

CEEC 中国能建广西院

胶凝砂砾石坝在砂卵砾石深覆 盖层基础上的应用初探



2014年10月

引言

- 胶凝砂砾石坝是介于碾压混凝土坝和堆石坝间的一种新坝型，经过近40年的探索、发展以及工程实践证明，胶凝砂砾石坝具有节约工程投资、施工快速、环境适应性好等显著优点。但是对胶凝砂砾石坝坝体强度低和离散性大等特点的研究目前还处于较初级的阶段，其设计理论体系还需要进一步发展完善。胶凝砂砾石坝型对不同基础的适应性，是目前的一个研究的方向，存在较大的开拓空间，总结目前国内外的工程实例，胶凝砂砾石坝均选用岩石基础作为建基面，我们通过在岷江犍为航电枢纽工程库区防洪堤的设计，总结了一些在砂卵砾石深覆盖层基础上设计胶凝砂砾石坝的截面、进行稳定及应力分析、坝体构造设计等方面的经验，与大家共同探讨。

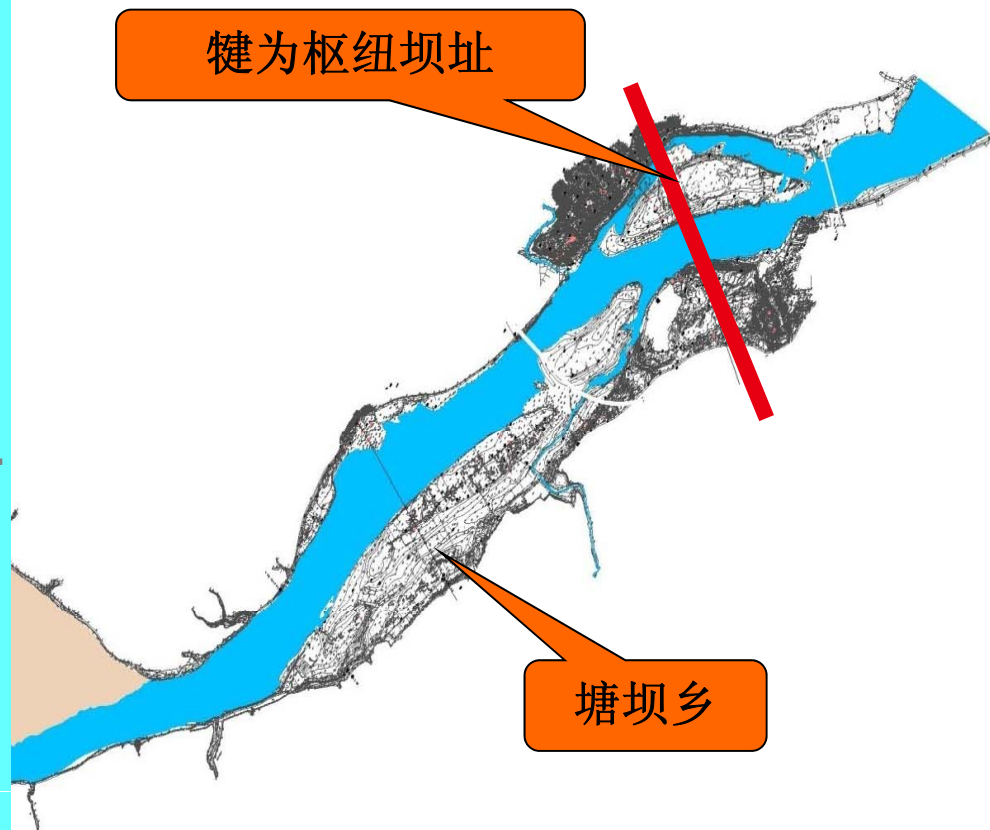
1 概述

岷江犍为航电枢纽工程位于四川岷江干流下游河段，是岷江下游河段（乐山—宜宾）航运和水电规划的第三个梯级，坝址位于乐山市犍为县城上游3km处。水库正常蓄水位为335.0m，总库容为2.27亿m³，总装机容量为500MW，为河床式电站，闸坝式挡水建筑物，III级船闸通航1000吨级船舶。工程等级为二等，工程规模为大（2）型。

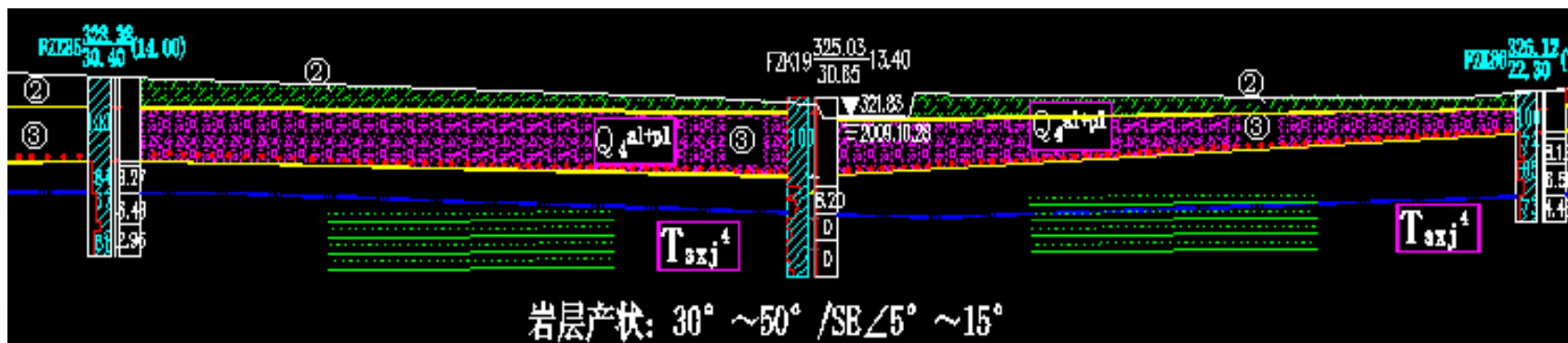


1 概述

库区塘坝乡防护工程位于坝址上游右岸的塘坝乡，由防洪堤、泵站及排涝隧洞组成。防洪堤布置在镇江坝内过洪沟右侧，由距坝址约3.6 km处向上游延伸，长约2.755km。堤防工程级别为4级，设防标准为20年一遇洪水（ $Q=36100\text{m}^3/\text{s}$ ），设计水位为335.12m，防洪堤堤顶高程为336.10m，防浪墙顶高程为337.30m。



1 概述



防洪堤地基土的特征为：覆盖层冲洪积层总厚度8.5m~17.6m，具双层结构，表部为粉土或砂质粉土②层，下部为卵石③层，稍密~中密结构，厚度9.0m~15.6m。基岩顶板高程310.68m~328.76m，为泥质粉砂岩、泥岩夹灰黑色碳质页岩及砂岩。砂卵石③层的力学强度较好，地基承载力为400kPa，设计作为堤防地基持力层，建基面最低高程为323.2m，堤防最大堤高14.1m。

2 断面设计

胶凝砂砾石坝主要靠自身重力来维持稳定，而坝体的重量主要决定于坝的形状和尺寸。目前胶凝砂砾石坝断面设计一般是按经验进行初步拟定，多是先采用对称的梯形断面进行分析，研究不同荷载工况下坝体稳定及坝底应力分布变化，坝体内部应力水平，再通过调整断面上下游坡比选择和优化出最合适的工程断面。根据本工程情况，考虑坝顶交通和堤防的运行维护要求，堤顶宽度选定为6m，参考国内外已建胶凝砂砾石坝断面上下游坡比，选择1:0.5~1:0.8的对称梯形断面进行结构稳定和应力分析。

2.1 材料力学法

计算基本参数

堤内最高运行水位：329.00m

堤内最低运行水位：321.50 m

堤外（库区）正常蓄水位：335.12 m

地基承载力特征值为0.4MPa

基础底面与卵石层之间的摩擦系数取0.5

渗透压力折减系数：0.50

坝体：设计容重 γ_r 取 23.0kN/m³；抗压强度标准值取4MPa

地震基本烈度为Ⅶ度，动峰加速度取0.1g

2.1 材料力学法

计算工况

正常蓄水

上游水位：
335.12m
下游水位：无水

校核洪水

上游水位：
335.12m
下游水位：
329.00

施工完建

上下游
均无水

地震工况

上游水位：
335.12m
下游水位：无水

2.1 材料力学法

计算方法与控制标准

防洪堤稳定应力计算按照抗滑稳定计算采用抗剪强度计算公式：

$$K_c = \frac{f \sum W}{\sum P}$$

$$\sigma_y = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{\sum M}{\sum W}$$

抗滑稳定安全控制标准：正常运用条件下不小于1.20，非常运用条件下不小于1.05；防洪堤各计算工况下基底的最大压应力不小于地基的允许承载力，且基底应力的最大值与最小值之比的允许值，正常运用条件下小于2.0，非常运用条件下小于2.50。

2.1 材料力学法

首先坝高取**8m、10m、12m、14m**，对称梯形断面，上下游坝坡坡比**1:0.8、1:0.7、1:0.6、1:0.5**进行稳定应力分析，计算结果见表一。

[E:\2014大坝年会\表一.doc](#)

从表一计算成果可见，当上下游坝坡坡比均为**1:0.5**时，各工况坝体的抗滑稳定能满足规范要求，且坝体垂直应力小于基础承载力；但当坝高超过**10m**后地震工况坝体基底应力最大值与最小值之比大于**2.5**，不满足要求。当上下游坝坡均大于**1:0.6**时，各工况的坝体抗滑稳定满足规范要求，基底应力小于基础承载力且最大基底应力与最小应力比值满足规范要求。

2.1 材料力学法

基于以上计算结果，进一步研究上游坡比为**1:0.5**，下游剖比为**1:0.6**、**1:0.7**、**1:0.8**的坝体断面的稳定应力情况，计算成果详见表二。[E:\2014大坝年会\表二.doc](#) 从表二计算成果可见上游坡比**1:0.5**，下游坡比为**1:0.8~0.6**各坝体断面抗滑稳定及基底应力情况均能满足要求。

比较分析表一和表二抗滑稳定安全系数及应力成果，上游坝坡坡比为**1:0.5**、下游坝坡坡比为**1:0.8**与上游坝坡坡比为**1:0.5**、下游坝坡坡比为**1:0.7**两个坝体断面的各工况下基底应力分布较为均匀，安全系数亦相对较高。根据材料力学法的计算成果，上游坝坡坡比为**1:0.5**、下游坝坡坡比为**1:0.7**的坝体断面。

2.2 有限元法

在材料力学法分析的基础上，采用有限元法建立上游坡比为**1:0.5-1: 0.6**、下游坡比为**1:0.65-1:0.7**，共**6**种坡比组合的模型进行堤体的应力和变形计算分析，建立了防洪堤的有限元计算模型，如图**2-1**。不同组合的堤体体型详见表三和图**2-2**。

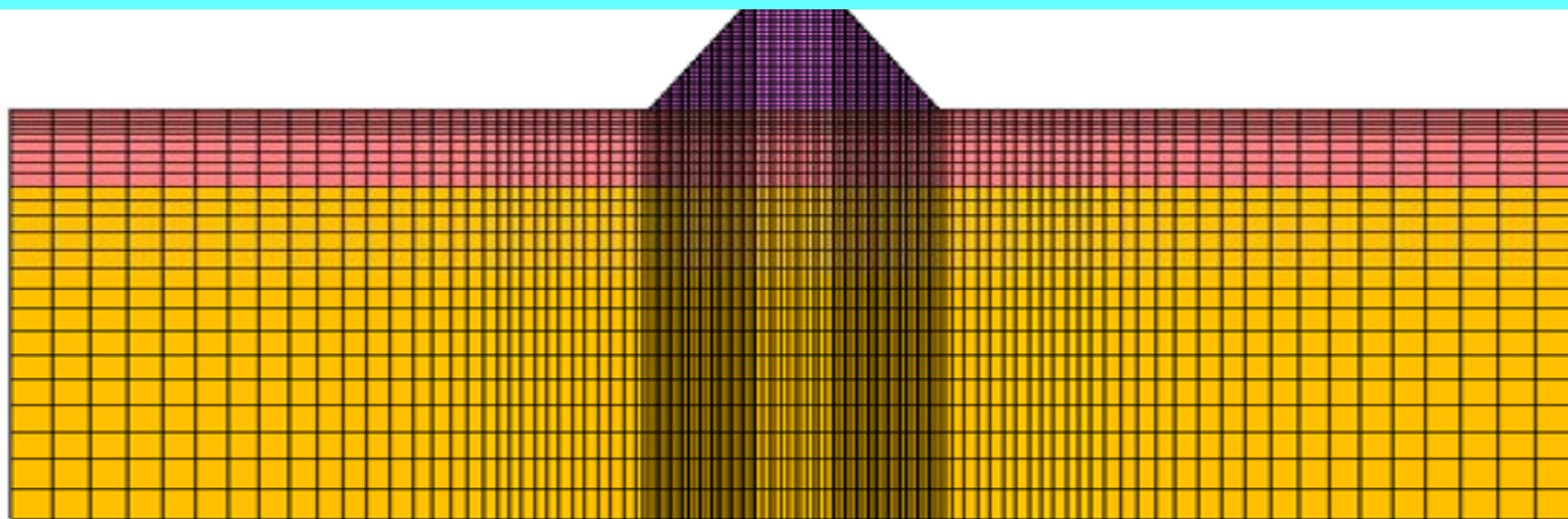


图 2-1 防洪堤有限元模型（上下游坡比1:0.6）

2.2 有限元法

表三 6种不同的堤体体型

编号	顶宽 (m)	上游坡 比1:m	下游坡 比1:n	综合坡 比m+n	底宽 (m)	断面积 (m ²)
1	6	1:0.5	1:0.65	1.15	22.22	198.92
2	6	1:0.5	1:0.7	1.2	22.92	203.89
3	6	1:0.55	1:0.65	1.2	22.92	203.89
4	6	1:0.55	1:0.7	1.25	23.63	208.86
5	6	1:0.6	1:0.6	1.2	22.92	203.89
6	6	1:0.4	1:0.7	1.1	21.51	193.95

