

## UNIDAD I

Especificaciones:

El diseño esta regido por normas y especificaciones (guía para el proyectista), para la buena práctica de la ingeniería.

Reglamento:

Especifica cargas de diseño, esfuerzos de diseño, tipos de construcción, calidad de los materiales.

Instituciones:

AISC, ASTM, AASHTO.

Montaje:

Ensambles, el elemento se marca en taller y el montaje se realiza en planos que muestran la posición de las piezas.

Proyectista Estructural:

- Funciones
- Trazo general de la estructura
- Estudio de las formas estructurales
- Condiciones de carga
- Análisis de esfuerzos y deflexiones
- Diseño de piezas
- Preparación de planos
- Objetivos:

- seguridad: soportar las cargas

las deformaciones y vibraciones no sean excesivas

- Costos: uso de perfiles estándar

uso de conexiones simples

Cargas :

La tarea más importante de un diseñador es estimar con precisión las cargas que recibirá una estructura durante su vida útil.

Tipos de cargas:

- Muertas
- Vivas: lluvias, nieve, hielo, etc.
- Accidentales: viento, sismo.
- Longitudinales: freno brusco, choques, grúas viajeras

- Otras: presión del suelo, hidrostáticas, explosivas, cambios de tiempo, fuerzas centrífugas.

Métodos de diseño:

- Elástico: esfuerzos permisibles de trabajo
- Plástico: diseño ultimo, al límite, al colapso.

## UNIDAD II

### CONEXIONES

a) Remachadas

Concepto de área neta (An)

$$A_n = AB - Ab$$

Ejemplo

Calcular el An de

1 perno de  $\phi = 5/8$

$A_n = AB - \#P(\phi b) t_{pl}$   $t_{pl}$  = espesor de la placa

$$A_n = 10 * \frac{1}{2} - 1 (5/8 + 1/16) (1/2)$$

$$A_n = 4.65 \text{ in.}$$

### LÍNEAS DE FALLA

O ! falla por A-B-C-D

O ! falla por E-F-G-H

Pero nunca simultaneas

Ejemplo:

Determine An

Líneas de falla

4 pernos de  $\phi = 7/8$

$$A_n = (12 * 3/8) - 2 (7/8 + 1/16) (3/8)$$

$$A_n = 3.79 \text{ in}^2$$

Nota : cuando las placas son de diferentes espesores se tomara el menor espesor porque es más fácil que esta se fracture.

## AGUJEROS ALTERNADOS

Ejemplo:

$S = \text{paso} = 10 \text{ cm.}$

$\varnothing \text{pernos} = 2.54 \text{ cm}$

Solución a)

Línea de falla A–B–E

$$A_n = (30 * 1.27) - (2.54 + 0.16)(1.27) = 34.67 \text{ cm}^2$$

Solución b)

Línea de falla A–B–C–D

Ejemplo:

Calcular el  $A_n$  de la conexión

Manual

Perno Máximo

Para la IR =  $3/4$

$A_{IR} = 41.9 \text{ cm}^2$

$e = t_f = 0.85 \text{ cm}$

$df = 12.7 \text{ cm}$  como la placa es mas gruesa y no va a fallar y

el área del IR es menor y es la que trabaja se

toma esta.

$$A_n = 4.19 - 4(1.9 + 0.16)0.85$$

$A_n = 34.89 \text{ cm}^2$

Nota para diseño

Separación mínima ! barreno y barreno = **3øb**

Distancia máxima al borde de PL = **12 tpl** sin exceder 15 cm

Separación máxima =

## TENSIÓN EN LA PLACA

Los remaches permanecen

Esfuerzos en conexiones remachadas

1) Cortante simple  $F_v =$

2) Esfuerzos por aplastamientos  $f_{apl} =$

3) Tensión  $f_t =$

Ejemplo

3 pernos  $\phi = 3/4$

0.785 ! área de un circulo es un factor

1)  $f_v =$

2)  $f_{apl} = A_{apl} = \pi r (dp \times tpl)$

3)

