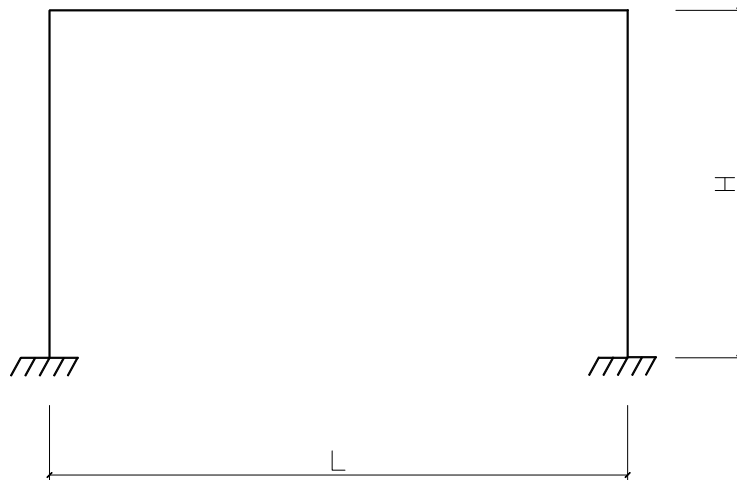

目录

一、 题目	1
二、 解答	1
2.1 框架设计	1
2.1.1 钢框架内力计算	2
2.1.2 钢梁验算	3
2.1.3 钢柱验算	4
2.2 钢框架杆件模型弹性分析	5
2.2.1 钢框架弹性阶段分析	5
2.2.2 简谐波下的结果分析	7
2.3 钢框架弹塑性阶段分析	8
2.3.1 弹塑性分析介绍	8
2.3.2 恢复力模型介绍	8
2.3.3 克拉夫 (Clough) 退化双线模型	9
2.3.4 纤维模型理论	10
2.3.5 克拉夫模型地震波反应计算	14
2.3.5 纤维模型弹塑性地震反应计算	17
参考文献	22

一、题目



1. 设计并确定结构模型：

如图所示平面框架，跨度 $L=6\text{m}$ ，层高 $H=3.6\text{m}$ ，榀距 4m 。请首先设计确定框架杆件截面，需考虑楼面恒荷载和楼面活荷载（活荷载可为 2.5kN/m^2 ）。

2. 弹性阶段：观察共振现象

首先计算自振频率，然后采用简谐波进行弹性阶段计算。（输入波的幅值保持不变，改变频率与自振频率的比值分别为：0.25，0.5，1.0，1.5，2.0）

3. 计算弹塑性地震反应

以 El-centro N-S 波为基本波，改变幅值，从弹性阶段计算至弹塑性阶段，直至破坏。

分别采用以下两种模型，并比较两种模型的差异：

- 1) 杆件模型：恢复力模型，如混凝土结构采用武田三线性模型，钢结构可采用 Clough 模型；
- 2) 截面模型：采用纤维模型。

二、解答

2.1 框架设计

楼板采用混凝土板，板厚为 110mm 。

荷载计算：

楼面荷载：

$$30 \text{ 厚水泥砂浆结合层： } 0.03 \times 20 = 0.60\text{kN/m}^2$$

$$110 \text{ 厚现浇混凝土楼板： } 0.11 \times 25 = 2.8\text{kN/m}^2$$

15 厚混合砂浆天棚抹灰： $0.015 \times 17 = 0.26 \text{ kN/m}^2$

合计： 3.66 kN/m^2

本框架中采用现浇混凝土楼板，可视为刚性铺面，能够阻止主梁上翼缘的侧向失稳，而不需考虑其整体稳定，只需满足其强度、刚度和局部稳定要求。本框架的梁选用宽翼缘 H 型钢梁。框架梁的跨度为 6m，按高跨比 1/10~1/20，选取 HN200×500×10×16。框架梁自重为 0.77kN/m。相应的梁柱截面参数见表 1。

表 2.1 梁柱构件截面特性

构件	截面尺寸	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	W _x (cm ³)	自重 (kN/m)
梁	HN500×200×10×16	114.2	47800	1910	0.896
柱	HN400×200×8×13	84.12	23700	1190	0.660

