

重力坝深层抗滑稳定的非线性分析(下)

周剑峰 柏显麟

(水电部成都勘测设计院)

四、计算实例

1. 基本数据及荷载组合

(1) 基本数据

坝顶高程 338.0 米, 坝底面高程 233.0 米(上游)至 226.0 米(下游), 上游正常高水位 330.0 米, 下游正常尾水位 246.6 米, 坝前淤砂高程 260.0 米, 淤砂浮容重 0.9 吨/米³, 内摩擦角 $\phi_H = 16^\circ$, 地震设防烈度 8 度, 混凝土容重 2.45 吨/米³, 岩石容重 2.75 吨/米³, 水容重 1 吨/米³, 基岩侧压力系数 0.5, 坝基岩层及软弱结构面的分布参见图 8, 其物理力学指标见表 1、2。坝基渗透系数在帷幕灌浆、固结灌浆区为 0.01 米/昼夜, 基岩深 50 米以内为 0.1 米/昼夜, 50 米以下为 0.03 米/昼夜。为了增加深层抗滑稳定性, 在断层 f_{s13} 中设置两个混凝土硃塞, 即在坝基高压帷幕、 F_{18} 断层上游, 硃塞长均为 10 米。

表 1 平面块体元物理力学指标表

序号	材料类型	弹性模量 E (吨/米 ²)	泊松比 μ	容重 γ (吨/米 ³)	备 注
0	基岩 Z_1 层	1×10^6	0.25	2.75	抗拉强度为“0”
1	坝体混凝土	2×10^6	0.1667	2.45	
2	消力池混凝土	2.5×10^6	0.15	2.45	
3	基岩 Z_2 层	0.8×10^6	0.26	2.75	抗拉强度为“0”
4	*断层 F_{10}	2×10^5	0.35	2.75	
5	断层 F_3	42245	0.41	2.75	