2.2 有限元法

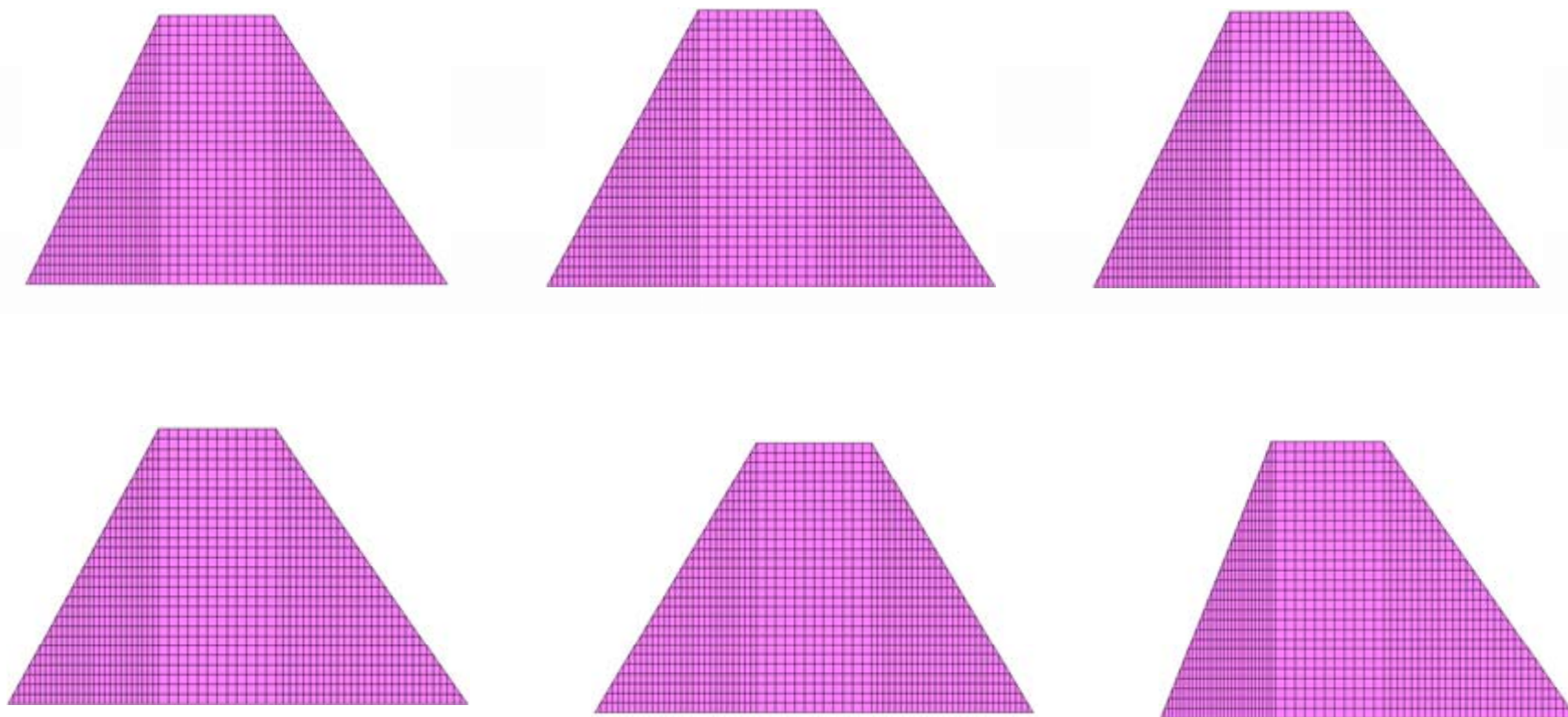


图 2-2 6种堤体有限元模型

2.2 有限元法

对6个体型的防洪堤在不同工况下的应力变形采用非线性有限元方法进行计算分析，计算中考虑堤体施工过程的仿真。

计算表明，除坝踵、坝趾应力集中区外，各种体型下，建基面应力分布均较均匀。在离开坝踵、坝趾1m远后，坝体竖向正应力值较小，为200kPa左右，6种体型下，堤体建基面竖向正应力随施工过程的分布图如图 2- 3所示。

2.2 有限元法

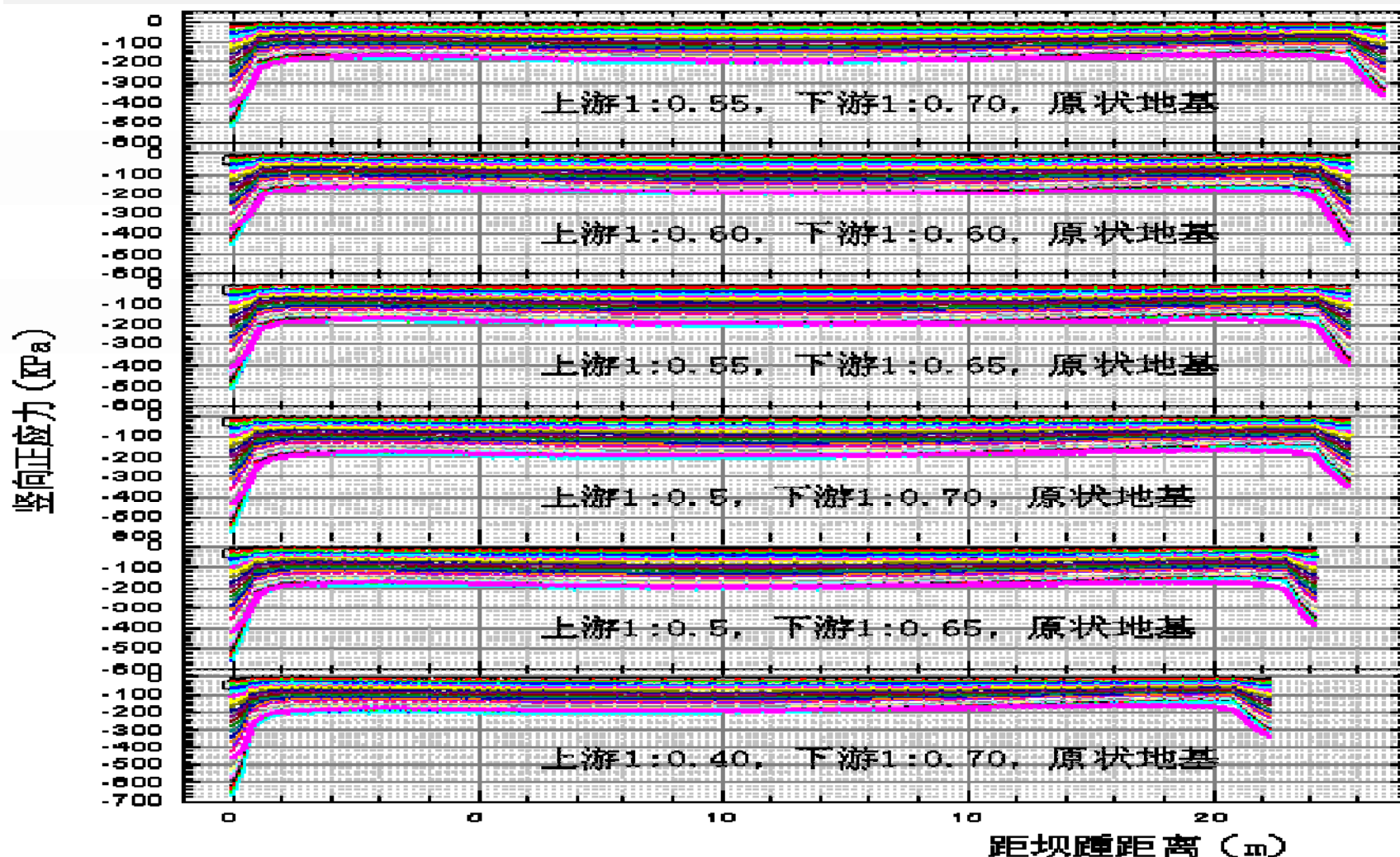


图 2-3 六种体型下，建基面竖向正应力随施工过程变化图

2.2 有限元法

当上游坡陡于下游坡时，随着堤体施工的填筑上升，坝踵竖向正应力的增幅大于坝趾处的竖向正应力。

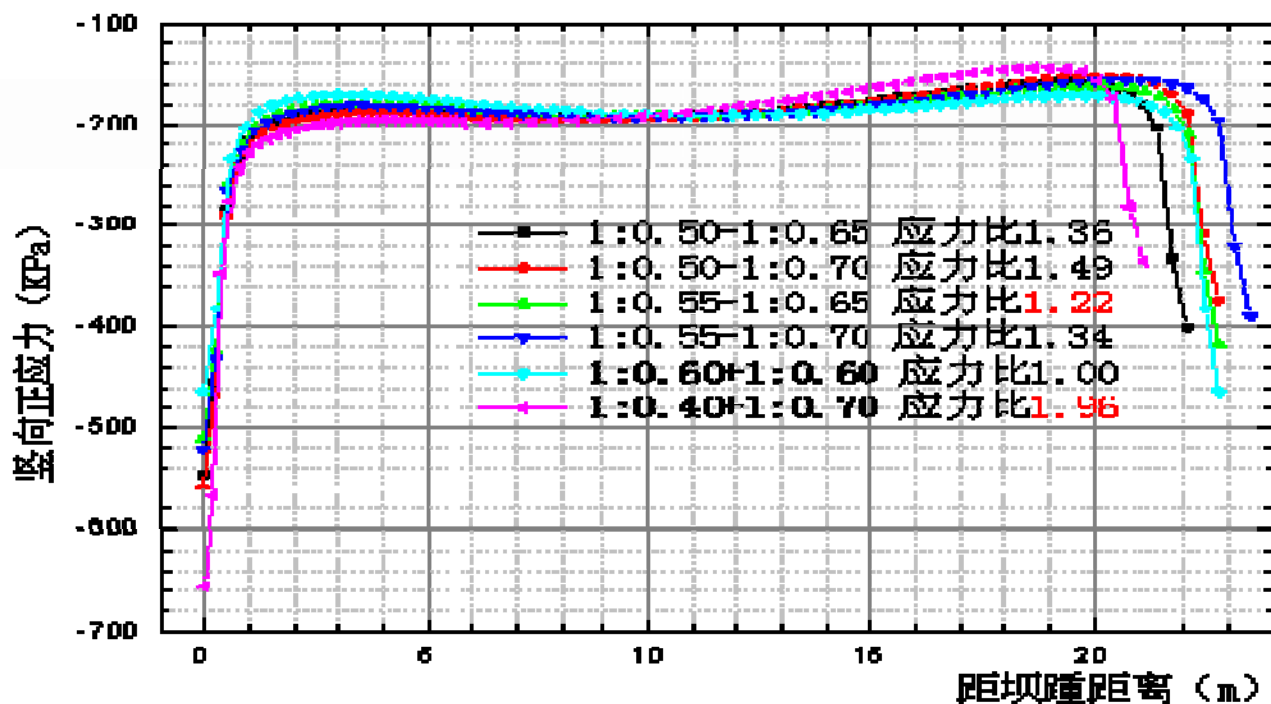


图2-4 不同体型下完建工况建基面竖向正应力分布

2.2 有限元法

随着防洪堤挡水工作，坝踵、坝趾处的应力相应调整，但由于防洪堤高度较低，由蓄水造成的应力调整幅度较小。由图 2-5 可见，不同体型下，建基面内部应力变化不大，均在**200KPa**左右浮动。由于存在应力集中，坝踵处的竖向正应力均超过**400KPa**，超过**400KPa**的区域不超过**1m**，坝趾区也存在相类似的应力分布。

