



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE  
GUAYAQUIL**

**Facultad de Ingeniería  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de Grado  
Previo a la obtención del título de:  
INGENIERO CIVIL**

**Tema:**

***“APLICACIÓN PARCIAL DEL EUROCODE2 PARA LOS  
ESFUERZOS MÁS IMPORTANTES DE VIGAS,  
COLUMNAS Y LOSAS”***

**Por:**

**Allan Notarianni Muñoz**

**Director:**

**Ing. Carlos Chon Diaz**

**Guayaquil, Ecuador**

**2010**

## **TRABAJO DE GRADO**

### ***“APLICACIÓN PARCIAL DEL EUROCODE2 PARA LOS ESFUERZOS MÁS IMPORTANTES DE VIGAS, COLUMNAS Y LOSAS”***

Presentado a la Facultad de Ingeniería  
Carrera de Ingeniería Civil de la  
Universidad Católica de Santiago de Guayaquil

Por:

Allan Notarianni Muñoz

Para dar a cumplimiento con uno de los requisitos para optar por el  
Título de  
**INGENIERO CIVIL**

#### **Tribunal de Sustentación:**

Allan Notarianni Muñoz  
ALUMNO

Ing. Carlos Chon Diaz  
DIRECTOR DEL TRABAJO DE GRADO

Ing. Walter Mera Ortiz  
DECANO DE LA FACULTAD

Ing. Lilia Valarezo  
DIRECTORA DE LA CARRERA

Ing. Walter Mera Ortiz  
PROFESOR INVITADO

## **DEDICATORIA**

“Dedico este trabajo de grado a las personas con las que comparto mi vida. A mis dos hijos por ser los que me motivan día a día para salir adelante, a mi esposa por ser la persona que ha estado al lado mío en todo momento y por ser mi compañera en la vida, a mis padres por haberme dado todo su apoyo siempre y haberme formado y guiado en todo momento, y a mi hermano que siempre estuvo ahí como hermano mayor”.

Allan Notarianni Muñoz

## **AGRADECIMIENTO**

“Agradezco al Ing. Carlos Chon por haberme guiado en la realización de este trabajo de grado, por haberme dado la oportunidad de aprender mucho acerca de esta profesión, y por haberme apoyado a lo largo de la carrera. Al Ing. Walter Mera por haber aceptado ser mi profesor invitado y por siempre ayudarnos cuando lo hemos necesitado en la facultad. A mis hijos, mi esposa, mis padres, mi hermano, y mi familia política, ya que son el pilar de mi vida”.

Allan Notarianni Muñoz

## INTRODUCCIÓN

Dentro del pensum de la formación de nuestros ingenieros civiles está el diseño de estructuras de concreto, con la aplicación de códigos locales CEC, el cual se basa o es una réplica en su mayor parte de códigos de los Estados Unidos, salvo los artículos generados por las condiciones locales como la sismicidad regional y sus connotaciones.

Estudiantes y profesionales de Ingeniería Civil por diversas razones se han visto expuestos los últimos años a confrontar su metodología de diseño arraigada más al sistema americano del American Concrete Institute (ACI) y los códigos paralelos locales, como UBC, IBC o ASCE, siempre actualizándose con los códigos internacionales.

En el futuro algunos más seguirán esta ruta, sea por trabajo o por buscar mayor educación en el exterior, en Europa particularmente, por lo que se considera no solo apropiado este acceso, sino de utilidad directa con la aplicación estandarizada del Eurocode2.

Este trabajo de grado tratará los puntos principales en el diseño de vigas, columnas y losas por el Eurocode2, y se propondrán guías de diseño mediante diagramas de flujo, todo con el fin de facilitar a los lectores el entendimiento del Eurocode2, y poder así tener acceso al diseño de estructuras en Europa.

# **INDICE**

Pág.

## **CAPÍTULO I**

### **INTRODUCCIÓN AL EUROCODE2**

1.1 Normas Eurocode.....	10
1.2 Eurocode2: Hormigón Reforzado.....	11
1.3 Propiedades del Hormigón.....	12
1.4 Propiedades del Acero.....	13
1.5 Recubrimiento Mínimo .....	14
1.5.1 Durabilidad.....	14
1.5.2 Resistencia al Fuego.....	15
1.6 Evaluación de Cargas .....	16
1.6.1 Carga Permanente.....	16
1.6.2 Carga Variable.....	17
1.7 Diseño por Resistencia Última.....	18
1.7.1 Factores de Disminución de Resistencia .....	18
1.7.2 Factores de Mayoración de Carga.....	18

## **CAPÍTULO II**

### **DISEÑO DE VIGAS POR EL EUROCODE2**

2.1 Análisis de la Sección.....	20
2.2 Vigas Subreforzadas y Sobrerreforzadas.....	22
2.3 Dimensionamiento de Vigas.....	23

2.3.1 Ejemplo de Dimensionamiento de Vigas .....	24
2.4 Diseño a Flexión.....	25
2.4.1 Vigas Simplemente Reforzadas.....	25
2.4.2 Vigas Doblemente Reforzadas.....	26
2.4.3 Ejemplo de Diseño a Flexión.....	27
2.4.4 Ejemplo de Revisión a Flexión.....	30
2.5 Diseño a Cortante.....	32
2.5.1 Ejemplo de Diseño a Cortante.....	34
2.5.2 Ejemplo de Revisión a Cortante.....	36
2.6 Revisión de Deflexiones.....	38
2.6.1 Ejemplo de Revisión de Deflexiones.....	39
2.7 Ejemplo de Diseño Integral de una Viga.....	40
2.7.1 Dimensionamiento.....	41
2.7.2 Flexión.....	42
2.7.3 Cortante.....	43
2.7.4 Deflexiones.....	44

### **CAPÍTULO III**

#### **DISEÑO DE COLUMNAS POR EL EUROCODE2**

3.1 Comportamiento.....	46
3.2 Columnas Cortas y Esbeltas.....	46
3.2.1 Ejemplo de Columnas Cortas y Esbeltas .....	49
3.3 Diseño a Flexo-Compresión.....	51
3.3.1 Ejemplo de Diseño a Flexo-Compresión.....	54

## **CAPÍTULO IV**

### **DISEÑO DE LOSAS POR EL EUROCODE2**

4.1 Losas en una Dirección.....	56
4.1.1 Ejemplo de Losa Maciza en una Dirección.....	59
4.1.2 Ejemplo de Losa Nervada en una Dirección.....	63
4.2 Losas en dos Direcciones.....	67
4.2.1 Ejemplo de Losa en dos Direcciones.....	71

## **CAPÍTULO V**

### **GUÍA DE DISEÑO CON DIAGRAMAS DE FLUJO**

5.1 Vigas.....	77
5.1.1 Diseño a Flexión.....	77
5.1.2 Diseño a Cortante.....	78
5.2 Columnas.....	79
5.2.1 Diseño a Flexo-Compresión.....	79
5.3 Losas.....	80
5.3.1 Diseño a Flexión.....	80

## **CAPÍTULO VI**

### **COMPARACIONES CON EL ACI Y CONCLUSIONES**

6.1 Comparaciones entre el Eurocode2 y el ACI.....	82
6.1.1 Dimensionamiento de Vigas.....	83
6.1.2 Dimensionamiento de Losas.....	83
6.1.3 Diseño a Flexión (Vigas y Losas).....	84



6.1.4 Acero Mínimo y Máximo a Flexión (Vigas y Losas).....	84
6.1.5 Acero de Retracción (Losas).....	85
6.1.6 Diseño a Cortante (Vigas).....	86
6.2 Conclusiones.....	87
6.3 Recomendaciones.....	87
<b><u>BIBLIOGRAFÍA</u></b> .....	<b>88</b>



# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN AL EUROCODE2



## CAPÍTULO I

### INTRODUCCIÓN AL EUROCODE2

#### 1.1 Normas Eurocode

El Eurocode es un conjunto de normas constructivas desarrolladas por el Comité de Estandarización Europeo. El proyecto de estandarización de los códigos constructivos en Europa se inició en 1975, hasta que se publicó el primer tomo en 1990.

El uso del Eurocode es obligatorio en todos los países de Europa para contrataciones públicas a partir de Marzo del 2010. Esto va a conllevar a que haya más competitividad dentro del mercado europeo, es decir, habrá más oportunidades de trabajo para alguien que sepa manejar el Eurocode, independientemente del país que venga.

El Eurocode se divide en 10 tomos los cuales son:

- Eurocode0: Fundamentos del Diseño Estructural
- Eurocode1: Solicitaciones en Estructuras
- Eurocode2: Diseño de Estructuras de Hormigón
- Eurocode3: Diseño de Estructuras de Acero
- Eurocode4: Diseño de Estructuras Compuestas
- Eurocode5: Diseño de Estructuras de Madera
- Eurocode6: Diseño de Estructuras de Mampostería
- Eurocode7: Diseño Geotécnico



-Eurocode8: Diseño Sísmico de Estructuras

-Eurocode9: Diseño de Estructuras de Aluminio

## 1.2 Eurocode2: Hormigón Reforzado

El hormigón reforzado es el material más utilizado hoy en día para la construcción por sus excelentes propiedades que resultan de la combinación de hormigón y acero. El Eurocode2 considera lo siguiente:

Propiedad	Hormigón	Acero
Resistencia a la tensión	Pobre	Buena
Resistencia a la compresión	Buena	Sujeta al pandeo
Resistencia al corte	Pobre	Buena
Durabilidad	Buena	Se corroe
Resistencia al fuego	Buena	Pobre

La conclusión del cuadro anterior es que el hormigón y el acero son materiales complementarios, lo que indica que cuando se combinan, el acero será capaz de aportar con resistencia a la tensión y al corte, y el hormigón contribuye con su resistencia a la compresión y protege al acero para darle durabilidad y resistencia al fuego al elemento estructural.

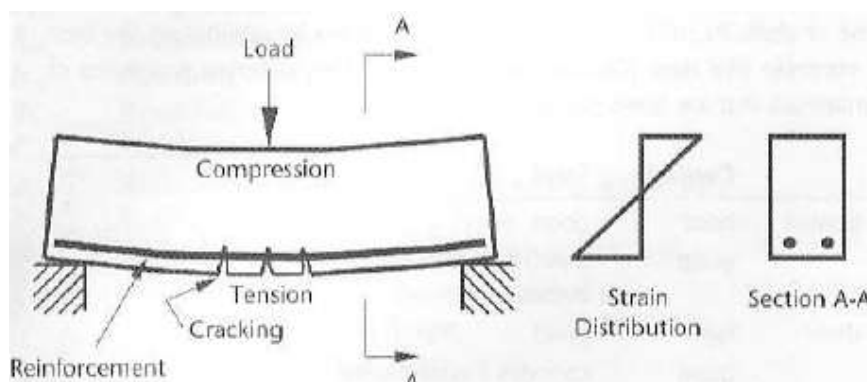


Figura 1.2.1. Acción conjunta del hormigón y el acero.



### 1.3 Propiedades del Hormigón

Para obtener la resistencia del hormigón, se rompen cilindros y cubos de 150mm de diámetro y lado respectivamente. La resistencia del cubo es mayor a la del cilindro, siendo la relación  $f_{ck,cilindro} = 0.80 f_{ck,cubo}$  aproximadamente.

Para el diseño, el parámetro que generalmente se utiliza es la resistencia a la compresión del cilindro de hormigón a los 28 días el cual se representa por  $f_{ck}$ .

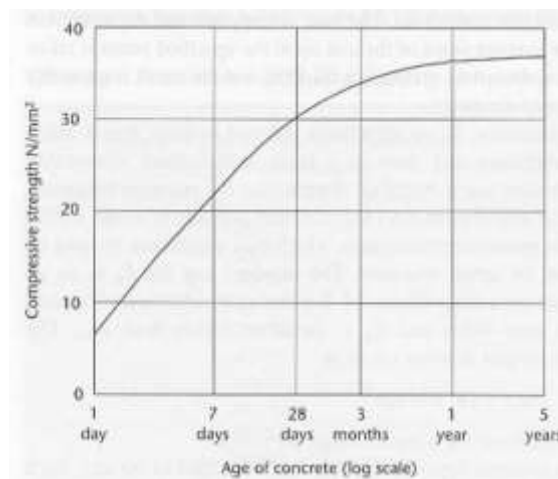


Figura 1.3.1. Gráfica de resistencia a la compresión ( $f_{ck}$ ) vs. tiempo.

El Eurocode2 describe al hormigón por su resistencia del cilindro y del cubo, por ejemplo, un hormigón de  $f_{ck} = 20\text{N/mm}^2$ ,  $f_{ck,cubo} = 25\text{N/mm}^2$  es un C20/25.

Symbol	Description	Properties											
$f_{ck}$ (MPa)	Characteristic cylinder strength	12	16	20	25	30	35	40	45	50	28 <sup>a</sup>	32 <sup>a</sup>	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	Characteristic cube strength	15	20	25	30	37	45	50	55	60	35	40	
$f_{ctm}$ (MPa)	Mean tensile strength	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	2.8	3.0	
$E_{cm}^b$ (GPa)	Secant modulus of elasticity	27	29	30	31	33	34	35	36	37	32	34	

**Key**  
<sup>a</sup> Concrete class not cited in Table 3.1, Eurocode 2, Part 1-1  
<sup>b</sup> Mean secant modulus of elasticity at 28 days for concrete with quartzite aggregates. For concretes with other aggregates refer to Cl 3.1.3 (2)

Tabla 1.3.2. Propiedades del hormigón.



## 1.4 Propiedades del Acero

Las varillas de acero se rompen a la tensión para obtener la resistencia a la fluencia  $f_{yk}$ , el cual es el parámetro utilizado para el diseño. Según el Eurocode2, hay tres tipos de varillas, las A que son las más utilizadas, y las B y C, de alta ductilidad para diseño sísmico. La resistencia a la fluencia característica del acero de refuerzo es  $f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$ .

