
YJK 美国规范软件效应计算及组合技术条件

1. 执行标准

ASCE/SEI 7-10(Minimum Design Loads for Building and Other Structures)
后续章节中，当引用 ASCE 7-10 条款时，简称 ASCE。

2. 风荷载

ASCE 以 10m 高度 3 秒风速作为基本风速，根据 **ASCE 27.4.1** 条，风荷载标准值

$$p = qGC_p$$

式中 q ——速度压力，相当于中国规范中的 $\mu_z w_0$ ；

G ——阵风系数，相当于中国规范中的 β_z ；

C_p ——体型系数。

根据 **ASCE 27.3.2** 条，速度压力

$$q = 0.613K_zK_{zt}K_dV^2(\text{N/m}^2)$$

式中 K_z ——风压高度变化系数；

K_{zt} ——地形系数；

K_d ——风荷载风向系数。

根据 **ASCE 表 27.3-1**，风压高度变化系数

当 $z \leq 4.6\text{m}$ 时

$$K_z = 2.01\left(\frac{4.6}{z_g}\right)^\alpha$$

当 $z > 4.6\text{m}$

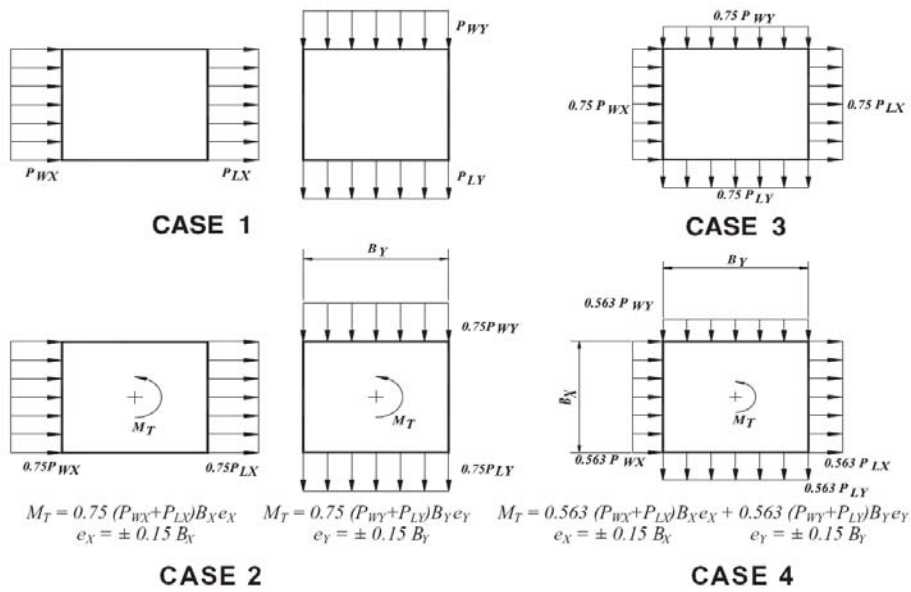
$$K_z = 2.01\left(\frac{z}{z_g}\right)^\alpha$$

其中 z_g 及 α 根据 **ASCE 表 26.9-1** 取值，如下

In metric

Exposure	α	z_k (m)	$\hat{\alpha}$	\hat{b}	$\bar{\alpha}$	\bar{b}	c	ℓ (m)	$\bar{\epsilon}$	z_{min} (m)*
B	7.0	365.76	1/7	0.84	1/4.0	0.45	0.30	97.54	1/3.0	9.14
C	9.5	274.32	1/9.5	1.00	1/6.5	0.65	0.20	152.4	1/5.0	4.57
D	11.5	213.36	1/11.5	1.07	1/9.0	0.80	0.15	198.12	1/8.0	2.13

