

框架一片筏一地基共同作用的三维有限元分析研究

杨雪强¹, 吴子超², 杨宗轲³

(1. 广东工业大学 土木与交通工程学院, 广东 广州 510006; 2. 广东省建筑机械施工有限公司, 广东 广州 510075; 3. 广东核力工程勘察院, 广东 广州 510800)

摘要: 借助 ANSYS 有限元程序, 结合基础筏板特点, 选取土体不同的本构模型, 对框架、片筏和地基的相互作用进行了三维有限元数值计算模拟研究, 揭示了三者相互耦合作用的机理. 研究表明, 由于 D-P5 和 D-P6 两个模型能很好地考虑中间主应力对材料强度的贡献, 因此能给出更为切合实际的上下部耦合作用的三维有限元计算结果.

关键词: 框架结构; 片筏基础; 耦合作用; 屈服准则; 有限元计算

中图分类号: TU470.3

文献标识码: A

文章编号: 1007-7162(2010)04-0009-07

共同作用是指上部结构、基础和地基三者的相互作用, 把上部结构、基础和地基视作彼此协调工作的整体, 在连接点上满足力的平衡和变形协调条件下求解整个系统的变形与内力. 然而, 目前工程界普遍采用的设计方法仍然是把上部结构、基础和地基隔离开来分别考虑, 只考虑上部结构与基础之间力的平衡, 而不考虑两者之间的变形协调条件.

对基础的设计, 通常采用两种极端情况^[1]: 要么不考虑上部结构的刚度, 采用静力分析法来设计基础; 要么考虑上部结构为绝对刚性, 采用倒梁法或倒盖法进行计算.

传统方法由于缺乏三者之间的变形协调条件, 其计算结果往往造成设计不是偏于不安全就是偏于浪费. 与实际受荷相比, 通常造成上部结构受力相对偏小而基础部分受力又相对偏大. 理论研究表明^[2-4], 共同作用分析将使上部结构、基础与地基在内力和位移等方面与常规法相比均有显著的变化. 例如, 由于上部结构刚度对基础变形有约束作用, 基础差异沉降将减小, 而基础的差异沉降又将引起上部结构次应力的变化. 因此, 合理可行的结构和基础设计方法依赖于对共同作用问题的全面了解、深刻认识及对工程现象的正确评价.

目前随着计算机技术及其软硬件的发展, 采用三维有限元方法研究上部结构、基础和地基三者的相互作用已经成为一种有效的途径^[5]. 本文借助 ANSYS 有限元程序, 结合筏基的受力特点^[6], 对框架、片筏和地基三维体系进行了三维数值计算模拟研究^[7]. 在上部结构、基础和地基三者耦合作用中,

土体的强度与变形是发挥基础和上部结构抗弯刚度的最主要的诱因, 因此本文重点从土体模型的合理选取方面来探讨三者相互耦合作用的机理, 研究结果具有一定的理论意义和工程实用价值.

1 算例简介与有限元数值模拟

本算例为 6 跨 × 3 跨 × 10 层框架结构, 框架结构纵向跨距 5 m, 横向跨距分别为 7 m、2 m、7 m, 层高 3.6 m, 基础采用筏形基础, 地基土采用以适当尺度的有限体域代替, 以使远边界上地面沉降较小或支承力较小. 本算例中, 土体域尺寸选择为: 长度方向取筏板的 3 倍板长, 即为 96 m; 宽度方向约取筏板 4.5 倍板宽, 即为 80 m; 深度方向约取筏板 2 倍板长, 即为 70 m.

建筑施工方式为现浇, 上部结构与基础均采用 C30 混凝土. 其平面布置如图 1, 立面如图 2 所示.

1.1 梁柱模拟

本算例中, 梁柱采用 BEAM4 单元模拟. BEAM4 是一种可用于承受拉、压、弯、扭的单轴受力单元. 这种单元在每个节点上有 6 个自由度: X 、 Y 、 Z 3 个方向的线位移和绕 X 、 Y 、 Z 3 个轴的角位移.

1.2 楼板与筏板的模拟

本算例中, 楼板和筏基均采用 SHELL43 来模拟. SHELL43 为 4 节点塑性大应变单元, 适合模拟线性、弯曲及适当厚度的壳体结构. 单元中每个节点具有 6 个自由度: 沿 X 、 Y 和 Z 方向的平动自由度以及绕 X 、 Y 和 Z 轴的转动自由度. 平面内两个方向的形状变形都是线性的. 对于平面外的运动, 用张量组

收稿日期: 2010-04-12

基金项目: 广东省教育厅科研基金项目(2008278)

作者简介: 杨雪强(1966-), 男, 教授, 工学博士, 主要研究方向为岩土类材料本构关系、挡土结构土压力与边坡稳定等.