$$A_n = (13 \times 3/4) - 3(3/4 + 1/16)(3/4)$$

$$A_n = 7.171 \text{ in}^2$$

$$f_t =$$

## ESFUERZO DE TRABAJOS

$$f_v = 1054 \text{ kg/cm}^2 ! 15,000 \text{ Lb/Plg}^2$$

$$f_{apl} = 1.35 f_y ! f_y = 2530$$

$$f_t = 1518 \text{ kg/cm}^2 ! 22000 \text{ Lb/Plg}^2$$

Ejemplo:

Para la conexión indicada determine su capacidad considerando especificaciones del AISC

Solución

a) Corte simple

$$f_v = F_v \times A_v = 1054(4)(0.785 \times 1.92) = 11,947 \text{ kg ! RIGE}$$

b) Aplastamiento

$$fapl = fapl \times A_{apl} = 1.35(2530)(4)(1.9 \times 1.9) = 49,319 \text{ kg.}$$

c) Tensión

$$ft = ft \times A_n = 1518 \times 30.78 = 46,724 \text{ k.}$$

$$A_n = AB - \#(\phi + 1/16)$$

$$A_n = 8 * 3/4" - 4(3/4 + 1/16)(3/4)$$

$$A_n = 30.78$$

JUNTAS A TOPE

a) Esfuerzos a cortante

$$f_v =$$

b) Aplastamiento

$$f_{apl} =$$

c) Tensión

$$ft =$$

Ejemplo:

Para la conexión mostrada determine el numero de remaches de  $3/4$  necesarios para soportar la carga aplicada.

Sumando los espesores

$$2(1/4) = 1/2"$$

$1/2$  Vs  $3/8$  !se toma el menor

Determinar la capacidad de un remache de  $3/4$

a) Cortante Doble

$$F_v = P = 2 f_v \times A_v = 2(1054)(1)(0.785 \times 1.92) = 5,973 \text{ kg. ! RIGE}$$

b) Aplastamiento

$$f_{apl} = ; P = f_{apl} \times A_{apl} = 1.35 (2530)(1.9 \times 3/8) = 6,164 \text{ kg}$$

c) Tension

$ft =$  ! No tenemos ancho de placa

$$N =$$

1

2

Para saber cual utilizar (sí soporta la tensión)

Placa 1

$$A_n = 28.5 \times 0.95 - 2(1.9+0.16)(0.95) = 23.16 \text{ cm}^2$$

Por tensión

$$1518 (23.16) = 35,158 \text{ kg} ! \text{ aguanta la carga de } 35000 \text{ kg.}$$

Placa 2

$$A_n = 32.42 \times 0.95 - 3(1.9+0.16)(0.95) = 24.92$$

$$1518 (24.92) = 37840.70 ! \text{ se excede demasiado}$$

$M =$

$M =$

La fuerza en cada remache es

$r_1 =$

Ejemplo:

Indique si la conexión es satisfactoria

$M = P_e$

$$M = 30 \text{ Klb.} \times 6 = 180 \text{ Klb} \times \text{in}$$

$$X = 1.5$$

$$Y = 4.5$$

para el otro caso

Para el 1º remache

El mas alejado al C.G. trabaja mas

$$2.5 + 3.75 = 6.25$$

$r =$

$f =$

esfuerzo cortante permisible  $f_v = 1054 \text{ kg/cm}^2 = 15 \text{ Klb/Plg}^2$

$12.43 \text{ Klb/Plg}^2 < 15 \text{ Klb/Plg}^2$  si es satisfactorio

si se pasa el 1º termino truena

En un diseño también se debe evaluar la carga de 30 Klb.

