	0.0219	0.0352	13
157	丹库	0.0353	0.139	15	0.216	0.306	9	0.0192	0.0829	>15	0.1396	0.214	11
	大坝	0.031	0.123	>15	0.106	0.212	13	0.0175	0.0756	>15	0.0727	0.165	15
	汉库	0.0274	0.109	15	0.036	0.215	11	0.0156	0.0670	>15	0.0899	0.159	13
157 130	丹库	4.315	4.339		3.323	3.764		4.444	4.457		3.398	3.905	
	大坝	4.435	4.440		4.318	4.473		4.0509	4.50		4.752	4.447	
	汉库	4.628	4.638		3.075	4.415		4.498	4.662		4.105	4.517	

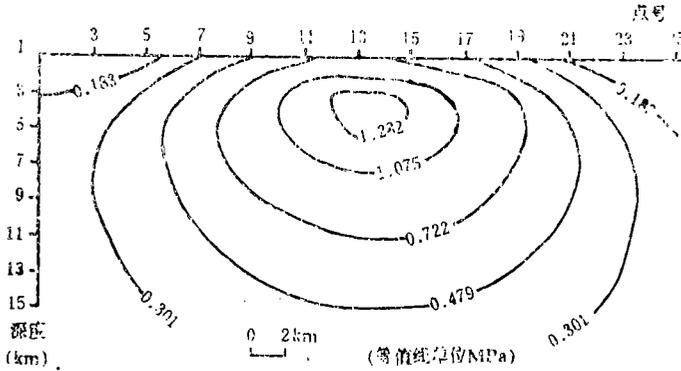


图1 渐加荷载情况下 (T=0.5年) 孔隙压力等值线分布

Fig. 1 Distribution of the pore-pressure equivalent line under cumulative load (T₀=0.5 year)

2. 突加荷载孔压分布特征

突加荷载实际上是当水库蓄满水的时间T₀趋于零时的渐加荷载的极限情形。当t=0时，超孔隙水压力达到最大值，以后随时间t的增加，水从岩石孔隙中排出，孔压逐渐消失。图2是丹江口水库水位为157m时，沿丹江水库(M₁-M₂)测线垂直剖面内突加荷载情况下(t=0.5年)孔隙压力等值线分布图。和渐加荷载一样，当t=0时，孔压最大值出现在1 km深度上，其最大值为4.1MPa(表1)。在垂直剖面内，一般孔压最大值在库基下7—15km的深度上形成椭圆中心，随着t的增加，孔压最大值的椭圆中心向深部迁移，孔压值逐渐消散，使等值线变得平缓。

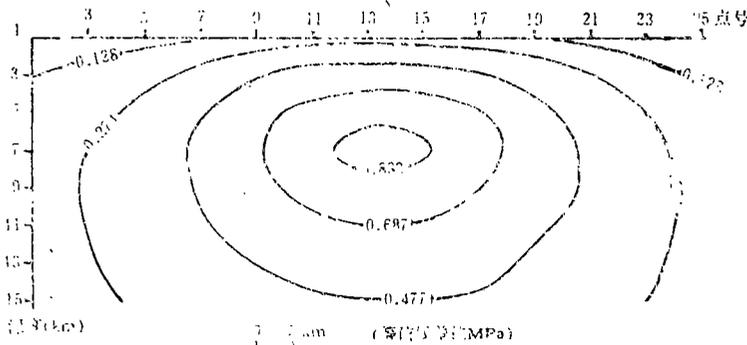


图2 突加荷载情况下 (t=0.5年) 孔隙压力等值线分布

Fig. 2 Distribution of the pore-pressure equivalent line under impact load (T₀=0.5 year)

总之，从渐加和突加荷载孔压分布特征可以看出，水库蓄水时间的长短(速率)对孔压值大小有一定影响。当水库蓄水的时间较短时，孔压最大值出现的位置极浅，其值较大；相反，当蓄水时间较长时，孔压消散且其值降低，最大孔压值出现的位置越深。因此，控制水库蓄水的时间，对抑制诱发地震有一定的实际意义。

四、有效应力和体应变特征

岩石或断层的抗剪强度一般用莫尔强度公式表示：

$$\tau_0 = C + \sigma_t g \phi$$

式中C是岩石或断层的粘聚力， ϕ 是摩擦角， σ 是作用于岩石或断层破裂面上的法向压应力。从岩石三轴试验可知，由于岩石浸水后的润滑作用，C和 ϕ 值减小，而且饱水岩石孔隙中的孔隙水压力作用，将抵消一部分法向压应力，从而使作用于岩石或断层破裂面上的有效应力从 σ 减小到 $(\sigma - P)$ 。由此可见，由于饱和水的作用，岩石或断层的抗剪强度将降低。