2.2 有限元法

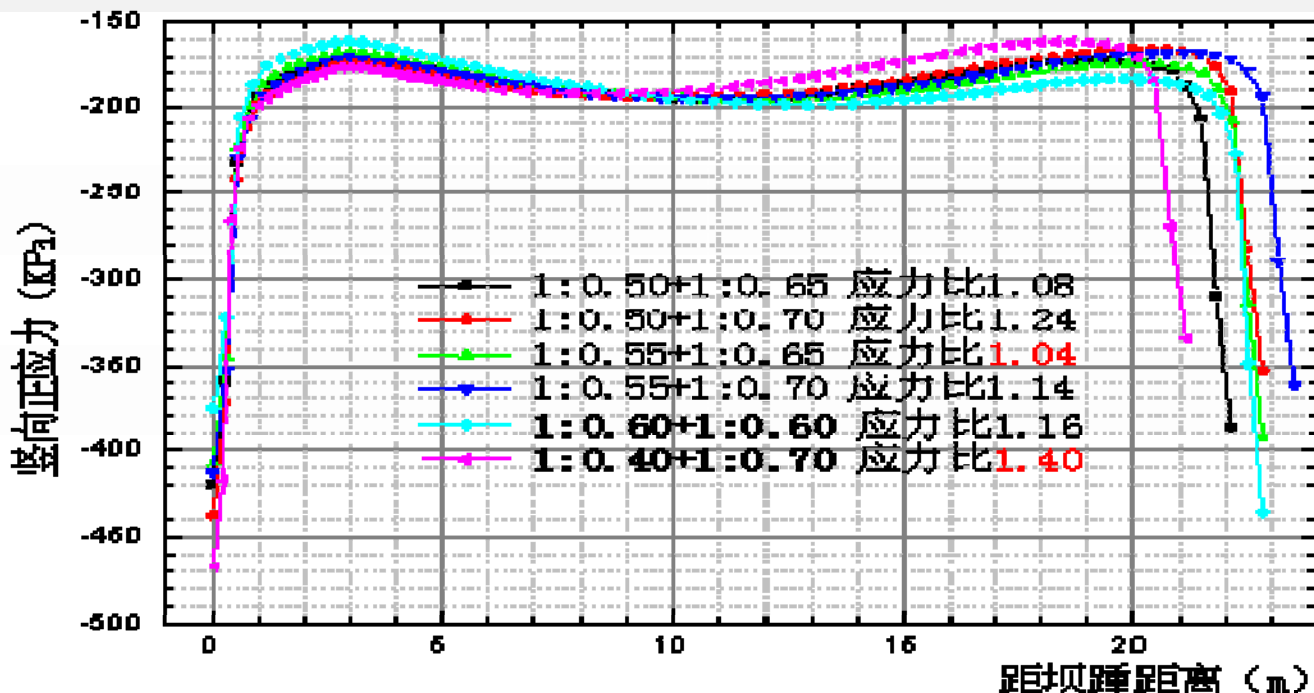
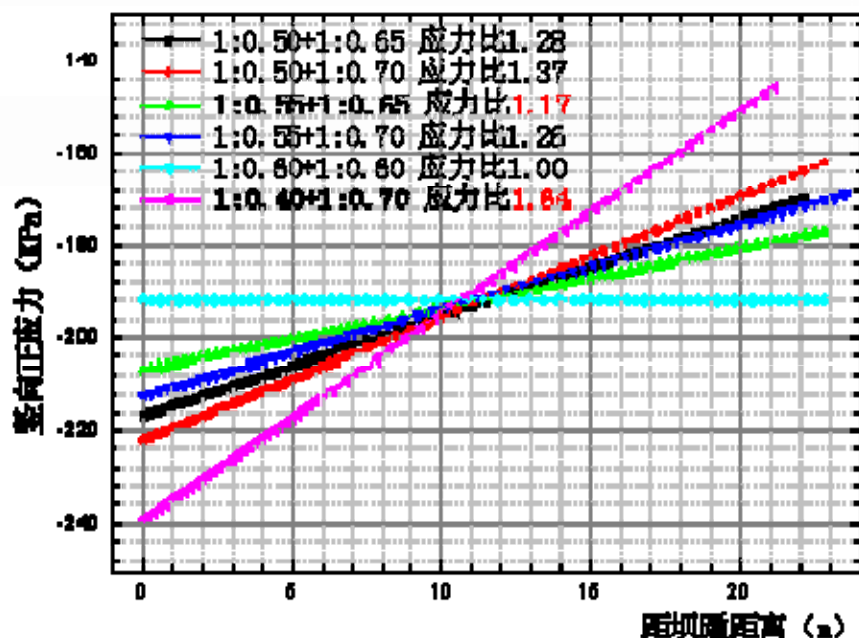


图 2-5 不同体型下正常蓄水工况建基面竖向正应力分布

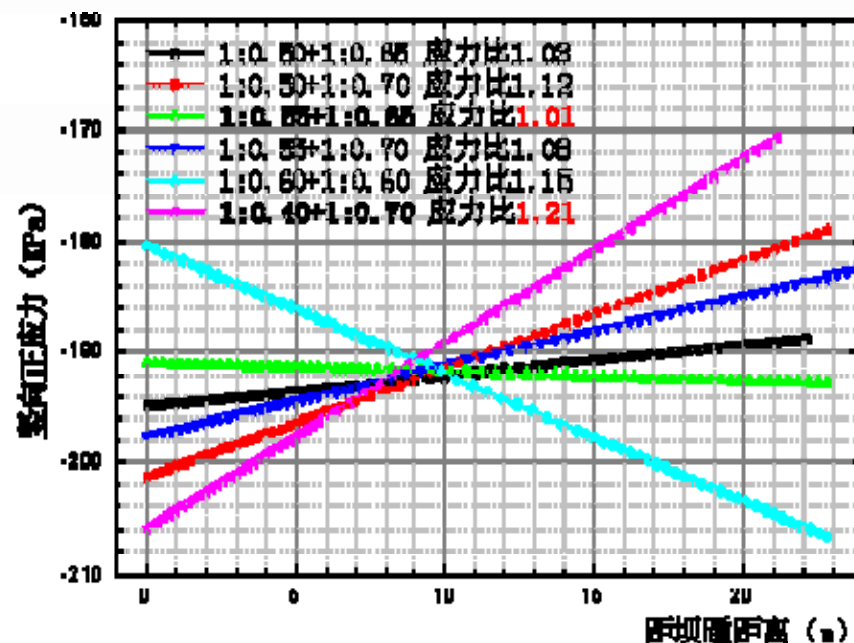
结果表明，上游1:0.4、下游1:0.7时，坝踵、坝趾处的竖向正应力差别最大，为1.40。上游1:0.55下游1:0.65的体型，在完建和正常运行工况下坝踵、坝趾处的竖向正应力比最小。

2.2 有限元法

由于有限元方法计算时，坝踵、坝趾处存在应力集中，对应力计算结果进行了有限元等效应力处理。



完建工况下有限元等效应力计算结果



正常蓄水工况下有限元等效应力计算结果

2.2 有限元法

根据有限元等效应力计算结果，完建工况下，采用上游**1:0.4**，下游**1:0.7**体型时，基底最大压应力最大，最大值接近**240kPa**，基底最大最小应力比值为**1.64**，采用上下游等坡比（**1:0.6**）时，基地最大压应力最小，为**192kPa**，基底最大最小应力比值为**1.0**，均小于**2.5**。正常运行工况下，采用上游**1:0.4**，下游**1:0.7**体型时，基底最大压应力最大，最大值约为**212kPa**，基底最大最小应力比值为**1.21**，采用上游**1:0.55**，下游**1:0.65**体型时，基底最大最小应力比值最小，为**1.01**。

2.2 有限元法

对不同断面体型的抗滑稳定进行计算分析，计算结果详见表四。

编号	顶宽 (m)	上游坡比 1:m	下游坡比 1:n	抗滑稳定安全系数	
				正常工况	地震工况
1	6	1:0.5	1:0.65	2.35	1.69
2	6	1:0.5	1:0.7	2.42	1.72
3	6	1:0.55	1:0.65	2.20	1.59
4	6	1:0.55	1:0.7	2.43	1.73
5	6	1:0.6	1:0.6	2.22	1.60
6	6	1:0.4	1:0.7	2.04	1.50

2.2 有限元法

计算表明，各种体型下，均满足规范要求的正常运用条件下不小于**1.20**，非常运用条件下不小于**1.05**的规定。

通过有限元法进行优化分析，建议采用上游坝坡坡比为**1:0.55**、下游坝坡坡比为**1:0.65**的坝体断面。

3 沉降分析

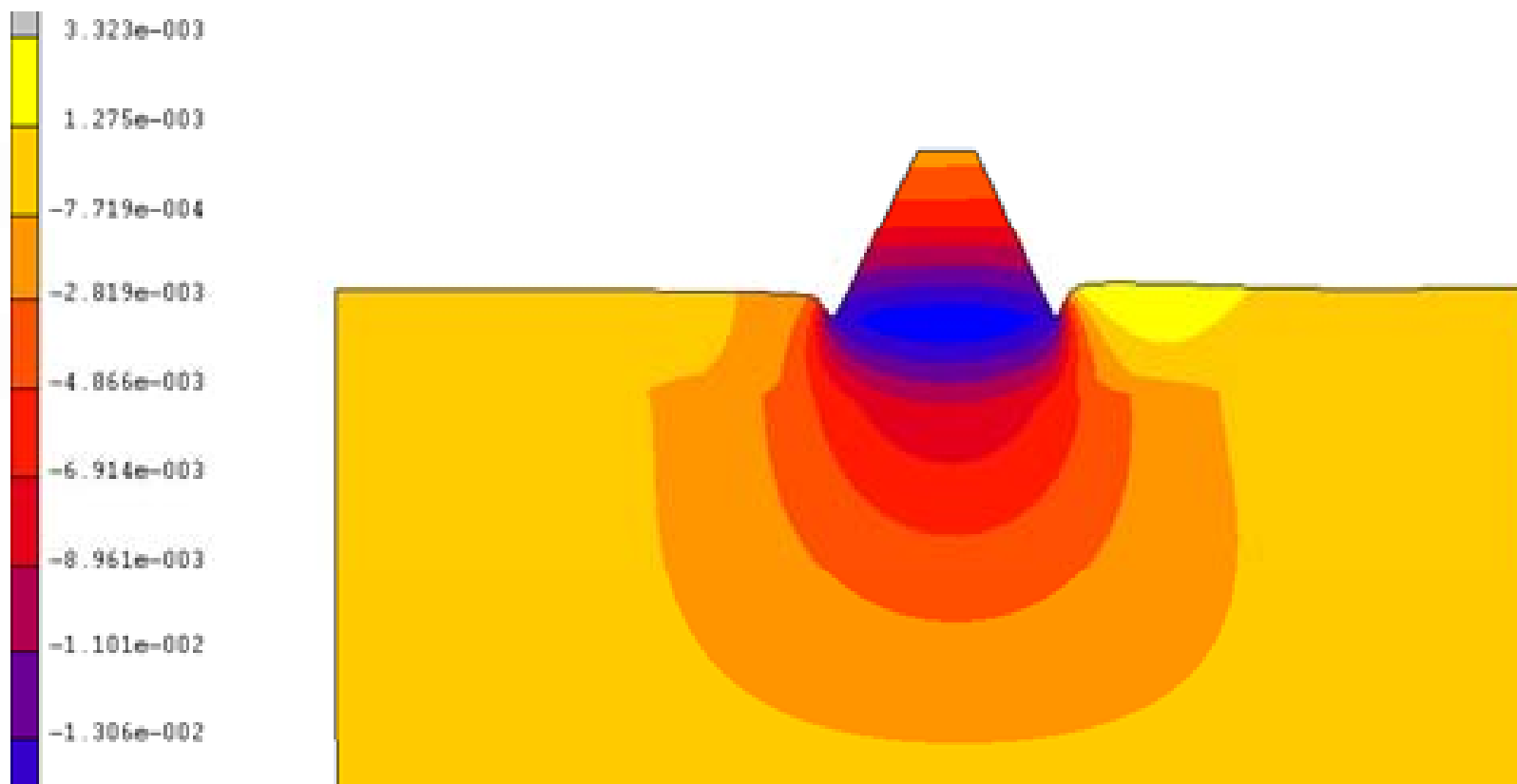
对建于岩基和砂卵石地基的胶凝砂砾石堤的变形特性进行对比分析。相比于基岩上的胶凝砂砾石堤，原状卵石层上的胶凝砂砾石堤变形分布具有以下不同特点。修建在均匀、坚硬的岩石上的胶凝砂砾石堤，变形较均匀，基岩变形梯度较小。而修建于砂卵石地基上的胶凝砂砾石堤，由于砂卵石材料变形模量较低，堤体沉降较大，基础变形主要集中在较浅的表层内，变形梯度较大。

3 沉降分析

正常运行工况下，不同体型堤体最大变形与沉降量

编号	顶宽 (m)	上游坡 比1:m	下游坡 比1:n	综合坡 比m+n	最大沉降量 (mm)	
					完建 工况	正常蓄水 工况
1	6	1:0.5	1:0.65	1.15	32.71	29.96
2	6	1:0.5	1:0.7	1.2	33.08	29.52
3	6	1:0.55	1:0.65	1.2	32.28	30.38
4	6	1:0.55	1:0.7	1.25	32.55	29.77
5	6	1:0.6	1:0.6	1.2	31.99	31.64
6	6	1:0.4	1:0.7	1.1	34.34	28.75

3 沉降分析



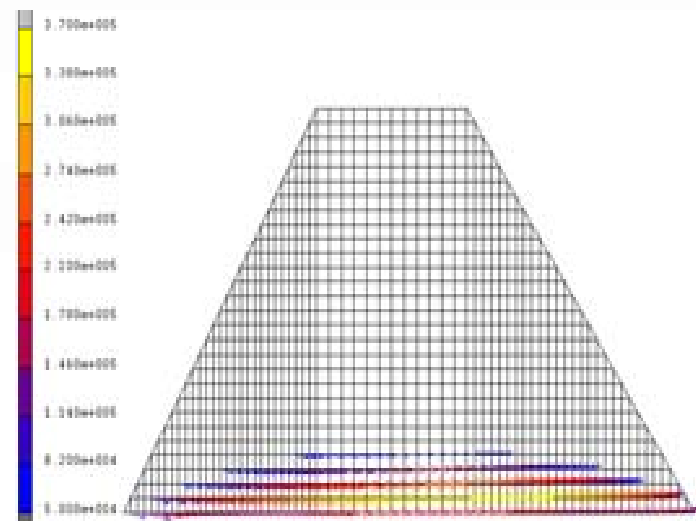
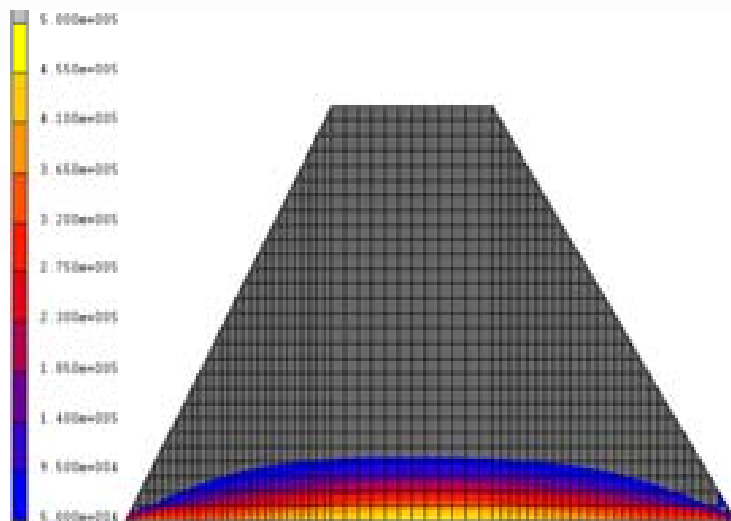
上下游坡比均为1:0.6基岩弹性模量200MPa模型竖向位移分布
(单位: m, 放大200倍)