的混合内插法确定。

1.3 土体的模拟

本算例中土体选用 SOLID45 单元来模拟。SOLID45 单元为 3-D 实体,用于 3-D 实体结构模型。SOLID45 单元有 8 个节点,每个节点有 3 个自由度,即为沿 X、Y、Z 这 3 个方向。

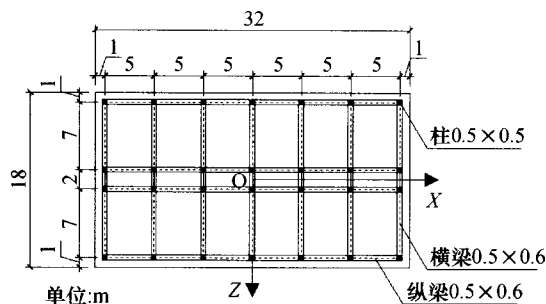


图1 平面图

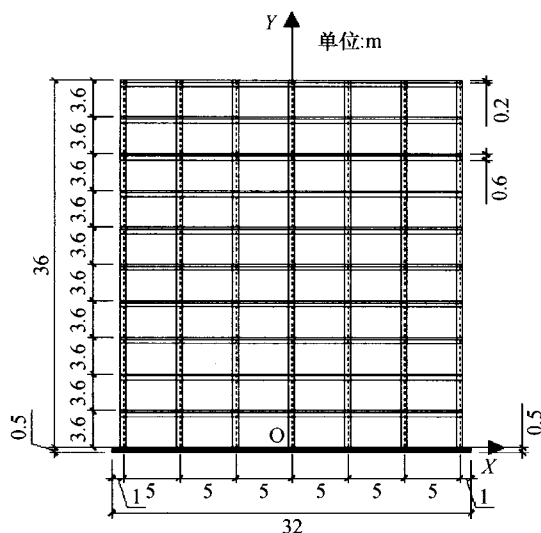


图2 立面图

1.4 系统刚度的形成及求解

上部结构柱、纵横梁、楼板以及筏基假定均遵守胡克定律,它们的主要参数见表1所列;土体假定遵循理想弹塑性的 Drucker-Prager (以下简称 D-P) 屈服破坏准则,不同的土体模型及其对应的土体参数详见第2部分。

需要强调的是:在筏基底部与地基的接触处,应满足变形的协调条件。依据上述模拟过程,可建立上部结构、基础与地基共同工作的整体求解方程,表达为

$$(k_r + k_b + k_s)u = F, \quad (1)$$

式中 k_r 、 k_b 、 k_s 分别为筏基、上部结构和地基的刚度, u 、 F 分别为节点位移与等效节点荷载。由式(1)可求出各单元节点的位移,进而求出各单元的应力大小。

表1 上部结构、筏基主要参数

构件	梁柱长/ m	截面/ (m×m)	板厚/ m	弹性模量/ ($10^9 \text{ N} \cdot \text{m}^{-2}$)	泊松 比 μ	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)
柱	3.6	0.5×0.5	-	30	0.2	2 500
纵梁	5	0.6×0.5	-	30	0.2	2 500
横梁	2 或 7	0.6×0.5	-	30	0.2	2 500
楼板	-	-	0.2	30	0.2	2 500
筏板	-	-	0.5	30	0.2	2 500

2 不同的土体模型及其对应的土体参数

D-P 屈服准则在三维主应力空间中的屈服面为光滑的圆锥体,在 π 平面上的投影为圆形,求导处处光滑连续。目前国际上流行的大型有限元软件,如 ANSYS 和 MARC 等均采用了这一准则,表达为

$$\sqrt{J_2} = \alpha I_1 + k, \quad (2)$$

式中, I_1 、 J_2 分别为应力张量的第一不变量和应力偏张量的第二不变量; α 、 k 为与 c_c 、 φ_c 有关的常数, c_c 、 φ_c 分别为在三轴压缩状态 ($\sigma_{11} \geq \sigma_{22} = \sigma_{33}$) 下土体的粘聚力与内摩擦角。

2.1 D-P1 模型

土体的 Mohr-Coulomb (简称 M-C) 屈服准则^[8]表达为

$$\sqrt{J_2} = \frac{\sin \varphi_c}{\sqrt{3}(\sqrt{3} \cos \theta_\sigma + \sin \theta_\sigma \sin \varphi_c)} I_1 + \frac{\sqrt{3} c_c \cos \varphi_c}{\sqrt{3} \cos \theta_\sigma + \sin \theta_\sigma \sin \varphi_c}, \quad (3)$$