* 断层 F_{10} 的抗拉强度为“0”, 摩擦系数 $f = 0.3$ 。

(2) 荷载

① 坝体及消力池混凝土自重以体积力形式作用, 地基自重不计入自由项, 作地应力处理。

② 上、下游静水压力、坝前泥砂水平压力及泥砂重, 按一般方法计算。

③ 坝体建基面扬压力, 除按表面力加于坝基底面外, 在渗流计算时, 处理为固定边界条件。扬压力算计见图 9。

④ 地震惯性力, 按 SDJ10—78 规范计算。

⑤ 堰面以上闸墩、胸墙等荷载以结点力作用于堰面, 它与地震时上游坝面的动水压强强度同列于表 3。

(3) 荷载组合

① 正常组合: 正常高水位运行, 三台机组发电。荷载①~③项加第⑤项中正常情况

* 参加工作的有黄辉麟、黄文学、杜锡成等同志。

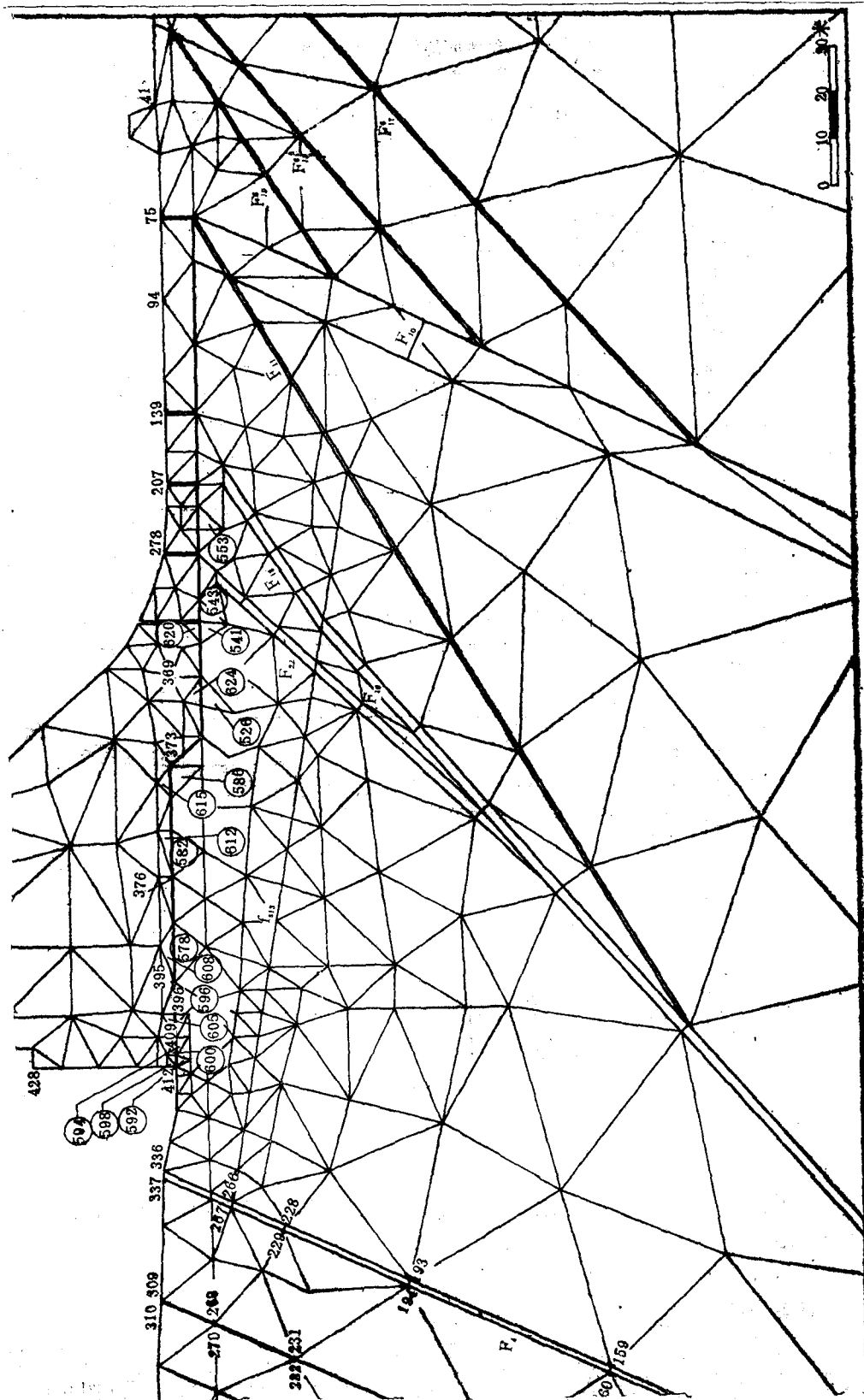


图8 计算网格式图

表2 软弱结构面的物理力学指标表

序号	材料类型	弹模 E (吨/米 ²)	泊松比 μ	宽度 (米)	抗拉强度 σ_T (吨/米 ²)	抗剪强度 (吨/米 ²)	摩擦系数 f
1	断层F ₃	1500	0.43	0.2	0	0	0.3
2	断层F ₄	1×10^5	0.39	1.0	0	0	0.3
3	平缓断层F ₁₁₃	12500	0.42	0.1	0	0	0.35
4	断层F ₁₈	31915	0.41	2.0	0	0	0.25
5	断层F ₂₂	1.5×10^5	0.38	2.0	0	0	0.3
6	断层F ₁₁	2×10^5	0.35	0.2	0	0	0.3
7	断层F ₁₉	30000	0.41	0.25	0	0	0.3
8	断层F ₁₈	30000	0.41	0.38	0	0	0.3
9	断层F ₁₇	30000	0.41	0.2	0	0	0.3
10	Z _a ² 建基面	8×10^5	0.26	0.01	20	74	0.79
11	Z _a ³ 建基面	1×10^6	0.25	0.01	20	80	0.85
12	坝缝	2×10^6	0.1667	0.05	50	80	0.85
13	Z _a ³ 岩石	1×10^6	0.25	0.1	20	80	0.85
14	混凝土塞	2×10^6	0.1667	0.1	155	200	0.85