3 沉降分析

由于卵石层弹性模量较低而泊松比较大，除了造成堤体沉降量较大外，还在堤体建基面底部出现顺河向的拉应力。

	顶宽 (m)	上游坡比 1:m	下游坡比 1:n	综合坡比 m+n	完建工况 (kPa)	正常运行工况 (kPa)
1	6	1:0.5	1:0.65	1.15	578.8	489.6
2	6	1:0.5	1:0.7	1.2	599.9	509.2
3	6	1:0.55	1:0.65	1.2	605.0	514.6
4	6	1:0.55	1:0.7	1.25	627.1	534.0
5	6	1:0.6	1:0.6	1.2	606.8	516.9
6	6	1:0.4	1:0.7	1.1	542.2	456.2

3 沉降分析



完建工况下，上游1:0.55下游1:0.65体型时，建基面拉应力分布区

3 沉降分析

由于胶凝砂砾石本体强度较低，工程设计一般应使其在受压状态下工作，沉降分析堤体底部出现顺河向的主拉应力，拉应力值约为**0.6kPa**。由于砂卵石基础的变形主要集中在浅表层，变形梯度较大，考虑对砂卵石层采用富浆胶凝砂砾石置换的地基处理方案。采用上游**1:0.55**，下游**1:0.65**体型进行，建立有限元计算模型，计算方案如表 3- 3所示，有限元模型如图 3- 3所示。

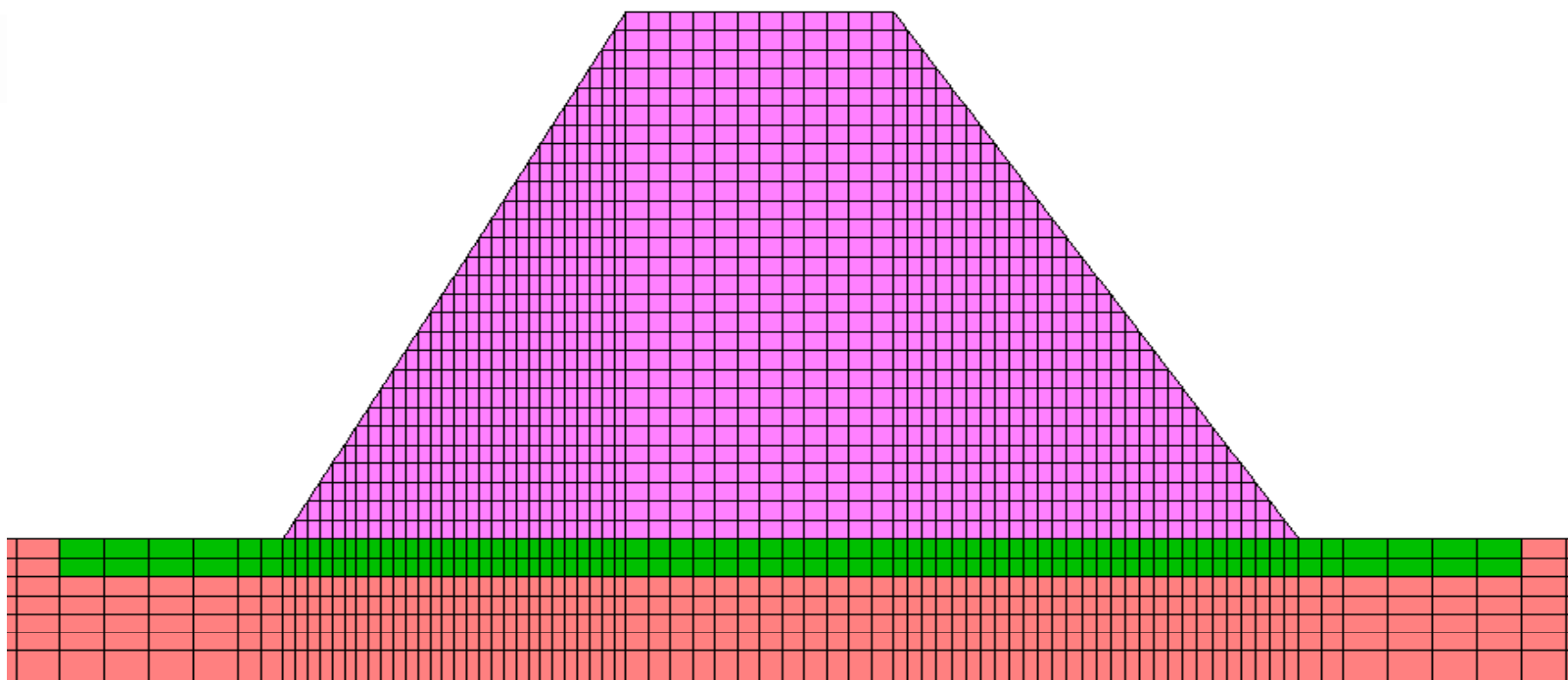
3 沉降分析

表 3- 3 地基置换研究方案

方案编号	富浆胶凝砂砾石	转换厚度	置换范围
1	C_{180}^{10} $E=18\text{GPa}$	1.0	5.0
2		1.5	5.0
3		2.0	5.0
4	C_{180}^{15} $E=22\text{GPa}$	1.0	5.0
5		1.5	5.0
6		2.0	5.0

3 沉降分析

图 3-3 1、3地基置换方案局部有限元模型



3 沉降分析

6种处理方案下堤体最大沉降变形量如表 3- 4所示。

方案编号	富浆胶凝砂砾石	完建工况	正常蓄水工况
1	$C_{180}10$ $E=18\text{GPa}$	13.1	11.8
2		12.3	11.0
3		11.6	10.4
4	$C_{180}15$ $E=22\text{GPa}$	13.0	11.7
5		12.2	10.9
6		11.5	10.3

3 沉降分析

不同工况下堤体完建和正常蓄水工况下的堤体最大主应力如图 3- 4-图 ~3- 15所示。

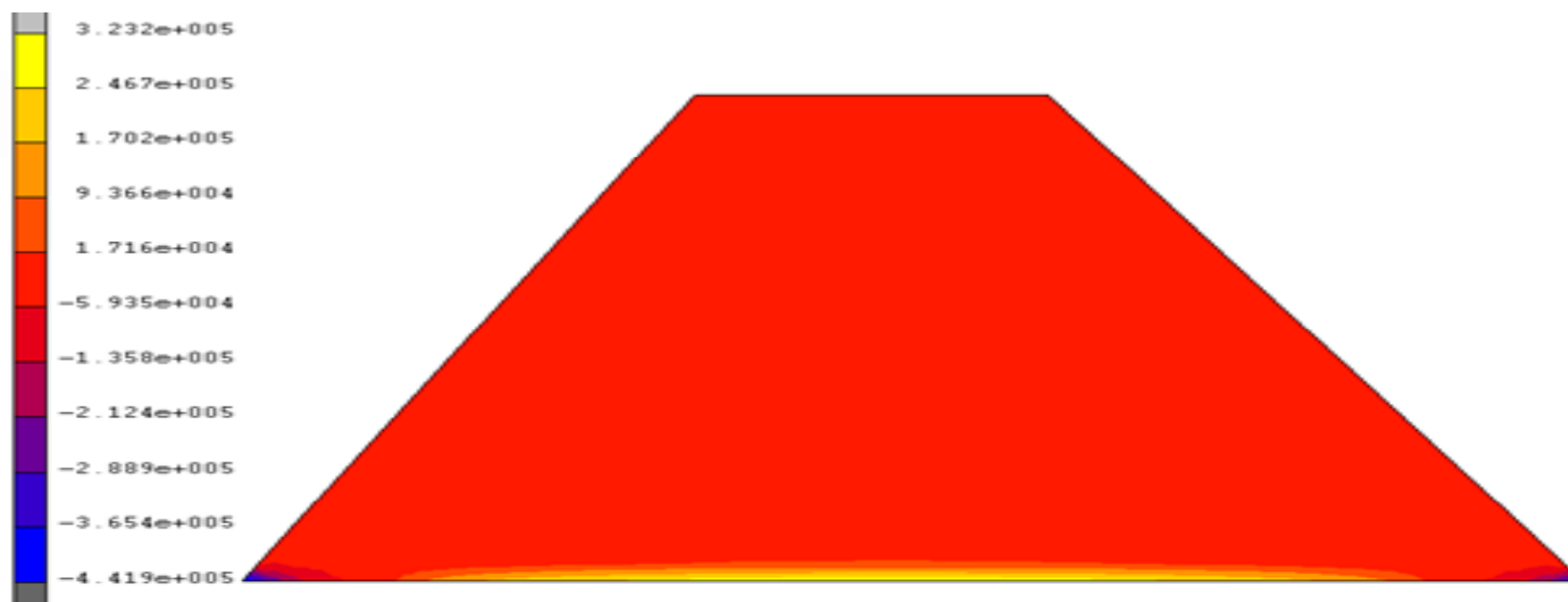


图 3- 4 方案1完建工况下堤体最大主应力分布(Pa)

3 沉降分析

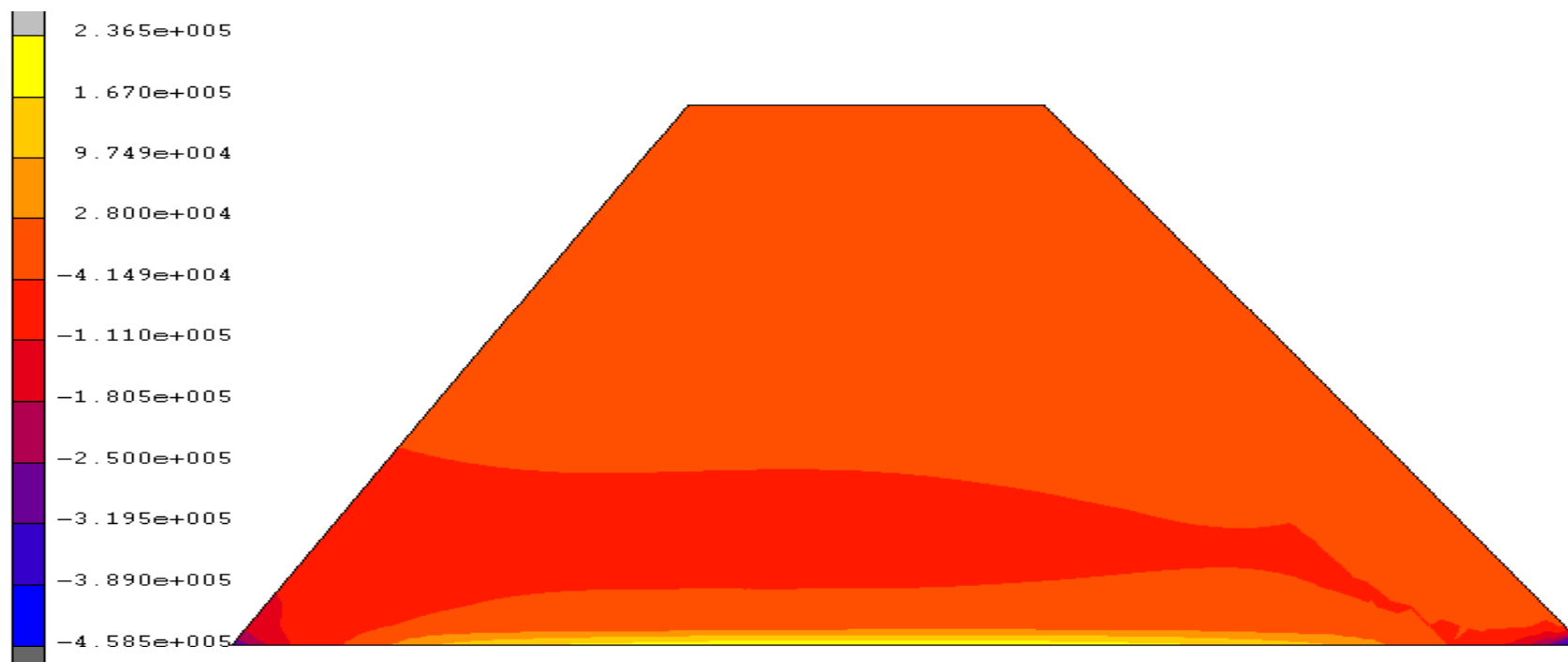


图 3-5 方案1正常蓄水工况下堤体最大主应力分布(Pa)