式中 θ_σ 为应力状态对应的洛德角,将 $\theta_\sigma = -30^\circ$ 代入式(3)即可求出 D-P1 模型。

2.2 D-P2 模型

采用与 M-C 屈服准则内角点外接圆形的 D-P 屈服准则,将 $\theta_\sigma = 30^\circ$ 代入式(3)即可求出 D-P2 模型。

2.3 D-P3 模型

采用与 M-C 屈服准则内切圆形的 D-P 屈服准则,将式(3)对 θ_σ 求导并令其等于零,于是求出 $\tan \theta_\sigma = \sin \varphi_c / \sqrt{3}$,再将 θ_σ 代入式(3)即可得出 D-P3 模型。

2.4 D-P4 模型

在 π 平面上采用与 M-C 屈服准则等面积的 D-P 屈服准则,称为 D-P4 模型,详见文献[9]。

2.5 D-P5 模型

对砂土, Matsuoka-Nakai (简称 M-N) 屈服准则表达为

$$\frac{I_1 I_2}{I_3} = k_M, \quad (4)$$

式中 I_2 和 I_3 分别为应力张量的第二和第三不变量, k_M 是一个材料常数.

定义 $A = \sqrt{k_M^2(k_M - 9)/(k_M - 3)^3}$, 式(4)的解析解^[10]为

$$\sqrt{J_2} = \frac{A(k_M - 3)I_1}{2\sqrt{3}k_M}g(\theta_\sigma), \quad (5)$$

$$g(\theta_\sigma) = \frac{1}{\sin(\frac{\pi}{3} + \frac{1}{3}\sin^{-1}(A\sin 3\theta_\sigma))},$$

$$-\frac{\pi}{6} \leq \theta_\sigma \leq \frac{\pi}{6}. \quad (6)$$

于是角隅函数的平均值表达为

$$\bar{g}(\theta_\sigma) = \frac{3}{\pi} \int_{-\pi/6}^{\pi/6} \frac{1}{\sin(\frac{\pi}{3} + \frac{1}{3}\sin^{-1}(A\sin 3\theta_\sigma))} d\theta_\sigma. \quad (7)$$

在 π 平面上采用与 M-N 屈服准则等面积的 D-P 屈服准则,称为 D-P5 模型,于是有

$$\sqrt{J_2} = \frac{A(k_M - 3)I_1}{2\sqrt{3}k_M}\bar{g}(\theta_\sigma). \quad (8)$$

对粘聚力 $c_c \neq 0$ 的土体,其 D-P5 模型扩展为

$$\sqrt{J_2} = \frac{A(k_M - 3)I_1}{2\sqrt{3}k_M}\bar{g}(\theta_\sigma)I_1 + 3c_c \cot \varphi_c \times$$

$$\bar{g}(\theta_\sigma) \frac{A(k_M - 3)}{2\sqrt{3}k_M}. \quad (9)$$

因 $q = \sqrt{3}J_2$ 和 $p = I_1/3$, 于是式(5)进一步转化为

$$\frac{q}{p} = \frac{3}{2}A \frac{(k_M - 3)}{k_M}g(\theta_\sigma). \quad (10)$$

在三轴压缩状态 ($\sigma_{11} \geq \sigma_{22} = \sigma_{33}$, $\theta_\sigma = -30^\circ$) 下,土体的屈服破坏方程表达为

$$\frac{q}{p} = M_c = \frac{6\sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c}. \quad (11)$$

在三轴压缩状态下,令式(10)和式(11)相等得出

$$\frac{6\sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c} = \frac{3}{2}A \frac{(k_M - 3)}{k_M} \frac{1}{\sin(\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3}\sin^{-1}A)}.$$

$$(12)$$

所以,通过常规三轴实验求出土体的内摩擦角 φ_c 与内聚力 c_c ,然后由式(12)求出土体的 k_M 和 A 值,进而可由式(9)求出土体的 D-P5 模型.

2.6 D-P6 模型

对砂土, Lade-Duncan (简称 L-D) 屈服破坏准则表达为

$$\frac{I_1^3}{I_3} = k_L, \quad (13)$$

式中 k_L 是一个材料常数.