作用在梁上的恒荷载为：

恒荷载： $g = 3.66 \times 4 + 0.896 = 17.536 \text{ kN/m}$

活荷载： $q = 2.5 \times 4 = 10 \text{ kN/m}$

作用在柱上的恒荷载：

$g_1 = 0.660 \text{ kN/m}$

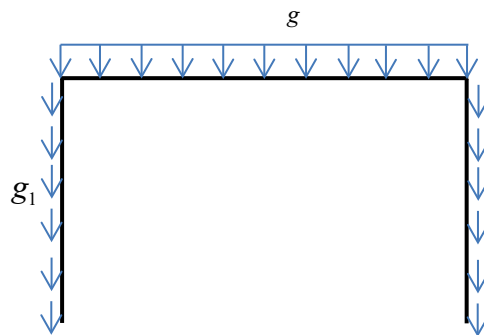
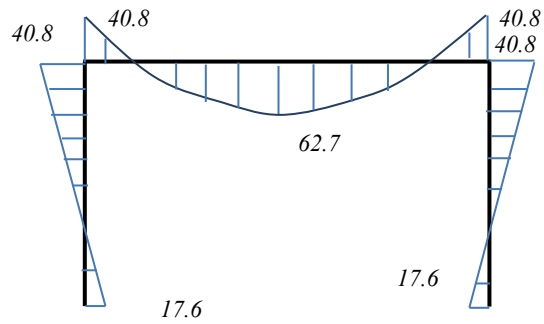


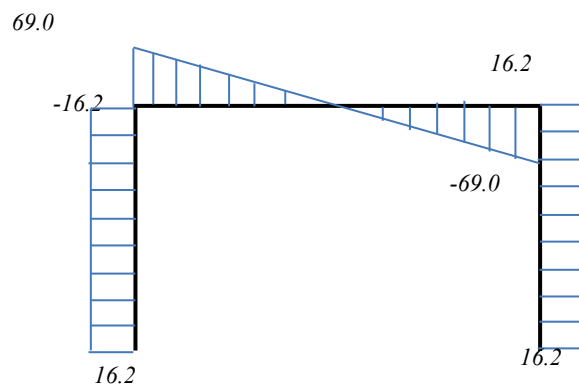
图 2.1 作用在框架上的恒载

2.1.1 钢框架内力计算

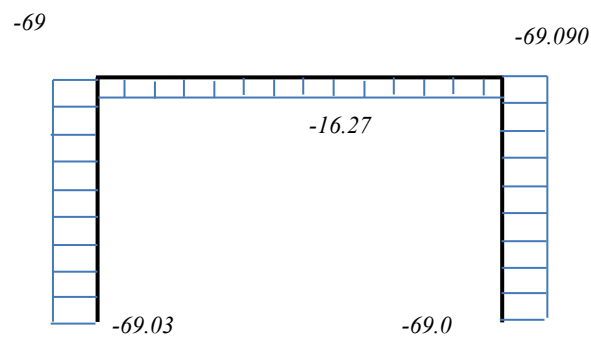
利用 MIDAS 计算平面框架的内力，得到其内力图如图 2.2 所示。



a) 弯矩图 (单位: kN*m)



b) 剪力图 (单位: kN)



c) 轴力图 (单位: kN)

图 2.2 钢框架内力图

2.1.2 钢梁验算

抗弯强度验算:

$$\frac{M_{\max}}{\gamma_x W_{nx}} = \frac{62.7 \times 10^6}{1.05 \times 1910 \times 10^3} = 52.83 \text{N/mm}^2 < 215 \text{N/mm}^2$$

满足要求

抗剪强度验算:

$$\tau = \frac{V_{\max} S}{I_{nx} t_w} = \frac{69.0 \times 10^3 \times 1.05 \times 10^6}{4.78 \times 10^8 \times 10} = 25.63 \text{N/mm}^2 < 125 \text{N/mm}^2$$

满足要求

刚度验算:

均布荷载标准值

$$g = 3.66 \times 4 + 0.896 = 17.536 \text{kN/m}$$

跨中挠度与跨度的比值

$$\frac{\omega}{L} = \frac{5ql^3}{384EI_x} = \frac{5 \times 17.536 \times 6000^3}{384 \times 2.06 \times 10^5 \times 4.78 \times 10^8} = 5.97 \times 10^{-4} < \frac{1}{400}$$

满足要求

整体稳定验算:

设主梁跨中位置有侧向支撑，主梁受压翼缘的自由长度 L_1 等于 3m， L_1 与梁受压翼缘宽度 b_1 之比为

$$\frac{L_1}{b_1} = \frac{3000}{200} = 15 < 16$$

因此，梁的整体稳定性满足要求。

2.1.3 钢柱验算

强度验算:

惯性矩

$$I_x = 2.37 \times 10^8 \text{mm}^4$$

$$I_y = 1.74 \times 10^7 \text{mm}^4$$

回转半径

$$i_x = 168 \text{mm}$$

$$i_y = 45.4 \text{mm}$$

长细比

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{3600}{168} = 21.43$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{3600}{45.4} = 79.30$$

查表得， $\varphi = 0.582$ ，则

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{69.03 \times 10^3}{0.582 \times 8.412 \times 10^3} = 24.41 \text{N/mm}^2 < 215 \text{N/mm}^2$$

满足要求

局部稳定验算:

翼缘

$$\frac{b}{t} = \frac{96}{13} = 7.38 < (10 + 0.1\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 10 + 0.1 \times 79.30 = 17.93$$

腹板

$$\frac{h_0}{t_w} = \frac{374}{8} = 46.75 < (25 + 0.5\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 25 + 0.5 \times 79.30 = 64.65$$

满足要求

刚度验算:

$$\lambda_{\max} = 79.30 < [\lambda] = 150$$

满足要求

2.2 钢框架杆件模型弹性分析

2.2.1 钢框架弹性阶段分析

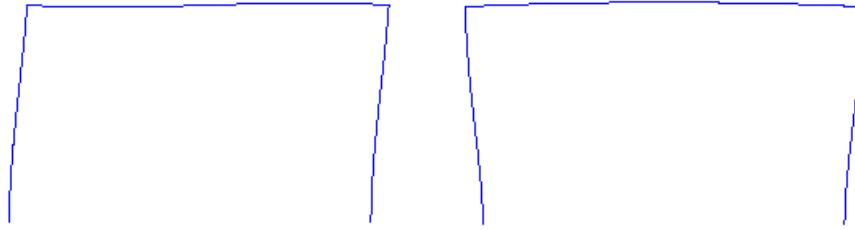
首先计算自振频率，然后采用简谐波进行弹性阶段计算。（输入波的幅值保持不变，改变频率与自振频率的比值分别为：0.25，0.5，1.0，1.5，2.0）。

由于是水平抗震分析，故在用 Midas-Gen 进行自振周期计算时仅需考虑 X 方向（结构分析类型为 X-Z 平面），将 1.0 恒载+0.5 活载以及自重转化为质量，且将自重转化为集中质量，体系只有两个自由度，采用子空间迭代法，迭代振型为两阶，分析后表明第一阶的振型参与质量就达到了 100%，故仅需考虑第一阶振型即该框架变成了单自由度体系，图 4 为该框架的振型图。

弹塑性时程分析中静力荷载取 1.0DL+0.5LL 作用在结构上，在 midas-Gen 分析中将此荷载转化为质量，通过特征值分析，结构自振频率与周期见表 2.2，其中 1、2 阶模态如图 2.3 所示。