3 沉降分析

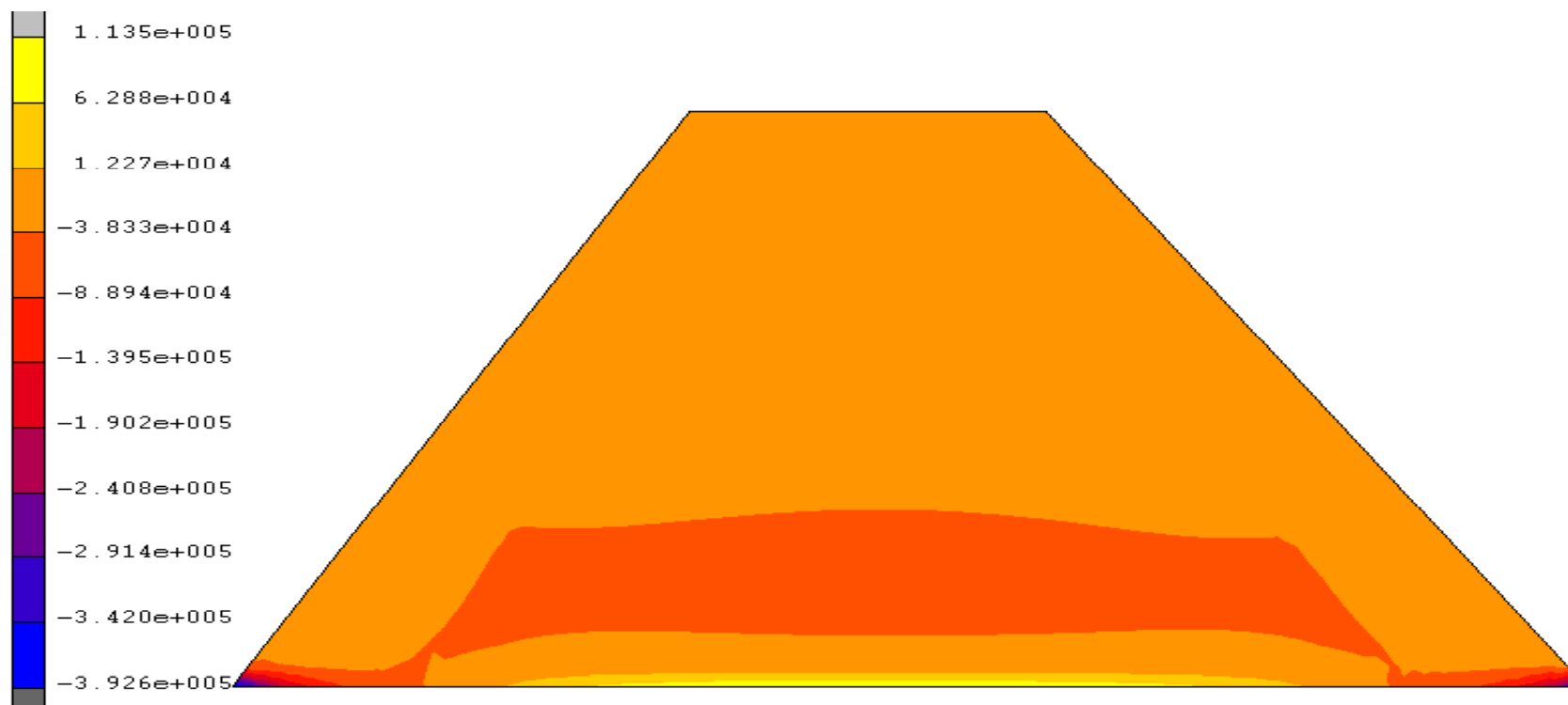


图 3-6 方案2完建工况下堤体最大主应力分布(Pa)

3 沉降分析

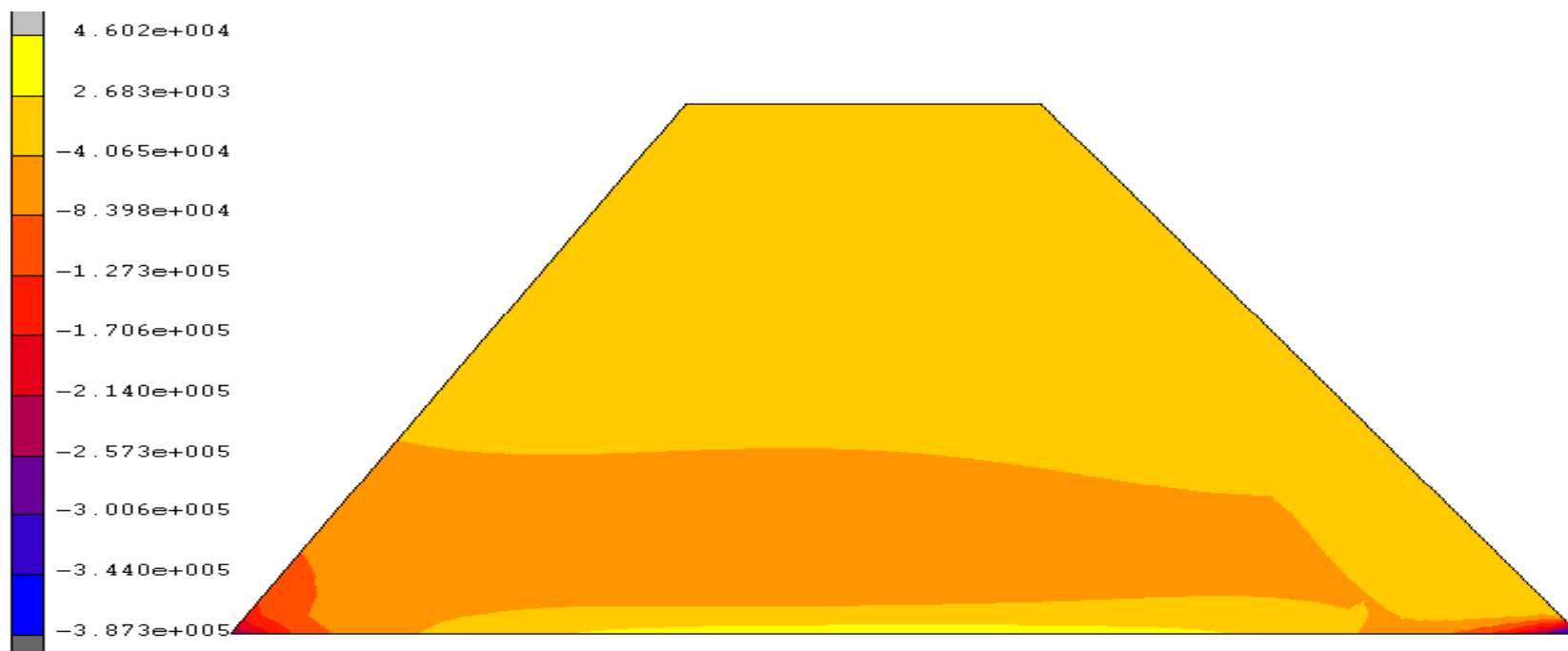


图 3-7 方案2正常蓄水工况下堤体最大主应力分布(Pa)

3 沉降分析

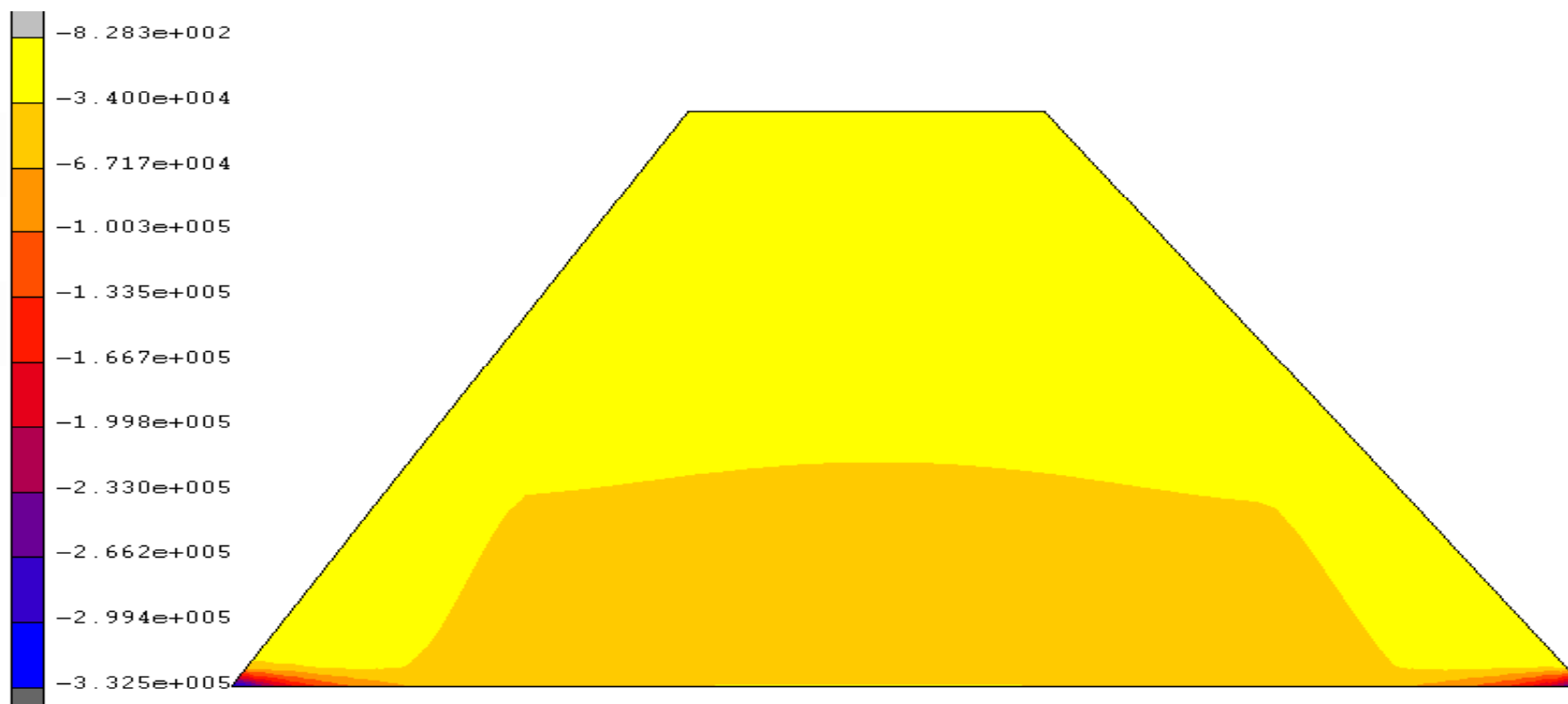


图 3-8 方案3完建工况下堤体最大主应力分布(Pa)

3 沉降分析

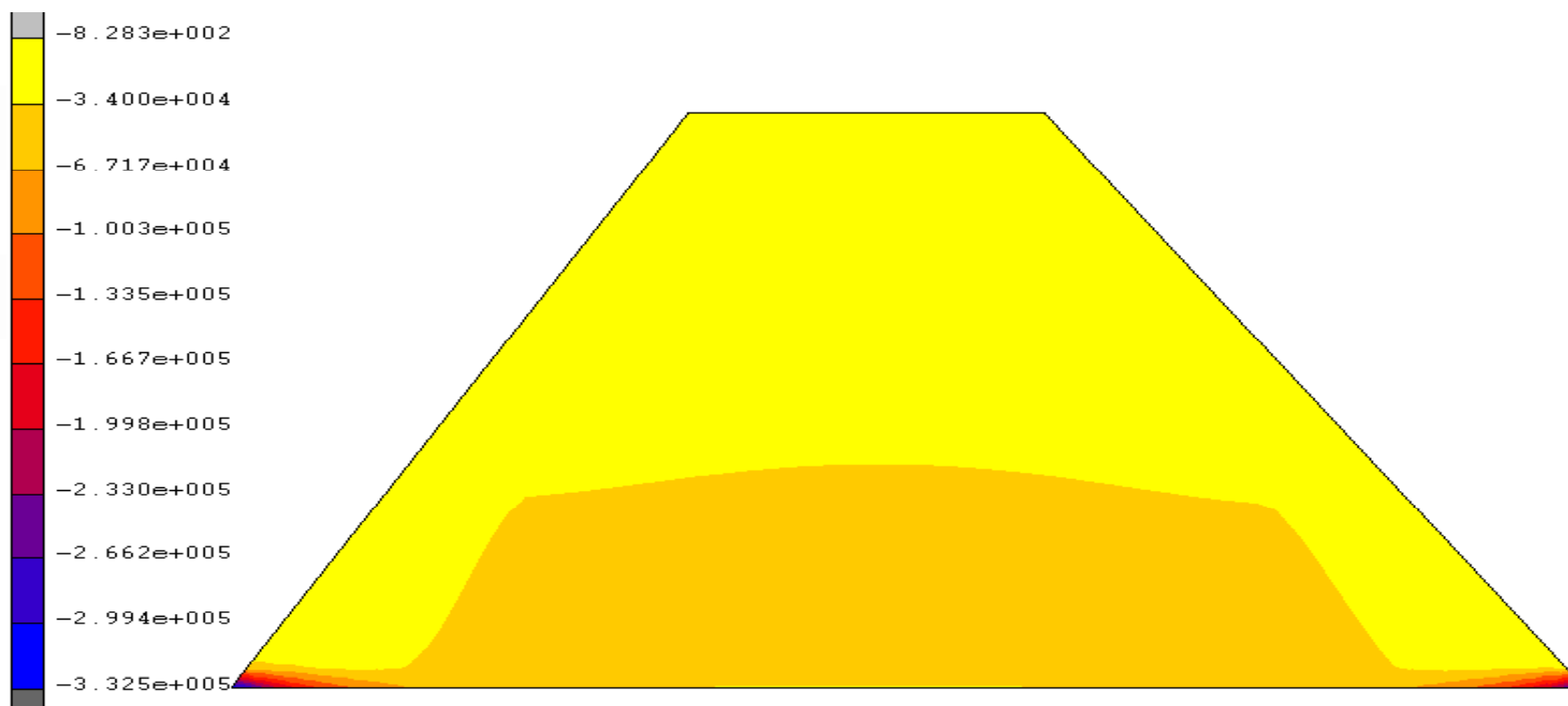


图 3-9 方案3正常蓄水工况下堤体最大主应力分布(Pa)