令 $B = \sqrt{(k_L - 27)/k_L}$, 式(13)的解析解^[10]为

$$\sqrt{J_2} = \frac{BI_1}{2\sqrt{3}}g(\theta_\sigma), \quad (14)$$

$$g(\theta_\sigma) = \frac{1}{\sin(\frac{\pi}{3} + \frac{1}{3}\sin^{-1}(B\sin 3\theta_\sigma))},$$

$$-\frac{\pi}{6} \leq \theta_\sigma \leq \frac{\pi}{6}. \quad (15)$$

于是角隅函数的平均值表达为

$$\bar{g}(\theta_\sigma) = \frac{3}{\pi} \int_{-\pi/6}^{\pi/6} \frac{1}{\sin(\frac{\pi}{3} + \frac{1}{3}\sin^{-1}(B\sin 3\theta_\sigma))} d\theta_\sigma. \quad (16)$$

对粘聚力 $c_c \neq 0$ 的土体,在 π 平面上采用与 L-D 屈服准则等面积的 D-P 屈服准则,称为 D-P6 模型,于是类比有

$$\sqrt{J_2} = \frac{B}{2\sqrt{3}}\bar{g}(\theta_\sigma)I_1 + 3c_c \cot \varphi_c \bar{g}(\theta_\sigma) \frac{B}{2\sqrt{3}}. \quad (17)$$

同样,式(14)进一步转化为

$$\frac{q}{p} = \frac{3}{2}Bg(\theta_\sigma), \quad (18)$$

于是在三轴压缩状态 ($\sigma_{11} > \sigma_{22} = \sigma_{33}$, $\theta_\sigma = -30^\circ$) 下有

$$\frac{6\sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c} = \frac{3}{2}B \frac{1}{\sin(\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3}\sin^{-1}B)}. \quad (19)$$

所以,通过常规三轴实验求出土体的内摩擦角 φ_c 与内聚力 c_c ,然后由式(19)求出土体的 B 值,进而可由式(17)求出土体的 D-P6 模型.

基于莫尔-库仑准则转换成的各种 D-P 准则的 α 、 k 参数集中在表 2 中列出.

表 2 各种 D-P 准则的参数计算表

准则	与莫尔-库仑准则关系	α	k
D-P1	六角形外角点外接圆	$\frac{2\sin \varphi_c}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}$	$\frac{6c_c \cos \varphi_c}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}$
D-P2	六角形内角点外接圆	$\frac{2\sin \varphi_c}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi_c)}$	$\frac{6c_c \cos \varphi_c}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi_c)}$
D-P3	六边形内切圆	$\frac{\sin \varphi_c}{\sqrt{3}\sqrt{3 + \sin^2 \varphi_c}}$	$\frac{3c_c \cos \varphi_c}{\sqrt{3}\sqrt{3 + \sin^2 \varphi_c}}$
D-P4	与莫尔-库仑准则匹配圆	$\frac{2\sqrt{3}\sin \varphi_c}{\sqrt{2\sqrt{3}\pi(9 - \sin^2 \varphi_c)}}$	$\frac{6\sqrt{3}c_c \cos \varphi_c}{\sqrt{2\sqrt{3}\pi(9 - \sin^2 \varphi_c)}}$

ANSYS 中的 Drucker-Prager 准则采用了 M-C 屈服准则六角形外角点的外接圆 D-P1. 例如欲采用 D-P2 准则,可根据已知的 c_c 、 φ_c 算出表 2 对应的 α 、 k , 然后令此 α 、 k 等于 D-P1 准则对应的表达式,从中求

出对应的新的 c_c 和 φ_c 值,然后再把新的 c_c 和 φ_c 值输入到 ANSYS 中即可实现 D-P2 准则. 表 2 中其它 D-P 准则的实现方法类同.

依据表 3 中土体 D-P1 模型的 c_c 、 φ_c 值,遵循上述步骤求出其它 D-P 准则新的 c_c 和 φ_c 值均在表 3 中列出.

表 3 不同的土体模型及其对应的土体参数

土体模型	弹性模量/ ($10^6 \text{ N} \cdot \text{m}^{-2}$)	泊松比 μ	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	粘聚力/ 10^3 Pa	内摩擦角 $\varphi_c / (^\circ)$	剪胀角 $\psi / (^\circ)$
D-P1	16	0.3	1 700	25.00	35.00	10
D-P2	16	0.3	1 700	16.28	24.51	10
D-P3	16	0.3	1 700	15.93	24.05	10
D-P4	16	0.3	1 700	18.06	26.84	10
D-P5	16	0.3	1 700	19.75	28.96	10
D-P6	16	0.3	1 700	21.08	30.56	10

3 D-P1 三维有限元数值计算结果

基于表 1 和表 3 中 D-P1 模型对应的土体参数,大型 ANSYS 有限元数值计算出框架—筏板—地基三者相互耦合作用的三维整体沉降如图 3 所示,对应的 $Z=1 \text{ m}$ 剖面的二维沉降如图 4 所示. $Z=1 \text{ m}$ 剖面进一步的各层框架和基础的沉降值如图 5 所示,详尽的 $Z=1 \text{ m}$ 剖面各层柱的最大沉降、最小沉降以及沉降差均在表 4 中列出.