Class (BS 4449) and designation (BS 8666)	A	B	C
Characteristic yield strength $f_{yk}$ or $f_{0.2k}$ (MPa)	500	500	500
Minimum value of $k = (f_t/f_y)_k$	$\geq 1.05$	$\geq 1.08$	$\geq 1.15 < 1.35$
Characteristic strain at maximum force $\epsilon_{uk}$ (%)	$\geq 2.5$	$\geq 5.0$	$\geq 7.5$

Tabla 1.4.1. Propiedades del acero.

Debido al sistema métrico que utiliza el Eurocode2, las varillas de acero se manejan con diámetros en mm, y llevan el prefijo H para su denominación. A continuación se presenta la lista de varillas con sus respectivas áreas:

Varilla	Diámetro (mm)	Área (mm <sup>2</sup> )
H10	10	78.54
H12	12	113.10
H14	14	153.94
H16	16	201.06
H18	18	254.47
H20	20	314.16
H22	22	380.13
H25	25	490.87
H28	28	615.75
H30	30	706.86

Tabla 1.4.2. Varillas utilizadas para la construcción.

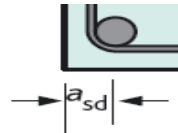


## 1.5 Recubrimiento Mínimo

El recubrimiento mínimo ( $r$ ) depende de la durabilidad y resistencia al fuego requerida. El proceso de cálculo es el siguiente:

$$asd1 = c_{nom} + \phi_{estribo} + \phi_{varilla}/2$$

$$asd2 = a + 10mm$$



Si  $asd1 > asd2$ , entonces el recubrimiento  $r = c_{nom}$

Si  $asd2 > asd1$ , entonces el recubrimiento  $r = asd2 - \phi_{estribo} - \phi_{varilla}/2$

### 1.5.1 Durabilidad

El recubrimiento mínimo por durabilidad ( $c_{nom}$ ) depende de la resistencia del hormigón utilizado y de la exposición del elemento.

Tipo de Exposición		Descripción	Recubrimiento Nominal $c_{nom}$ (mm)							
Riesgo de Corrosión por Carbonatación	XC1	Seco	25	25	25	25	25	25	25	25
	XC2	Casualmente Seco	-	35	35	35	35	35	35	35
	XC3	Humedad Moderada	-	45	40	35	35	30	30	30
Riesgo de Corrosión por Cloruros	XD1	Humedad Moderada	-	-	45	40	40	35	35	35
	XD2	Totalmente Mojado	-	-	50	45	45	40	40	40
	XD3	Seco y Mojado Cíclico	-	-	-	-	60	55	50	50
Riesgo de Corrosión por Cloruros (Mar)	XS1	Exposición a la Sal	-	-	-	-	50	45	45	40
	XS2	Sumergido en el Mar	-	-	50	45	45	40	40	40
	XS3	En Zonas de Oleaje	-	-	-	-	-	60	55	55
Resistencia del Hormigón ( $N/mm^2$ )			20/25	25/30	28/35	32/40	35/45	40/50	45/55	50/60

Tabla 1.5.1. Recubrimiento mínimo por durabilidad.



### 1.5.2 Resistencia al Fuego

El recubrimiento mínimo por fuego ( $a$ ) depende del ancho ( $b_{\min}$ ), espesor ( $h_s$ ) y del tiempo requerido de resistencia al fuego.

Standard fire resistance		Minimum dimensions (mm)							
		Possible combinations of $a$ and $b_{\min}$ where $a$ is the average axis distance and $b_{\min}$ is the width of the beam							
		Simply supported beams				Continuous beams			
		A	B	C	D	E	F	G	H
R60	$b_{\min} =$ $a =$	120 40	160 35	300 30	300 25	120 25	200 12 <sup>a</sup>		
R90	$b_{\min} =$ $a =$	150 55	200 45	300 40	400 35	150 35	250 25		
R120	$b_{\min} =$ $a =$	200 65	240 60	300 55	500 50	200 45	300 35	450 35	500 30
R240	$b_{\min} =$ $a =$	280 90	350 80	500 75	700 70	280 75	500 60	650 60	700 50

Tabla 1.5.2. Recubrimiento mínimo por fuego para vigas.

Standard fire resistance	Minimum dimensions (mm)		
	Column width $b_{\min}$ /axis distance, $a$ , of the main bars		
	Column exposed on more than one side		Column exposed on one side ( $\mu_n = 0.7$ )
	$\mu_n = 0.5$	$\mu_n = 0.7$	
R 60	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	300/45 400/38 <sup>a</sup>	350/53 450/40 <sup>a</sup>	155/25
R 120	350/45 <sup>a</sup> 450/40 <sup>a</sup>	350/57 <sup>a</sup> 450/51 <sup>a</sup>	175/35
R 240	450/75 <sup>a</sup>	b	295/70

Tabla 1.5.3. Recubrimiento mínimo por fuego para columnas.





Standard fire resistance	Minimum dimensions (mm)							
	One-way <sup>a,b</sup> spanning slab	Two-way spanning slab <sup>a,b,c,d</sup>			Ribs in a two-way spanning ribbed slab <sup>e</sup>			
		$l_y/l_x \leq 1.5^f$	$1.5 < l_y/l_x \leq 2^f$					
REI 60	$h_s =$	80	80	80	$b_{min} =$	100	120	$\geq 200$
	$a =$	20	10 <sup>g</sup>	15 <sup>g</sup>	$a =$	25	15 <sup>g</sup>	10 <sup>g</sup>
REI 90	$h_s =$	100	100	100	$b_{min} =$	120	160	$\geq 250$
	$a =$	30	15 <sup>g</sup>	20	$a =$	35	25	15 <sup>g</sup>
REI 120	$h_s =$	120	120	120	$b_{min} =$	160	190	$\geq 300$
	$a =$	40	20	25	$a =$	45	40	30
REI 240	$h_s =$	175	175	175	$b_{min} =$	450	700	---
	$a =$	65	40	50	$a =$	70	60	

Tabla 1.5.4. Recubrimiento mínimo por fuego para losas.

## 1.6 Evaluación de Cargas

Las cargas según el Eurocode2 se dividen en:

- Permanentes (carga muerta)
- Variables (carga viva)
- Accidentales (sismo, viento, explosión)
- Presiones (fluido, tierra)
- Cargas de impacto

### 1.6.1 Carga Permanente

Esta se conoce mejor como carga muerta y se representa con el símbolo  $g_k$ . En este estado de carga se considera todo lo que es peso propio de los elementos, peso de cajonetas, enlucidos, baldosas, instalaciones, etc. Para poder calcularla necesitamos conocer las densidades de los materiales que se mencionan a continuación en  $kN/m^3$ .



Bulk densities	kN/m <sup>3</sup>	Bulk densities	kN/m <sup>3</sup>
<b>Soils</b>		Concrete – plain	24.0
Clay – stiff	19 – 22	Concrete – reinforced	25.0
Clay – soft	16 – 19	Concrete – wet reinforced	26.0
Granular – loose	16 – 18	Glass	25.6
Granular – dense	19 – 21	Granite	27.3
Silty clay, sandy clay	16 – 20	Hardcore	19.0
<b>Materials</b>		Limestone (Portland stone – med. weight)	22.0
Asphalt	22.5	Limestone (Marble – heavyweight)	26.7
Blocks – aerated concrete (min.)	5.0	Macadam paving	21.0
Blocks – aerated concrete (max.)	9.0	MDF	8.0
Blocks – dense aggregate	20.0	Plaster	14.1
Blocks – lightweight	14.0	Plywood	6.3
Books – bulk storage	8 – 11	Sandstone	23.5
Brickwork – blue	24.0	Screed – sand/cement	22.0
Brickwork – engineering	22.0	Steel/iron	77.0
Brickwork – fletton	18.0	Terracotta	20.7
Brickwork – London stock	19.0	Timber – Douglas fir	5.2
Brickwork – sand lime	21.0	Timber – European beech/oak	7.1
Chipboard	6.9	Timber – Grade C16	3.6
Concrete – aerated	10.0	Timber – Grade C24	4.1
Concrete – lightweight	18.0	Timber – Iroko teak	6.4

Tabla 1.6.1. Densidades de los materiales en kN/m<sup>3</sup>.

## 1.6.2 Carga Variable

Esta se conoce como carga viva y se representa con el símbolo  $q_k$ . Esta es una carga que varía de acuerdo al uso de la estructura.

Category	Example use	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
A1	All uses within self-contained dwelling units	1.5
A2	Bedrooms and dormitories	1.5
A3	Bedrooms in hotels and motels, hospital wards and toilets	2.0
A5	Balconies in single family dwelling units	2.5
A7	Balconies in hotels and motels	4.0 min.
B1	Offices for general use	2.5
C5	Assembly area without fixed seating, concert halls, bars, places of worship	5.0
D1/2	Shopping areas	4.0
E12	General storage	2.4 per m height
E17	Dense mobile stacking in warehouses	4.8 per m height (min. 15.0)
F	Gross vehicle weight $\leq$ 30kN	2.5

Tabla 1.6.2. Cargas vivas de acuerdo a la ocupación en kN/m<sup>2</sup>.



## 1.7 Diseño por Resistencia Última

El método de diseño del Eurocode2 es por resistencia última mayorando las cargas y disminuyendo la resistencia nominal, lo que se expresa con la siguiente relación:

$$\frac{R_{nom}}{\gamma_m} \geq \gamma_f \cdot gk, qk$$

Esto quiere decir que la resistencia nominal del elemento disminuida por un factor  $\gamma_m$  debe ser mayor o igual a la carga mayorada por un factor  $\gamma_f$ .

### 1.7.1 Factores de Disminución de Resistencia

Para ser más exactos, el Eurocode2 disminuye la resistencia al material en el momento de derivar las ecuaciones de diseño, lo que por ende causa que disminuya la resistencia nominal del elemento en sí.

Para hormigón:  $\gamma_m = 1.50$

Para acero:  $\gamma_m = 1.15$

### 1.7.2 Factores de Mayoración de Carga

Las cargas permanentes y variables tienen sus respectivos factores de carga dependiendo si están combinadas con cargas accidentales, presiones o cargas de impacto. El Eurocode2 no fija combinaciones de carga estándar para estos casos, dispone de tablas extensas donde uno tiene que analizar cada caso para disponer cual es la mejor combinación cuando hay todo tipo de cargas. Para el caso más común de cargas permanentes y variables la combinación es:

$$U = 1.35gk + 1.50qk$$



# **CAPÍTULO II**

## **DISEÑO DE VIGAS POR EL EUROCODE2**



## CAPÍTULO II

### DISEÑO DE VIGAS POR EL EUROCODE2

#### 2.1 Análisis de la Sección

Para obtener las ecuaciones de diseño, hay que analizar los diagramas de deformaciones y esfuerzos de una viga rectangular a flexión, tomando en cuenta las consideraciones establecidas por el Eurocode2 para este análisis.

El Eurocode2 considera un bloque rectangular de esfuerzos para simplificar el cálculo y derivación de ecuaciones, tal como lo hace el ACI.

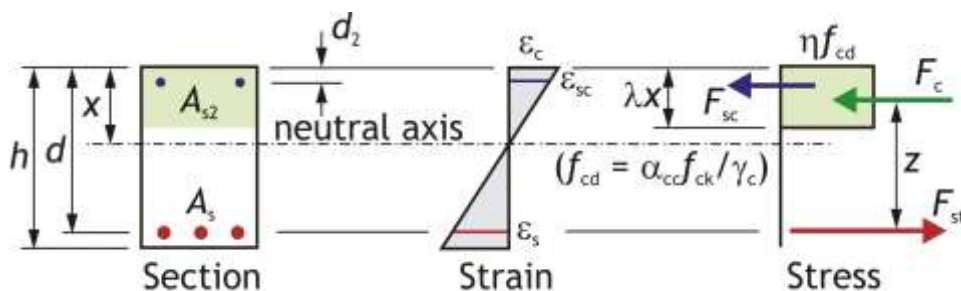


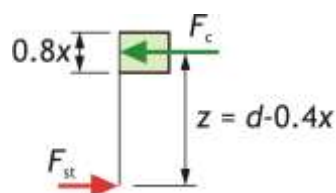
Figura 2.1.1. Diagramas de deformaciones y esfuerzos según el Eurocode2.

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\eta = 1, \lambda = 0.8$$

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5, f_{yd} = f_{yk} / 1.15$$

Las ecuaciones de diseño se deducen de la siguiente manera:





$$F_c = f_{cd} A = (0.85 f_{ck} / 1.5) (b (0.8 x)) = 0.453 f_{ck} b x$$

$$F_{st} = f_{yd} A = (f_{yk} / 1.15) (A_s) = 0.87 A_s f_{yk}$$

Tomar momentos alrededor de la fuerza de tensión.

$$M = F_c z = 0.453 f_{ck} b x z$$

$$z = d - 0.4 x$$

$$x = 2.5(d - z)$$

Entonces,

$$M = 0.453 f_{ck} b (2.5(d - z)) z$$

$$M = 1.1333 (f_{ck} b z d - f_{ck} b z^2)$$

Asumiendo,  $K = M / (f_{ck} b d^2)$

$$0 = 1.1333 [(z/d)^2 - (z/d)] + K$$

$$0 = (z/d)^2 - (z/d) + 0.88235K$$

Resolviendo la ecuación cuadrática:

$$z/d = [1 + (1 - 3.53K)^{0.5}]/2$$

$$z = d [1 + (1 - 3.53K)^{0.5}]/2$$

Tomar momentos alrededor de la fuerza de compresión.

$$M = F_{st} z = 0.87 A_s f_{yk} z$$

$$A_s = M / (0.87 f_{yk} z) - \text{Área de acero a flexión}$$

donde:

$$z = d [1 + (1 - 3.53K)^{0.5}]/2 - \text{Brazo de palanca}$$



## 2.2 Vigas Subreforzadas y Sobrerreforzadas

Las vigas subreforzadas presentan una falla dúctil por ende son más recomendables que las vigas sobrerreforzadas que presentan una falla frágil, y para obtener esto hay que delimitar la cantidad de acero para asegurarse que el acero fluya y se deforme bastante antes de la falla.