表 2.2 结构自振频率与周期

阶数	1 阶	2 阶
自振频率(Hz)	5.215934	51.925757
自振周期(s)	0.191720	0.019258



a)第一阶模态

b)第二阶模态

图 2.3 结构模态图

结构阻尼矩阵采用瑞雷阻尼假定，1、2 阶阻尼比均取 2%。

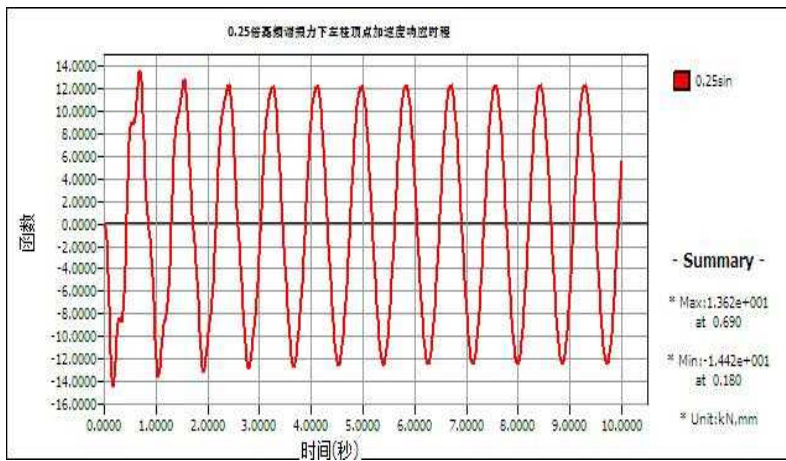


图 2.4 0.25 倍基频谐振力下左柱顶点加速度响应时程

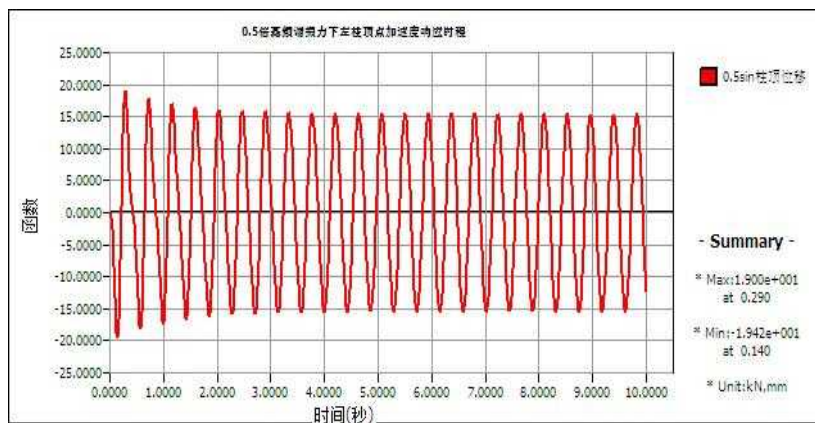


图 2.5 0.5 倍基频谐振力下左柱顶点加速度响应时程

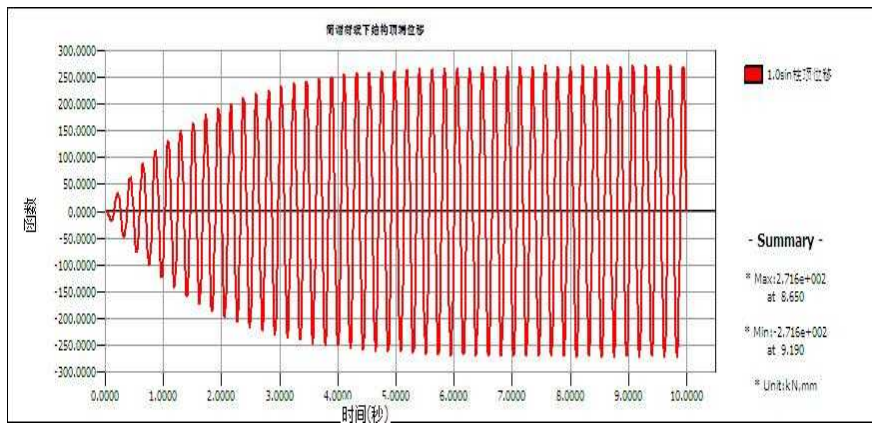


图 2.6 基频谐振力下左柱顶点加速度响应时程

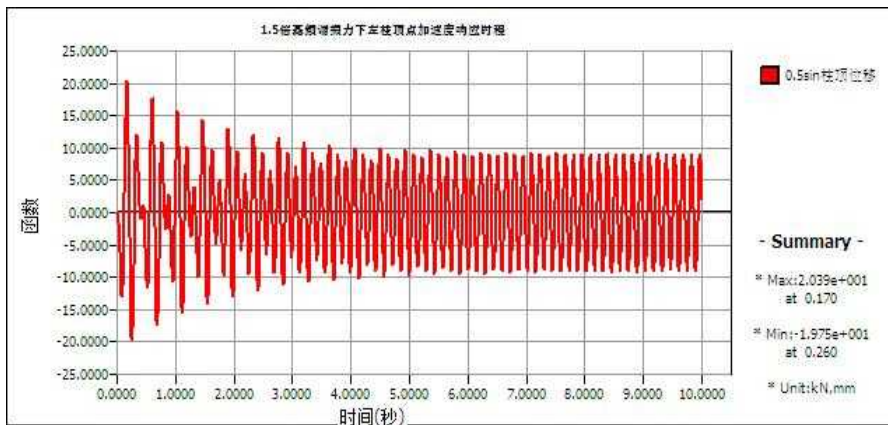


图 2.7 1.5 倍基频谐振力下左柱顶点加速度响应时程

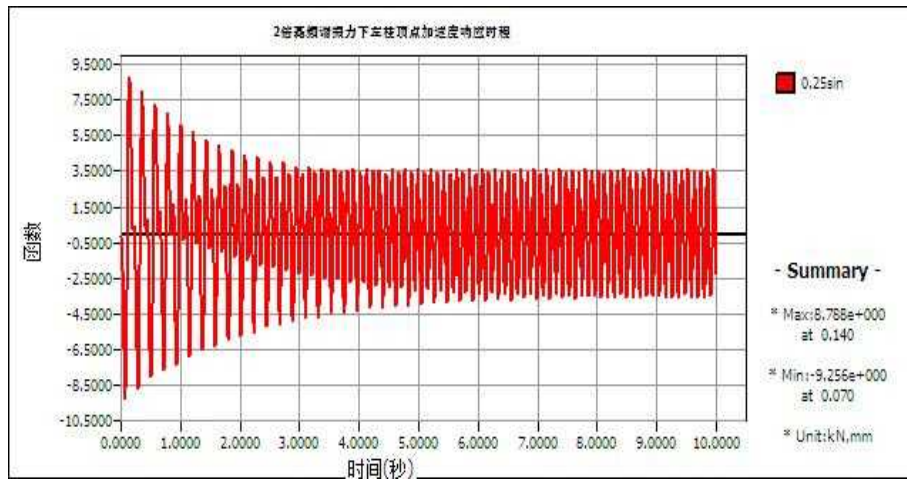


图 2.8 2 倍基频谐振力下左柱顶点加速度响应时程

2.2.2 简谐波下的结果分析

共振下结构仍处于弹性状态，从而保证了简谐波作用下的分析为弹性分析。由于均采用 Newmark 时程分析方法，杆模型与纤维模型计算结果一致。从而可以看出弹性状态下，虽然纤维模型相比杆模型截面划分更精细，但对计算结果精度提高很小。

观察共振现象，由于结构各阶频率相距较远，取激励频率在结构一阶自振频率附近变化观察共振

反应。当激励频率小于结构一阶自振频率时，在阻尼作用下结构很快达到稳态反应；当激励频率等于结构一阶自振频率时，结构出现共振反应，结构位移逐渐增大，由于阻尼的存在，最后达到稳态反应。当激励频率大于结构一阶自振频率时，结构位移反应幅值开始阶段较大，并逐渐减小达到稳态反应。在保持相同激励幅值时，结构共振下的位移反应相比非共振下大的多。

2.3 钢框架弹塑性阶段分析

2.3.1 弹塑性分析介绍

结构弹塑性动力分析的基本动力方程为：

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + \{F\} = -[M]\{\ddot{U}_g\} \quad (2.3.1)$$