1. 渐加和突加荷载情况下的有效应力

在水位为157m和130m时，最大有效应力 $(\sigma_1 - P)$ 均在库中心处最大，分别为2.75MPa和1.35MPa，在库岸边一般分别小于0.3MPa和0.1MPa。在水平方向上，随距库中心距离增加，最大有效应力减小，一般水位为157m时的最大有效应力值比水位为130m时约大2—3倍。

在库中心处，最大有效应力随深度的增加而逐渐减小，在库岸边随深度的增加而增大，并渐趋近于常数值（图3）。由于孔隙水压力随着蓄水时间的增加逐渐减小，因此，最大有效应力在库域内，随着蓄水时间的增长而缓慢增加并趋于常数值（图4）。突加荷载情况下的最大有效应力变化同渐加荷载相似，在库中心处最大有效应力值为3.6MPa（图3）。

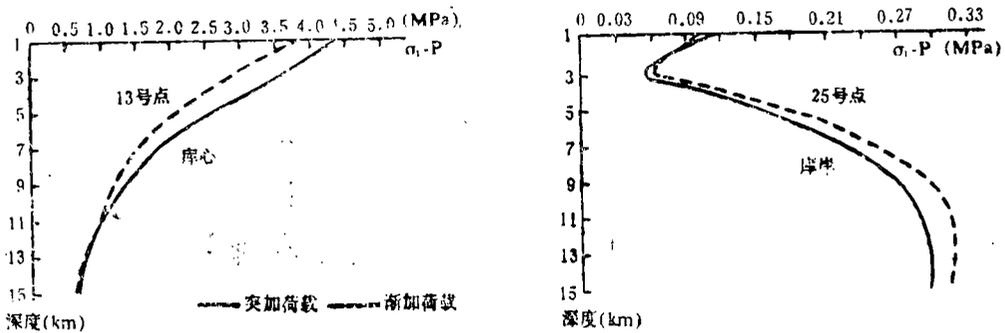


图3 最大有效应力 $(\sigma_1 - P)$ 随深度变化

Fig. 3 Variation of the maximum effective stress with depth

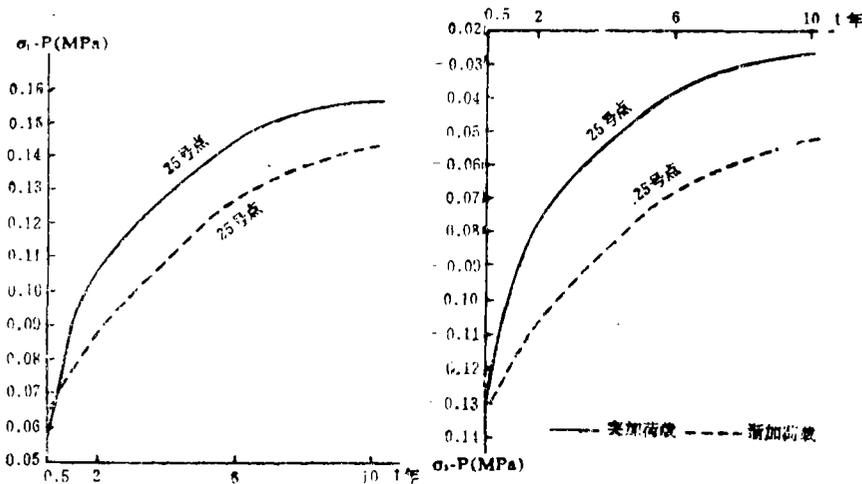


图4 有效应力随时间变化

Fig. 4 Variation of the effective stress with time

最小有效应力 ($\sigma_3 - P$)，在两种水位情况下，无论是库中心还是库岸边，一般多为负值，表明超孔隙水压力 P 大于最小主应力 σ_3 。通常情况下，库中心和库岸边的最小有效应力相差不大，并具有相似的不同步变化，其绝对值多为 $0.54 - 0.05 \text{MPa}$ 。

总之，无论以什么形式（渐加、突加）蓄水，最大和最小有效应力均随蓄水时间的增加而逐渐增大，而随深度的增加逐渐减小。有效应力在库中心较大而在库岸边较小，这可能是目前水库地震多发生在库岸边缘附近的一个原因。

2. 体应变特征

由于水库蓄水使库基下部的岩体产生弹性变形，导致库域和库岸边缘岩体内的应力分布不均匀，从而引起应力调整。为研究这种岩体不同部位的变形特征，我们计算了丹江水库水体荷载作用下的岩体内产生的体应变。所求得的体应变既有正值亦有负值，并且在不同深度上其正负值有一定的变化规律。