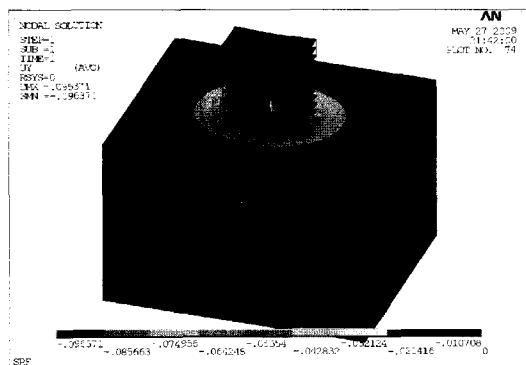


图 3 三维整体沉降云图 (沉降的单位为 m)

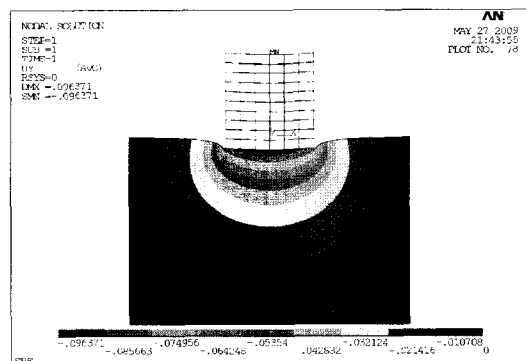


图 4 $Z=1 \text{ m}$ 剖面二维沉降云图 (沉降的单位为 m)

图 3 和图 4 的计算结果表明:筏基中部区域地基土体的沉降大、边缘沉降小,沉降随深度增大迅速减小.

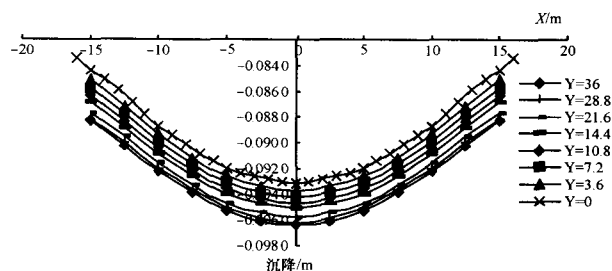


图 5 $Z=1 \text{ m}$ 剖面沉降曲线

表 4 $Z=1 \text{ m}$ 剖面柱的沉降数据

Y	最大值	最小值	沉降差
36	-0.096 4	-0.088 3	0.008 1
32.4	-0.096 3	-0.088 2	0.008 1
28.8	-0.096 2	-0.088 1	0.008 1
25.2	-0.096 0	-0.087 9	0.008 1
21.6	-0.095 8	-0.087 6	0.008 2
18	-0.095 5	-0.087 3	0.008 2
14.4	-0.095 1	-0.086 8	0.008 3
10.8	-0.094 7	-0.086 3	0.008 4
7.2	-0.094 2	-0.085 7	0.008 5
3.6	-0.093 7	-0.085 1	0.008 6
0	-0.093 2	-0.083 5	0.008 7

图 5 和表 4 的计算结果表明:从纵向看,顶层柱顶沉降最大,最大沉降为 0.096 m,位于顶层板中心点,而筏板的中部沉降最小;从同一层框架来看,角柱沉降小,边柱沉降增大,中柱沉降最大. 最大沉降值和最小沉降值均随高度的增加而增大;但沉降差随高度的增加而减小,即越往上沉降越均匀,沉降差随层数的增加逐步趋于平缓,直至沉降差为零为止.

ANSYS 有限元计算出第 1 层框架 $Z=1 \text{ m}$ 和 $Z=8 \text{ m}$ 两排柱底的轴力大小如图 6 所示,结果表明角柱轴力最大,为 $-2.23 \times 10^6 \text{ N}$,边柱轴力大于中柱轴力,总体上柱轴力沿 X 方向和沿 z 方向均呈马鞍形分布.

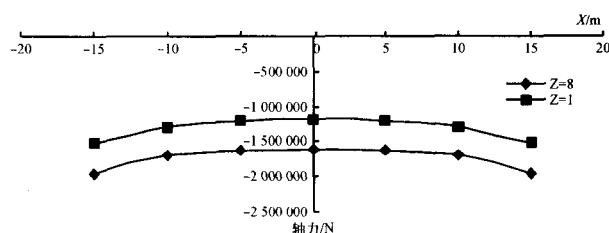


图 6 柱底轴力图

ANSYS 有限元计算出 10 层框架荷载下筏基基底土压力分布如图 7 所示,结果表明筏基的 4 个角处土压力最大,四周土压力次之,靠近中间区域土压力最小,筏基下的土压力整体上呈马鞍形分布.