其中， $\{F\}$ 为非线性恢复力向量。上式的增量方程为：

$$[M]\{\Delta\ddot{U}\}_j + [C]\{\Delta\dot{U}\}_j + [\bar{K}]\{\Delta U\}_j = -[M]\{\Delta\ddot{U}_g\}_j \quad (2.3.2)$$

式 (2.3.1) 可用动力分析的逐步积分法求解。全量形式的动力方程为 $\{F\} = [K_p]\{U\}$ 。

在采用数值分析技术的前提下，结构线性地震反应分析与非线性地震反应分析的主要差别在于刚度矩阵是否可变。对于弹塑性结构，在每一步增量反应计算之前，要先修正矩阵 $[\bar{K}]$ 或 $[K_p]$ 中各元素的量值，即所谓的刚度修正技术。刚度修正过程实质上是一个重新形成总刚度矩阵的过程。

2.3.2 恢复力模型介绍

恢复力模型是根据大量的从试验中获得的恢复力与变形关系曲线经适当抽象和简化而得到的实用数学模型，是构件的抗震性能在结构弹塑性地震反应分析中具体体现。若仅用静力非线性分析，模型一般是指力与变形关系骨架曲线的数学模型；而如果是用于结构动力非线性时程分析，恢复力模型不仅包含骨架曲线，同时也包含各阶段滞回环的数学模型。

常见的恢复力模型有兰伯格—奥斯古德模型、克拉夫 (Clough) 模型和武田模型。兰伯格—奥斯古德模型曾被广泛用于土体和包括钢结构在内的各种结构物的非线性反应分析，偶尔也用于钢筋混凝土弯曲构件。克拉夫模型主要是针对钢筋混凝土受弯构件的恢复力特性提出的，而武田模型是从较多的钢筋混凝土构架试验所得的恢复力特性曲线抽象得出的，适用于以弯曲破坏为主的情况。

钢筋混凝土结构构件的恢复力模型一般分为曲线型和折线型两种，其中曲线型比较接近结构的实际受力特性，结果比较精确，但是刚度计算比较复杂，因此，应用很少；折线型恢复力模型由若干直线段所构成，刚度变化不连续，存在拐点问题，但刚度计算比较简单，故在实际工程中得到广泛应用。

本次分析中，将采用克拉夫（Clough）退化双线模型作为钢结构的恢复力模型。

2.3.3 克拉夫（Clough）退化双线模型

初次加载时沿着双折线骨架曲线移动，屈服后卸载路径沿着退化后的斜率移动；当反向加载时，指向反向最大变形点；反向没有发生屈服时，屈服点为最大变形点。克拉夫模型中认为全截面处于开裂状态，截面的刚度由受拉钢筋的受弯屈服状态决定。对正向和负向可定义不同的屈服后的刚度折减系数，适用于梁、柱、支撑构件。