Ejemplo:

Determinar la junta de la armadura

Datos manual

Sujetador superior  $\phi = 1$

Sujetador horizontal  $\phi = 7/8$

$$A_n = 15.24 \times 1.27 - 2(2.54 + 0.16) 1.27 = 12.49 \text{ cm}^2$$

$$r =$$

$$A_n = AB - Ab$$

$$AB = A_n + Ab$$

$$AB(PL-2) = 33.62 \text{ cm}^2 + 2(2.22 + 0.16)(1.6) = 36.35 \text{ cm}^2$$

Calculo de los remaches

a) Corte doble

$$F_v = P = 2 f_v \times A_v = 2(1054)(1)(0.785 \times 2.542) = 10,676 \text{ kg. remaches}$$

b) Aplastamiento verticales

$$f = ; P \text{ perno} = 1.35 f_v \times A_{apl} = 1.35(2530)(1)(2.54 \times 1.27) = 11,017 \text{ kg.}$$

a) Corte simple

$$P \text{ perno} = f_v A_v = 1054(1)(0.785 \times 2.222) = 4,077 \text{ kg.}$$

remaches

b) Aplastamiento horizontales

$$P \text{ perno} = 1.35 (2530)(2.22 \times 1.6) = 12.131 \text{ kg.}$$

a) Cortante

$$2(10,676) + 2(4,077) = 29,506 \text{ ! RIGE}$$

b) Aplastamiento

$$2(11,0171) + 2(12,131) = 46,226$$

para acomodar los remaches

Nhilera =

Revisión

a) cortante doble + simple

$$6(10,676) + 6(4,077) = 88,518 > 70,000$$

## CONEXIONES ATORNILLADAS

Tornillos A-325-AR

Fabricación

Ariete (torquimetro)

Al 70 %

Trabajo estructural de las conexiones

- fricción
- aplastamiento

Los esfuerzos de cortantes son los mismos que los de remaches. En una junta atornillada hay un 25 % de ahorro de peso comparado con los remaches.

## CONEXIONES SOLDADAS

40000° C temperatura de soldado

La soldadura que vamos a utilizar será la soldadura de arco.

Soldadura de arco: es aquella que sale de un electrodo en forma de chispa a las piezas que se sueldan. La corriente puede ser alterna o continua.

Tipos de corrientes

Tipos de soldaduras (clasificación)

Las que más se usan en los edificios en el diseño de acero son:

1.- E-7018

2.- E-6010

este tipo de soldadura se combina bien con el A-36

clasificación de la AWS

E-7018

E-6010

Los dos primeros números se refieren a la resistencia

Ejemplo: 70,000 Lb/Plg<sup>2</sup>

El tercer numero se refiere a la posición de la soldadura

Ejemplo: hay soldaduras a) planas

b) verticales

c) sobrecarga

También indica la polaridad

El cuarto numero indica la corriente: CA o CC

Inspección

- Líquidos penetrante
- Radiografías
- Pruebas ultrasónicas
- Partículas magnéticas

Símbolos

Soldadura de  $\frac{1}{4}$  de filete y 6 de longitud

Soldadura con intervalos de 8 a C a C

Soldadura de campo

TIPO DE CONEXIÓN

- Tope
- Traslapadas

Análisis

Requisitos

1.-  $f_s = 22,000 \text{ Lb/Plg}^2 = 1475 \text{ kg/cm}^2$

2.- Longitud máxima de soldadura = 4 veces la dimensión del filete

3.- El grueso máximo del filete =  $tpl - 1/16$

$$es = tpl - 1/16$$

4.- Para placas de  $\frac{1}{4}$  el filete es de  $\frac{1}{4}$  (espesor)

5.- Cuando haya remates serán igual a 2 veces el filete (mínimo un cm.)