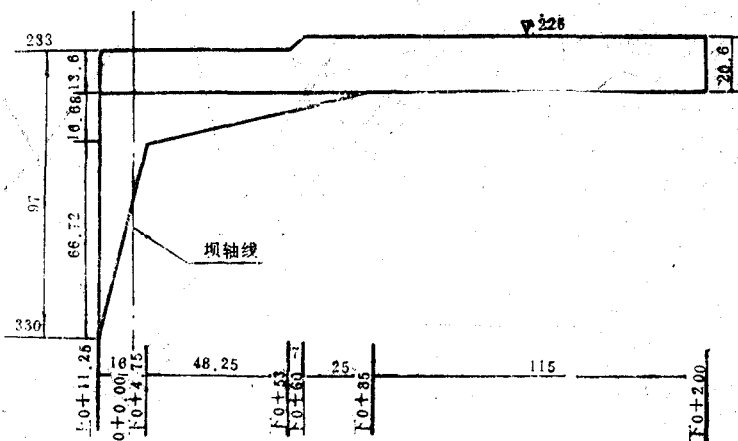


图 9

的结点力。

②非常组合：正常高水位运行遇 8 度地震。荷载①~④项加第⑤项中非常情况的结点力及上游地震水压力。

③非常组合且地震力乘超载系数 1.5。

2. 计算说明

(1) 计算的结点总数 452 个, 单元总数 716, 其中断层、建基面夹层, 坝缝及混凝土塞等均系采用带厚度的古德曼单元模拟, 共 108 个, 其余为平面块体单元(图 9)。

表3 堰面结点力及地震动水压强表

正常情况堰面结点力			正常加地震情况堰面结点力			地震动水压强	
点号	水平力	铅直力	点号	水平力	铅直力	点号	法向强度
440	155.8	-389.6	440	260.8	-368.1	440	3.09
436		-578.4	436	137.2	-546.4	439	3.54
433	156.8	-190	433	203.7	-180.9	438	3.61
423		-167	423	21	-159.8	435	3.69
439		-66	439	12.6	-62.5	427	3.65
414		-218	414	22.4	-210.3	428	3.65
403		-210.5	403	16.1	-204.8	429	3.56
387		-126	387	7.5	-123.3	430	3.41
366		-72.5	366	4.3	-70.9	431	3.29
343		-33.7	343	2	-33	432	3.27
						422	3.26
						412	3.25

说明: 1) 单位以吨一米计。2) 正负号表示力的方向与座标轴相同或相反。3) 地震动水压强未包括静水压强及泥沙压力强度。

采用常刚度迭代法进行地基与坝体的非线性分析。

(2) 地基分析区域, 上、下游边界分别取至距坝 6 倍及 3.3 倍坝底宽, 底部边界约取 6.5 倍。上述三条边界结点均取为双向固定。

(3) 虽然程序有模拟施工过程、分期蓄水等增量加载功能, 但本算例仅以全量形式加载。

3. 成果分析

图10、11、12、13分别给出了正常荷载组合情况的节理单元位移、块体及节理单元应力以及材料开裂或滑动状态。坝基岩层弹模分区及软弱结构面分布亦示于图13。离坝基较远的单元该图未能示出。

(1) 坝体的位移和应力

①位移(图10): 表4给出正常情况下, 坝基及消力池底板若干结点的位移值。

表4 正常荷载情况下坝基及消力池底板的结点位移

结 点 号	412	395	376	373	369	278
水平位移(厘米)	2.94	2.89	2.82	2.71	2.57	2.15
垂直位移(厘米)	-2.03	-2.22	-2.34	-2.37	-2.28	-1.62
结 点 号	207	139	94	75	41	22
水平位移(厘米)	1.98	1.86	1.65	1.50	1.36	1.16
垂直位移(厘米)	-1.13	-0.83	-0.55	-0.36	-0.20	0.17