Como se dedujo anteriormente:

$$K = M / (f_{ck} b d^2)$$

Este índice de armado no debe exceder  $K'$ , el cual va a ser el valor máximo recomendado para asegurar vigas subreforzadas. Si  $K < K'$ , la viga será subreforzada y no se necesitará acero a compresión. Si  $K > K'$ , la viga necesitará acero a compresión, según lo recomienda el Eurocode2.

A continuación se deduce el valor de  $K'$  ( $K_{bal}$ ):

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035 = \text{Deformación última del hormigón}$$

$$\varepsilon_{su} = 0.0022 = \text{Deformación última del acero}$$

Del diagrama de deformaciones (semejanza de triángulos):

$$x = 0.0035 d / (0.0035 + 0.0022)$$

$$x = 0.6 d$$

De la ecuación de momento:

$$M = 0.453 f_{ck} b x z$$

$$M' = 0.453 f_{ck} b 0.6 d (d - 0.4 \times 0.6 d) = 0.167 f_{ck} b d^2$$

$$K' = M' / (f_{ck} b d^2)$$

$$\mathbf{K' = 0.167}$$



### 2.3 Dimensionamiento de Vigas

El primer paso para el diseño de una viga es determinar sus dimensiones. El Eurocode2 recomienda que la relación  $h/b$  sea alrededor de 2/1, para asegurarse que las vigas sean aperlaltadas y tengan suficiente rigidez.

Las ecuaciones para el dimensionamiento de vigas se describen a continuación:

-Calcular el peralte de la viga  $d$ .

$$K = \frac{Mu}{bd^2 f_{ck}} < K' = 0.167$$

Asumiendo  $\rightarrow K = K'$

$$0.167 = \frac{Mu}{bd^2 f_{ck}}$$

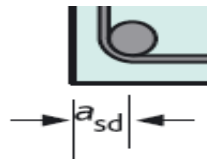
Entonces :

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{0.167bf_{ck}}}$$

-Calcular el recubrimiento necesario  $r$ .

$$asd1 = c_{nom} + \phi_{estribo} + \phi_{varilla} / 2$$

$$asd2 = a + 10mm$$



Si  $asd1 > asd2$ , entonces el recubrimiento  $r = c_{nom}$

Si  $asd2 > asd1$ , entonces el recubrimiento  $r = asd2 - \phi_{estribo} - \phi_{varilla}/2$

-Calcular la altura de la viga  $h$ .

$$h = d + asd$$





### 2.3.1 Ejemplo de Dimensionamiento de Vigas

Una viga continua soporta un momento último mayorado  $M_u = 145 \text{ kN-m}$ . Si se va a utilizar un hormigón C25/30, hallar las dimensiones óptimas de la viga. Las condiciones del ambiente son secas y se requiere obtener una resistencia al fuego de por lo menos 2 horas.

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

Se va a tantear con un ancho  $b = 250 \text{ mm}$ .

-Calcular el peralte de la viga  $d$ .

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0.167 b f_{ck}}}$$
$$d = \sqrt{\frac{145 \times 10^6}{0.167 \times 250 \times 25}} = 372.72 \text{ mm} \rightarrow 375 \text{ mm}$$

-Calcular el recubrimiento necesario  $r$ .

En la tabla 1.5.1 para condiciones secas (XC1) y un hormigón C25/30:

$$c_{nom} = 25 \text{ mm}$$

En la tabla 1.5.2 (vigas cont.) para una resistencia al fuego R120 y  $b = 250 \text{ mm}$ :

$$a = 40 \text{ mm}$$

Asumiendo  $\phi_{estribo} = 10 \text{ mm}$  y  $\phi_{varilla} = 20 \text{ mm}$

$$asd1 = c_{nom} + \phi_{estribo} + \phi_{varilla} / 2 = 25 + 10 + 20 / 2 = 45 \text{ mm}$$

$$asd2 = a + 10 \text{ mm} = 40 + 10 = 50 \text{ mm}$$

Como  $asd2 > asd1$ , entonces el recubrimiento  $r = asd2 - \phi_{estribo} - \phi_{varilla} / 2$

$$r = 50 - 10 - 20 / 2 = 30 \text{ mm}$$

-Calcular la altura de la viga  $h$ .

$$h = d + asd = 375 + 50 = 425 \text{ mm}$$

R: V250/425mm



## 2.4 Diseño a Flexión

Para diseñar a flexión según el Eurocode2 se pueden seguir dos métodos: Las ecuaciones de diseño deducidas del bloque rectangular de esfuerzos equivalente o utilizando tablas o curvas para hallar el brazo de palanca que depende del valor de K.

Las áreas de refuerzo son calculadas en las secciones críticas donde se encuentran los momentos máximos, y luego de esto se escoge óptimamente el número de varillas y diámetro.

### 2.4.1 Vigas Simplemente Reforzadas

-Calcular el valor de K.

$$K = \frac{Mu}{bd^2 f_{ck}} < K' = 0.167 \quad (\text{No se necesita acero a compresión})$$

-Calcular el brazo de palanca z, ya sea con la fórmula o con la tabla.

$$z = \frac{d}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53K} \right]$$

K	z/d	K	z/d
0.01	0.950 <sup>a</sup>	0.11	0.891
0.02	0.950 <sup>a</sup>	0.12	0.880
0.03	0.950 <sup>a</sup>	0.13	0.868
0.04	0.950 <sup>a</sup>	0.14	0.856
0.05	0.954	0.15	0.843
0.06	0.944	0.16	0.830
0.07	0.934	0.17	0.816
0.08	0.924	0.18	0.802
0.09	0.913	0.19	0.787
0.10	0.902	0.20	0.771

**Key**  
a Limiting z to 0.95d is not a requirement of Eurocode 2, but is considered to be good practice.

Tabla 2.4.1. Valores de z/d en función de K.



-Calcular el área de acero a tensión  $A_s$ .

$$A_s = \frac{Mu}{0.87 f_{yk} z}$$

-Verificar el acero mínimo.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 f_{ctm} bd}{f_{yk}}$$

$f_{ck}$	$f_{ctm}$	Minimum percentage ( $0.26 f_{ctm} / f_{yk}^a$ )
25	2.6	0.13%
28	2.8	0.14%
30	2.9	0.15%
32	3.0	0.16%
35	3.2	0.17%
40	3.5	0.18%
45	3.8	0.20%
50	4.1	0.21%

**Key**  
a Assuming  $f_{yk} = 500$  MPa

Tabla 2.4.2. Porcentajes mínimos de acero a utilizar.

-Verificar el acero máximo.

$$A_{s_{\max}} = 0.04bh$$

## 2.4.2 Vigas Doblemente Reforzadas

-Calcular el valor de K.

$$K = \frac{Mu}{bd^2 f_{ck}} > K' = 0.167 \quad (\text{Se necesita acero a compresión})$$

-Calcular el brazo de palanca z.

$$z = \frac{d}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53K'} \right]$$

-Calcular el área de acero a compresión  $A_{s_2}$ .

$$A_{s_2} = \frac{(K - K') f_{ck} bd^2}{f_{sc} (d - d_2)}$$



donde:

$$f_{sc} = 700 \left[ \frac{x - d_2}{x} \right]$$

-Calcular el área de acero a tensión  $A_s$ .

$$A_s = \frac{K' f_{ck} b d^2}{0.87 f_{yk} z} + A_{s2} \frac{f_{sc}}{0.87 f_{yk}}$$

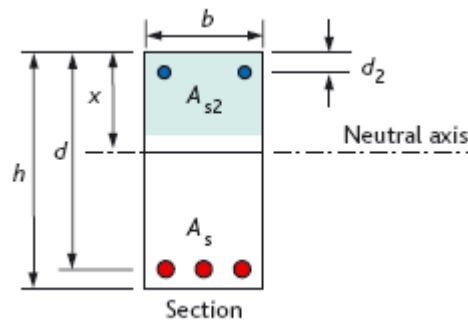


Figura 2.4.3. Sección doblemente armada.

### 2.4.3 Ejemplo de Diseño a Flexión

Se tiene una viga de dimensiones 230x550mm. El valor de  $a_{sd} = 60\text{mm}$ . Las propiedades de los materiales son:  $f_{ck} = 25\text{N/mm}^2$ ,  $f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$ . Diseñar la viga a flexión para los siguientes momentos últimos:

- $M_u = 165 \text{ kN-m}$
- $M_u = 280 \text{ kN-m}$

a) -Calcular el valor de K.

$$K = \frac{M_u}{b d^2 f_{ck}}$$

$$K = \frac{165 \times 10^6}{230 \times 490^2 \times 25} = 0.12 < K' = 0.167$$

No se necesita acero a compresión (viga simplemente reforzada).



-Calcular el brazo de palanca  $z$ .

$$z = \frac{d}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53K} \right]$$

$$z = \frac{490}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53 \times 0.12} \right]$$

$$z = 431.01 \text{ mm}$$

-Calcular el área de acero a tensión  $A_s$ .

$$A_s = \frac{Mu}{0.87 f_{yk} z}$$

$$A_s = \frac{165 \times 10^6}{0.87 \times 500 \times 431.01}$$

$$A_s = 880.05 \text{ mm}^2$$

Utilizar 3 varillas H20 =  $3 \times 314.16 = 942.28 \text{ mm}^2$

-Verificar el acero mínimo.

De tabla 2.4.2,  $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 f_{ctm} bd}{f_{yk}}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 \times 2.6 \times 230 \times 490}{500} = 152.37 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

-Verificar el acero máximo.

$$A_{s_{\max}} = 0.04bh$$

$$A_{s_{\max}} = 0.04 \times 230 \times 550 = 5060 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

b) -Calcular el valor de  $K$ .

$$K = \frac{Mu}{bd^2 f_{ck}}$$

$$K = \frac{280 \times 10^6}{230 \times 490^2 \times 25} = 0.20 > K' = 0.167$$

Se necesita acero a compresión (viga doblemente reforzada).



-Calcular el brazo de palanca  $z$ .

$$z = \frac{d}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53K'} \right]$$

$$z = \frac{490}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53 \times 0.167} \right]$$

$$z = 401.97 \text{ mm}$$

-Calcular el área de acero a compresión  $As_2$ .

$$As_2 = \frac{(K - K') f_{ck} b d^2}{f_{sc} (d - d_2)}$$

$$f_{sc} = 700 \left[ \frac{x - d_2}{x} \right] = 700 \left[ \frac{490/2 - 30}{490/2} \right] = 614.29 \text{ N/mm}^2$$

$$As_2 = \frac{(0.20 - 0.167) 25 \times 230 \times 490^2}{614.29 (490 - 30)} = 161.23 \text{ mm}^2$$

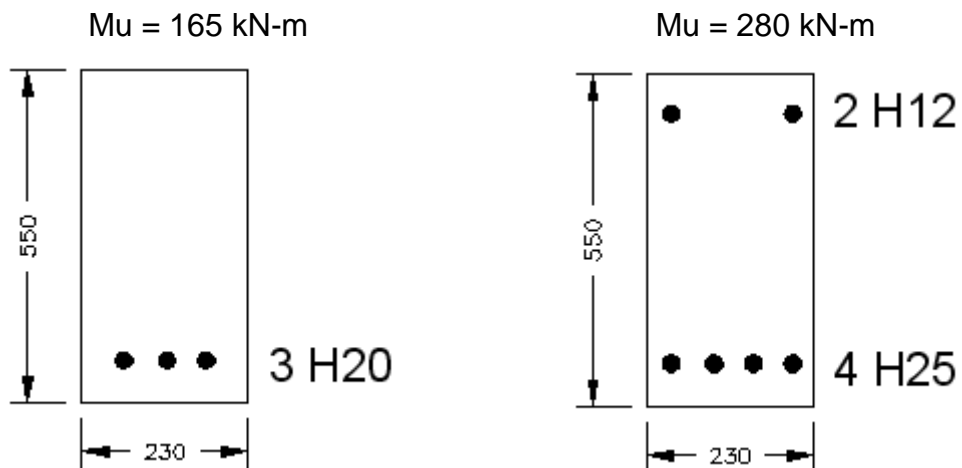
Utilizar 2 varillas H12 =  $2 \times 113.10 = 226.20 \text{ mm}^2$

-Calcular el área de acero a tensión  $As$ .

$$As = \frac{K' f_{ck} b d^2}{0.87 f_{yk} z} + As_2 \frac{f_{sc}}{0.87 f_{yk}}$$

$$As = \frac{0.167 \times 25 \times 230 \times 490^2}{0.87 \times 500 \times 401.97} + 161.23 \times \frac{614.29}{0.87 \times 500} = 1546.22 \text{ mm}^2$$

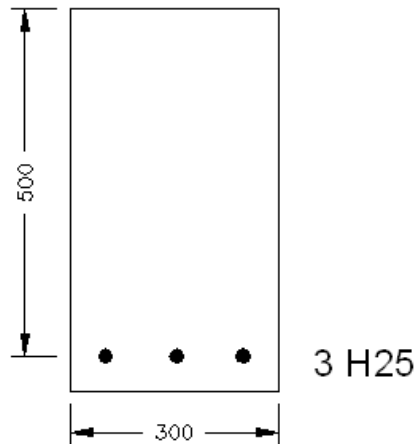
Utilizar 4 varillas H25 =  $4 \times 490.87 = 1963.48 \text{ mm}^2$





#### 2.4.4 Ejemplo de Revisión a Flexión

Se tiene una viga con el siguiente diseño a flexión:



Se diseñó con un hormigón C30/37 y acero  $f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$ . Revisar el diseño a flexión de la viga si, según los resultados del análisis estructural, está actuando sobre ella un momento último  $M_u = 260\text{ kN-m}$ .

$$f_{ck} = 30\text{N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$$

$$b = 300\text{mm}$$

$$d = 500\text{mm}$$

Se utilizan 3 varillas H25.

-Calcular el valor de K.

$$K = \frac{M_u}{bd^2 f_{ck}}$$

$$K = \frac{260 \times 10^6}{300 \times 500^2 \times 30} = 0.12 < K' = 0.167$$

No se necesita acero a compresión (Ok).