Cual es la capacidad de la conexión que se indica en el dibujo si se utilizan especificaciones de AISC, AWS, A-36, soldadura E-70 y una soldadura de filete.

$$P = ?$$

E-7018

A-36

AISC

AWS

Solución:

Tensión placa

$$P = fa = 22,000 \times 10 \times \frac{1}{2} = 110,000 \text{ Lb}$$

Tensión soldadura

$$es = 1/2 + 1/16 = 7/16$$

$$g = 0.7071 (7/16) = 0.309$$

$$P = 21,000 \times 0.309 \times 24 = 155736 \text{ Lb.}$$

Otra forma:

La capacidad de un filete de  $1/16$  de una pulgada de longitud es

$$1/16(0.7071)(1)(21,000) = 928 \text{ Lb/Plg.}$$

La capacidad total

$$928 \times 7 \times 24 = 155736 \text{ Lb.}$$

O'

$$P = 165.15 \text{ Kg/cm} \times 60.96 \times 7 = 70,470 \text{ kg.}$$

## ARMADURAS

Utilice acero A-36 y soldadura E-70 para diseñar la altura de filete en los lados y extremos de un ángulo de  $(6 \times 4 \times \frac{1}{2})$  que trabaja como tirante a su capacidad permisible y esta conectado a una placa con el lado mayor recargado en ella.

Ppermisible = ft A

Ppermisible = 1518(30.65) = 46.53 ton.

P1 =

Capacidad de soldadura de 1/16 = 928 Lb/Plg.

Para 7/16 = 165.15 x 7 = 1156.05

(7/16 x 2)(2.54) = 2.22 !26.91–2.22 = 24.69

(7/16 x2)(2.54) = 2.22 !13.3–2.22 = 11.08

Comprobación

P = ?

L =26.91 cm de soldadura

es = 7/16

fs = 1475 kg/cm

f =

P = fs x g x L

P = 1475 (0.7071)(7/16 x 2.54) (26.91) = 31188.7 kg. !31.18 Ton.

Determine el espesor de soldadura necesario para aplicarse en una viga con cubre placa

I<sub>x</sub> = 55359 cm<sup>4</sup>

IT =

IT = 91,668 cm<sup>4</sup>

Q = área patín x centroide a la placa

Q = (25.98 x 0.95)(27.12)

Q = 669.35 cm<sup>3</sup>

V= por los dos cordones de soldadura o 128.48 por cordón

es=

se utiliza 5/16 ya que con esta cumple

con 7/16 se queda muy sobrada

## **SOLDADURAS SUJETAS A CARGA EXCÉNTRICA**

El punto mas alejado del centro de gravedad es el que recibe mas carga

$\ddot{y}$

Ejemplo

Para solucion del problema se aumenta 1 de soldadura

$$\ddot{y} = 104 \text{ pulg.}$$

$$\ddot{y} =$$

$$e = 3.6 + 7.87 = 11.47$$

$$M = Pe = 22 \times 11.47 = 253.34$$

$\ddot{y}$

Para obtener la capacidad se multiplica por 16 ya que 928 esta dado solo para 1/16

$$es = tpl - 1/16 ! \quad tpl + 1/16$$

$tpl = 1/4 + 1/16 = 5/16$  ! espesor de la placa sobre la que se va a apoyar la carga

Para saber si aguanta la placa

$$A = 4 \times 5/16 = 5/4$$

$$> 22,000$$

## UNIDAD III

### **TENSIÓN Y COMPRESIÓN**

A) Tension

Requisitos :

Ejemplo:

Tensión = 200 ton. ó 200000 kg.

$L = 9 \text{ mts.}$

$IR = ?$

$$A_n = 149.7 - 4(1.9 + 0.16)(1.87)$$

$$A_n = 134.29 \text{ cm}^2 > 131.75 \text{ cm}^2 \text{ si cumple}$$

Si se pide usar LD

no se encontro area la máxima es de 5/8

Se tomaran dos CE

$$A = 75.3$$

$$\text{CE (381 x 59.1)}$$

$$I_x = 14,300$$

$$I_y = 364$$

$$\bar{y} = 1.97$$

1.27 = longitud de la placa

2 tornillos  $\phi = 3/4$  ! diámetro permisible

$$I_{xT} = 2(19,300) + 0 = 38,600$$

$$I_{yT} =$$

264 > 200 no cumple se tiene que proponer un IR o colocarlos

Se seleccionaron 2 CE (12 x30) colocados frente a frente para soportar una presion de 328 Klb. Si la longitud es igual a 30 pies y se usan 2 tornillos en cada patin para conectarse con el apoyo.