位移表明重力坝上游面作用了水平荷载, 因而水平位移值自坝踵至坝趾逐渐减小。又坝轴线左侧坝体受自重作用较大, 且坝下平缓断层 $f_{1,3}$ 弹模低, 较破碎, 因而垂直位移量坝踵至坝基中部稍有增大, 但接近下游处又明显减小。

②应力(图11、12): 表5给出正常与非正常情况下坝底若干单元的应力状态。

表中正应力 σ_x 、 σ_y 的变化趋势是一致的, σ_x 自坝踵处开始呈曲线递减, 至坝轴附近又以曲线回升, 直到坝趾。

消力池底板对坝体的稳定起了有益作用, 但实际工程中往往怀疑此底板抗剪作用的可靠性, 因而仅将它作为盖重处理。

(2) 地基位移与应力

①在夹层 f_3 上游侧有10多米宽的 F_3 断层, 其弹模仅 4.2×10^3 公斤/厘米², 下游侧 Z_3 岩

体弹模为 F_3 的20多倍, 相差悬殊, 而夹层 f_3 本身更软弱, 弹模只有150公斤/厘米²。因此, 计算结果 f_3 两侧相应结点的切向位移差较大, 如结点309与310, 就达1.64厘米, 而 F_4 上336与337两点只有0.27厘米。 f_3 和 F_4 夹层单元的位移比较见表6及表7。

②由于坝体上游地基中存在 F_3 、 F_4 , 使坝踵附近的地基拉应力被全部释放, 不形成拉裂区, 避免了帷幕拉裂的危险。

③ f_{13} 软弱带较薄, 仅0.1米, 且摩擦系数比其他断层相应大些。并且, 在 F_{12} 与 F_{11} 断层间 f_{13} 具有更高的指标(与岩石 Z_3 相同的夹层指标)。另外, 它还加了两个混凝土塞。所以它的上下侧相对错动值很小, 仅在 F_{22} 上游的一些单元相对位移稍大, 但 F_{18} 前因加了混凝土塞, 故在 F_{18} — F_{22} 间 f_{13} 上、下相对错动又接近于零。

