DISEÑO ESTRUCTURAL I

Carrera de **Arquitectura**
Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Cuyo

APOYO TEORICO

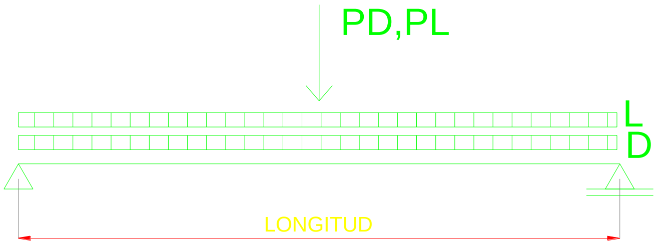
EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO A FLEXION

Dr. Ing. Gonzalo S. Torrisi

2020

EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO

Dimensionar una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida y puntual en madera, acero y hormigón.



Datos:

Longitud L= 4.50 m

Carga distribuida muerta (sin considerar peso propio) D= 800 kg/m

Carga viva distribuida L= 500 kg/m

Carta muerta puntual PD=0.5 tn

Carga viva puntual PL=0.3 t

Materiales:

Hormigón H21- f'c=21 MPa=210 kg/cm^2= 0.21 t/cm^2

Acero ADN-420- fy=420 MPa=4200 kg/cm^2= 4.20 t/cm^2

Peso del hormigón: γ=2.40 t/m^3

Acero estructural F-24: fy=2400 kg/cm^2

Madera grupo III tipo II f_{adm}=110 kg/cm^2

$E_{hormigón}$ = 250000 kg/cm^2

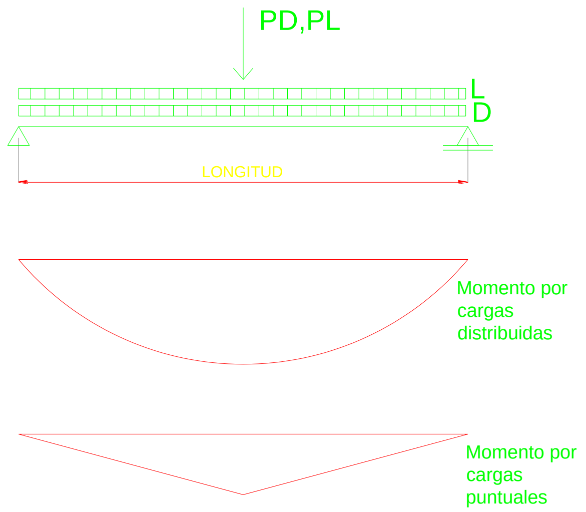
E_{acero}= 2100000 kg/cm^2

E_{madera}=100000 kg/cm^2

1-Predimensionado.

Adoptamos h=L/10= 45cm y b=20cm

Con lo que el peso propio vale = 0.2x0.45x2.4=0.216 t/m=216 kg/m



2-Dimensionamiento en hormigón armado.

Se calculan las cargas últimas y de servicio actuando sobre la viga.

La carga distribuida última q_u=1.2D+1.6L=1.2x(800+216) kg/m+1.6x500 kg/m= 2019.2 kg/m

La carga de servicio q_s=D+L=1515 kg/m

La carga puntual ultima es P_u=1.2PD+1.6PL=1.2x500 kg+ 1.6x300 kg=1080 kg

La carga puntual de servicio es P_s=PD+PL=800 kg

Alternativamente se verifica la combinación última 1.4D para comprobar la más desfavorable.

1.4D=1.4x(800+216) kg/m=1422.4 kg/m, menor a q_u y

1.4PD=1.4x500kg=700 kg, menor a P_u

Por lo tanto las combinaciones de 1.2D+1.6L son las que dominan el diseño.

Momento último

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} + \frac{P_u L}{4} = 5111{,}1\ kgm + 1215\ kgm = 6326.1\ kgm = 6.33\ Tm = 632.6\ Tcm$$

La distancia "z" es la distancia entre la resultante de tracción y de compresión. La resultante de tracción se ubica en la armadura traccionada y podemos suponer que la resultante de compresión se encuentra en concordancia con la armadura de compresión.