图 5 是库水位为 157m 时，沿丹库 $M_0 - M_1$ 测线垂直剖面内渐加荷载的体应变等值线分布图。可以看出，在库中心或水域范围内，一般在 $5 - 7 \text{km}$ 深度以上（除库岸边外），体应变多为正值（呈压缩），最大值为 $3.9 - 4.0$ （无量纲），以下均为负值（拉伸），并在 $11 - 13 \text{km}$ 深度位置上形成应变值中心，多为 $-0.07 - -0.08$ 。随蓄水时间的增加体应变正值区扩大，正负值区分界线（零线）逐渐加深，直至消失。在库岸边各测点的体应变多为负值，随蓄水时间的增加负值区范围逐渐加深而数值减小（绝对值增加）。

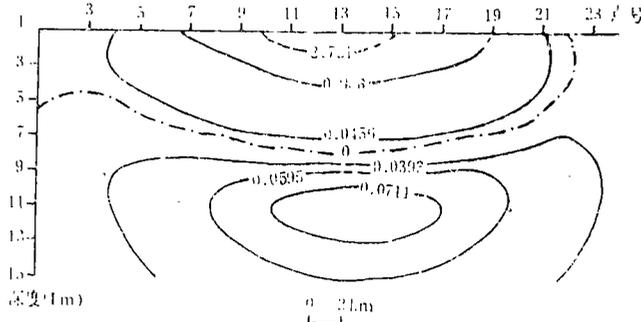


图 5 渐加荷载情况下体应变分布 ($T_0 = 0.5$ 年，图中 0 线以下为负值区)

Fig. 5 Distribution of the volume strain under cumulative load ($T_0 = 0.5$ year)

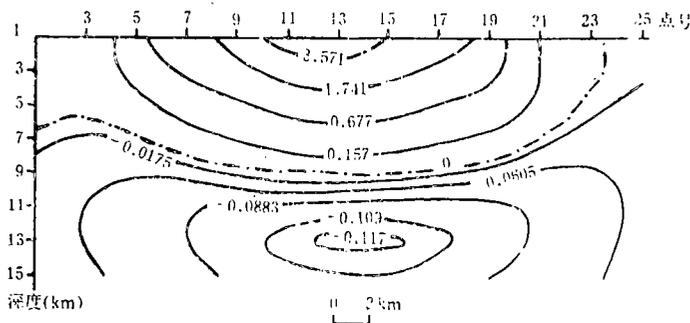


图 6 突加荷载情况下体应变分布 ($t = 0.5$ 年)

Fig. 6 Distribution of the volume strain under impact load ($T_0 = 0.5$ year)

图6是突加荷载情况下的体应变等值线分布图。其特点同渐加荷载情况下的相似。一般在库中心正值区域范围内的体应变值比渐加荷载大，而且正负值之间的零线深度较大。在库岸边负值出现的位置多在1 km以下，并随蓄水时间的增加很快消失。表明蓄水时间越短，在库基下一定深度范围内将出现体应变负值区域，即拉张应变区。相反，蓄水时间越长，这种拉张应变区很快向深部消失。

总之，从体应变分布特征看，水库蓄水后，一般在库中心或库域范围内形成压缩（正值）区，并随蓄水时间的增加，压缩区范围逐渐扩大。显然，在库中心附近的区域不利于库水向下入渗。而在库岸附近，由于从地表向深部都分布有一定规模的拉张应力区，有利于库水向下渗透，并与地下水的深循环（断裂构造结合）系统发生联系。当遇到适宜的地质构造条件时，易在此位置产生荷载型或渗透型地震。

我们对三峡水库（拟建）进行了同样的计算，计算结果除数值大小有别外，其它特点均同丹江水库一致〔5〕。

五、讨论与结论

对丹江水库的水压应力场和超孔隙水压应力场的计算结果表明，库水荷载所产生的正应力、剪应力均不超过10巴，大大小于完整岩石的抗压强度和抗剪强度。因此，水库荷载产生的剪应力无论作为诱发地震的直接作用因素还是间接因素，都只能在库域附近有比较发育的断裂、构造破碎带、密集节理带、岩溶和隔水层等地质要素存在的情况下才能发挥作用。根据计算，若库水深度为100m，在500m深度范围的岩体内剪应力最大值约为3.5MPa。而对于垂直的干燥断层，其剪切强度 $\tau_0 = \nu g \rho z \mu / (1 - \mu)$ 。若取摩擦系数 $\nu = 0.65$ ，岩石密度 $\rho = 2.67 \text{克}/\text{cm}^3$ ，泊松比 $\mu = 0.27$ ，当 $\tau_0 = 3.5 \text{MPa}$ 时，破裂深度 $z = 54 \text{m}$ 。表明只有在埋深54m以内的断层部分，才能在水体荷载所产生的剪应力直接作用下产生错动——引起地震。显然，这样浅的断层错动而诱发的地震活动，其强度是不大的，因此不会危及水电设施和大坝的安全。