Indique si es adecuado ese perfil

$$T = 328 \text{ Klb}$$

$$L = 30 \text{ ft}$$

$$2 \text{ CE (12 x30)}$$

pernos = 7/8 < en cada patin

Datos

$$A = 59.9 \text{ cm}^2 ! 8.81 \text{ in}^2$$

$$\bar{y} = 1.71 \text{ cm}^2 ! 0.67 \text{ in}^2$$

$$I_x = 6742.9 \text{ cm}^4 ! 162.01 \text{ in}^4$$

$$I_y = 213.94 \text{ cm}^4 ! 5.14 \text{ in}^4$$

$t_f = 1.272 \text{ cm} \text{ ! } 0.5 \text{ in}$

$$A_n = (2 \times 8.81) - (0.875 + 0.06)(0.50) = 15.76 \text{ in}^2$$

$$P = f_s \times A_n = 22,000(15.76) = 347.2 \text{ Klb} > 328 \text{ Klb}$$

$$I_x = 2(162.01) = 324 \text{ in}^4 \text{ ! RIGE}$$

$$I_y = 2(5.14) + (2 \times 8.81)(10.66) = 2012.54 \text{ in}^4$$

< 200 si cumple

Elementos a compression

$K = 1$  doblemente articulada

$K = 0.65$  doble empalme

$K = 0.8$  articulado–empotrado

Ejemplo:

Determine  $P_a$

Datos:

$K = 0.65$

$K = 3$  mts.

$\ddot{y} = 1.397 \text{ cm}$

$I_x = 812.9 \text{ cm}^4$

$I_y = 53.3 \text{ cm}^4$

$A = 29.42 \text{ cm}^2$

=

## DISEÑO DE COLUMNAS

Datos:

$L = 3.50 \text{ mts}$

$K = 1$  OR

$P = 150 \text{ T.}$

Tubo cuadrado se propone

Solucion:

Proponer  $F_a = 1200 \text{ kg/cm}^2$  ! recomendable

Ejemplo

$P = 150 \text{ T.}$

$L = 3.50 \text{ m}$

$K = 1$

Proponer 4 LI

LI(5 x 3/8)

$A = 23.29 \text{ cm}^2$

$I_x = I_y = 368.8 \text{ cm}^4$

$=\dot{y}=3.53 \text{ cm}$

$I_y T = I_x T = 4(368.8) + 4(23.29 \times 16.472) = 26.725 \text{ cm}^4$

$134.3 \text{ Ton} < 150 \text{ Ton}$

No cumple proponer otro LI

Solucion probable

LI(5 x 7/16)

Si las columnas quedan dentro de un muro de tal modo que la columna este integralmente apoyada en su dirección de su lado débil se podrá usar y compara sus  $I_x$  y  $I_y$ .

El lado débil de una columna es aquel cuando por su apoyo

Ejemplo:

Un IR (peralte igual a 12) soporta una carga de 180 T. Se considera que la columna tiene una longitud efectiva respecto a su eje mayor o fuerte de 7 mts. y de 5 mts. para su eje débil. Indique usted si el perfil es adecuado.

$P = 180 \text{ Ton.}$

$L = 7 \text{ m } k = 1$

$L = 5 \text{ m } k = 0.8$

Solucion:

Se utiliza el mayor en este caso ya que se requiere proteger en esta dirección.