Por tanto, calculamos la distancia d_1 entre el borde de la sección y el baricentro de la armadura.

d1=r+ϕ_e+ϕ_l/2, siendo r el recubrimiento de hormigón hasta el estribo, en este caso r=2cm según el reglamento Cirsoc 201.

ϕ_e es diámetro del estribo estimado, en este caso ϕ_e =6mm y ϕ_l el diámetro de la armadura longitudinal estimada, en este caso supondremos ϕ_l =12mm.

Por lo que d1= 2+ 0.6 + 1.2/2= 3.2 cm, podemos tomar en forma simplificada d1=3.5cm

Asi, j=z= h-2d1=45-2x3.5= 38cm

armadura demandada es: $A_s = \frac{M_u}{0.9zf_y} = \frac{M_u}{0.9(h-2d_1)f_y} = 4.40cm^2$

No se debe disponer de una armadura menor a la mínima (bd/300=0.0033b(h-d1))

$$As_{min} = \frac{bd}{300} = \frac{20x(45-3.5)}{300} = 2.77\ cm^2$$

Se debe colocar la mayor de las armaduras entre la calculada y la mínima, o sea, la mayor entre 4.40 cm^2 y 2.77 cm^2.

Se adoptan

4ϕ12 mm = 4.52 cm^2 > 4.40cm^2

Ó 2ϕ16mm + 1ϕ12 mm =5.15cm^2

Ó 2ϕ12+1ϕ16mm = 4.27cm^2 la que es un poco menor que la necesaria, pero se comprobara la capacidad con la armadura adicional constructiva.

En principio adoptamos en este caso la primera opción 4ϕ12 mm

Comprobación del ancho disponible:

Se suponen estribos de 6mm

b_{nec}=2r+2ϕ_e+$\Sigma\phi_l$+(n_b-1)2

Donde

r=recubrimiento de hormigón = 2cm (mínimo)

ϕ_e=diámetro del estribo = 6mm = 0.6cm

n_b=número de barras

ϕ_l=diámetro de las barras longitudinales

b_{nec}=2x2cm+2x0.6cm+(4x1.2)+(4-1)x2cm=16cm

Se necesita un ancho de 16 cm y el disponible es 20 cm con lo cual se pueden colocar las barras en una sola capa.

<u>Verificación de la deformación</u>

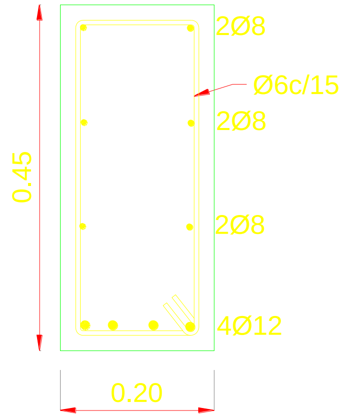
Imponemos como límite L/300 = 450cm/300=1.5 cm

Tomamos como I_{eff}= 0.5I

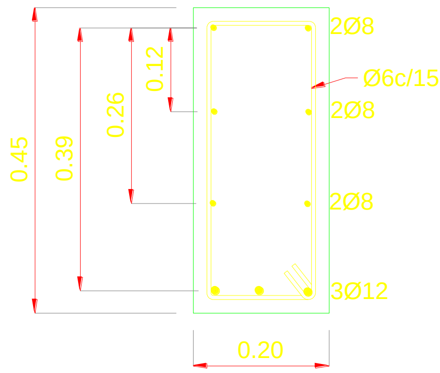
$I=bh^3/12=151875\ cm^4$

$$\delta = \frac{5q_sL^4}{384EI_{eff}} + \frac{P_sL^3}{48EI_{eff}} = 0.86\ cm + 0.08cm = 0.94cm < 1.5\ cm$$

Con esto se verifica la condición de deformación.



Como se puede ver en el detalle, la viga debe llevar armadura intermedia por armado. Esta armadura colabora en la resistencia a flexión, por lo tanto, se verifica un armado con menos armadura y considerando la armadura central.