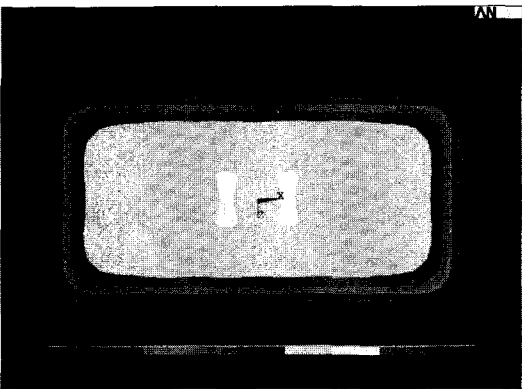


图 7 10 层框架荷载下筏基基底土体压力(土体压力的单位为 N)

4 其它土体模型的三维有限元数值计算

依据表 3 中 D-P2、D-P3、D-P4、D-P5 和 D-P6 各模型对应的土体参数,用 ANSYS 三维有限元计算出框架—筏板—地基三者相互耦合作用的结果与 D-P1 模型的结果相类似,这里不再重复. 下面仅给出各模型间一些重要的计算结果之间的对比.

4.1 不同 D-P 准则的沉降计算分析

由表 5 可知,D-P1、D-P5、D-P6 所得结果相接近;D-P2、D-P3 所得结果相接近;D-P4 所得结果介于上述两组结果中间. 由于 D-P1、D-P5、D-P6 对应的弹性区域较大,因此据这些模型计算出的底层框架柱底沉降较小.

表 5 不同 D-P 准则计算的底层框架柱底沉降

选用模型	最大值/m	最小值/m	沉降差/m
D-P1	-0.093 2	-0.083 5	0.009 7
D-P2	-0.094 2	-0.084 9	0.009 2
D-P3	-0.094 3	-0.085 1	0.009 2
D-P4	-0.093 7	-0.084 2	0.009 4
D-P5	-0.093 4	-0.083 9	0.009 6
D-P6	-0.093 3	-0.083 7	0.009 6

4.2 不同 D-P 准则的柱轴力计算分析

由表 6 可知,D-P1 准则所得的柱轴力最大,偏于安全;D-P5、D-P6 所得结果与 D-P1 准则所得的柱轴力相接近;由 D-P2、D-P3 所得结果相对较小,偏于不安全;D-P4 所得结果介于 D-P1、D-P5、D-P6 和 D-P2、D-P3 两组计算结果的中间. 表 6 计算结果表明,选取模型的不同,对筏基边、角柱轴力的影响较大,特别是对筏基四个角柱轴力的影响最大. 这就涉及到地基模型的合理选取问题.

表 6 不同 D-P 准则计算的底层框架柱底轴力 N

Z/m	X/m	D-P1	D-P2	D-P3	D-P4	D-P5	D-P6
8	-15	-1 951 700	-1 881 800	-1 874 500	-1 909 100	-1 926 600	-1 935 500
	-10	-1 695 500	-1 697 900	-1 697 900	-1 698 400	-1 697 600	-1 697 500
	-5	-1 628 600	-1 624 900	-1 624 900	-1 627 200	-1 627 800	-1 629 200
	0	-1 611 800	-1 604 700	-1 604 300	-1 608 300	-1 609 700	-1 611 600
	5	-1 628 600	-1 624 900	-1 624 900	-1 627 200	-1 627 800	-1 629 200
	10	-1 695 500	-1 697 900	-1 697 900	-1 698 400	-1 697 600	-1 697 500
	15	-1 951 700	-1 881 800	-1 874 500	-1 909 100	-1 926 600	-1 935 500
1	-15	-1 518 900	-1 511 600	-1 510 100	-1 516 900	-1 518 100	-1 518 900
	-10	-1 283 500	-1 323 200	-1 327 300	-1 305 800	-1 296 400	-1 290 700
	-5	-1 212 900	-1 242 300	-1 245 700	-1 228 600	-1 221 800	-1 217 500
	0	-1 194 500	-1 220 600	-1 223 700	-1 208 300	-1 202 300	-1 198 400
	5	-1 212 900	-1 242 300	-1 245 700	-1 228 600	-1 221 800	-1 217 500
	10	-1 283 500	-1 323 200	-1 327 300	-1 305 800	-1 296 400	-1 290 700
	15	-1 518 900	-1 511 600	-1 510 100	-1 516 900	-1 518 100	-1 518 900

5 对不同土体模型计算结果的评述

D-P1 相当土体在三轴压缩状态($\theta_c = -30^\circ$)下

的 M-C 屈服准则,表明岩土发挥出最大的抗剪强度,当评价土坡的稳定性和地基承载力时,D-P1 模型是偏于不安全的.