3 沉降分析

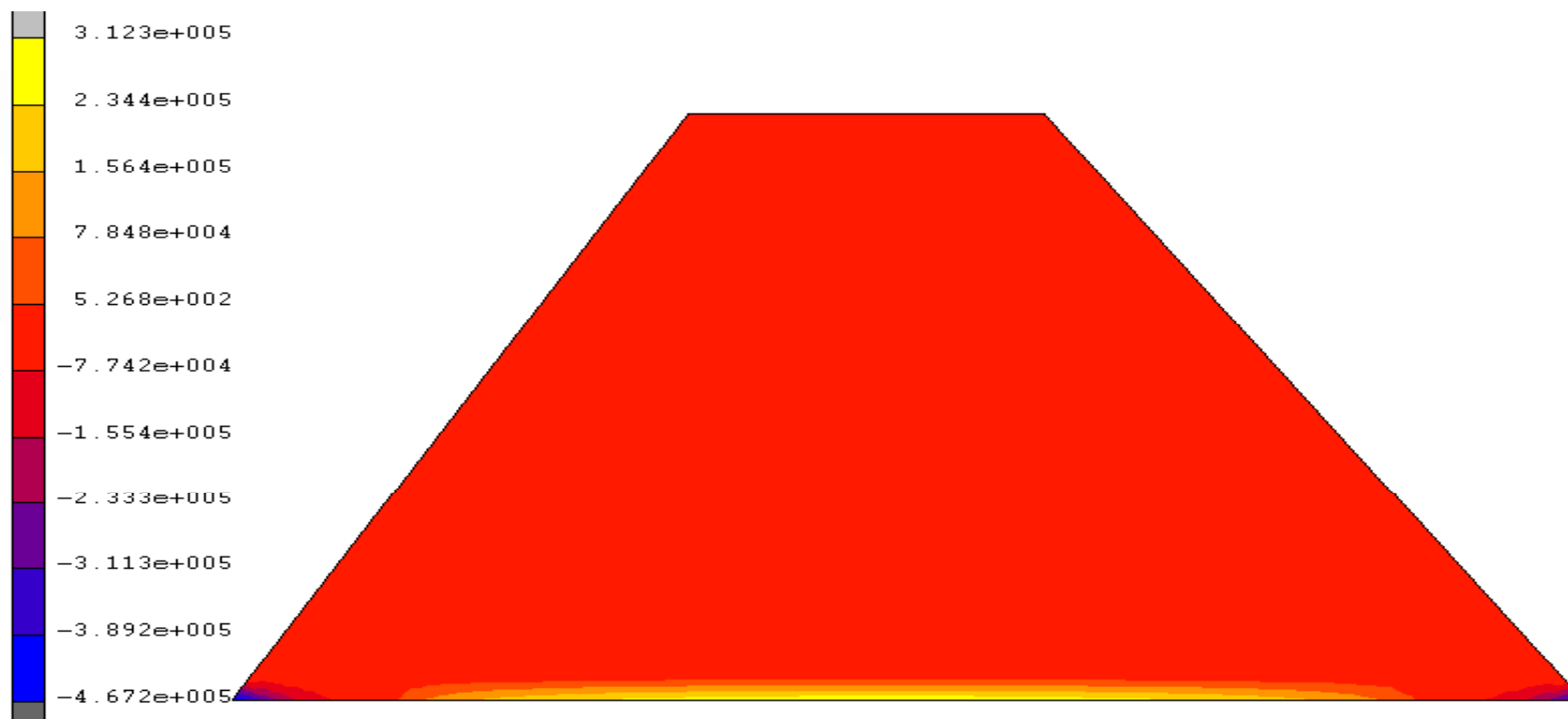


图 3- 10 方案4完建工况下堤体最大主应力分布(Pa)

3 沉降分析

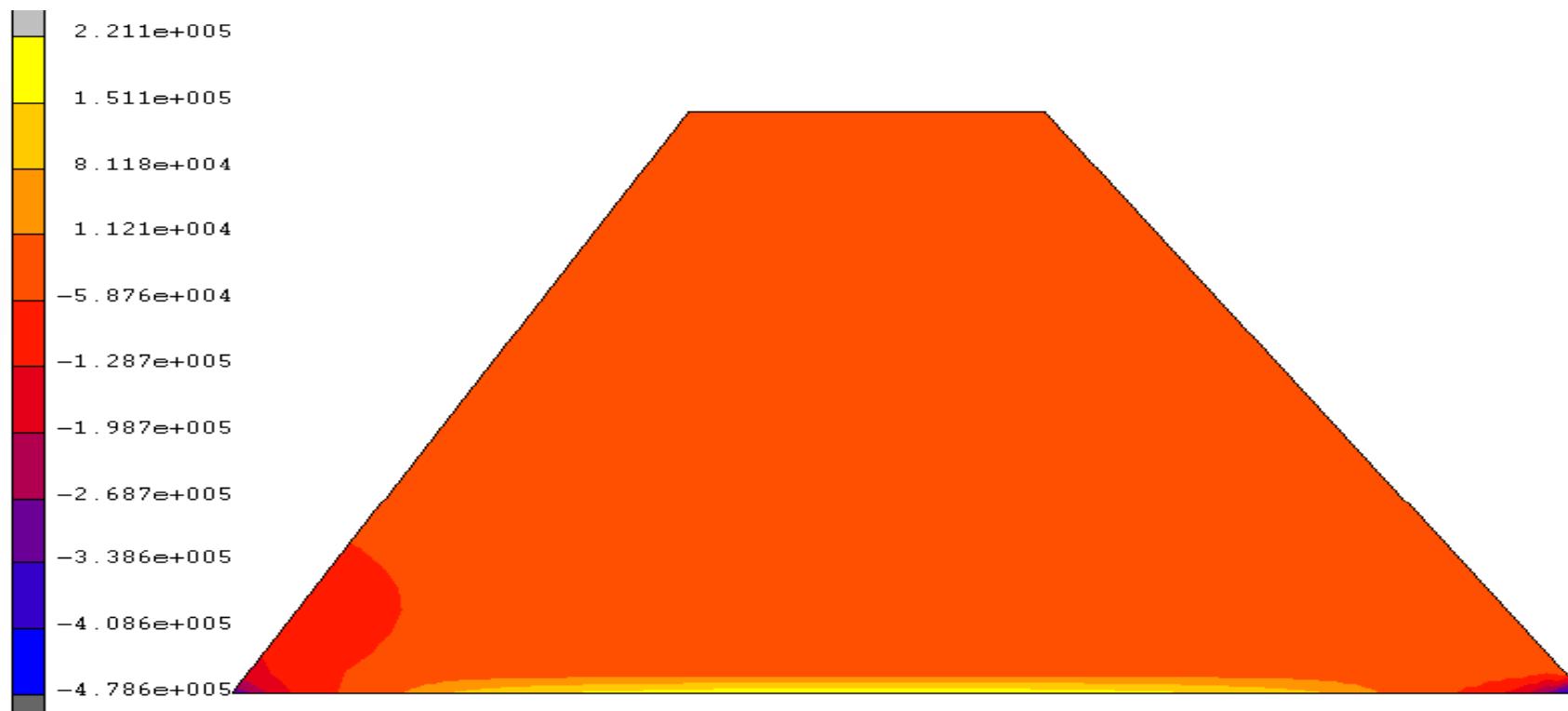


图 3- 11 方案4正常蓄水工况下堤体最大主应力分布(Pa)

3 沉降分析

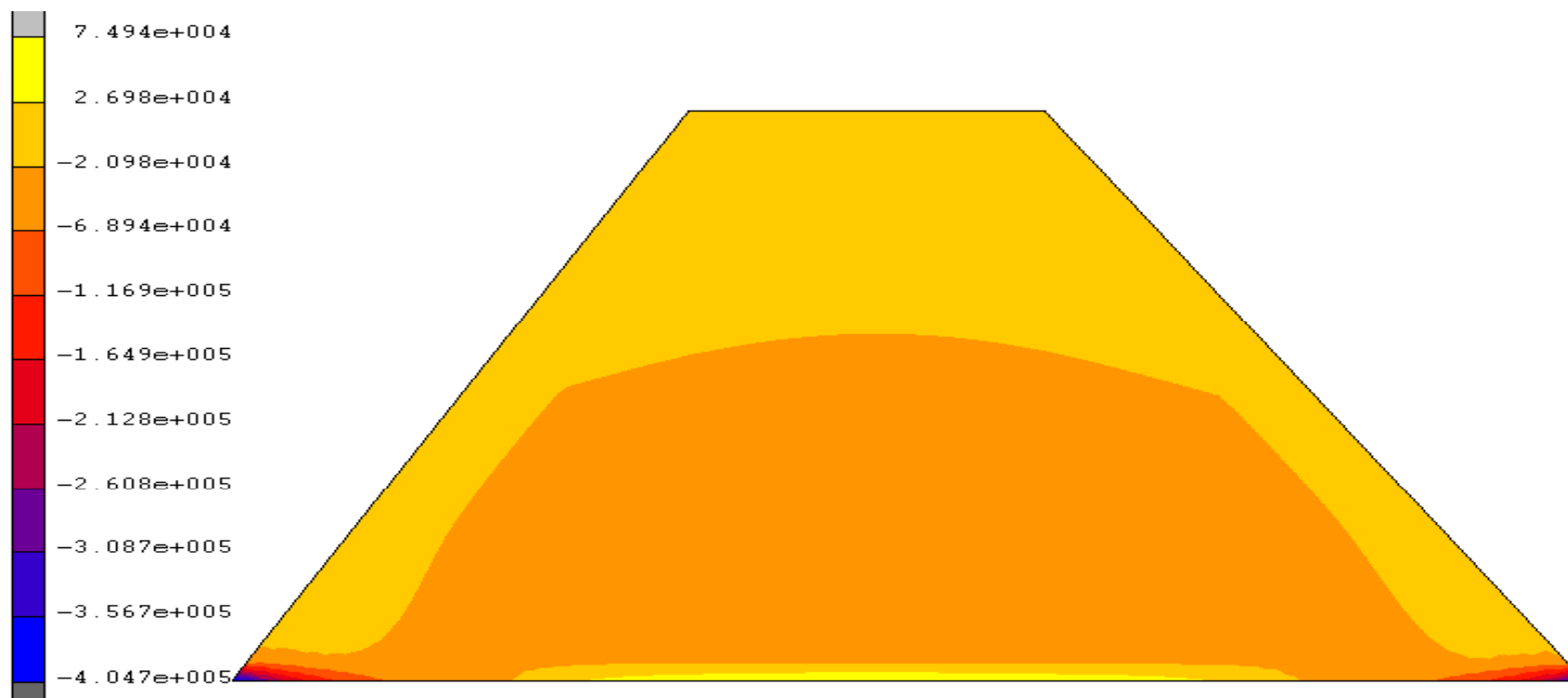


图 3- 12 方案5完建工况下堤体最大主应力分布(Pa)

3 沉降分析

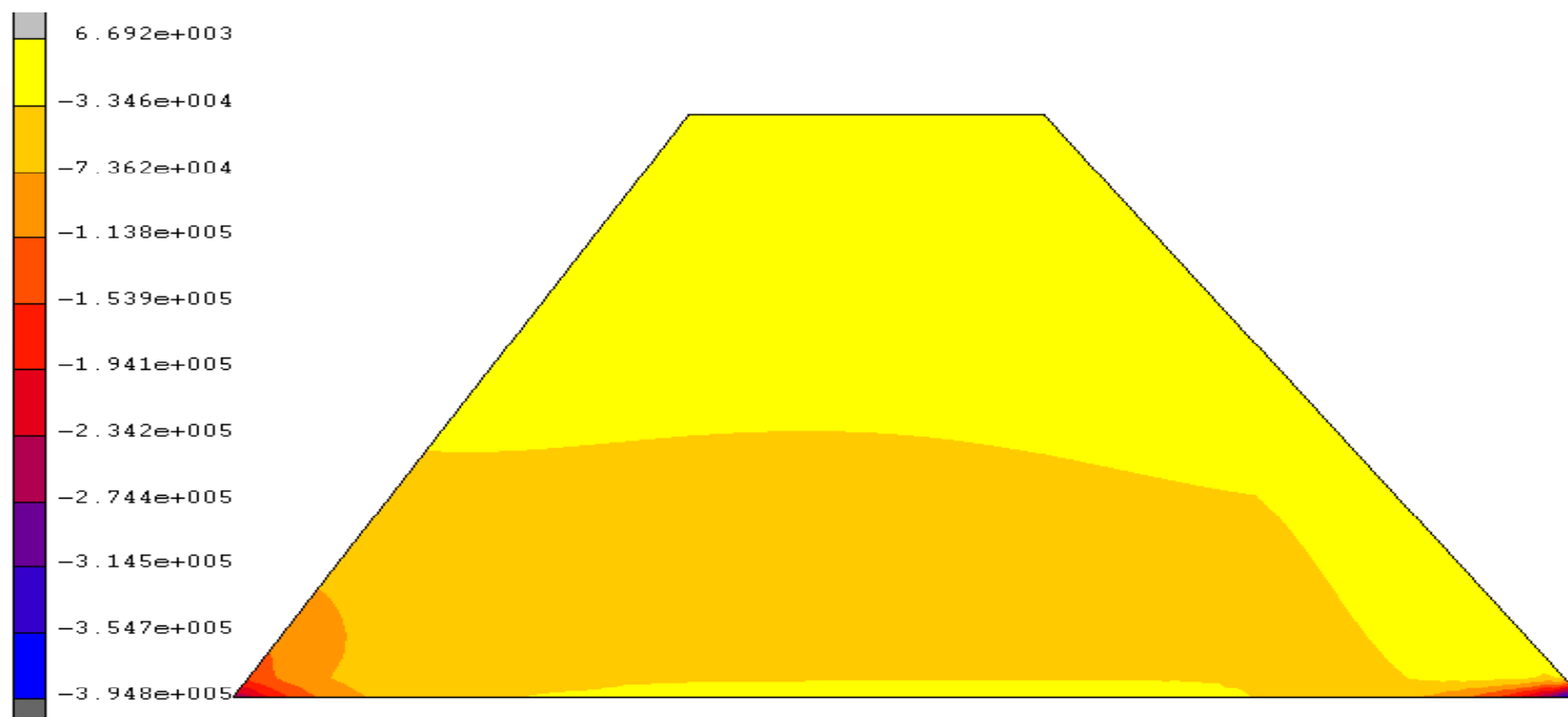


图 3- 13 方案5正常蓄水工况下堤体最大主应力分布(Pa)