另外，在 ASCE 中，风荷载需要考虑双向风，也需要考虑偶然偏心，根据 ASCE 表 27.4-8



3. 地震荷载

3.1 加速度反应谱

在 ASCE 中，以 B 类场地 5% 阻尼罕遇地震 0.2s 加速度谱值 S_s 及 1s 加速度谱值 S_1 作为确定加速度反应谱的基本参数，对于其它场地类别，可通过地形系数 F_a 及 F_v 确定其 0.2s 及 1s 加速度谱值。根据 ASCE 11.4.4 条，各类场地罕遇地震 0.2s 加速度谱值 S_{MS} 及 1s 加速度谱值 S_{M1}

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{M1} = F_v S_1$$

F_a 、 F_v 可分别根据 ASCE 表 11.4-1 及 ASCE 表 11.4-2 取值，如下

Table 11.4-1 Site Coefficient, F_a

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_s .

Table 11.4-2 Site Coefficient, F_v

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period				
	$S_l \leq 0.1$	$S_l = 0.2$	$S_l = 0.3$	$S_l = 0.4$	$S_l \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_l .

根据 **ASCE 11.4.4** 条, 通过系数折减可得到中震(475 年一遇)的 0.2s 加速度谱值 S_{DS} 及 1s 加速度谱值 S_{D1}

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

ASCE 中的加速度反应谱即为中震下的弹性谱, 根据 **ASCE 11.4.5** 条, 其形状及各段取值如下

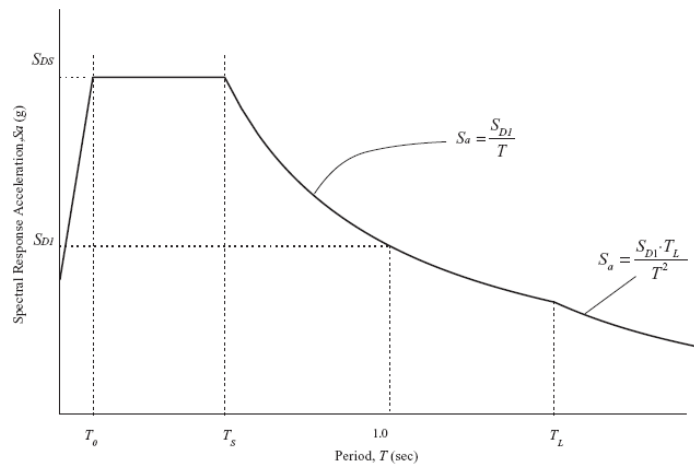


FIGURE 11.4-1 Design Response Spectrum.

图中 T_s ——特征周期, $T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$;

T_0 ——峰值起始周期, $T_0 = 0.2T_s$;

T_L ——过渡周期;

各段加速度谱值 S_a 按如下取值

$0 \leq T \leq T_0$ 时

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

$T_0 < T \leq T_s$ 时

$$S_a = S_{DS}$$

$T_s < T \leq T_L$ 时

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

$T_L < T$ 时

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2}$$

3.2 地震效应计算及调整

在美国规范中, 通过将弹性谱折减, 使结构在地震作用下进入弹塑性状态, 根据 **ASCE 12.9.2** 条, 计算地震力时将弹性谱除以 R/I_e (R 为地震效应折减系数, I_e 为结构重要性系数); 在计算地震作用下的位移时, 再乘以 C_d/I_e (C_d 为弹性位移增大系数), 以考虑结构进入弹塑性后位移相对于弹性状态的增大。 R 及 C_d 的取值可见 **ASCE 表 12.2-1**。