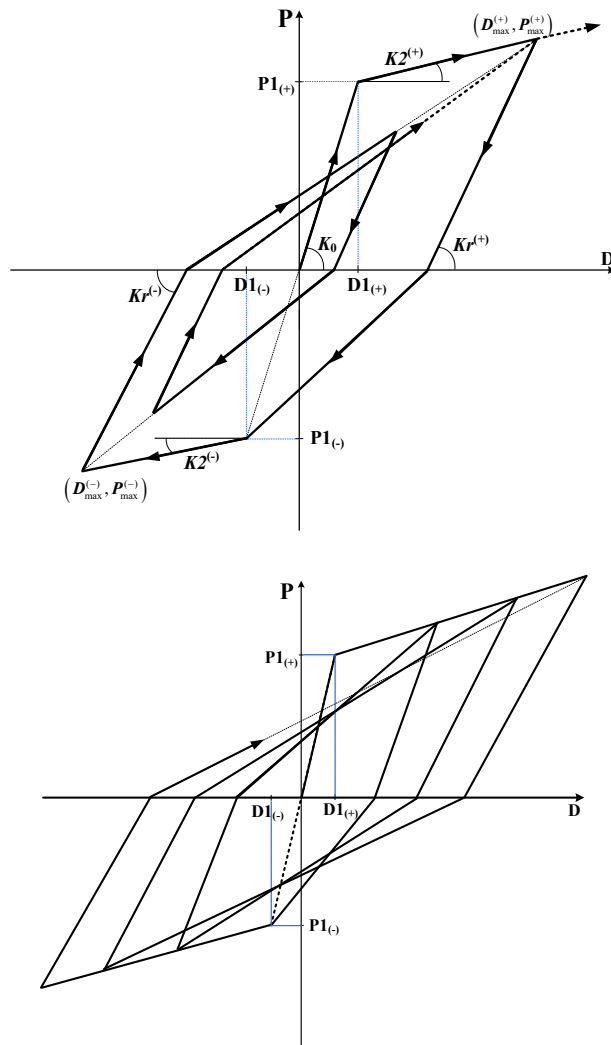


图 2.9 克拉夫（Clough）退化双线模型

克拉夫模型的骨架曲线由下列参数决定：

$Pl_{(+)}$ 、 $Pl_{(-)}$ ——正向和负向的第一屈服强度；

$Dl_{(+)}$ 、 $Dl_{(-)}$ ——正向和负向的第一屈服强度；

$DI_{(+)}、DI_{(-)}$ ——正向和负向的第一屈服强度；

K_0 ——初始刚度；

$K2^{(+)、}K2^{(-)}$ ——正向和负向的第二条折线刚度， $K2^{(+)} = \alpha1^{(+)}K_0、K2^{(-)} = \alpha1^{(-)}K_0$ ；

$\alpha1^{(+)、}\alpha1^{(-)}$ ——正向和负向的第一屈服后刚度折减系数；

$K_r^{(+)、}K_r^{(-)}$ ——正向和负向卸载时的刚度：

$$K_r^{(+)} = K_0 \left| \frac{DI^{(+)}}{D_{\max}^{(+)}} \right|^{\beta} \leq K_0, \quad K_r^{(-)} = K_0 \left| \frac{DI^{(-)}}{D_{\max}^{(-)}} \right|^{\beta} \leq K_0$$

其中 $D_{\max}^{(+)、}D_{\max}^{(-)}$ 为正向和负向的最大变形，没有屈服的区段使用屈服变形； β 为计算卸载刚度的幂阶。

克拉夫模型的路径移动规则：

- (1) $|D_{\max}| < DI$ 时沿斜率为 K_0 的直线移动。
- (2) 变形 D 第一次超过 $DI^{(+)}$ 时或者超过当前的最大变形时，沿着斜率为 $K2^{(+)、}K2^{(-)}$ 的第二折线移动。
- (3) 在 $DI^{(+)} < D、D < DI^{(+)}$ 状态下卸载时，沿着卸载刚度 $K_r^{(+)、}K_r^{(-)}$ 的斜率移动。
- (4) 卸载过程中荷载的符号发生变化时，将沿着指向反向最大变形点的直线移动（如反向未屈服则指向反向屈服点）。

Clough 模型一般只适用于具有梭形滞回曲线的单纯受弯构件。

2.3.4 纤维模型理论

纤维模型是将构件单元分割为许多沿构件纵向的纤维的模型。纤维模型不仅可以准确模拟受弯构件的力学特性，而且可以考虑截面内纤维的局部损伤状态。使用纤维模型时可利用纤维材料的应力—应变关系和截面应变的分布形状假定较为准确地确定截面的弯矩—曲率关系，特别是可以考虑轴力引起的中和轴变化。另外纤维模型同样可以考虑轴力和弯矩、两个弯矩之间的相互影响，但是因为不能反映剪切破坏，所以一般用于剪切变形不大的线单元。

本次分析采用的分析软件 MIDAS/GEN 中的纤维模型使用了一下几个假定：

1. 截面的变形维持平截面与构件轴线垂直；
2. 不考虑钢筋与混凝土之间的滑移；（本次分析采用钢结构）

以上内容仅为本文档的试下载部分，为可阅读页数的一半内容。如要下载或阅读全文，请访问：<https://d.book118.com/526104133012010211>