3 沉降分析

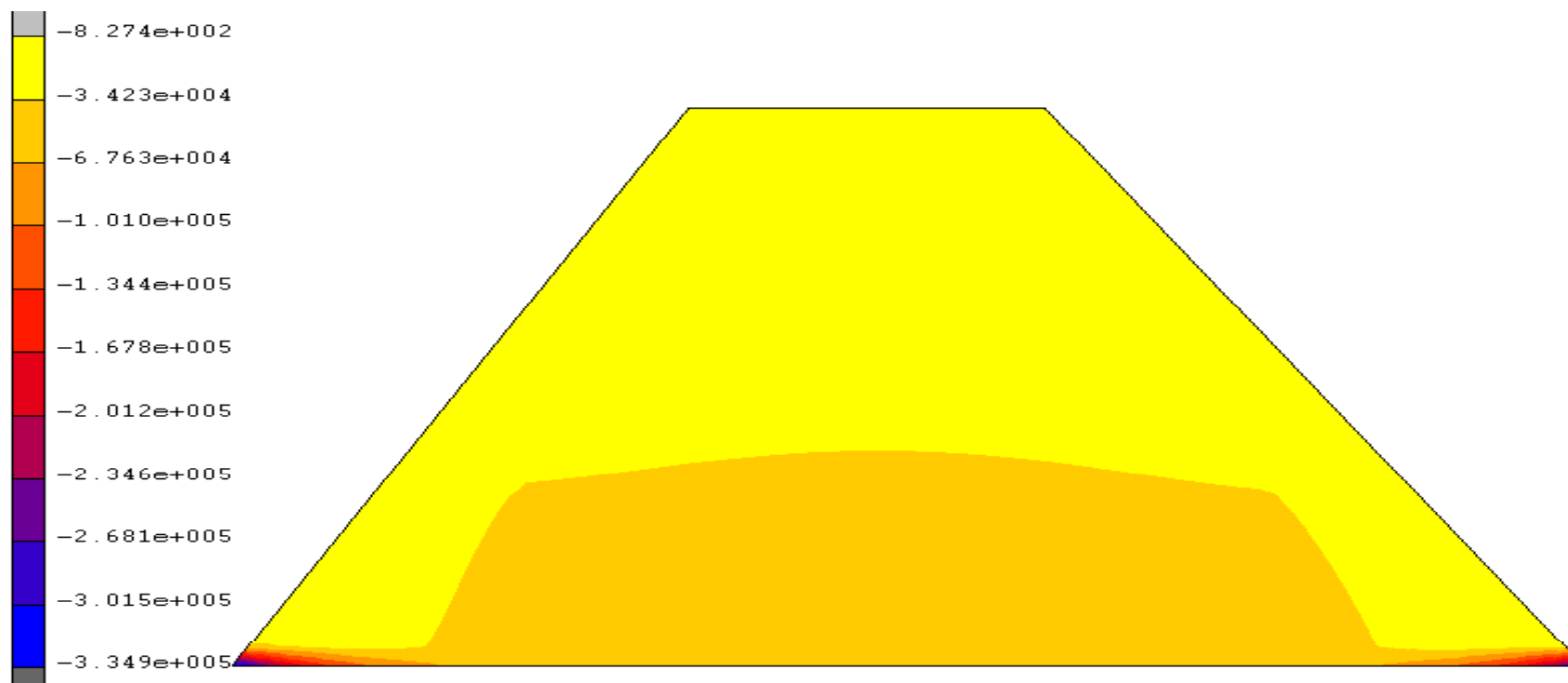


图 3- 14 方案6完建工况下堤体最大主应力分布(Pa)

3 沉降分析

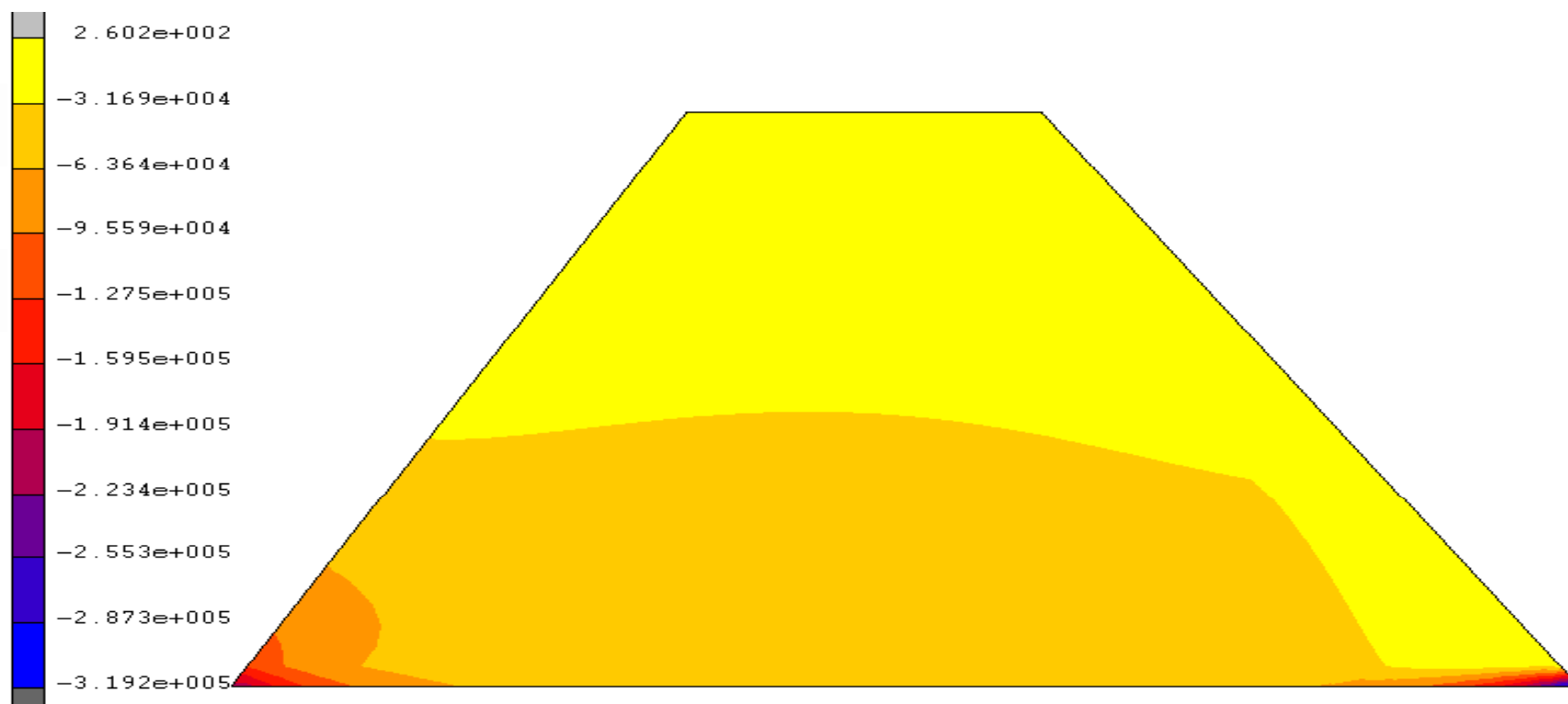


图 3- 15 方案6正常蓄水工况下堤体最大主应力分布(Pa)

3 沉降分析

根据计算结果，对于方案3、方案5和方案6，堤体底部基本无主拉应力。但是对基础砂卵石进行局部置换，由于基础刚度增大，堤体的坝踵和坝趾部位将出现较大压应力，有限元方法和有限元等效应力方法计算所得的建基面竖向正应力分布及其与原状地基的对比如图 3- 16和图 3- 17所示。根据有限元等效应力结果，三个方案的竖向压应力均小于240kPa，最大最小应力比为1.06-1.08，均能满足要求。