-Calcular el brazo de palanca  $z$ .

$$z = \frac{d}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53K} \right]$$

$$z = \frac{500}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53 \times 0.12} \right]$$

$$z = 439.80 \text{ mm}$$

-Calcular el momento resistente.

$$3 \text{ varillas H25: } 3 \times 490.87 = 1472.61 \text{ mm}^2$$

$$Mr = 0.87 f_{yk} z A_s$$

$$Mr = 0.87 \times 500 \times 439.80 \times 1472.61$$

$$Mr = 281729436.9$$

$$Mr = 281.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$281.73 \text{ kN} \cdot \text{m} > 260 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mr > Mu \text{ (Ok)}$$

-Verificar el acero mínimo.

De tabla 2.4.2,  $f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 f_{ctm} b d}{f_{yk}}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 \times 2.9 \times 300 \times 500}{500}$$

$$A_{s_{\min}} = 226.20 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

-Verificar el acero máximo.

$$A_{s_{\max}} = 0.04 b h$$

$$A_{s_{\max}} = 0.04 \times 300 \times 550$$

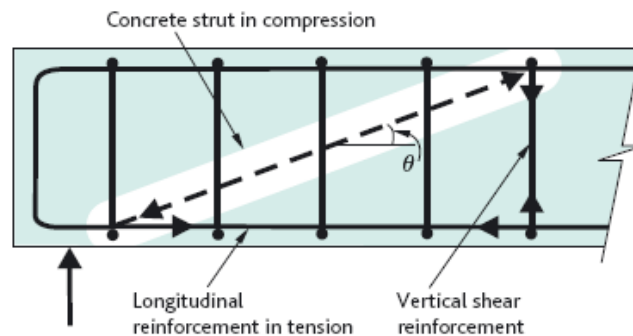
$$A_{s_{\max}} = 6600 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$





## 2.5 Diseño a Cortante

El Eurocode2 utiliza el método de la inclinación del puntal (strut inclination method) para el diseño a cortante. Para la derivación de las ecuaciones de diseño, el reforzamiento transversal y longitudinal está representado por una armadura análoga.



*Figura 2.5.1. Modelo de armadura asumido por el método del puntal.*

El hormigón actúa como un elemento de compresión diagonal inclinado en un ángulo  $\theta$  con la horizontal. En la parte inferior actúa el acero longitudinal a tensión de manera horizontal. Los estribos verticales actúan como elementos de tensión transversal.

El ángulo  $\theta$  se incrementa con la magnitud de la fuerza de corte en la viga, lo que conlleva a que se incremente la fuerza de compresión en el elemento diagonal de hormigón.

El Eurocode2 fija un límite para  $\theta$  entre  $22^\circ$  y  $45^\circ$ . Para la gran mayoría de los casos, en general vigas con cargas distribuidas, el valor de  $\theta = 22^\circ$ . Para pocos



casos donde existen muy altas cargas distribuidas o cargas concentradas fuertes, hay que considerar incrementar  $\theta$  con el fin de que los elementos diagonales de hormigón resistan al aplastamiento.

Del modelo de armadura mencionado anteriormente, se derivan las ecuaciones de diseño a cortante según el Eurocode2:

-Calcular la capacidad del puntal de hormigón para  $\theta = 22^\circ$ .

$$V_{Rd\max} = 0.124bd(1 - f_{ck} / 250)f_{ck}$$

Si  $V_{Rd\max} > Vu$ . Calcular directamente el espaciamiento  $s$ .

Si  $V_{Rd\max} < Vu$ . Entonces  $\theta > 22^\circ$ , calcular  $\theta$ .

-Calcular el ángulo  $\theta$ .

$$\theta = 0.5 \text{Sen}^{-1} \left[ \frac{Vu}{0.18bd(1 - f_{ck} / 250)f_{ck}} \right] \leq 45^\circ$$

Si  $\theta > 45^\circ$ , hay que incrementar las secciones o la resistencia del hormigón.

-Calcular el espaciamiento entre estribos  $s$ .

$$s = \frac{0.78nA_{sw}df_{yk} \cot \theta}{Vu_d}$$

$n$  = número de ramas.

$A_{sw}$  = área de varilla de estribo.

-Verificar el espaciamiento máximo.

$$s_{\max} = \frac{nA_{sw}f_{yk}}{0.08f_{ck}^{0.5}b} \quad \text{o} \quad s_{\max} = 0.75d$$



-Calcular la resistencia a cortante de los estribos.

$$V_s = \frac{nA_{sw}}{s} \times 0.78df_{yk} \cot \theta$$

Verificar que  $V_s > V_{u_d}$

### 2.5.1 Ejemplo de Diseño a Cortante

Una viga de dimensiones  $b = 350\text{mm}$  y  $d = 650\text{mm}$  soporta un cortante último  $V_u = 770\text{kN}$ , y a una distancia  $d$  del extremo  $V_{u_d} = 640\text{kN}$ . Diseñar a cortante la viga para las siguientes propiedades de materiales:

$$f_{ck} = 30\text{N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$$

-Calcular la capacidad del puntal de hormigón para  $\theta = 22^\circ$ .

$$V_{Rd\max} = 0.124bd(1 - f_{ck}/250)f_{ck}$$

$$V_{Rd\max} = 0.124 \times 350 \times 650 \times (1 - 30/250) \times 30$$

$$V_{Rd\max} = 744744\text{N} = 744.74\text{kN}$$

$$744.74\text{kN} < 770\text{kN}$$

$$V_{Rd\max} < V_u$$

Como  $V_{Rd\max} < V_u$ . Entonces  $\theta > 22^\circ$ , calcular  $\theta$ .

-Calcular el ángulo  $\theta$ .

$$\theta = 0.5 \text{Sen}^{-1} \left[ \frac{V_u}{0.18bd(1 - f_{ck}/250)f_{ck}} \right] \leq 45^\circ$$

$$\theta = 0.5 \text{Sen}^{-1} \left[ \frac{770 \times 10^3}{0.18 \times 350 \times 650 \times (1 - 30/250) \times 30} \right]$$

$$\theta = 22.61^\circ$$



-Calcular el espaciamiento entre estribos  $s$ .

$$s = \frac{0.78nA_{sw}df_{yk} \cot \theta}{Vu_d}$$

Se van a utilizar estribos H12.

$$s = \frac{0.78 \times 2 \times 113.10 \times 650 \times 500 \times \cot 22.61^\circ}{640 \times 10^3}$$
$$s = 215.14mm \rightarrow 210mm$$

-Verificar el espaciamiento máximo.

$$s_{\max} = \frac{nA_{sw}f_{yk}}{0.08f_{ck}^{0.5}b}$$

$$s_{\max} = \frac{2 \times 113.10 \times 500}{0.08 \times 30^{0.5} \times 350}$$

$$s_{\max} = 737.47mm(Ok)$$

$$s_{\max} = 0.75d$$

$$s_{\max} = 0.75 \times 650$$

$$s_{\max} = 487.50mm(Ok)$$

-Calcular la resistencia a cortante de los estribos.

$$Vs = \frac{nA_{sw}}{s} \times 0.78df_{yk} \cot \theta$$

$$Vs = \frac{2 \times 113.10}{210} \times 0.78 \times 650 \times 500 \times \cot 22.61^\circ$$

$$Vs = 655651.66N = 655.65kN$$

$$655.65kN > 640kN$$

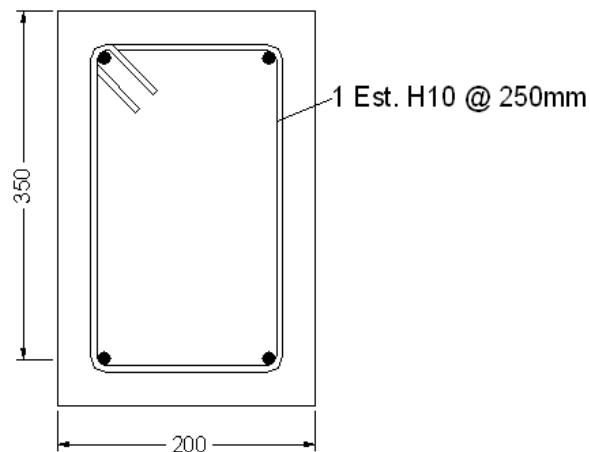
$$Vs > Vu_d(Ok)$$

R: Usar 1 estribo (2 ramas) H12 @ 210mm



## 2.5.2 Ejemplo de Revisión a Cortante

Se tiene una viga con el siguiente diseño a cortante:



Se diseñó con un hormigón C25/30 y acero  $f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$ . Revisar el diseño a cortante de la viga si, según los resultados del análisis estructural, está actuando sobre ella un cortante último  $V_u = 200\text{kN}$  y  $V_{u_d} = 165\text{kN}$ .

$$f_{ck} = 25\text{N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$$

$$b = 200\text{mm}$$

$$d = 350\text{mm}$$

Se utilizan estribos H10 @ 250mm.

-Calcular la capacidad del puntal de hormigón para  $\theta = 22^\circ$ .

$$V_{Rd\max} = 0.124bd(1 - f_{ck} / 250)f_{ck}$$

$$V_{Rd\max} = 0.124 \times 200 \times 350 \times (1 - 25 / 250) \times 25$$

$$V_{Rd\max} = 195300\text{N} = 195.30\text{kN}$$

$$195.30\text{kN} < 200\text{kN}$$

$$V_{Rd\max} < V_u$$



-Calcular el ángulo  $\theta$ .

$$\theta = 0.5 \text{Sen}^{-1} \left[ \frac{Vu}{0.18bd(1 - f_{ck}/250)f_{ck}} \right] \leq 45^\circ$$
$$\theta = 0.5 \text{Sen}^{-1} \left[ \frac{200 \times 10^3}{0.18 \times 200 \times 350 \times (1 - 25/250) \times 25} \right]$$
$$\theta = 22.43^\circ$$

-Calcular la resistencia a cortante de los estribos.

1 estribo H10 @ 250mm.  $A_{sw} = 78.54 \text{mm}^2$ ,  $s = 250 \text{mm}$

$$V_s = \frac{nA_{sw}}{s} \times 0.78df_{yk} \cot \theta$$
$$V_s = \frac{2 \times 78.54}{250} \times 0.78 \times 350 \times 500 \times \cot 22.43^\circ$$
$$V_s = 207774.28 \text{N}$$
$$V_s = 207.77 \text{kN}$$

$$207.77 \text{kN} > 165 \text{kN}$$

$$V_s > V_{u,d} (Ok)$$

-Verificar el espaciamiento máximo.

$$s_{\max} = \frac{nA_{sw}f_{yk}}{0.08f_{ck}^{0.5}b}$$
$$s_{\max} = \frac{2 \times 78.54 \times 500}{0.08 \times 25^{0.5} \times 200}$$
$$s_{\max} = 981.75 \text{mm} (Ok)$$

$$s_{\max} = 0.75d$$

$$s_{\max} = 0.75 \times 350$$

$$s_{\max} = 262.50 \text{mm} (Ok)$$



## 2.6 Revisión de Deflexiones

Para controlar las deflexiones en las vigas, el Eurocode2 establece curvas donde se puede obtener la relación claro a peralte  $l/d$ . Este valor va a depender de las dimensiones, diseño a flexión de la viga y resistencia del hormigón.

Una vez obtenido el valor  $l/d$ , se despeja el peralte requerido en función de la longitud del claro. Si se cumple con el peralte mínimo, la viga no va a tener problemas de deflexión para las dimensiones, diseño a flexión y resistencia del hormigón establecida.

-Hallar el valor de K.

K = 1 (simplemente apoyada)

K = 1.5 (vanos interiores)

K = 1.3 (vanos exteriores)

K = 0.4 (volados)

-Calcular la cuantía de armado de la viga.

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} (\%)$$

-Obtener el valor  $l/d$  de la figura 2.6.1 a partir de  $\rho$  y  $f_{ck}$ .

-Calcular  $l/d$  corregido por K.

$$\frac{l}{d} \text{cor} = K \frac{l}{d}$$

-Despejar  $d$  y comprobar que la viga cumpla con ese peralte.

$$d_{req} = \frac{L}{\frac{l}{d} \text{cor}}$$

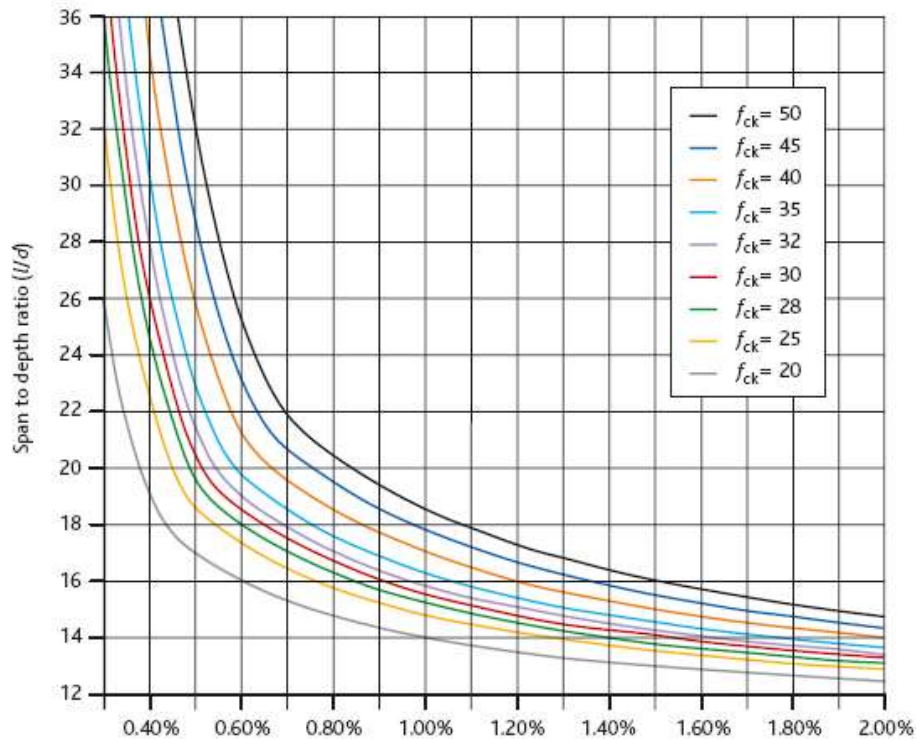


Figura 2.6.1. Valores  $l/d$  que dependen de  $\rho$  y  $f_{ck}$ .