从受力状态看, 所有节理都受压应力, 没有被拉裂而脱开的现象。正常情况下, 塞的应力为6.6公斤/厘米², 与其抗剪强度15.5公斤/厘米²相比是安全的,

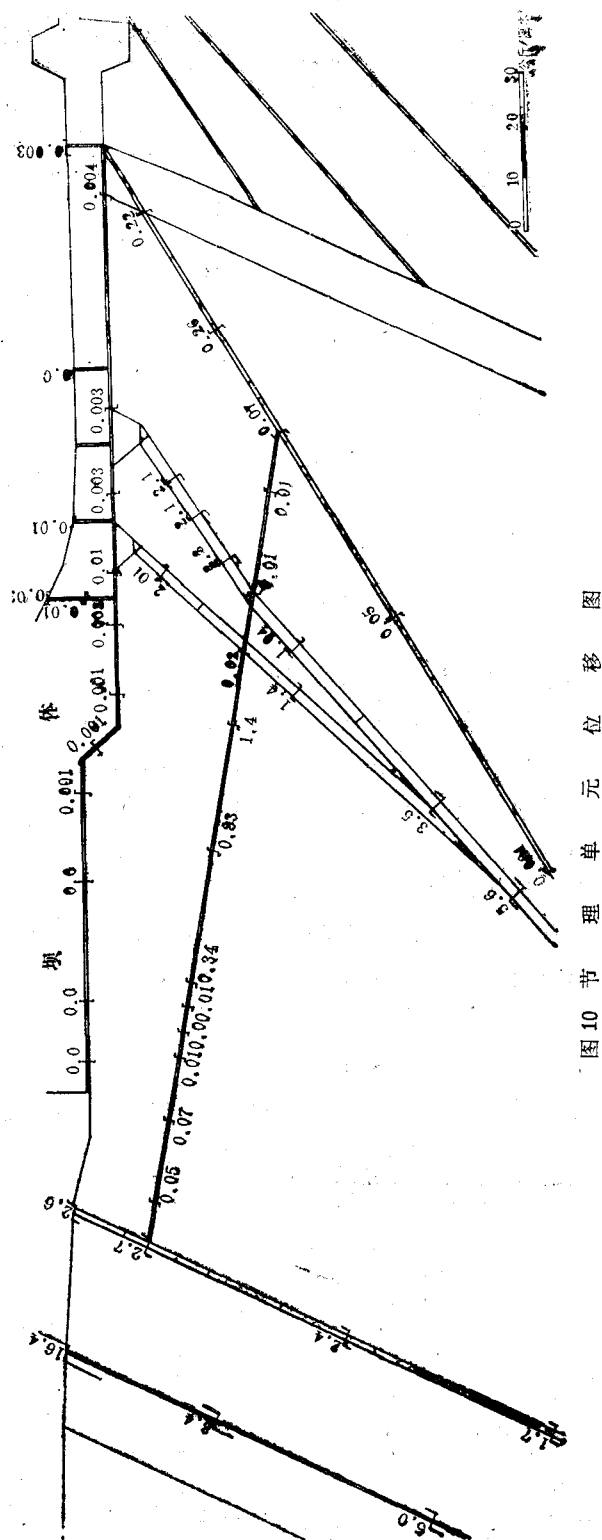


图10 节理单元位移图

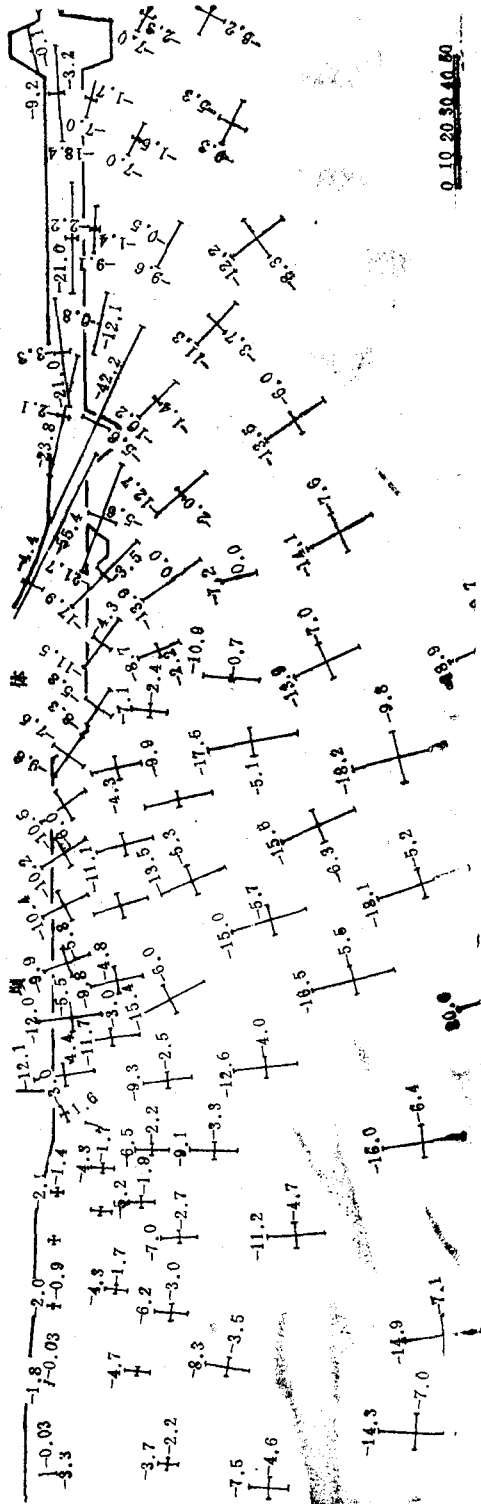


图11 块体单元主应力分布图

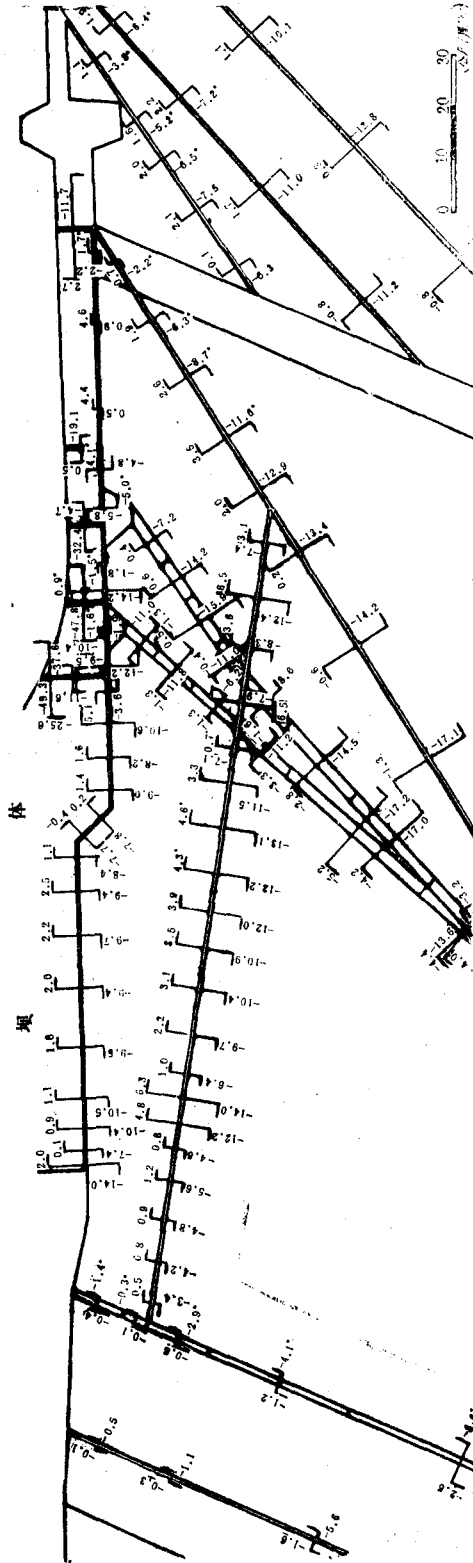


图12 节理单元应力图

可见混凝土塞有效地阻碍了深层滑动。

表5 正常与非常情况坝基单元的应力(单位: 公斤/厘米²)

单元号		(598)	(600)	(605)	(608)	(612)	(615)	(624)	(629)
正常情况	σ_x	-10.7	-9.4	-8.8	-9.3	-9.8	-13.8	-12.6	-19.1
	σ_y	-30.3	-20.4	-16.0	-16.5	-11.4	-10.8	-11.2	-10.3
非常情况	σ_x	-10.2	-7.9	-7.9	-9.1	-9.9	-14.6	-13.6	-20.1
	σ_y	-22.9	-16.8	-14.3	-15.8	-11.8	-11.4	-12.1	-11.8

设断层上产生塑性滑移的长度与断层长度之比为 η , 正常组合下, f_{s13} 、 F_{11} 的 η 值分别为20.2%与86.2%。对 f_{s13} — F_{11} 的组合滑裂面 $\eta=39.4\%$ 。

④大坝建基面夹层的 η 值远比上述组合面要小, 说明沿坝基面的抗滑安全系数较大。

表6 f_3 两侧自上至下四对结点的水平和垂直位移(单位: 厘米)

结点号		310	309	270	269	196	195	162	161
正常情况	水平	2.08	2.8	2.07	2.66	1.78	1.97	1.30	1.52
	垂直	-2.97	-1.5	-2.68	-1.42	-1.49	-1.04	-1.44	-0.82
非常情况	水平	2.12	2.89	2.15	2.72	1.83	2.05	1.36	1.58
	垂直	-3.63	-1.46	-3.11	-1.37	-1.49	-0.99	-1.42	-0.78

表7 F_4 两侧自上至下四对结点的水平和垂直位移(单位: 厘米)