另外, 结构按照反应谱方法确定地震效应时, 根据 **ASCE 12.9.4** 条, 其基底剪力不得小于基底剪力法结果的 0.85 倍。

4. 荷载效应组合

根据 ASCE 相关条款, 非地震参与效应组合如下

$$1.4D$$

$$1.2D+1.6L$$

$$1.2D+1.0W+\varphi_L L$$

$$0.9D+1.0W$$

地震参与效应组合如下

$$1.2D+1.0E+\varphi_L L$$

$$0.9D+1.0E$$

其中

$$E=\rho E_h+E_v (\rho \text{ 为赘余度系数, 取值详见 ASCE 12.3.4 条, 一般取 1.0})$$

E_h 为水平地震效应, 如考虑双向水平地震

$$E_h = \sqrt{E_x^2 + E_y^2}$$

竖向地震效应

$$E_v = 0.2S_{DS}D$$

对于有活荷载参与的效应组合, 其组合系数 φ_L 一般取值 1.0。对于非仓库及人员密集公共建筑, 根据 ASCE 2.3.2 条, 当活荷载小于 4.8 kN/m^2 时, 组合系数 φ_L 可取 0.5。

YJK 美国规范软件混凝土结构设计技术条件

1. 执行标准

ACI 318M-14(Building Code Requirements for Structural Concrete)
后续章节中，当引用 ACI 318M-14 条款时，简称为 ACI。

2. 材料

2.1 混凝土

美国规范中，以混凝土规定抗压强度(specified compressive strength) f'_c 作为混凝土强度指标，根据 ACI 19.2.2.1 条，其弹性模量及泊松比

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}$$

$$\nu_c = 0.25$$

根据 ACI 22.2.2.4.1 条，在正截面承载力计算中，混凝土的抗压强度取 $0.85 f'_c$ ，应力中和轴高度与应变中和轴高度的比值系数 β_1 ，可按 ACI 表 22.2.2.4.3 取值，如下

Table 22.2.2.4.3—Values of β_1 for equivalent rectangular concrete stress distribution

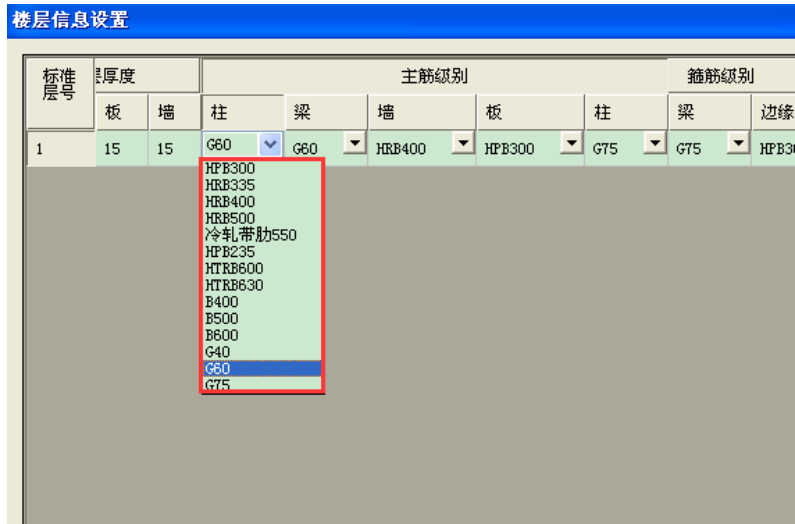
f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

另外，根据 ACI 22.2.2.1 条，混凝土的极限压应变 $\epsilon_{cu} = 0.003$ 。

2.2 钢筋

软件支持 G40、G60、G75 三种型号美国钢筋，其标准抗拉强度 f_y 分别为 280MPa、420MPa、520MPa，根据 ACI 20.2.2.2 条，钢筋弹性模量 $E_s = 2.0 \times 10^5$ MPa。

另外，软件还支持选用中国及欧洲规格钢筋，如下



3. 承载力验算原则

在美国规范中，采用极限状态方法进行承载力验算，荷载考虑分项系数，抗力考虑折减系数，根据 ACI 4.6.2 条，采用以下表达式

$$\phi S_n \geq U$$

式中 U —— 带分项系数荷载效应组合的设计值；

S_n —— 采用材料标准强度计算的名义承载力；

ϕ —— 名义承载力折减系数，受力状态不同，取值略有差异。

根据 ACI 表 21.2.1、表 21.2.2，对于剪扭， ϕ 取 0.75；对于受弯及轴心受拉， ϕ 取 0.9；对于轴心受压， ϕ 取 0.65；对于压弯受力， ϕ 的取值应根据截面钢筋最大拉应变确定，如下