### 2.6.1 Ejemplo de Revisión de Deflexiones

Una viga exterior de hormigón C25/30  $f_{ck} = 25\text{N/mm}^2$  y  $f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$  tiene 10m de longitud, dimensiones  $b = 300\text{mm}$  y  $d = 600\text{mm}$ , y un diseño a flexión 3H25. Verificar si esta viga satisface los criterios de serviceabilidad en cuanto al control de deflexiones.

-Hallar el valor de K.

$K = 1.3$  (vanos exteriores)

-Calcular la cuantía de armado de la viga.

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} (\%)$$

$$\rho = \frac{100 \times 3 \times 490.87}{300 \times 600} = 0.82\%$$





-Obtener el valor  $l/d$  de la figura 2.6.1 a partir de  $\rho$  y  $f_{ck}$ .

$$\frac{l}{d} = 16$$

-Calcular  $l/d$  corregido por K.

$$\frac{l}{d}_{cor} = K \frac{l}{d}$$

$$\frac{l}{d}_{cor} = 1.3 \times 16 = 20.8$$

-Despejar  $d$  y comprobar que la viga cumpla con ese peralte.

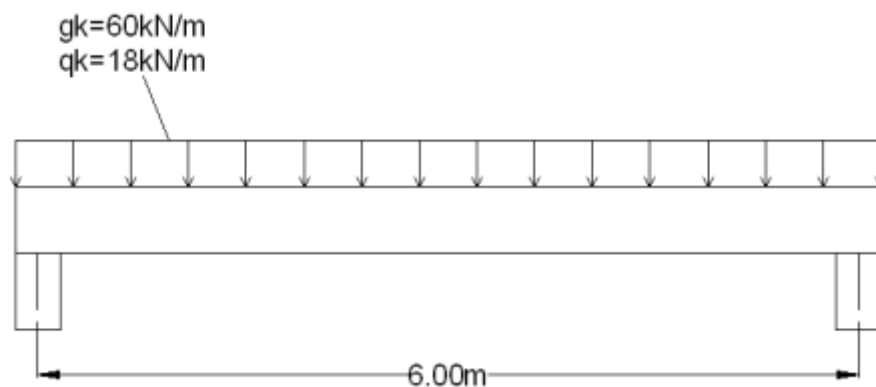
$$d_{req} = \frac{L}{\frac{l}{d}_{cor}}$$

$$d_{req} = \frac{10000}{20.8} = 480.77 \text{ mm}$$

$$d = 600 \text{ mm} > d_{req} \text{ (Ok)}$$

## 2.7 Ejemplo de Diseño Integral de una Viga

Una viga de 6m de longitud está sometida a las siguientes cargas:



Las condiciones son casualmente secas y se requiere una resistencia al fuego de 1 hora. Diseñar la viga a flexión, cortante y revisar serviceabilidad (deflexiones).  $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ .



### 2.7.1 Dimensionamiento

-Calcular la carga distribuida mayorada.

$$w_u = 1.35g_k + 1.50q_k$$

$$w_u = 1.35(60) + 1.50(18) = 108\text{kN/m}$$

-Calcular el momento último.

$$M_u = \frac{w_u L^2}{8}$$

$$M_u = \frac{108 \times 6^2}{8} = 486\text{kN} \cdot \text{m}$$

-Calcular el peralte de la viga d.

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0.167bf_{ck}}}$$

$$d = \sqrt{\frac{486 \times 10^6}{0.167 \times 300 \times 30}} = 568.64\text{mm} \rightarrow 570\text{mm}$$

-Calcular el recubrimiento necesario r.

En la tabla 1.5.1 para casualmente seco (XC2) y un hormigón C30/37:

$$c_{nom} = 35\text{mm}$$

En la tabla 1.5.2 (vigas sa) para una resistencia al fuego R60 y b = 300mm:

$$a = 30\text{mm}$$

Asumiendo  $\phi_{estribo} = 10\text{mm}$  y  $\phi_{varilla} = 20\text{mm}$

$$asd1 = c_{nom} + \phi_{estribo} + \phi_{varilla} / 2 = 35 + 10 + 20 / 2 = 55\text{mm}$$

$$asd2 = a + 10\text{mm} = 30 + 10 = 40\text{mm}$$

Como  $asd1 > asd2$ , entonces el recubrimiento  $r = c_{nom}$

$$r = 35\text{mm}$$

-Calcular la altura de la viga h.

$$h = d + asd = 570 + 55 = 625\text{mm} \rightarrow \underline{V300/625\text{mm}}$$



### 2.7.2 Flexión

-Calcular el valor de K.

$$K = \frac{Mu}{bd^2 f_{ck}}$$
$$K = \frac{486 \times 10^6}{300 \times 570^2 \times 30} = 0.16 < K' = 0.167$$

No se necesita acero a compresión (viga simplemente reforzada).

-Calcular el brazo de palanca z.

$$z = \frac{d}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53K} \right]$$
$$z = \frac{570}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53 \times 0.16} \right]$$
$$z = 473.01 \text{ mm}$$

-Calcular el área de acero a tensión  $A_s$ .

$$A_s = \frac{Mu}{0.87 f_{yk} z}$$
$$A_s = \frac{486 \times 10^6}{0.87 \times 500 \times 473.01}$$
$$A_s = 2361.98 \text{ mm}^2$$

Utilizar 4 varillas H28 = 4 x 615.75 = 2463 mm<sup>2</sup>

-Verificar el acero mínimo.

De tabla 2.4.2,  $f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 f_{ctm} bd}{f_{yk}}$$
$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 \times 2.9 \times 300 \times 570}{500} = 257.87 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

-Verificar el acero máximo.

$$A_{s_{\max}} = 0.04bh$$
$$A_{s_{\max}} = 0.04 \times 300 \times 625 = 7500 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$



### 2.7.3 Cortante

-Calcular el cortante último.

$$V_u = \frac{wuL}{2} = \frac{108 \times 6}{2} = 324kN$$

$$V_{u_d} = 308kN$$

-Calcular la capacidad del puntal de hormigón para  $\theta = 22^\circ$ .

$$V_{Rd \max} = 0.124bd(1 - f_{ck} / 250)f_{ck}$$

$$V_{Rd \max} = 0.124 \times 300 \times 570 \times (1 - 30 / 250) \times 30$$

$$V_{Rd \max} = 559785.6N = 559.79kN > 324kN$$

$$V_{Rd \max} > V_u$$

Como  $V_{Rd \max} > V_u$ . Calcular directamente el espaciamiento  $s$ .

-Calcular el espaciamiento entre estribos  $s$ .

$$s = \frac{0.78nA_{sw}f_{yk} \cot \theta}{V_{u_d}}$$

Se van a utilizar estribos H10.

$$s = \frac{0.78 \times 2 \times 78.54 \times 570 \times 500 \times \cot 22^\circ}{308 \times 10^3}$$

$$s = 280.61mm \rightarrow 280mm$$

-Verificar el espaciamiento máximo.

$$s_{\max} = \frac{nA_{sw}f_{yk}}{0.08f_{ck}^{0.5}b}$$

$$s_{\max} = \frac{2 \times 78.54 \times 500}{0.08 \times 30^{0.5} \times 300} = 597.47mm(Ok)$$

$$s_{\max} = 0.75d$$

$$s_{\max} = 0.75 \times 570 = 427.50mm(Ok)$$



-Calcular la resistencia a cortante de los estribos.

$$V_s = \frac{nA_{sw}}{s} \times 0.78df_{yk} \cot \theta$$

$$V_s = \frac{2 \times 78.54}{280} \times 0.78 \times 570 \times 500 \times \cot 22^\circ$$

$$V_s = 308668.82N = 308.67kN > 308kN$$

$$V_s > Vu_d (Ok)$$

R: Usar 1 estribo (2 ramas) H10 @ 280mm

#### 2.7.4 Deflexiones

-Hallar el valor de K.

$$K = 1 \text{ (simplemente apoyada)}$$

-Calcular la cuantía de armado de la viga.

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2463}{300 \times 570} = 1.44\%$$

-Obtener el valor  $l/d$  de la figura 2.6.1 a partir de  $\rho$  y  $f_{ck}$ .

$$\frac{l}{d} = 14$$

-Calcular  $l/d$  corregido por K.

$$\frac{l}{d} \text{ cor} = K \frac{l}{d}$$

$$\frac{l}{d} \text{ cor} = 1 \times 14 = 14$$

-Despejar  $d$  y comprobar que la viga cumpla con ese peralte.

$$d_{req} = \frac{L}{\frac{l}{d} \text{ cor}} = \frac{6000}{14} = 428.57mm$$

$$d = 570mm > d_{req} (Ok)$$



# **CAPÍTULO III**

## **DISEÑO DE COLUMNAS POR EL EUROCODE2**



## CAPÍTULO III

### DISEÑO DE COLUMNAS POR EL EUROCODE2

#### 3.1 Comportamiento

Las columnas en una estructura soportan las cargas verticales que provienen de las vigas y losas para transmitir las a la cimentación. Por esta razón, las columnas son principalmente miembros que trabajan a compresión, aunque están sujetas también a momentos flectores y fuerzas cortantes debido a la continuidad de las estructuras o por cargas horizontales accidentales.

El diseño de columnas está gobernado por los estados límites, pues el agrietamiento y deflexiones por condiciones de servicio no son un problema usualmente, sin embargo, el detallamiento correcto del refuerzo y un recubrimiento adecuado son consideraciones muy importantes.

#### 3.2 Columnas Cortas y Esbeltas

El Eurocode2 considera a una columna corta cuando su relación de esbeltez es menor a un valor límite establecido por el código  $\lambda < \lambda_{lim}$ , y esbelta cuando su relación de esbeltez supera este límite  $\lambda > \lambda_{lim}$ .

Las columnas cortas generalmente fallan por aplastamiento, las esbeltas tienden a fallar por pandeo. Los momentos en los extremos de las columnas esbeltas hacen que éstas se deflecten lateralmente, lo que ocasiona un momento adicional  $M_2 = N_{Ed}e_2$ , donde  $N_{Ed} = Pu$  y  $e_2 =$  excentricidad.



Si esta carga axial  $N_{Ed}$  excede un valor crítico (Euler), la deflexión más el momento adicional harán que la columna sufra pandeo.

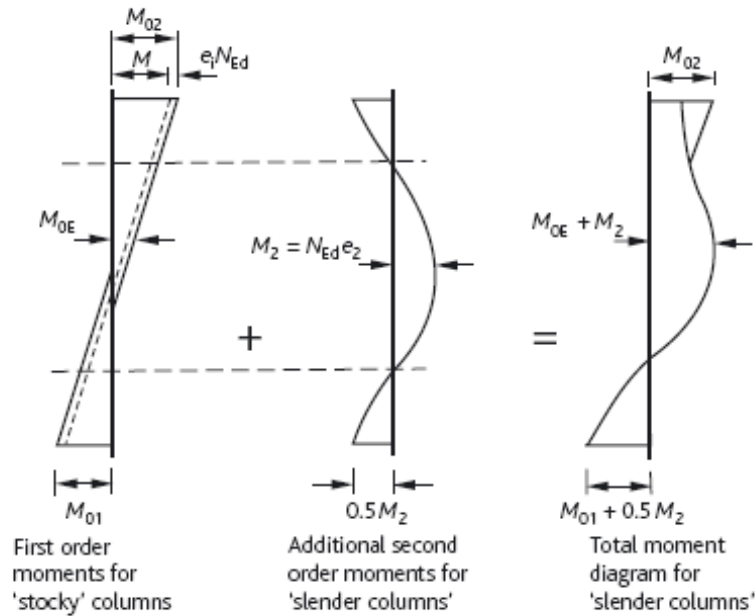


Figura 3.2.1. Efectos de esbeltez en una columna.

El proceso para conocer si una columna es corta o esbelta es el siguiente:

-Calcular las flexibilidades relativas en los extremos de la columna  $k_1$  y  $k_2$ .

$$k = \frac{\text{rigidez columna}}{2 \sum \text{rigidez vigas}} = \frac{(I/l) \text{ columna}}{2 \sum (I/l) \text{ vigas}}$$

-Calcular el factor F de longitud efectiva.

Para pórticos no arriostrados, el mayor de los siguientes valores:

$$F = \sqrt{\left(1 + 10 \frac{k_1 \times k_2}{k_1 + k_2}\right)}$$

$$F = \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right)$$





Para pórticos arriostrados, con la fórmula o la tabla:

$$F = 0.5 \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)}$$

k2	k1										
	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.70	1.00	2.00	5.00	9.00	Pinned
0.10	0.59	0.62	0.64	0.66	0.67	0.69	0.71	0.73	0.75	0.76	0.77
0.20	0.62	0.65	0.68	0.69	0.71	0.73	0.74	0.77	0.79	0.80	0.81
0.30	0.64	0.68	0.70	0.72	0.73	0.75	0.77	0.80	0.82	0.83	0.84
0.40	0.66	0.69	0.72	0.74	0.75	0.77	0.79	0.82	0.84	0.85	0.86
0.50	0.67	0.71	0.73	0.75	0.76	0.78	0.80	0.83	0.86	0.86	0.87
0.70	0.69	0.73	0.75	0.77	0.78	0.80	0.82	0.85	0.88	0.89	0.90
1.00	0.71	0.74	0.77	0.79	0.80	0.82	0.84	0.88	0.90	0.91	0.92
2.00	0.73	0.77	0.80	0.82	0.83	0.85	0.88	0.91	0.93	0.94	0.95
5.00	0.75	0.79	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.93	0.96	0.97	0.98
9.00	0.76	0.80	0.83	0.85	0.86	0.89	0.91	0.94	0.97	0.98	0.99
Pinned	0.77	0.81	0.84	0.86	0.87	0.90	0.92	0.95	0.98	0.99	1.00

Tabla 3.2.2. Valores de F para pórticos arriostrados.