D-P2 相当土体在三轴伸长状态($\theta_\sigma = -30^\circ$)下的 M-C 屈服准则,表明岩土发挥出较小的抗剪强度,因此在评价土坡的稳定性和地基承载力时,D-P2 模型是偏于安全的。

D-P3 是 M-C 屈服准则内切圆形的 D-P 屈服准则,在该状态下,岩土体将发挥出其最小的抗剪强度,因此在评价土坡的稳定性和地基承载力时,D-P3 模型是明显最安全的。

D-P4 是在 π 平面上采用与 M-C 屈服准则等面积的 D-P 屈服准则,从预测土体的破坏强度大小来比较,有如下顺序: D-P1 > D-P4 > D-P2 > D-P3。

M-C 强度屈服准则在三维主应力空间中是一个不规则的六棱锥体,由于 M-C 屈服准则没有考虑中间主应力 σ_{22} 对材料强度的贡献,相对而言是一个保守的强度屈服准则。因此可以推测, D-P4、D-P2 和 D-P3 这三个模型没有很好地考虑中间主应力 σ_{22} 对材料强度的贡献,从土坡的稳定性和地基承载力角度相对而言是偏于安全的。

D-P5 是在 π 平面上采用与 M-N 屈服准则等面积的 D-P 屈服准则, D-P6 是在 π 平面上采用与 L-D 屈服准则等面积的 D-P 屈服准则。M-N 和 L-D 这两种屈服准则在三维主应力空间中均满足外凸连续光滑的条件,且能正确描述中间主应力 σ_{22} 对岩土类材料的区间强度效应,因此 D-P5 和 D-P6 这两个模型能很好地考虑中间主应力 σ_{22} 对材料强度的贡献,从土坡的稳定性和地基承载力角度,相对于 D-P4 而言能较充分地发挥岩土材料的抗剪强度。

文献[11-12]基于砂土的试验资料,从受力破坏状态(具体反映在洛德角的大小上)论述了 D-P4、D-P5 和 D-P6 这三个模型近似地描述了土体的平面应变状态。郑颖人^[13]院士指出在平面应变状态下 D-P4 模型能给出土坡较为合理的安全系数预测;文献[11-12]也指出在平面应变状态下 D-P5 和 D-P6 这两个模型均能给出土坡较为合理的安全系数预测。文献[14]进一步指出 D-P6 模型能合理给出地基的临塑、界限和极限荷载预测。

对不规则形状的三维边坡失稳研究, Zhang Xing 基于 M-C 屈服准则用三维极限平衡法算出边坡的安全系数是 2.122, 郑颖人^[15]院士采用 D-P4 模型用有限元强度折减法算出的安全系数是 2.217, 两者相差 5%; 黄正荣等^[16]采用 D-P4 模型研究边坡的三维稳定也得出了较为合理的安全系数值。这

些算例表明采用等效面积的 D-P4 模型可用于边坡更一般的三维问题研究。

无论混凝土板面上的荷载是呈圆形、矩形或其它封闭形状分布,文献[17]指出采用 D-P6 模型均能给出混凝土板较为合理的冲切强度预测值。

上述研究成果表明,对上部结构、基础和地基相互耦合作用问题,选用 D-P4、D-P5 和 D-P6 这三个模型均能给出更为切合实际的三维有限元计算结果。相对而言,由于 D-P5 和 D-P6 这两个模型能很好地考虑中间主应力 σ_{22} 对材料强度的贡献,能更好地发挥地基的承载潜力,因此它们的三维有限元计算结果会较 D-P4 更为合理一些。

6 结语

1) 对上部结构、基础和地基相互耦合作用问题,本文论述了选用 D-P4、D-P5 和 D-P6 这三个模型均能给出更为切合实际的三维有限元计算结果。由于 D-P5 和 D-P6 这两个模型能很好地考虑中间主应力 σ_{22} 对材料强度的贡献,因此它们的三维有限元计算结果更为合理一些。

2) 仅就 D-P4、D-P5 和 D-P6 这三个模型而言,表 6 计算结果表明,选取的模型不同,对筏基边柱和内柱的轴力影响不大,但对筏基四个角柱轴力的影响较大。D-P5 模型计算出的角柱轴力比 D-P4 模型计算出的角柱轴力大 1%,而 D-P6 模型计算出的角柱轴力比 D-P4 模型计算出的大 1.38%。