结点号		337	336	307	306	194	193	132	131
正常情况	水平	2.83	2.94	2.68	2.79	2.15	2.25	1.11	1.14
	垂直	-1.85	-1.62	-1.79	-1.54	-1.46	-1.25	-0.88	-0.83
非常情况	水平	2.93	3.10	2.77	2.95	2.24	2.37	1.16	1.19
	垂直	-1.84	-1.48	-1.77	-1.40	-1.43	-1.13	-0.84	-0.76

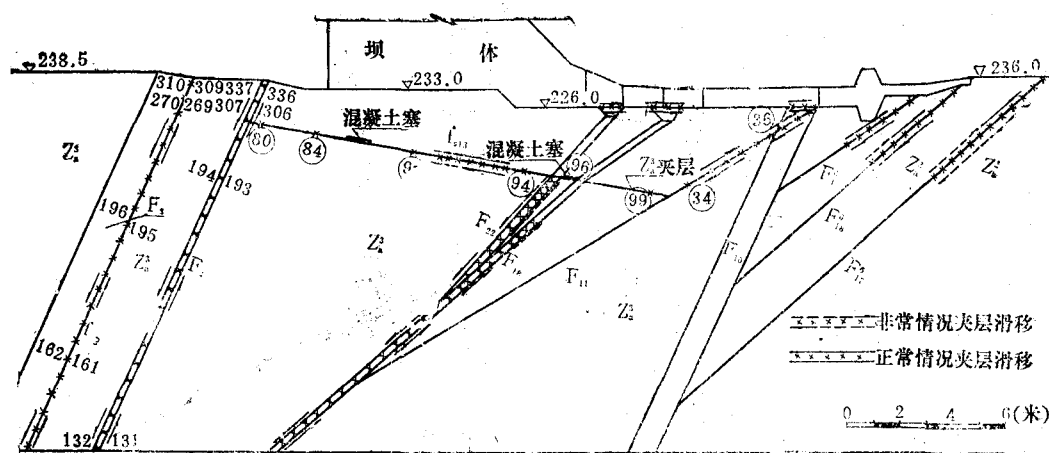


图13 正常及非常情况夹层单元材料状态图

⑤由于软弱夹层 F_{10} 的弹模较低, 摩擦系数不大, 形成在 F_{10} 上游的邻近单元中, 地基的绝对位移比消力池地板的对应点大, 即相对位移出现“变号”现象。

(3) 材料开裂及滑移状态分析

图 13 说明在正常情况下, 上游 f_{13} 、 F_4 软弱带全部发生滑移, 下游的 F_{11} 、 F_{10} 、 F_{12} 、 F_{17} 等断层之上部单元滑移, F_{22} 与 F_{18} 仅在 f_{13} 下部发生滑移, 而平缓断层 f_{13} 只有在 F_{22} 前面少数单元发生滑移。 F_{13} 、 F_{10} 中部某些块体元进入塑性状态。

表 8 安全系数 K_c 值

计算条件 安全系数	计算条件	
	不考虑粘结力	考虑粘结力
建基面滑动面	6.63	13.4
$F_4-f_{13}-F_{18}$ 滑动面	1.55	2.32
$F_4-f_{13}-F_{11}$ 滑动面	1.53	2.27

上游坝踵 f_{13} 以上及坝上游河床表面的一些单元, 还有 F_{22} 、 F_{18} 上下游少数单元被逐渐单向拉裂。地震荷载作用下, 夹层滑移单元增多。在非常荷载超载 1.5 时, f_{13} 滑移单元更多, 基本上与 F_{11} 构成滑动面。

(4) 坝体的抗滑稳定性

正常情况下计算的安全系数列于表 8 中 (按剪力比例法求得)。

五、需要进一步探讨的几个问题

1. 对于平面问题, 从理论上讲, 地基的计算边界似乎取得越大越好, 目前还有考虑衰减函数的无限边界元可供采用。本算例地基计算深度取的是 6.5 倍坝底宽。然而在用平面有限元分析本例这样河谷不太宽的坝时, 若考虑地基应力会向两岸扩散, 则实际上地基深部的应力会比计算值小得多, 故地基计算深度取得大以后, 计算的位移会比实际偏大。因此如何根据实际情况选取恰当的计算区域有待进一步研究。