-Calcular la longitud efectiva de la columna.

Cuando se conoce F:

$$l_0 = F \times l$$

Cuando no se conoce F:

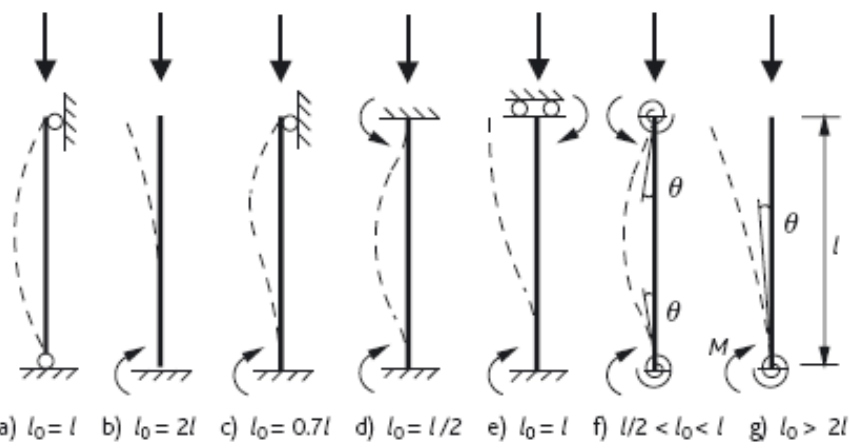


Figura 3.2.3. Longitudes efectivas de acuerdo a las condiciones de apoyo.



-Calcular la relación de esbeltez de la columna.

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{(I/A)}}$$

-Calcular la relación de esbeltez límite.

Para pórticos no arriostrados:

$$\lambda_{lim} = \frac{10.8}{\sqrt{Pu / (0.67 f_{ck} bh)}}$$

Para pórticos arriostrados:

$$\lambda_{lim} = \frac{26.2}{\sqrt{Pu / (0.67 f_{ck} bh)}}$$

-Verificar si columna es corta o esbelta.

Si  $\lambda < \lambda_{lim}$ . La columna es corta.

Si  $\lambda > \lambda_{lim}$ . La columna es esbelta.

### 3.2.1 Ejemplo de Columnas Cortas y Esbeltas

Una columna está arriostrada en sus dos extremos por vigas de 300x500mm y 4m de longitud. La columna es de 400x300mm y tiene una longitud de 3m. Si  $f_{ck} = 25\text{N/mm}^2$ , comprobar si la columna es corta o esbelta para una carga axial última  $P_u = 1280\text{kN}$ .

-Calcular las flexibilidades relativas en los extremos de la columna  $k_1$  y  $k_2$ .

$$k = \frac{\text{rigidez columna}}{2\Sigma\text{rigidezvigas}} = \frac{(I/l)\text{columna}}{2\Sigma(I/l)\text{vigas}}$$

$k_1 = k_2$  porque los dos extremos de las columnas están arriostrados igual.

$$k_1 = k_2 = \frac{(400 \times 300^3 / 12) / (3000)}{2(2 \times 300 \times 500^3 / 12) / (4000)} = 0.096$$



-Calcular el factor F de longitud efectiva.

Para pórticos arriostrados:

$$F = 0.5 \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)}$$
$$F = 0.5 \sqrt{\left(1 + \frac{0.096}{0.45 + 0.096}\right) \left(1 + \frac{0.096}{0.45 + 0.096}\right)}$$
$$F = 0.59$$

-Calcular la longitud efectiva de la columna.

Cuando se conoce F:

$$l_o = F \times l$$
$$l_o = 0.59 \times 3 = 1.77m$$

-Calcular la relación de esbeltez de la columna.

$$\lambda = \frac{l_o}{\sqrt{I/A}}$$
$$\lambda = \frac{1.77 \times 10^3}{\sqrt{(400 \times 300^3 / 12) / (400 \times 300)}}$$
$$\lambda = 20.44$$

-Calcular la relación de esbeltez límite.

Para pórticos arriostrados:

$$\lambda_{lim} = \frac{26.2}{\sqrt{Pu / (0.67 f_{ck} bh)}}$$
$$\lambda_{lim} = \frac{26.2}{\sqrt{(1280 \times 10^3) / (0.67 \times 25 \times 400 \times 300)}}$$
$$\lambda_{lim} = 32.83$$

-Verificar si columna es corta o esbelta.

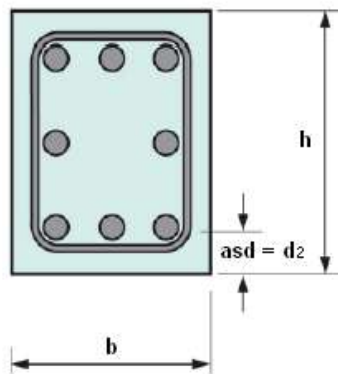
Como  $\lambda < \lambda_{lim}$ . La columna es corta.



### 3.3 Diseño a Flexo-Compresión

Este capítulo tratará sobre el diseño a flexo-compresión de columnas cortas. El Eurocode2 utiliza tres métodos: diagramas de interacción, derivando ecuaciones de los diagramas de esfuerzo y deformación, y utilizando un método aproximado.

El Eurocode2 ha establecido diagramas de interacción para obtener el área de acero longitudinal requerida en función de  $P_u$  y  $M_u$ , características del material y sección de la columna.



Son diferentes diagramas de interacción de acuerdo al valor de  $d_2/h$ .

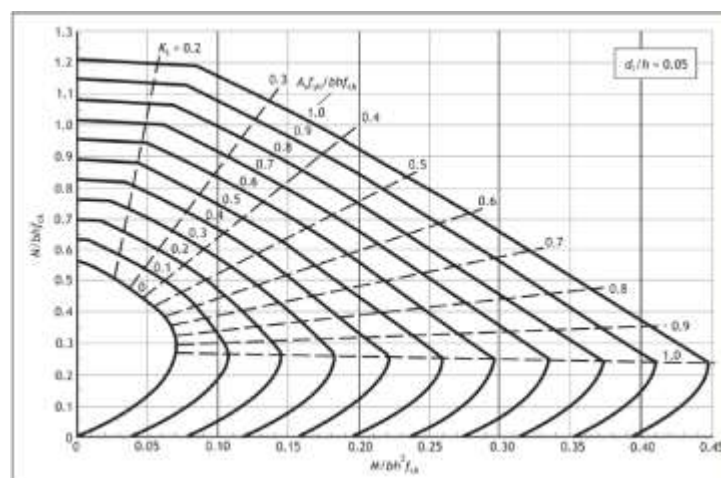


Figura 3.3.1. Diagrama de interacción para  $d_2/h = 0.05$ .

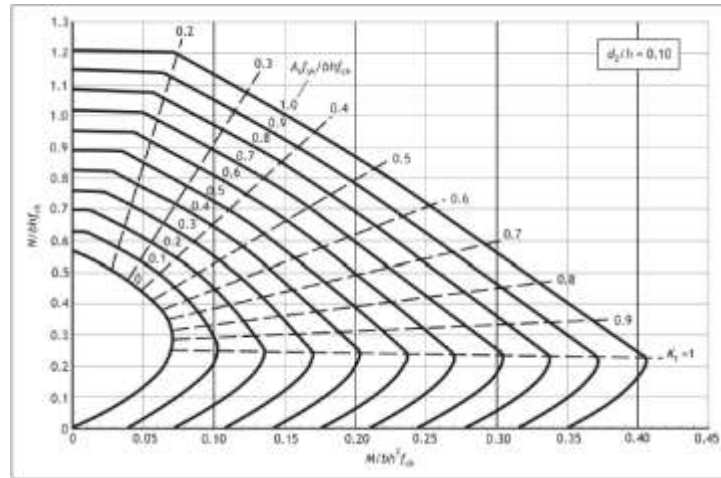


Figura 3.3.2. Diagrama de interacción para  $d_2/h = 0.10$ .

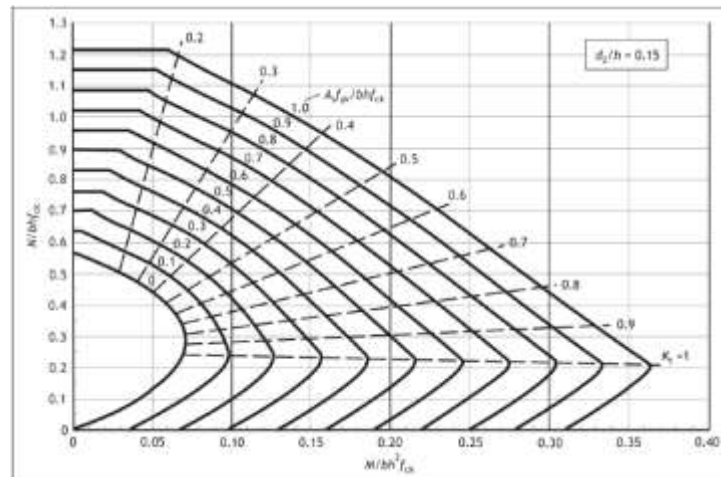


Figura 3.3.3. Diagrama de interacción para  $d_2/h = 0.15$ .

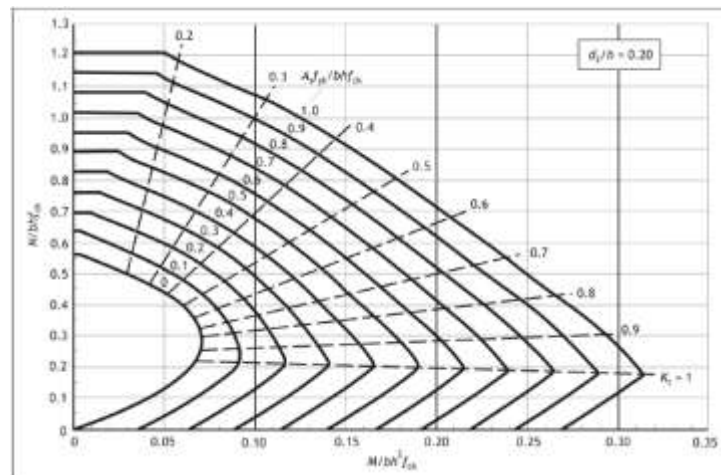


Figura 3.3.4. Diagrama de interacción para  $d_2/h = 0.20$ .

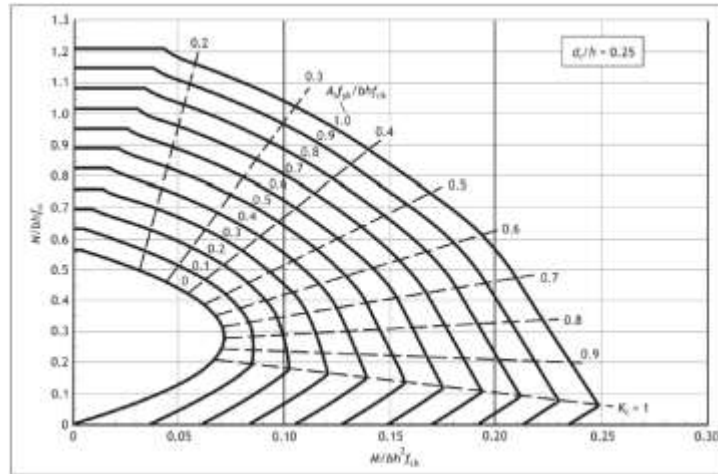


Figura 3.3.5. Diagrama de interacción para  $d_2/h = 0.25$ .

El proceso para diseñar a flexo-compresión una columna corta es el siguiente:

-Calcular los siguientes valores.

$$\frac{N}{bhf_{ck}} \text{ y } \frac{M}{bh^2 f_{ck}}$$

donde:

N = Carga última mayorada (Pu).

M = Momento último mayorado (Mu).

-Calcular  $d_2/h$  e ir al diagrama correspondiente y obtener  $\frac{Asf_{yk}}{bhf_{ck}}$ .

-Despejar  $As$  para obtener el área de acero requerida.

-Verificar el acero mínimo.

$$As_{\min} = 0.002bh$$

-Verificar el acero máximo.

$$As_{\max} = 0.08bh$$



### 3.3.1 Ejemplo de Diseño a Flexo-Compresión

Diseñar a flexo-compresión una columna con las siguientes características:

$$b = 300\text{mm}, h = 400\text{mm}$$

$$asd = d_2 = 80\text{mm}, d_2/h = 0.20$$

$$f_{ck} = 25\text{N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$$

$$N = 2015\text{kN}$$

$$M = 68\text{kN-m}$$

-Calcular los siguientes valores.

$$\frac{N}{bhf_{ck}} = \frac{2015 \times 10^3}{300 \times 400 \times 25} = 0.67$$

$$\frac{M}{bh^2 f_{ck}} = \frac{68 \times 10^6}{300 \times 400^2 \times 25} = 0.06$$

-Ir al diagrama de interacción  $d_2/h = 0.20$ .

$$\frac{Asf_{yk}}{bhf_{ck}} = 0.30$$

-Despejar  $As$  para obtener el área de acero requerida.

$$As = 0.30 \frac{bhf_{ck}}{f_{yk}} = 0.30 \frac{300 \times 400 \times 25}{500} = 1800\text{cm}^2 \rightarrow \underline{4H25}$$

-Verificar el acero mínimo.

$$As_{\min} = 0.002bh = 0.002 \times 300 \times 400 = 240\text{mm}^2 \text{ (Ok)}$$

-Verificar el acero máximo.

$$As_{\max} = 0.08bh = 0.08 \times 300 \times 400 = 9600\text{mm}^2 \text{ (Ok)}$$



# **CAPÍTULO IV**

## **DISEÑO DE LOSAS POR EL EUROCODE2**





## CAPÍTULO IV

### DISEÑO DE LOSAS POR EL EUROCODE2

#### 4.1 Losas en una Dirección

De acuerdo al Eurocode2, se recomienda diseñar las losas en una dirección si la relación lado largo a lado corto de sus paños es mayor a 2. El refuerzo principal (longitudinal) debe ir paralelo al lado corto y el refuerzo secundario (transversal) debe ir paralelo al lado largo.