3 沉降分析

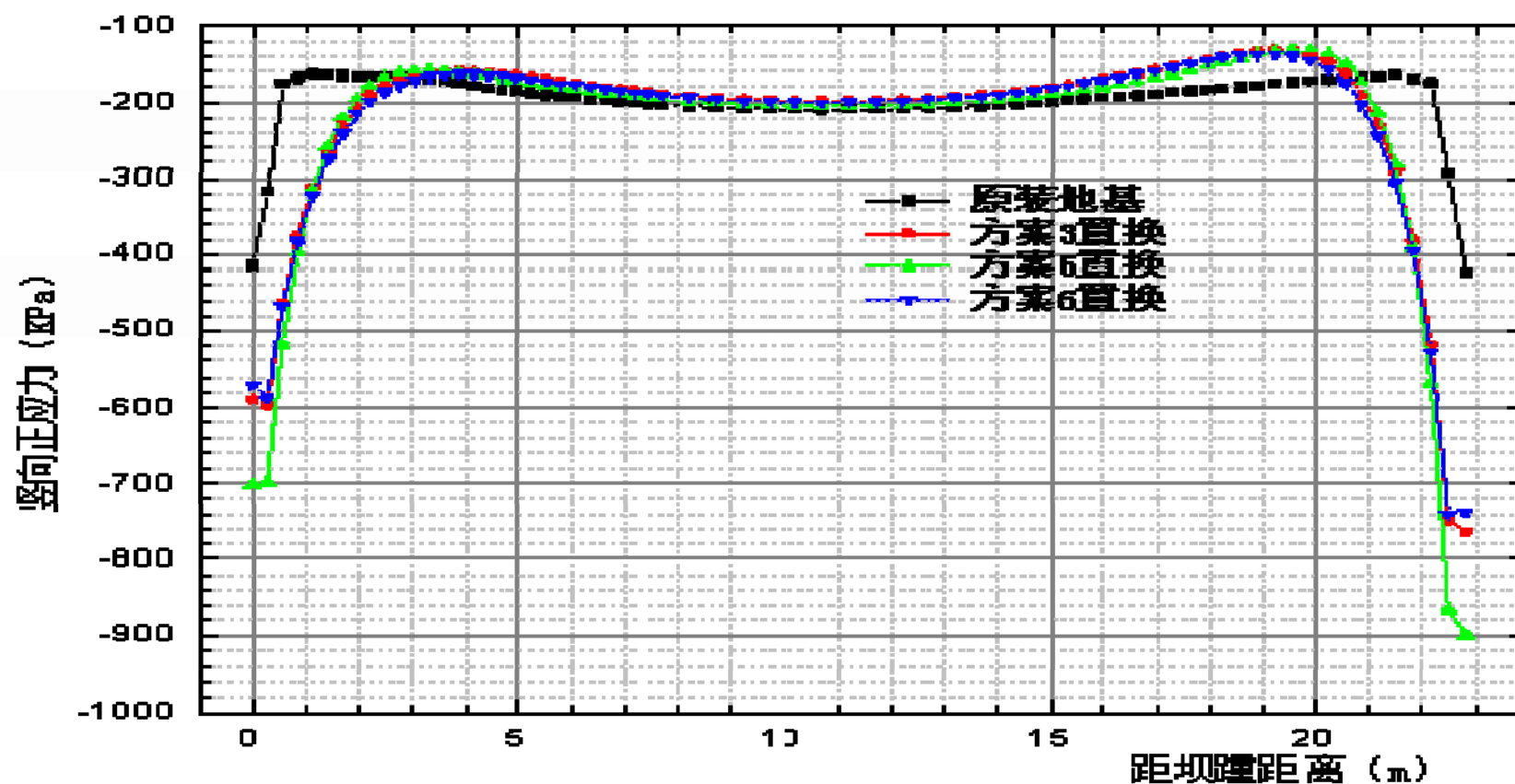


图 3-16 原状地基与不同置换方案建基面竖向正应力对比-有限元结果

3 沉降分析

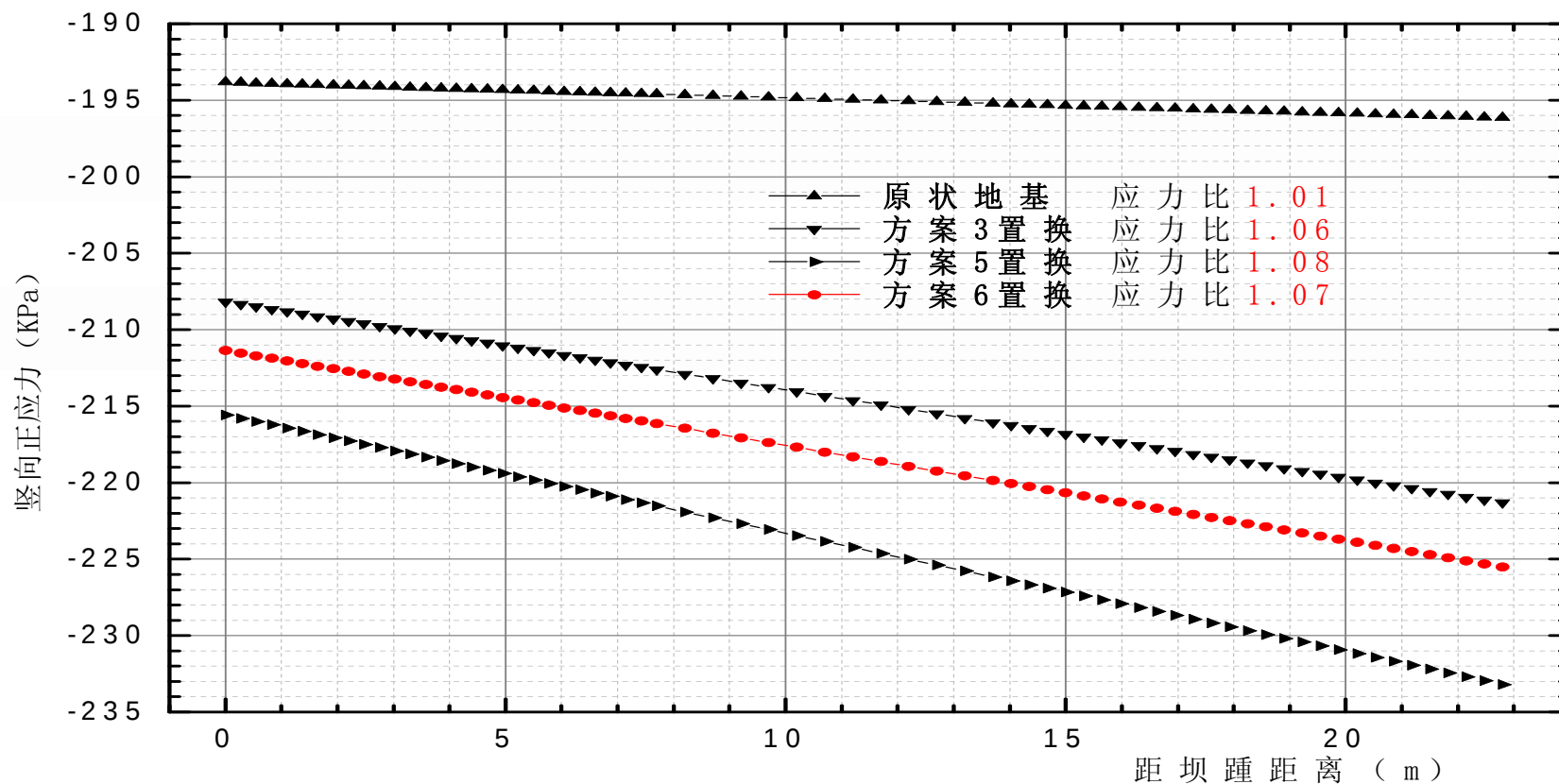
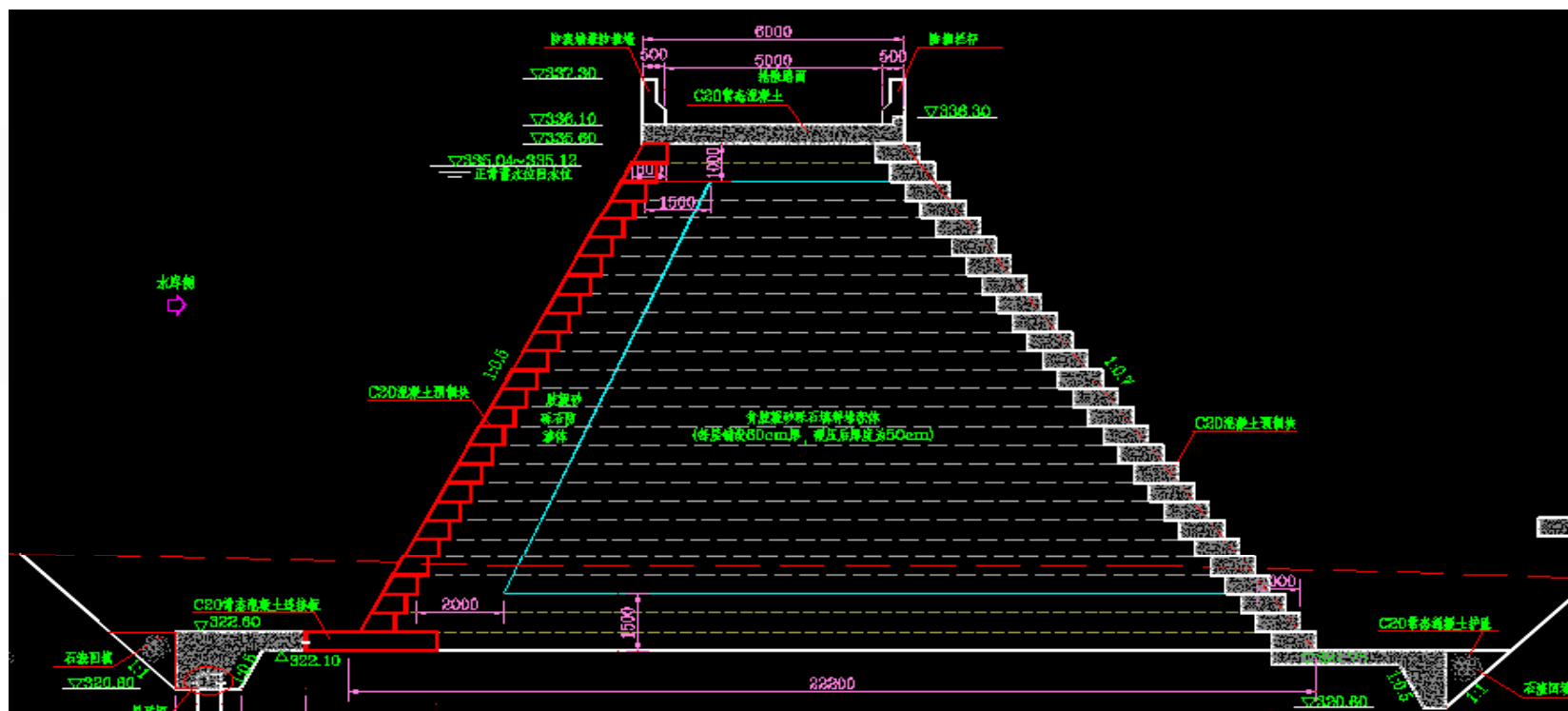


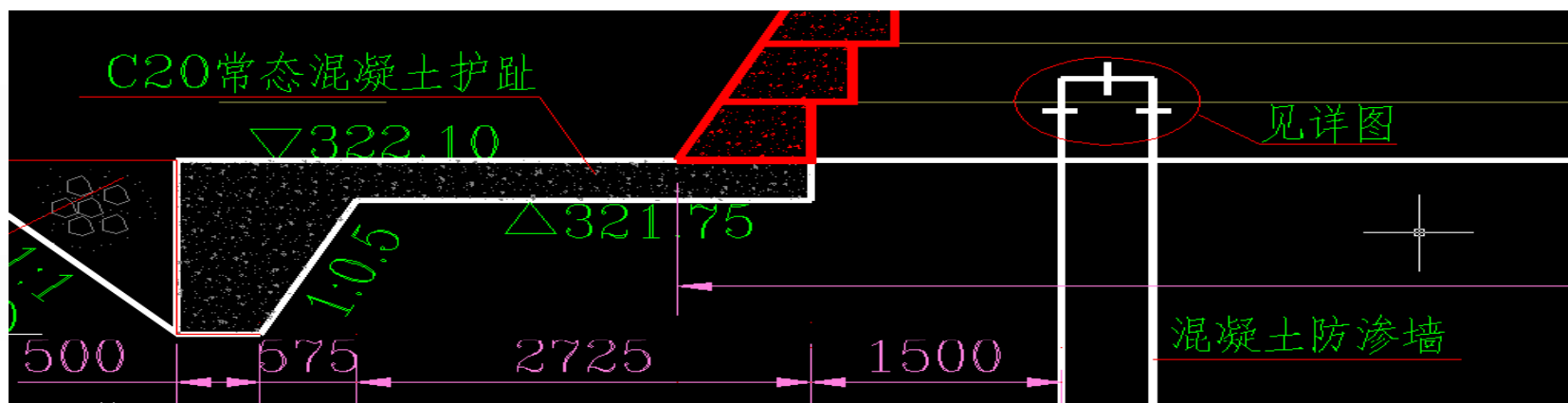
图 3-17 原状地基与不同置换方案建基面竖向正应力对比-有限元等效应力结果

4 防渗设计



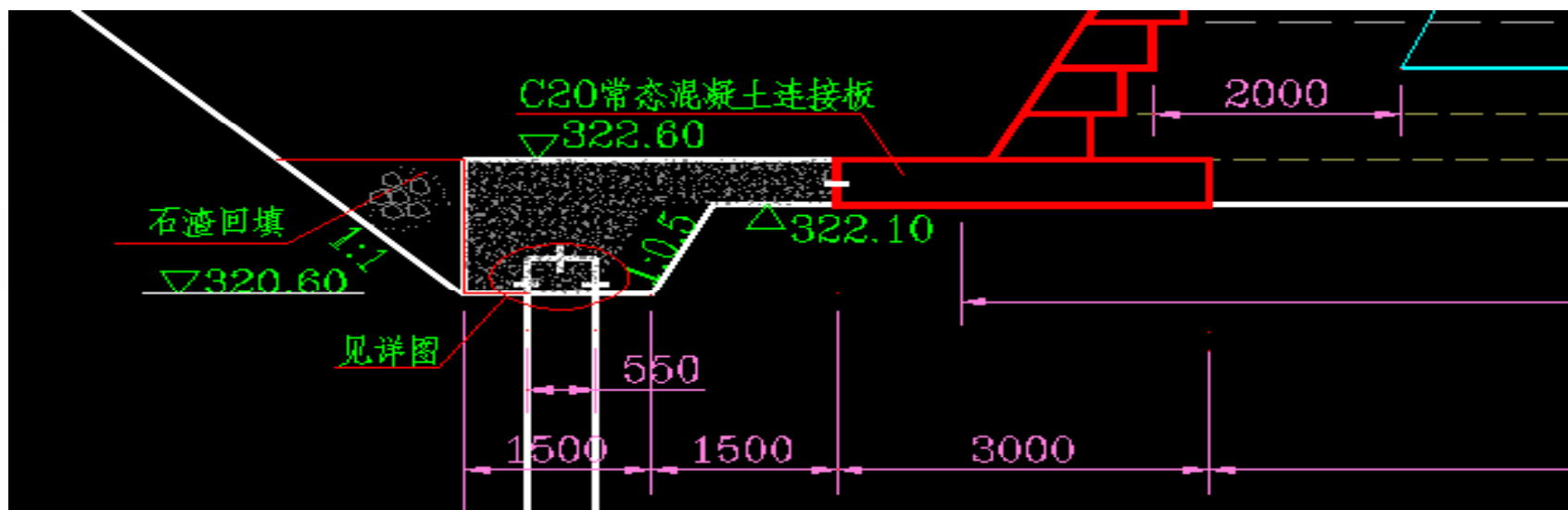
本工程设计的胶凝砂砾石坝基础为砂卵石层，防渗设计主要分基础防渗和坝体防渗两部分。

4.1 基础防渗



基础采用混凝土防渗墙做基础防渗。最先考虑将防渗墙放置在坝体内，靠上游侧，但在有限元法进行基础应力分析时发现，由于混凝土防渗墙弹性模量比坝体、基础大很多（坝体变形模量为10GPa, 基础变形模量为0.04GPa, 防渗墙弹性模量为25.5GPa），防渗墙对坝体有顶托作用，这样上游坝踵的应力较规范算法小很多，甚至出现拉应力，造成坝趾坝踵应力比相差很大。

4.1 基础防渗



为适应坝体和坝基可能产生变形的情况，调整防渗墙布置，采用防渗铺盖的形式连接防渗墙与坝体，使坝体的沉降变形不受防渗墙的顶托影响。

4.2 坝体防渗

胶凝砂砾石具备一定的抗渗能力，对于围堰等临时工程，一般直接采用胶凝砂砾石本体防渗。对于永久工程，由于胶凝砂砾石的胶凝材料用量较低，长期耐久性指标相对较低，为了保障长期运行安全，大坝上下游面水下部分需设置防渗层，坝面应设保护层，保护层设置与防渗层结合考虑。

在胶凝砂砾石坝的坝体结构设计中，一般采用功能分开的原则，即坝体胶凝砂砾石主要满足大坝应力与稳定的要求，而不必考虑材料的抗渗能力和耐久性；在坝体胶凝砂砾石外部设置保护和防渗层，来满足大坝的防渗和耐久性要求，两者联合实现坝体稳定和挡水功能。

4.2 坝体防渗

本工程设计中采用的坝体防渗方式是在迎水面设置2m厚富胶凝砂砾石，防渗保护层的混凝土要求达到C₉₀15F₅₀W₆。对防渗保护层富浆胶凝砂砾石配合比和强度委托北京水科院进行了试验研究，根据本工程料场取样砂砾石料的砂率情况，控制保护层富浆胶凝砂砾石的胶凝材料用量在151~203kg/m³，粉煤灰掺量为40%，90d龄期的抗渗和抗冻性能见表4-2和表4-3，抗渗等级大于W8，抗冻等级大于F100。

4.2 坝体防渗

编号	砂率 %	减水 剂%	引气 剂%	用水 量 kg/m ³	水胶 比	胶料 用量 kg/m ³	水泥 kg/m ³	粉煤 灰 kg/m ³	砂砾 石 kg/m ³	坍落 度cm	含气 量%	抗压强度MPa	
												28d	90d
HX-1	28.1	0.8	0.03	125	0.60	208	104	104	2049	0.8	3.6	13.4	25.0
HX-2		1.1	0.03	125	0.60	208	104	104	2049	0.9	5.4	10.1	19.2
HX-3		0.8	0.03	140	0.60	234	117	117	1979	3.7	9.5	11.7	21.3
HX-4		0.8	0.03	125	0.69	180	90	90	2082	2.5	7.6	10.0	20.2
HX-5		0.8	0.015	140	0.78	180	90	90	2041	15.0	10.0	7.9	16.1
HX-6		0.8	0.008	132	0.66	200	100	100	2040	4.1	4.0	12.9	25.8
HX-7		0.8	0.008	135	0.75	180	90	90	2055	4.3	5.1	10.4	23.0
HX-8		0.8	0.008	132	0.65	203	122	81	2157	7.3	5.3	15.6	25.7
HC-1	18.0	0.8	0.006	96	0.60	160	80	80	2187	2.0	3.4	16.2	30.0
HC-2		0.8	0.006	108	0.60	180	90	90	2131	9.6	3.6	17.2	32.3
HC-3		0.8	0.006	103	0.57	180	90	90	2154	3.0	3.9	17.7	32.6
HC-4		0.8	0.006	98	0.65	151	91	60	2281	5.3	4.1	19.6	28.9

表4-1 防渗保护层富浆胶凝砂砾石配合比及强度试验结果

4.2 坝体防渗

表4-2 推荐保护层富浆胶凝砂砾石抗渗性能（90d龄期）

编号	砂率 (%)	胶材用量 (kg/m ³)	抗渗等级	渗水高度 (cm)
HX-8	28.1	203	>W8	2.0
HC-4	18.0	151	>W8	1.9

5 结束语

胶凝砂砾石坝是一种胶结强度较低的坝，主要靠自身重力维持稳定，目前我国对胶凝砂砾石筑坝技术的研究尚处在较初级阶段，结合工程实际通过创新研究，进一步完善设计理论，促进胶凝砂砾石筑坝技术发展，突出其节约工程投资、施工快速、环境适应性好的优点，其应用前景是广泛的。

CEEC 中国能建广西院

谢谢！

地址：广西壮族自治区南宁市建政路10号 电话：0771-5699766 传真：0771-5699754