Table 21.2.2—Strength reduction factor ϕ for moment, axial force, or combined moment and axial force

Net tensile strain ϵ_t	Classification	ϕ			
		Type of transverse reinforcement			
		Spirals conforming to 25.7.3		Other	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Compression-controlled	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0.005$	Transition ^[1]	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(d)
$\epsilon_t \geq 0.005$	Tension-controlled	0.90	(e)	0.90	(f)

^[1]For sections classified as transition, it shall be permitted to use ϕ corresponding to compression-controlled sections.

4. 延性等级及地震组合内力调整

4.1 延性等级

在美国规范中，地震设计类别(Seismic Design Category)可分为 A、B、C、D、E、F6 类。其中 A 类相当于非抗震，不需执行地震组合内力调整；B 类延性为“Ordinary”，除个别尺寸框架柱地震组合内力需进行强剪弱弯调整外，与 A 类一致；C 类延性为“Intermediate”，地

震组合内力需进行强剪弱弯调整；D、E、F类延性为“Special”，地震组合内力需进行强剪弱弯、强柱弱梁调整。

4.2 地震组合内力调整

根据 ACI 18.3.3 条，对于“Ordinary”延性，当框架柱在计算方向的跨高比不超过 5 ($l_u \leq 5c_1$) 时，该方向地震组合剪力需进行如下调整

$$V_u = \min \{ V_e, V_{ef} \} \geq V_{u, \text{factored}}$$

V_e 为强剪弱弯调整确定的剪力，其地震组合剪力放大系数可取 $\frac{\lambda_s}{\phi}$ (λ_s 为超配系数， ϕ 为名义承载力折减系数，取 0.65)； V_{ef} 为把地震效应放大 Ω_0 倍 (Ω_0 为结构超强系数) 再进行组合

确定的剪力。

根据 ACI 18.4.3.1 条，对于“Intermediate”延性，框架柱地震组合剪力需进行调整，调整方法同“Ordinary”延性。另外，根据 ACI 18.4.2.3 条，框架梁的地震组合剪力需进行如下调整

$$V_u = \min \{ V_e, V_{ef} \} \geq V_{u, \text{factored}}$$

V_e 为强剪弱弯调整确定的剪力，其地震组合剪力放大系数可取 $\frac{\lambda_s}{\phi}$ (ϕ 取 0.9)； V_{ef} 为把地震

效应放大 2 倍再进行组合确定的剪力。

根据 ACI 18.7.3.2 条，对于“Special”延性，框架柱地震组合弯矩放大系数为 1.2，根据 ACI 18.7.6.1 条，框架柱地震组合剪力放大系数为 $1.2 \frac{1.25}{\phi} \lambda_s$ (ϕ 取 0.65)。根据 ACI 18.6.5.1

条，框架梁地震组合剪力放大系数为 $\frac{1.25}{\phi} \lambda_s$ (ϕ 取 0.9)。另外，根据 ACI 18.8.2.1 条，梁柱节

点地震组合剪力放大系数为 $\frac{1.25}{\phi} \lambda_s$ (ϕ 取 0.9)。

5. 框架梁正截面承载力验算

当进行受弯承载力验算时，对于非调幅梁，根据 ACI 9.3.3.1 条，取钢筋最大拉应变 $\epsilon_t = 0.005$ ；对于调幅梁，根据 ACI 6.6.5.1 条，取钢筋最大拉应变 $\epsilon_t = 0.0075$ 。钢筋最大拉应变确定后，即可确定截面相对界限受压区高度

$$\xi_b = \beta_1 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_t}$$

对于“Intermediate”延性，根据 **ACI 18.4.2.2** 条，框架梁端受压钢筋面积不小于受拉钢筋面积的 $\frac{1}{3}$ 倍；对于“Special”延性，根据 **ACI 18.6.3.2** 条，框架梁端受压钢筋面积不小于受拉钢筋面积的 $\frac{1}{2}$ 倍。