Las losas macizas en una dirección se diseñan como si fueran una serie de vigas unidas de 1m de ancho. El refuerzo principal se diseña como el acero longitudinal de una viga a flexión. Se coloca un refuerzo secundario de distribución, también llamado acero de retracción.

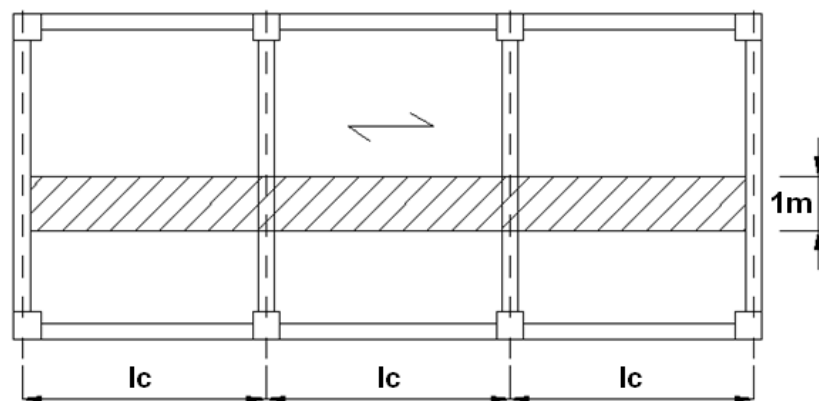


Figura 4.1.1. Franja de 1m de ancho de losa en una dirección.

Cuando se está trabajando con losas nervadas, los nervios son los que soportan la flexión, por ende se diseña su acero longitudinal tomando en cuenta su ancho, no 1m de ancho como en las macizas. En estos casos, se



funde una capa de compresión de 5cm generalmente, a la cual se le coloca una malla de retracción.

El proceso para el diseño de losas en una dirección es el siguiente:

-Hallar el valor de K.

$K = 1$  (losa simplemente apoyada)

$K = 1.3$  (losa continua)

$K = 0.4$  (losa en volado)

-Obtener el valor  $l/d$  de la figura 2.6.1 a partir de  $\rho=0.5\%$  y  $f_{ck}$ .

-Despejar el peralte requerido y calcular el espesor de la losa.

$$d = \frac{L}{K \frac{l}{d}}$$

$$h = d + asd$$

-Calcular la carga distribuida mayorada.

$$w_u = 1.35gk + 1.50qk$$

-Calcular los momentos y cortantes críticos ( $F = w_uL$ ).

<b>Fuerza Interna</b>	<b>Apoyo exterior</b>	<b>Vano exterior</b>	<b>1er apoyo interior</b>	<b>Vano interior</b>	<b>Apoyo interior</b>
Momento $M_u$	-0.04FL	0.075FL	-0.086FL	0.063FL	-0.063FL
Cortante $V_u$	0.46F		0.60F		0.50F

*Tabla 4.1.2. Valores críticos de momento y cortante para losas continuas.*



-Calcular el valor de K.

$$K = \frac{Mu}{bd^2 f_{ck}} < K' = 0.167$$

En el caso que  $K > K'$ , aumentar peralte de la losa.

-Calcular el brazo de palanca z.

$$z = \frac{d}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53K} \right]$$

-Calcular el acero principal.

$$A_s = \frac{Mu}{0.87 f_{yk} z}$$

$$s = \frac{1000 A \phi}{A_s}$$

-Verificar el acero mínimo.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 f_{ctm} bd}{f_{yk}}$$

-Verificar el acero máximo.

$$A_{s_{\max}} = 0.04bh$$

-Calcular el acero de retracción.

$$A_{s_{retr}} = 0.0013bd$$

$$s_{retr} = \frac{1000 A \phi}{A_{s_{retr}}}$$

-Verificar espaciamiento máximo entre varillas.

$$s_{\max} = 2h \leq 250mm$$

$$s_{retr\max} = 3h \leq 400mm$$



-Calcular la resistencia al cortante del hormigón.

$$k = \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)$$

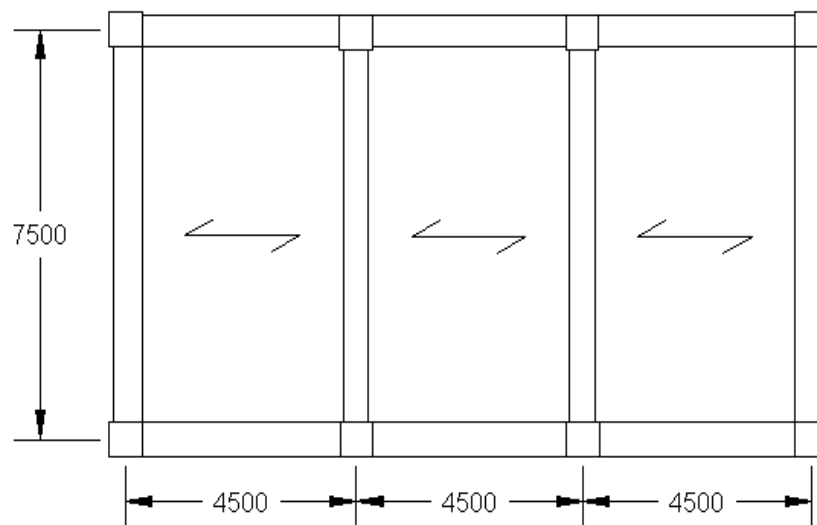
$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$V_{Rd} = 0.12k(100\rho f_{ck})^{1/3} bd$$

-Verificar que  $V_{Rd} > V_u$ .

#### 4.1.1 Ejemplo de Losa Maciza en una Dirección

Se tiene una losa con las siguientes características geométricas:



Las propiedades de los materiales son:  $f_{ck} = 25\text{N/mm}^2$ ,  $f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$ . La losa soporta una carga permanente exterior  $g_k = 1\text{kN/m}^2$ , y una carga variable de ocupación  $q_k = 3\text{kN/m}^2$ . Por condiciones del ambiente y por resistencia al fuego se recomienda utilizar  $asd = 35\text{mm}$ . Dimensionar la losa, diseñar su acero principal y secundario, y revisar el cortante.



-Hallar el valor de K.

$$K = 1.3 \text{ (losa continua)}$$

-Obtener el valor  $l/d$  de la figura 2.6.1 a partir de  $\rho=0.5\%$  y  $f_{ck}$ .

$$l/d = 19$$

-Despejar el peralte requerido y calcular el espesor de la losa.

$$d = \frac{L}{K \frac{l}{d}} = \frac{4500}{1.3 \times 19} = 182.18 \text{ mm} \rightarrow 185 \text{ mm}$$

$$h = d + asd = 185 + 35 = 220 \text{ mm}$$

$$w_{losa} = h \times \gamma_h = 0.220 \times 25 = 5.5 \text{ kN/m}^2$$

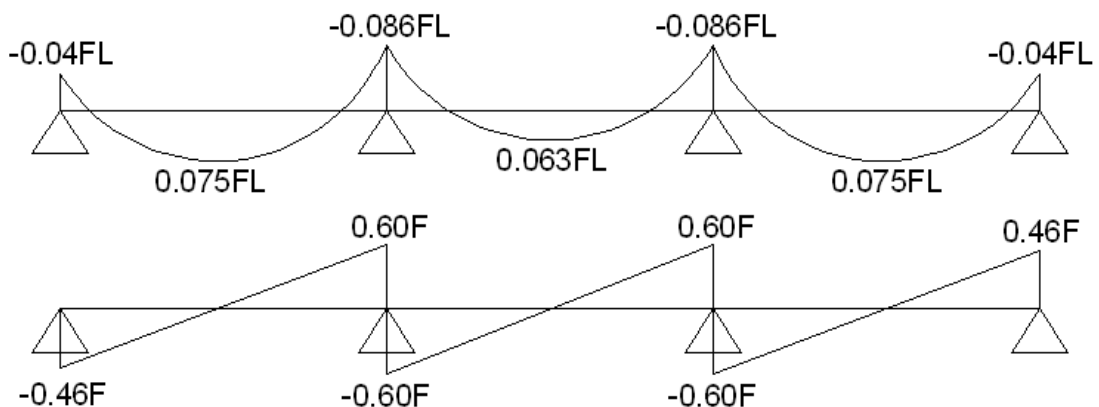
-Calcular la carga distribuida mayorada.

$$w_u = 1.35 gk + 1.50 qk$$

$$w_u = 1.35(1 + 5.5) + 1.50(3) = 13.28 \text{ kN/m}^2$$

-Calcular los momentos y cortantes críticos ( $F = w_u L$ ).

$$F = 13.28 \times 4.5 = 59.76 \text{ kN}$$



$$Mu^-_{crítico} = 0.086FL = 0.086 \times 59.76 \times 4.5 = 23.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mu^+_{crítico} = 0.075FL = 0.075 \times 59.76 \times 4.5 = 20.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Vu_{crítico} = 0.60F = 0.60 \times 59.76 = 35.86 \text{ kN}$$

Escojo  $Mu = 23.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$  para diseñar el acero superior e inferior.



-Calcular el valor de K.

$$K = \frac{Mu}{bd^2 f_{ck}}$$

$$K = \frac{23.12 \times 10^6}{1000 \times 185^2 \times 25} = 0.027 < K' = 0.167$$

$K < K'$ , No se necesita aumentar el peralte de la losa.

-Calcular el brazo de palanca z.

$$z = \frac{d}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53K} \right]$$

$$z = \frac{185}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53 \times 0.027} \right] = 180.48 \text{ mm}$$

-Calcular el acero principal.

$$A_s = \frac{Mu}{0.87 f_{yk} z}$$

$$A_s = \frac{23.12 \times 10^6}{0.87 \times 500 \times 180.48} = 294.48 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{1000 A \phi}{A_s}$$

$$s = \frac{1000 \times 78.54}{294.48} = 266.71 \text{ mm}$$

Utilizar H10 @ 250mm = 314.16mm<sup>2</sup>

-Verificar el acero mínimo.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 f_{ctm} bd}{f_{yk}}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 \times 2.6 \times 1000 \times 185}{500} = 250.12 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

-Verificar el acero máximo.

$$A_{s_{\max}} = 0.04bh$$

$$A_{s_{\max}} = 0.04 \times 1000 \times 220 = 8800 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$



-Calcular el acero de retracción.

$$A_{s_{retr}} = 0.0013bd$$

$$A_{s_{retr}} = 0.0013 \times 1000 \times 185 = 240.5 \text{ mm}^2$$

$$s_{retr} = \frac{1000A\phi}{A_{s_{retr}}}$$

$$s_{retr} = \frac{1000 \times 78.54}{240.5} = 326.57 \text{ mm}$$

Utilizar H10 @ 300mm = 261.8mm<sup>2</sup>

-Verificar espaciamiento máximo entre varillas.

$$s_{\max} = 2h \leq 250 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = 2 \times 220 = 440 \text{ mm (Ok)}$$

$$s_{\max} = 250 \text{ mm (Ok)}$$

$$s_{retr \max} = 3h \leq 400 \text{ mm}$$

$$s_{retr \max} = 3 \times 220 = 660 \text{ mm (Ok)}$$

$$s_{retr \max} = 400 \text{ mm (Ok)}$$

-Calcular la resistencia al cortante del hormigón.

$$k = \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)$$

$$k = \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{185}} \right) = 2.04$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\rho = \frac{314.16}{1000 \times 185} = 0.0017$$

$$V_{Rd} = 0.12k(100\rho f_{ck})^{1/3}bd$$

$$V_{Rd} = 0.12 \times 2.04 \times (100 \times 0.0017 \times 25)^{1/3} \times 1000 \times 185$$

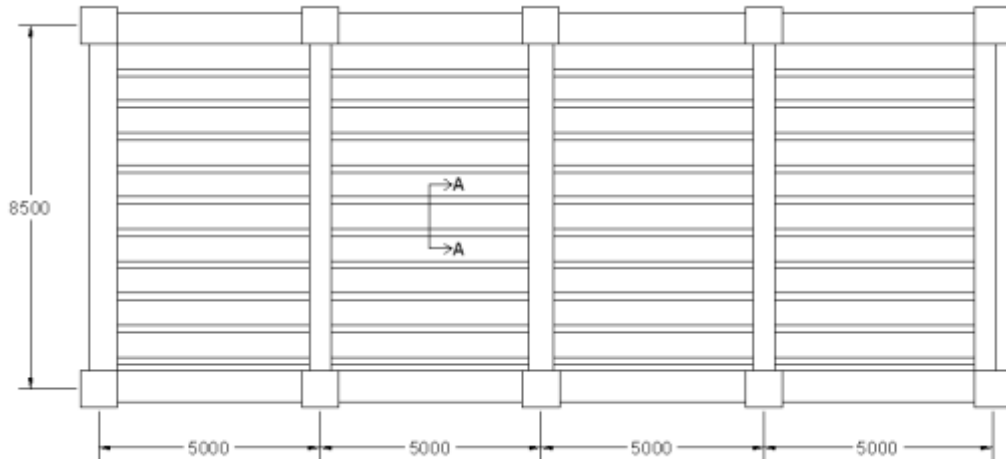
$$V_{Rd} = 73357.77 \text{ N} = 73.36 \text{ kN} > 35.86 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_u \text{ (Ok)}$$