根据国内外诱发地震资料，一般 $M \geq 4.0$ 级地震的震源深度都在1 km以下。以1 km深度的断层为例，仍按前面公式计算，在干燥断层情况下，最小抗剪强度为64.2MPa，浸湿直立断层最小抗剪强度为40.1MPa。而国内外所有作过荷载应力计算的水库，其抗剪强度均未超过5 MPa，这个数值均小于干断层和湿断层同深度上的抗剪强度。因此，由库水荷载产生的应力直接诱发4级以上地震是困难的，若使原有断裂或沿断裂继续产生新破裂，初始区域应力必需在几十巴左右。

从以上讨论可以看出，要诱发一个比较大的地震，必须具备下列一些条件：库域附近的岩体内裂隙或节理较发育，并伴有断裂活动或断裂破碎带，即有良好的库水入渗通道；有利于应力集中的地质体，如破碎带或节理密集带中较完整的岩体部分存在；孔隙水压力足够大，使岩石的抗压、抗剪强度下降，特别是使断层的抗剪强度降低。当孔隙水压力与区域构造应力场的剪应力或与库区内下部的剪切带相迭加时，有利于克服断层面间的摩擦力，使之破裂并发生错动；岩体结构面上的剪应力接近破裂强度并与外动力发生同步变化时（地球转动速度的变化），更易诱发地震活动。

根据上述讨论及本文的计算结果,可以得到以下几点认识:

1. 由水体荷载产生的压应力场、变形场、孔压场、体应变场和有效应力,均在库岸附近造成压应力差和位移差。特别是在库岸附近分布有引张膨胀区,易使库水向外(或下部)渗透和扩散,并通过构造断裂或破碎带等与地下水勾通,产生循环。由于库水的渗透作用和岩体变形,使孔压增大并导致有效应力下降,增加了岩体的不稳定性,因此库岸边缘是水库地震发生的有利场所。

2. 由孔压、位移和体应变而形成的压缩区和膨胀区,一般在库基下1—7 km深度上形成一个高值应力段和变换带。如果它同地壳内的(结构、构造)流变带或剪切带相迭加,便是应力集中的场所,这可能是水库地震震源浅的一个原因。

3. 最大孔隙压力和其出现的深度与蓄水速度及时间有着密切关系,这对预测和控制诱发地震活动有着十分重要的意义。

(本文1988年10月14日收到)

参 考 文 献

- [1] 陈聚生、陈仲颐,土力学与基础工程,水利出版社,1958.
- [2] Флорян, В.А., Основы Механики Грунтов, Том I, Госстройиздат, 1961.
- [3] 高士钧、陈永成、高文海、王清云,丹江口水库水压应力场、位移场及其地震,中国诱发地震文集,地震出版社,1984.
- [4] Gough, D.I., Induced earthquakes, 1975.
- [5] 曾心传、高士钧、陈永成、王清云,三峡水库水压应力场、形变场和孔压场的研究,三峡工程对生态与环境的影响及其对策研究论文集,科学出版社,1987.

THE PORE PRESSURE VARIATION AND STRESS CHARACTERISTICS INDUCED BY RESERVOIR

Gao Shijun, Zeng Xinchuan, Chen Yongcheng, Wang Qingyun

(*Institute of Seismology, SSB, Wuhan, China*)

Abstract

Using the theory of consolidation and Boussinesq solution, the additional stress field, displacement field and over-pore-pressure field are calculated under the water-loadings for Danjiang Reservoir. The water levels are assumed to be 130m and 157m and the depth of bedrock body from reservoir bottom is 1, 3, 5, 7, 9, 11, 13 and 15 km respectively. The results show that: (1) the maximum values of σ_1 , σ_3 , τ_{max} appear at the centre of reservoir and the smaller values of σ_1 , σ_3 , τ_{max} appear at the reservoir bank; (2) both σ_1 and σ_3 at the centre of reservoir are compressive and σ_3 near bank is tensile; (3) the maximum vertical displacement (7cm) occurs at the middle of reservoir and the maximum horizontal displacement (0.6cm) at the bank; (4) the maximum over-pore-pressure generally appears at the deep-water region of reservoir from 3km to 9km below the reservoir bottom; (5) the volume strain forms a compressive region at the centre area of reservoir, and a tensile at the bank area and expands in all directions being consistent with the distribution of epicenter of induced earthquake.