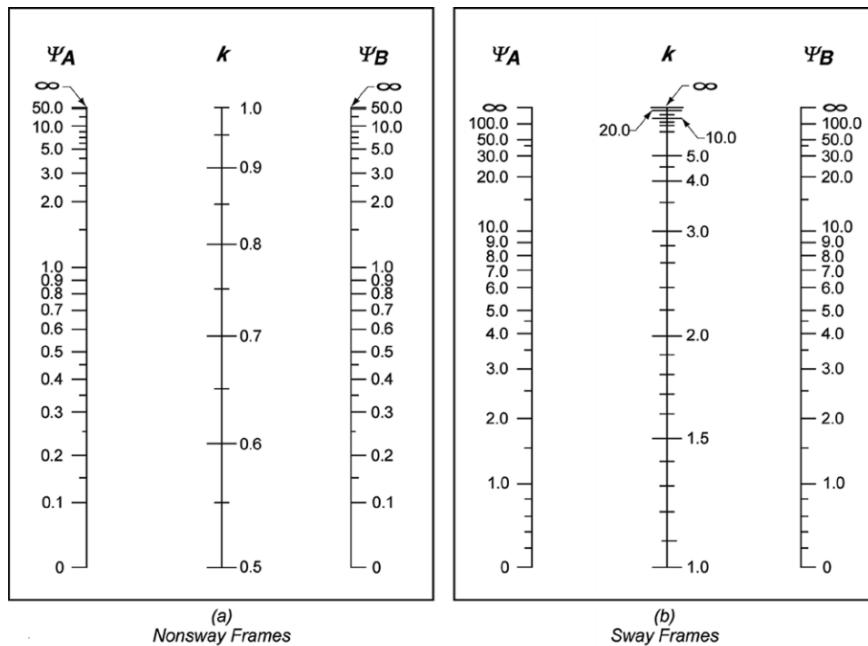
根据 **ACI 9.6.1.2** 条，最小受拉钢筋面积

$$A_{st,min} = \max\left(\frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y}bh_0, \frac{1.4}{f_y}bh_0\right)$$

受拉钢筋最大配筋率为 0.04，对于“Special”延性，根据 **ACI 18.6.3.1** 条，受拉钢筋最大配筋率为 0.025。

6. 框架柱正截面承载力验算

框架柱的计算长度系数可根据 **ACI 图 6.2.5** 确定，如下



6.1 细长柱

根据 **ACI 6.2.4.4** 条，当受压柱的长细比超过界限长细比时，即为细长柱，需按照 **ACI 6.6.4.5** 条通过增大弯矩的方式考虑细长效应($p-\delta$ 效应)，如下

$$M_c = \delta M_2$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{N}{0.75P_c}} \geq 1.0$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}$$

对于细长柱，需考虑由于附加偏心引起的最小弯矩 M_{\min} ，详见 **ACI 6.6.4.5.4**。

6.2 构造配筋

框架柱全截面最小配筋率为 0.01；最大配筋率为 0.08，当为“Special”延性时，最大配筋率为 0.06。

7. 剪扭承载力验算

7.1 计算配筋

根据 **ACI 22.5.3.1** 条、**ACI 22.7.2.1** 条，在计算混凝土受剪承载力、受扭承载力时，控制 $\sqrt{f'_c} \leq 8.3$ MPa。

根据 **ACI 22.5.5.1** 条、**ACI 22.5.6.1** 条及 **ACI 22.5.7.1** 条，可确定混凝土抗剪承载力

$$\text{纯剪} \quad V_c = 0.17\sqrt{f'_c}bh_0$$

$$\text{压剪} \quad V_c = 0.17\left(1 + \frac{N}{14A_g}\right)\sqrt{f'_c}bh_0$$

$$\text{拉剪} \quad V_c = 0.17\left(1 - \frac{N}{3.5A_g}\right)\sqrt{f'_c}bh_0$$

根据 **CAI 22.5.1.1** 条、**ACI 22.5.10.5.3** 条，可确定截面名义抗剪承载力

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = f_{yv}A_{sv} \frac{h_0}{s}$$