Se verifica si la armadura colocada tiene una resistencia mayor a M_u.

M_n=(3x1.13cm^{2}x0.39m +2x0.5cm^{2}x0.26m+ 2x0.5cm^{2}x0.12m)x4.2t/cm^2=7.149 tm

M_d=0.9M_n=6.43 tm > 6.33 tm de M_u, por lo que la viga verificaría la condición de resistencia con el armado propuesto.

3-Dimensionamiento en acero.

Estimamos el peso propio en 30 kg/m

La carga última distribuida q_u=1.2D+1.6L=1.2x(800+30) kg/m+1.6x500 kg/m= 1796 kg/m

La carga distribuida de servicio q_s=D+L=1330 kg/m

La carga puntual ultima es P_u=1.2PD+1.6PL=1.2x500 kg+ 1.6x300 kg=1080 kg

La carga puntual de servicio es P_s=PD+PL=800 kg

Momento último $M_u = \frac{q_u L^2}{8} + \frac{P_u L}{4} = 4546\ kgm + 1215\ kgm = 5761\ kgm = 5.76\ Tm = 576.1\ Tcm$

$Z = \frac{M_u}{0.9 f_y}$ =266.7 cm^3

Adopto de tabla: IPN220

Z_{real}=324 cm^3, mayor al necesario por lo que cumpliría la condición de resistencia

I=3060 cm^4

Peso=31.1 kg/m

Verificación de la deformación:

Imponemos como límite L/300 = 450cm/300=1.50 cm

$\delta = \frac{5 q_s L^4}{384 EI} + \frac{P_s L^3}{48 EI} = 1.11\ cm + 0.24 cm = 1.35 cm < 1.50\ cm$ con lo que se cumple la condición de deformación.

En caso de haber sido mayor, se podría haber despejado el momento de inercia necesario colocando como dato la deformación máxima admitida δ y como incógnita I y con ese valor elegir un nuevo perfil de la tabla.

Y el peso propio adoptado (30 kg/m) es similar al real (30.9 kg/m) por lo que no haría falta reverificar la sección.

4-Dimensionamiento en madera.

Estimamos el peso propio en 60 kg/m

La carga distribuida de servicio q_s=D+L=1360 kg/m

La carga puntual de servicio es P_s=PD+PL=800 kg

Momento en servicio $M = \frac{q_s L^2}{8} + \frac{P_s L}{4} = 3442\ kgm + 900\ kgm = 4342\ kgm = 4.34\ Tm = 434.2\ Tcm$

$S_{nec} = \frac{M_S}{f_{adm}}$ =3948 cm^3 (S=W)

De tabla de madera laminada adopto: 12" x 15"

S_{real}=4068.23 cm^3, con lo cual, al elegir una sección con mayor propiedad queda verificada la condición de resistencia.

I=64074.54 cm^4

Peso=62 kg/m

Verificación de la deformación:

Imponemos como límite L/300 = 450cm/300=1.50 cm

$\delta = \frac{5 q_s L^4}{384 EI} + \frac{P_s L^3}{48 EI} = 1.11\ \ cm + 0.24 = 1.35 < 1.50\ cm$, por lo que queda verificada la condición de deformación.

El peso propio real es sensiblemente mayor al estimado (un 3.3%), se podría reverificar la sección con el peso propio real y comprobar que las tensiones de trabajo y la deformación sean menores a las admisibles.

Como se ha visto, para diseñar la sección por resistencia es necesario el valor del momento flector último. En el caso del diseño en Acero y Madera solo es necesario el valor absoluto del momento ya que las secciones son simétricas y de resistencia uniforme, sin embargo, en el diseño en hormigón armado, además de conocer el valor del momento último es necesario conocer su signo, ya que un momento positivo indica que hay tracción en las fibras inferiores y por tanto se deberá colocar el acero en esa sección, pero si el momento es negativo (caso por ejemplo de vigas en voladizo con cargas hacia abajo), la armadura deberá colocarse en la parte superior de la viga.