3) 表 6 的结果表明, D-P4 模型计算出的角柱轴力比 D-P4 模型计算出的最小内柱轴力大 58.00%, D-P5 模型计算出的角柱轴力比 D-P5 模型计算出的最小内柱轴力大 60.24%, D-P6 模型计算出的角柱轴力比 D-P6 模型计算出的最小内柱轴力大 61.51%。这说明了应加强对角柱的保护措施,比如应增大其截面尺寸和加强配筋,以保证其安全稳定。

4) 对框架、片筏和地基三维体系,由于片筏基础中间沉降大、周边沉降小,从而导致在临近片筏的框架结构中产生了较明显的拱体效应以及中柱卸荷、边柱加荷的现象;相应地由于框架和片筏基础的协同工作刚度共同调整地基的不均匀沉降,从而导致筏基地部的地基反力呈马鞍形分布。本文图 3 ~ 图 7 的三维有限元计算结果较好地模拟了这一相互耦合作用的结果。

参考文献:

- [1] 周景星,李广信,虞石民,等. 基础工程[M]. 北京:清华大学出版社,2007.
- [2] 钱力航. 高层建筑箱形与筏形基础的设计计算[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2003.
- [3] 董建国,赵锡宏. 高层建筑地基基础—共同作用理论与实践[M]. 上海:同济大学出版社,1997.
- [4] 赵锡宏. 带裙房的高层建筑与地基基础共同作用的设计理论与实践[M]. 上海:同济大学出版社,1999.
- [5] 王新敏. ANSYS 工程结构数值分析[M]. 北京:人民交通出版社,2007.
- [6] 黄熙龄. 高层建筑厚筏反力及变形特征试验研究[J]. 岩土工程学报,2002,24(2): 1-9.
- [7] 吴子超. 上部结构与地基基础共同作用的研究[D]. 广东工业大学土木与交通工程学院,2009.
- [8] 郑颖人,沈珠江,龚晓南. 岩土塑性力学原理[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [9] 徐干成,郑颖人. 岩石工程中屈服准则应用的研究[J]. 岩土工程学报,1990,12(2): 93-99.
- [10] 杨雪强,朱志政,何世秀,等. 对 Lade-Duncan、Matsuo-ka-Nakai 和 Ottosen 等破坏准则的认识[J]. 岩土工程学报,2006,28(3): 337-342.
- [11] 杨雪强,凌平平,杨锐,等. 坡顶局部荷载下边坡的二维和三维稳定分析—强度折减的有限元法(I)[J]. 广东工业大学学报,2008,25(6): 86-93.
- [12] 杨雪强,凌平平,向胜华. 基于系列 Drucker-Prager 破坏准则评述土坡的稳定性[J]. 岩土力学,2009,30(4): 865-870.
- [13] 郑颖人,赵尚毅,邓楚键,等. 有限元极限分析法发展及其在岩土工程中的应用[J]. 中国工程科学,2006,8(12): 39-61.
- [14] 杨雪强,张丽娟,刘勇健. 地基的临塑、界限和极限荷载的探讨[J]. 广州建筑,2009(5): 8-14.
- [15] 郑颖人,赵尚毅,宋雅坤. 有限元强度折减法研究进展[J]. 后勤工程学院学报,2005(3): 1-6.
- [16] 黄正荣,梁精华. 有限元强度折减法在边坡三维稳定分析中的应用[J]. 工业建筑,2006,36(6): 59-64.
- [17] 杨雪强,李子生,梁仕华. 混凝土板的冲切强度[J]. 应用力学学报,2009,26(4): 731-735.

On Three Dimensional Finite Element Calculations Concerning Coupling Interaction Between Frame Structure, Raft Foundation and Soil Mass

Yang Xue-qiang¹, Wu Zi-chao², Yang Zong-ke¹

(1. Faculty of Civil and Transportation Engineering, Guangdong University of Technology, Guangzhou 510006, China;

2. Architectural Engineering Machinery Construction Company of Guangdong Province, Guangzhou 510075, China;

3. Guangdong Nuclear Power Engineering Investigation Institute, Guangzhou 510080, China)

Abstract: Three-dimensional finite element calculations concerning coupling interaction between frame structure, thick raft foundation and soil mass were done in detail by using ANSYS code, sensitivities of different soil mass constitutive models for the coupling interaction were tested by using the three-dimensional finite element calculation results, and some mechanisms of the coupling interaction were disclosed as well. Research results show that D-P5 and D-P6, the two constitutive models, which contain intermediate principal stress contribution to soil mass failure strength, provide more reasonable predicting results about the coupling interaction between frame structure, thick raft foundation and soil mass.

Key words: frame structure; raft foundation; coupling interaction; yield criterion; finite element calculation