根据 **ACI 22.7.5.1** 条，可确定混凝土抗扭承载力

$$\text{无轴力时} \quad T_{cr} = 0.33\sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$\text{有轴力时} \quad T_{cr} = 0.33\sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 \pm \frac{N}{0.33A_g\sqrt{f'_c}}}$$

当设计扭矩 $T_u \leq \frac{1}{4}T_{cr}$ 时，根据 **ACI 9.5.4.1** 条，可忽略扭矩影响，按截面无扭矩考虑；当设计扭矩 $T_u > T_{cr}$ 时，扭矩完全有钢筋承担，不考虑混凝土抗扭。根据 **ACI 22.7.6.1** 条，名义受扭承载力

$$T_n = \frac{2f_{yv}A_{svl}A_0}{s} \text{ctg} \theta$$

$$T_n = \frac{2f_{yl}A_{sl}A_0}{p_h} \text{tg} \theta$$

设计中可取 $\theta=45$ 度。

根据 **ACI 22.7.7.1** 条，可确定截面最小尺寸，如下

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66\sqrt{f'_c}\right)$$

7.2 构造配筋

根据 **ACI 9.6.3.3** 条，截面剪扭构造箍筋为

$$A_{sv,\min} = \max\left(0.062\sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_{yv}}, 0.35 \frac{bs}{f_{yv}}\right)$$

对于“Special”延性框架柱，可按 **ACI 18.7.5.4** 条确定构造箍筋。

当扭矩不可忽略($T_u > \frac{1}{4}T_{cr}$)时，可按 **ACI 9.6.4.3** 条确定受扭纵筋最小面积 $A_{stl,\min}$ 。

8. 梁柱节点抗剪

“Special”延性框架梁柱节点需进行抗剪承载力验算。根据 **ACI 18.8.4.3** 条可确定节点核心区面积 A_j ，根据 **ACI 18.8.4.1** 条可确定节点核心区名义受剪承载力 V_n 。

梁柱节点核心区的构造箍筋配置与框架柱相同。

YJK 美国规范软件钢结构设计技术条件

1. 执行标准

非抗震：ANSI/AISC 360-10(Specification for Structural Steel Buildings)

抗震：ANSI/AISC 341-10(Seismic Provisions for Structural Steel Building)

后续章节中，当引用 AISC 360-10 条款时，简称为 AISC；当引用 AISC 341-10 条款时，简称 AISC SEISMIC。

2. 材料

软件支持 A36、A53(Gr.B)、A500(Gr.B42)、A500(Gr.B46)、A500(Gr.C46)、A500(Gr.C50)、A572(Gr.50)、A992 八种规格钢材，各规格钢材材料特性如下

美国钢材材料特性

钢材型号	屈服强度 f_y	极限强度 f_u	材料超强系数 R_y
	MPA(ksi)	MPA(ksi)	
A36	248.22(36)	399.91(58)	1.5
A53(Gr.B)	241.33(35)	413.7(60)	1.6
A500(Gr.B42)	289.6(42)	399.91(58)	1.4
A500(Gr.B46)	317.17(46)	399.91(58)	1.4
A500(Gr.C46)	317.17(46)	427(61.93)	1.4
A500(Gr.C50)	344.75(50)	427(61.93)	1.4
A572(Gr.50)	344.75(50)	448.18(65)	1.1
A992	344.75(50)	448.18(65)	1.1