2. 对岩性的不连续外, 本程序采用等厚度节理元模拟, 此种单元并未考虑岩体转动对应力、位移的影响。对于其影响有多大, 不考虑其影响的允许范围又如何确定, 也应有所探讨。有种说法是当节理单元的长度与厚度之比超过 100 倍时可忽略上述影响, 不然需对其几何矩阵、应力矩阵及刚度矩阵的表达式作相应修正, 以计及转动影响。

当软弱夹层较宽时, 计算中若将它处理成块体单元, 并在它的上下与坚硬岩体交界面上安排两条节理元, 以描述其较大的相对错动, 看来是可行的。

3. 当节理元的法向压应力过大时, 会出现单元两边岩体相互嵌入的现象, 破坏了位移连续条件, 程序中采用控制最大闭合度的方法处理。但最大闭合度应如何取值有待研究。又节理元的法向、切向刚度并非常量, 而是随法向压应力而变的, 对它们又如何合理取值也有待进一步研究。

4. 由实际应力状态及材料强度, 可求出破裂面上地基各点的局部安全系数和结构整体安全系数, 这种简单代数和法不考虑应力在破裂面上的分布方式及力的矢量属性, 不甚合理。葛修润同志建议用向滑出面投影矢量法计算安全系数值得一试, 公式为:

$$K_c = \frac{\sum \sigma_i \Delta l_i \sin \alpha_i + \sum \sigma_i \Delta l_i f_i \cos \alpha_i + \sum c_i \Delta l_i \cos \alpha_i}{\sum \sigma_i \Delta l_i \sin \alpha_i + \sum \tau_i \Delta l_i \cos \alpha_i}$$

式中 σ_i ——滑动面各单元的法向应力, 以压应力为正;

τ_i ——滑动面各单元的剪应力, 图 14 中以顺时针转动为正;

Δl_i ——沿滑动面的单元长;

c_i, f_i ——沿 Δl_i 的粘结力与摩擦系数;

α_i ——各滑动面与滑出面的夹角, 以图 14 角度取值。

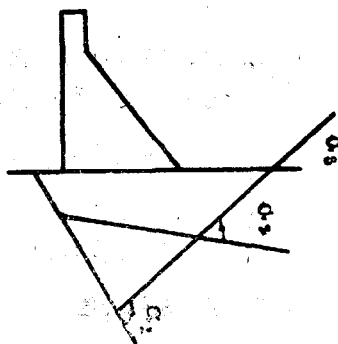


图 14

沿滑裂面的夹层破裂比 η 一定程度上反映着此滑面的状态。但在同样的 η 值情况下, 由于未滑移单元的抗滑贮备不同, 实际的稳定安全系数就不一样。因此如何在判断稳定安全系数时考虑 η 的因素也是需要探讨的。

5. 消力池底板对坝体稳定有很大作用, 但在地基滑裂面顶端往往需要考虑该处底板有可能折裂成缝, 则底板就仅仅成了压重。

6. 计算中常遇到几条夹层相交的情况, 如何填写其信息是个问题, 目前虽有几种方法, 但总不完善。另外, 由于非线性计算中, 迭加原理已不再适用, 当结构有强迫已知位移时, 在非线性迭代中如何处理也需深入工作的。

参 考 文 献

- [1] 华东水利学院:《弹性力学问题的有限单元法》(修订本), 水利电力出版社, 1978, 10
- [2] 黄文熙: 土的弹塑性应力~应变模型理论,《清华大学学报》, 1979年第1期
- [3] 陶振宇:《水工建设中的岩石力学问题》, 水利电力出版社, 1976. 8
- [4] 朱伯芳:《有限单元法原理与应用》, 水利电力出版社, 1979. 8
- [5] 刘怀恒: 岩石力学平面非线性有限元法及程序,《地下工程》, 1979年8期
- [6] 清华大学:《塑性理论基础》, 1980. 3
- [7] 陶纪南: 岩体工程有限元分析中弱面的力学模型,《岩石力学动态》, 1984年第1期