De la tabla de esfuerzos

$$f_a = 1133 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_a = 1133(149.7)$$

$P = 169.7 \text{ Ton.} < 180 \text{ Ton. NO CUMPLE}$

Se propone otro perfil

188.32 Ton.  $> 180 \text{ Ton. Si cumple}$

## ARMADURAS

Tipo de armaduras

Prah

Warren

Fink

Howe

Arco

Tijera

Selección de la armadura

Depende:

- claro
- carga
- cubierta
- clima
- iluminación
- aislamiento
- ventilación
- declive
- fabricación
- transporte
- estética
- tipos de apoyo

Peso estimado de armaduras

- el peso aproximado es igual al 10 % de la carga que soporta
- para claros de 12 mts. y 15 mts. y un peralte con respecto al claro de un tercio hasta  $\frac{1}{4}$ . El peso varía de 10 a 12  $\text{kg/m}^2$
- por cada 2.5 mts. de incremento del claro aumentar 1  $\text{kg/m}^2$

## Cargas que gravitan

- C. M. (peso armadura, cubierta)
- C. N. (carga de nieve, granizo)
- C. V. (carga de viento)

Nota: En regiones donde no hay nieve la c, viva es la de operarios y herramientas.

$P = 0.005 C \times V^2$  ! Analisi de la presion por velocidad

Donde

$V$  = velocidad de viento (80 Km/hr.) !se debera usar la regionalizacion del pais

$C$  = factor que toma en cuenta la dirección del viento

Ejemplo:

Determine las fuerzas máximas de diseño y proponga perfiles a cada uno de los miembros de la estructura considerando la siguientes consideraciones de carga.

Solucion:

a) carga muerta

Peso de la armadura =  $5 \times 18 \times 13.42 = 1207$  lb

Peso de la cubierta =  $15 \times 18 \times 13.42 = 3623$  lb

4 largueros = 594 lb

Peso por tablero = 5424 lb

b) Carga de nieve

peso por tablero =  $20 \times 12 \times 18 = 4.32$  Klb

c) Carga de viento

carga por barlovento =  $4.2 \times 13.42 \times 18 = 1.02$  K

carga por sotavento =  $9 \times 13.42 \times 18 = 2.18$  Klb

Combinación de cargas

Elemento	cargas				Combinación de cragas			CARGA DE DISEÑO	C.M +1/2 C.N+3/4 C.V	
		Carga muerta	Carga de nieve	$\frac{1}{2}$ carga de nieve	Carga de viento izq.	C.M + C.N.	$\frac{3}{4}$ (C.M. +C.V)			
L0L1	+27.1	+21.6	+10.8	-4.73	+48.70	+16.77	+34.35	+48.78		
L1L2	+27.1	+21.6	+10.8	-4.73	+48.70	+16.77	+34.35	+48.70		

L1L3	+27.1	+17.28	+8.64	-3.57	+38.98	+13.60	+27.66	+38.98
L0V1	-30.2	-24.1	-12.05	+7.25	-59.30	-17.21	-38.61	-54.30
V1V2	-24.2	-19.3	-9.65	+6.46	-43.50	-13.30	-29.00	-43.50
V2V3	-18.2	-14.5	-7.25	+5.76	-32.70	-9.33	-21.13	-32.70
V1L1	0	0	0	0	0	0	0	0
V1L2	-6.1	-4.8	-2.40	+1.30	-10.9	-3.60	.7.52	-10.9
V2L2	+2.7	+21.6	+1.08	-0.58	+4.86	+1.60	+3.34	+4.86
V2L3	-7.6	-6.1	-3.05	+1.66	-13.7	-4.45	-9.40	-13.7
V3L3	+10.8	-8.64	+4.32	-3.59	+19.44	+5.40	+12.42	+19.44

Columnas sujetas a flexo–compresion

a) flexo unidimesional

Ejemplo:

$P = 50$  Ton.

$M = 10$  T\*m

Elementos de acero