钢材弹性模量 $E_s = 2.0 \times 10^5$ MPa，泊松比 $\nu = 0.3$ 。

3. 承载力验算原则

在美国规范中，存在两种承载力验算方法：允许应力方法(ASD)和抗力系数方法(LRFD)。软件采用抗力系数方法进行承载力验算，根据 **AISC B3.3.**，该方法即是极限状态设计方法，荷载考虑分项系数，抗力考虑折减系数，采用以下表达式

$$R_u \leq \phi R_n$$

式中 R_u ——带分项系数荷载效应组合的设计值；

R_n ——采用材料标准强度计算的名义承载力；

ϕ ——名义承载力折减系数，受力状态不同，取值略有差异。

4. 承载力验算

4.1 轴心受拉

当截面轴心受拉时，根据 **AISC D2.**，其承载力分别按照屈服强度和极限强度计算，并取两者较小时作为最终承载力。

按照屈服强度计算时，名义承载力

$$P_n = f_y A_g$$

名义承载力折减系数 $\phi_t = 0.9$ 。

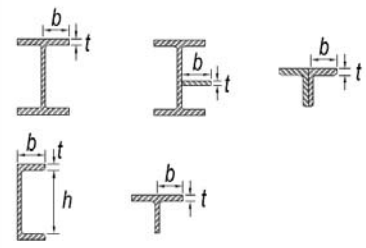
按极限强度计算时，需考虑净截面面积，名义承载力

$$P_n = f_u A_e$$

名义承载力折减系数 $\phi_t = 0.75$ 。

4.2 轴心受压

当截面轴心受压时，可根据 **AISC 表 B4.1a** 确定板件(翼缘、腹板)界限宽厚比 λ_r ，如下

TABLE B4.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples	
1	Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections; outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact, flanges of channels, and flanges of tees	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		

当截面全部板件计算宽厚比都不超过界限宽厚比 λ_r 时，为 nonslender 截面，按截面全部有效考虑；否则为 slender 截面，截面部分有效，需考虑截面折减系数 Q (**AISC E7.**)。

根据 **AISC E3.**，截面弹性屈曲应力

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

其中 λ 为长细比。受压屈曲时，单轴对称截面绕对称轴的屈曲形式为弯扭屈曲，需根据 **AISC E4** 使用换算长细比确定弹性屈曲应力 P_e 。

根据 **AISC E7**，截面临界应力

当 $P_e \geq 0.44Qf_y$ 时(弹塑性屈曲)

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{QF_y}{F_e} \right] F_y$$

当 $P_e < 0.44Qf_y$ 时(弹性屈曲)

$$F_{cr} = 0.877F_e$$

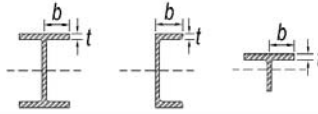
截面名义受压承载力

$$P_n = F_{cr}A_g$$

名义承载力折减系数 $\phi_c = 0.9$ 。

4.3 受弯

当截面受弯时，可根据 **AISC 表 B4.1b** 确定板件(翼缘、腹板)界限宽厚比 λ_p 及 λ_r ，如下

TABLE B4.1b Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (noncompact/ slender)	
10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

当板件计算宽厚比 $\lambda \leq \lambda_p$ 时，板件为 compact 板件；当 $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ 时，板件为 noncompact 板件；当 $\lambda_r < \lambda$ 时，板件为 slender 板件。按照 **AISC F**，根据板件状态的不同，截面可能发生整体屈服(Yielding)、整体弯扭失稳(LTB)、翼缘局部失稳(FLB)、腹板局部失稳(WLB)等，取所有可能破坏状态中的最小承载力作为截面名义受弯承载力 M_n ，名义承载力折减系数

$\phi_b = 0.9$ 。

4.4 拉弯、压弯

当截面承受轴力和弯矩时，根据 **AISC H1.**及 **AISC H2.**，需按组合受力进行承载力验算，如下

$P \geq 0.2P_u$ 时

$$\frac{P}{P_u} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{M_y}{M_{uy}} \right) \leq 1.0$$

$P < 0.2P_u$ 时

$$\frac{P}{2P_u} + \left(\frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{M_y}{M_{uy}} \right) \leq 1.0$$

式中 P_u ——截面轴向承载力，受压时 $P_u = \phi_c P_n$ ，受拉时 $P_u = \phi_t P_n$ ；

M_{ux} ——截面绕 x 轴受弯承载力， $M_{ux} = \phi_b M_{nx}$ ；

M_{uy} ——截面绕 y 轴受弯承载力， $M_{uy} = \phi_b M_{ny}$ 。

4.5 受剪

当截面受剪时，有腹板承受剪力，根据 **AISC G2.**，名义受剪承载力

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

式中 A_w ——腹板面积；

C_v ——腹板受剪折减系数，详见 **AISC G2.1.(b)**。

名义承载力折减系数 $\phi_v = 0.9$ ，当热轧工形钢腹板高厚比 $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ 时，折减系数 ϕ_v 可取 1.0。

5. 钢结构抗震

5.1 钢框架结构

钢框架结构可分为普通延性 (OMF)、中等延性 (IMF) 及高延性 (SMF)，这三种延性结构的钢柱均需补充地震作用组合轴心受力验算，在地震作用组合中，水平地震效应需考虑结构超强系数 Ω_0 ，用于估计梁屈曲后柱能承受的最大轴力。

对于高延性框架(SMF)梁柱节点，地震组合需进行强柱弱梁验算，具体如下

$$\sum M_{pc}^* > \sum M_{pb}^*$$

柱全塑性受弯承载力

$$M_{pc}^* = \left(f_y - \frac{|N|}{A_g} \right) Z_c$$

梁全塑性受弯承载力

$$M_{pb}^* = 1.1 R_y f_y Z_b f_{mv}$$

其中 f_{mv} 为与梁跨和柱宽有关的放大系数。

5.2 钢框架中心支撑结构

钢框架中心支撑结构可分为普通延性(OCBF)和高延性(SCBF)，这两种延性结构的钢柱均需补充地震作用组合轴心受力验算(水平地震效应考虑结构超强系数 Ω_0)。

6. 局部稳定控制

当结构非抗震时，圆管截面最大径厚比为 $0.45 \frac{E}{f_y}$ ，工形、槽形截面腹板最大高厚比为

260。

当结构抗震时，构件延性需根据结构延性确定。对于钢框架结构，当结构为 IMF 时，梁、柱为中等延性构件(moderately ductile member)；当结构为 SMF 时，梁、柱为高延性构件(highly ductile member)。对于钢框架中心支撑结构，当结构为 OCBF 时，支撑为中等延性构件；当结构为 SCBF 时，梁为中等延性构件，支撑及柱为高延性构件。中等延性及高延性构件，需根据 **AISC SEISMIC 表 D1.1** 确定板件最大宽厚比。如下

<p style="text-align: center;">TABLE D1.1 Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements For Moderately Ductile and Highly Ductile Members</p>					
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
flanges	Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double angle members with separators; outstanding legs	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	

高延性构件的板件最大宽厚比为 λ_{hd} ，中等延性构件的板件最大宽厚比 λ_{md} 。

钢框架结构的梁为中等延性或高延性构件时，需控制最大侧向无支撑长度 L_b 。根据 **AISC SEISMIC D1.2a**，中等延性时

$$L_b = 0.17r_y \frac{E}{f_y}$$

根据 **AISC SEISMIC D1.2b**，高延性时

$$L_b = 0.086r_y \frac{E}{f_y}$$

7. 刚度控制

对于非抗震结构，根据 **AISC D1.**，受压杆件的最大长细比为 200；根据 **AISC E2.**，受拉杆件的最大长细比为 300。

对于高延性框架结构(SMF)，根据 **AISC SEISMIC E3.4C.(2)**，钢柱的最大长细比为 60。

对于高延性框架中心支撑结构(SCBF)，根据 **AISC SEISMIC F2.5.5b**，中心支撑的最大长细比为 200。