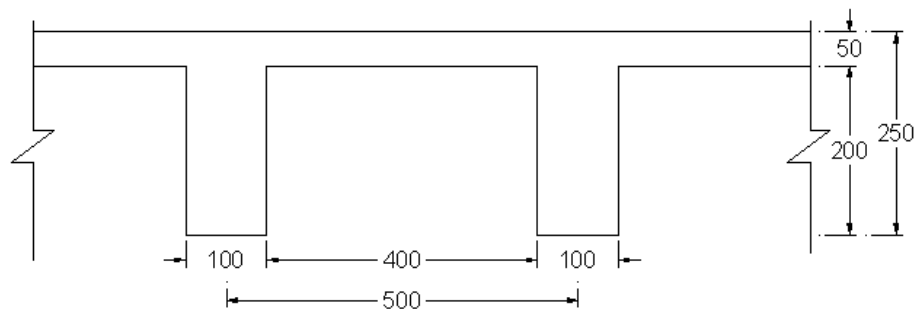


#### 4.1.2 Ejemplo de Losa Nervada en una Dirección

Se tiene una losa nervada con las siguientes características geométricas:



**CORTE A-A**



La losa soporta una carga permanente  $g_k = 5\text{kN/m}^2$  que incluye el peso propio de la capa de compresión, nervios y carga muerta exterior, y una carga variable de ocupación  $q_k = 3.5\text{kN/m}^2$ . Diseñar el acero negativo y positivo de los nervios, y el acero de retracción para la capa de compresión. Las propiedades de los materiales son:

$$f_{ck} = 25\text{N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$$





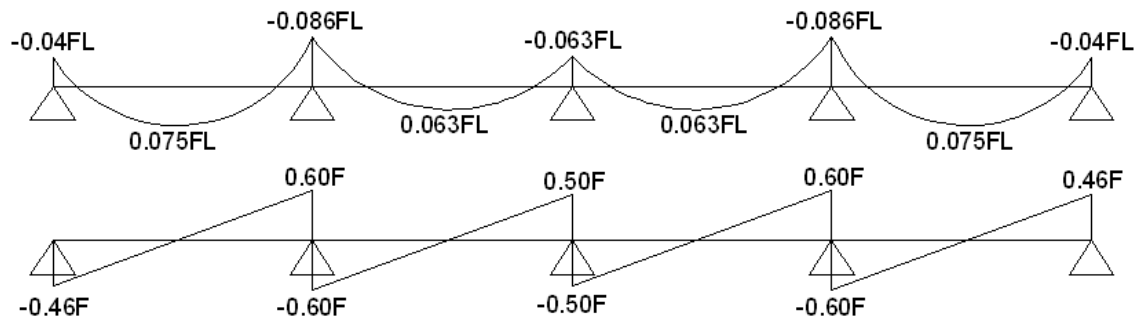
-Calcular la carga distribuida mayorada.

$$w_u = 1.35gk + 1.50qk$$

$$w_u = 0.50(1.35 \times 5 + 1.50 \times 3.5) = 6kN/m^2$$

-Calcular los momentos y cortantes críticos ( $F = w_u L$ ).

$$F = 6 \times 5 = 30kN$$



$$Mu^-_{crítico} = 0.086FL = 0.086 \times 30 \times 5 = 12.90kN \cdot m$$

$$Mu^+_{crítico} = 0.075FL = 0.075 \times 30 \times 5 = 11.25kN \cdot m$$

$$Vu_{crítico} = 0.60F = 0.60 \times 30 = 18kN$$

Diseño de Acero Negativo

-Calcular el valor de K.

$$K = \frac{Mu}{bd^2 f_{ck}}$$

$$K = \frac{12.90 \times 10^6}{100 \times 220^2 \times 25} = 0.107 < K' = 0.167$$

$K < K'$ , No se necesita aumentar el peralte de los nervios.

-Calcular el brazo de palanca z.

$$z = \frac{d}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53K} \right]$$

$$z = \frac{220}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53 \times 0.107} \right] = 196.77mm$$



-Calcular el área de acero.

$$A_s = \frac{Mu}{0.87 f_{yk} z}$$

$$A_s = \frac{12.90 \times 10^6}{0.87 \times 500 \times 196.77}$$

$$A_s = 150.71 \text{mm}^2$$

Utilizar 1 varilla H14 = 153.94mm<sup>2</sup>

-Verificar el acero mínimo.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 f_{ctm} bd}{f_{yk}}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 \times 2.6 \times 100 \times 220}{500} = 29.74 \text{mm}^2 \text{ (Ok)}$$

-Verificar el acero máximo.

$$A_{s_{\max}} = 0.04bh$$

$$A_{s_{\max}} = 0.04 \times 100 \times 250 = 1000 \text{mm}^2 \text{ (Ok)}$$

Diseño de Acero Positivo

-Calcular el valor de K.

$$K = \frac{Mu}{bd^2 f_{ck}}$$

$$K = \frac{11.25 \times 10^6}{100 \times 220^2 \times 25} = 0.092 < K' = 0.167$$

$K < K'$ , No se necesita aumentar el peralte de los nervios.

-Calcular el brazo de palanca z.

$$z = \frac{d}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53K} \right]$$

$$z = \frac{220}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53 \times 0.092} \right] = 200.39 \text{mm}$$



-Calcular el área de acero.

$$A_s = \frac{Mu}{0.87 f_{yk} z}$$

$$A_s = \frac{11.25 \times 10^6}{0.87 \times 500 \times 200.39}$$

$$A_s = 129.05 \text{ mm}^2$$

Utilizar 1 varilla H14 = 153.94 mm<sup>2</sup>

-Verificar el acero mínimo.

$$A_{s \min} = \frac{0.26 f_{ctm} bd}{f_{yk}}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.26 \times 2.6 \times 100 \times 220}{500} = 29.74 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

-Verificar el acero máximo.

$$A_{s \max} = 0.04bh$$

$$A_{s \max} = 0.04 \times 100 \times 250 = 1000 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

-Calcular el acero de retracción.

$$A_{s \text{ retr}} = 0.0013bd$$

$$A_{s \text{ retr}} = 0.0013 \times 1000 \times 35 = 45.5 \text{ mm}^2$$

$$s_{\text{retr}} = \frac{1000 A \phi}{A_{s \text{ retr}}}$$

$$s_{\text{retr}} = \frac{1000 \times 28.27}{45.5} = 621.32 \text{ mm}$$

Utilizar H6 @ 175mm = 161.54 mm<sup>2</sup>

-Verificar espaciamiento máximo entre varillas.

$$s_{\text{retr max}} = 3.5h \leq 450 \text{ mm}$$

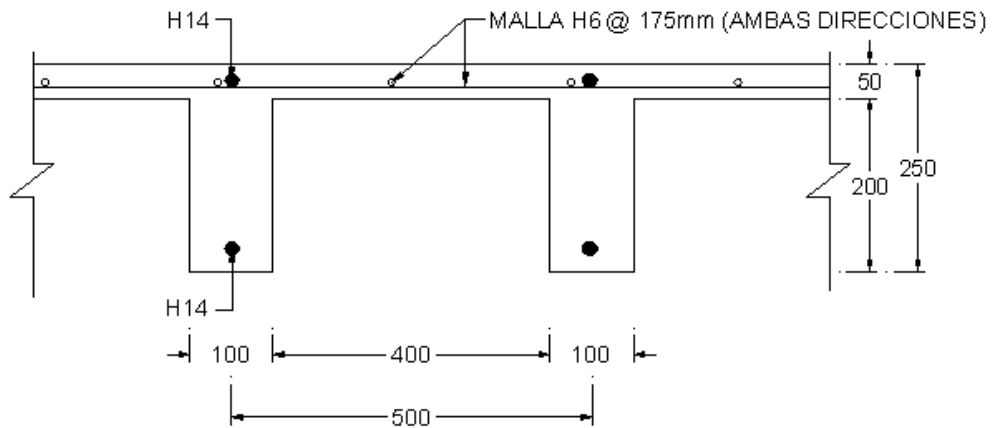
$$s_{\text{retr max}} = 3.5 \times 50 = 175 \text{ mm (Ok)}$$

$$s_{\text{retr max}} = 450 \text{ mm (Ok)}$$



Detallamiento:

### CORTE A-A



## 4.2 Losas en dos Direcciones

El Eurocode2 recomienda diseñar las losas en dos direcciones cuando la relación lado largo a lado corto de sus paños es menor a 2. Al haber menos diferencia entre los lados, es decir, los paños tienden más a ser cuadrados que rectangulares, la losa se va a comportar de manera que va a tener una flexión representativa en las dos direcciones, las cuales tendrán su acero respectivo.

Los momentos en cada dirección se calculan utilizando coeficientes tabulados, similar al Método 2 del ACI. El acero requerido en cada dirección va a depender de la relación entre los dos lados, y las condiciones de apoyo del paño. A diferencia de las losas unidireccionales, donde solo cargan las vigas transversales a la dirección de diseño (vigas cargadoras), las losas bidireccionales reparten la carga en forma triangular para paños cuadrados, y en forma trapecial y triangular para paños rectangulares.

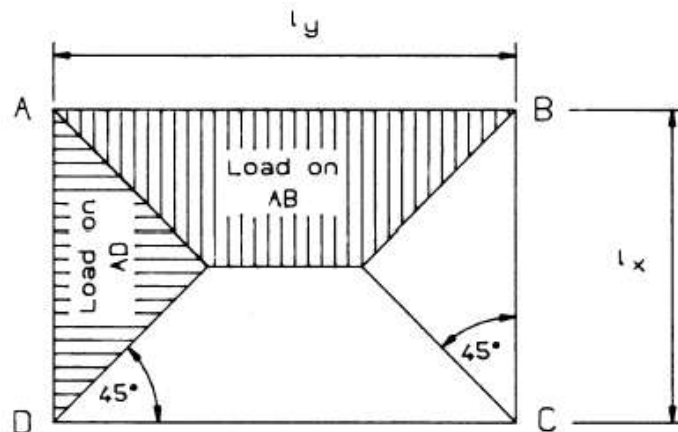


Figura 4.2.1. Distribución de carga en losas bidireccionales rectangulares.

El proceso para el diseño de losas en dos direcciones es el siguiente:

-Hallar el valor de K.

K = 1 (losa simplemente apoyada)

K = 1.3 (losa continua)

K = 0.4 (losa en volado)

-Obtener el valor l/d de la figura 2.6.1 a partir de  $\rho=0.5\%$  y  $f_{ck}$ .

-Despejar el peralte requerido y calcular el espesor de la losa.

$$d = \frac{L}{K \frac{l}{d}}$$

$$h = d + asd$$

-Calcular la carga distribuida mayorada.

$$w_u = 1.35gk + 1.50qk$$

-Calcular los momentos en las dos direcciones.

$$M_{sx} = \beta_{sx} w_u l_x^2$$

$$M_{sy} = \beta_{sy} w_u l_x^2$$



$l_x$  = lado corto del paño.

Type of panel and moments considered	Short span coefficients $\beta_{sx}$					Long-span coefficients $\beta_{sy}$ for all values of $l_y/l_x$
	1.0	1.25	Values of $l_y/l_x$		2.0	
			1.5	1.75		
1. Interior panels						
Negative moment at continuous edge	0.031	0.044	0.053	0.059	0.063	0.032
Positive moment at midspan	0.024	0.034	0.040	0.044	0.048	0.024
2. One short edge discontinuous						
Negative moment at continuous edge	0.039	0.050	0.058	0.063	0.067	0.037
Positive moment at midspan	0.029	0.038	0.043	0.047	0.050	0.028
3. One long edge discontinuous						
Negative moment at continuous edge	0.039	0.059	0.073	0.082	0.089	0.037
Positive moment at midspan	0.030	0.045	0.055	0.062	0.067	0.028
4. Two adjacent edges discontinuous						
Negative moment at continuous edge	0.047	0.066	0.078	0.087	0.093	0.045
Positive moment at midspan	0.036	0.049	0.059	0.065	0.070	0.034

Tabla 4.2.2. Coeficientes  $\beta_{sx}$  y  $\beta_{sy}$  para losas en dos direcciones.

Diseño de Lado Corto

-Calcular el valor de K.

$$K = \frac{M_{sx}}{bd^2 f_{ck}} < K' = 0.167$$

En el caso que  $K > K'$ , aumentar peralte de la losa.

-Calcular el brazo de palanca z.

$$z = \frac{d}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53K} \right]$$



-Calcular el área de acero.

$$A_s = \frac{M_{sx}}{0.87 f_{yk} z}$$

$$s = \frac{1000 A \phi}{A_s}$$

-Verificar el acero mínimo.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 f_{ctm} b d}{f_{yk}}$$

-Verificar el acero máximo.

$$A_{s_{\max}} = 0.04 b h$$

-Verificar espaciamiento máximo entre varillas.

$$s_{\max} = 2h \leq 250 \text{ mm}$$

Diseño de Lado Largo

-Calcular el valor de K.

$$K = \frac{M_{sy}}{b d^2 f_{ck}} < K' = 0.167$$

En el caso que  $K > K'$ , aumentar peralte de la losa.

-Calcular el brazo de palanca z.

$$z = \frac{d}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53 K} \right]$$

-Calcular el área de acero.

$$A_s = \frac{M_{sy}}{0.87 f_{yk} z}$$

$$s = \frac{1000 A \phi}{A_s}$$



-Verificar el acero mínimo.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 f_{ctm} b d}{f_{yk}}$$

-Verificar el acero máximo.

$$A_{s_{\max}} = 0.04 b h$$

-Verificar espaciamiento máximo entre varillas.

$$s_{\max} = 2h \leq 250 \text{ mm}$$

#### 4.2.1 Ejemplo de Losa en dos Direcciones

Las propiedades de los materiales son:  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ . La losa soporta una carga permanente exterior  $g_k = 2 \text{ kN/m}^2$ , y una carga variable de ocupación  $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$ . Por condiciones del ambiente y por resistencia al fuego se recomienda utilizar  $asd = 25 \text{ mm}$ . Dimensionar la losa y diseñar el acero en las dos direcciones, considerando un panel interior de  $5.00 \times 7.50 \text{ m}$ .

-Hallar el valor de K.

$$K = 1.3 \text{ (losa continua)}$$

-Obtener el valor  $l/d$  de la figura 2.6.1 a partir de  $\rho=0.5\%$  y  $f_{ck}$ .

$$l/d = 19$$

-Despejar el peralte requerido y calcular el espesor de la losa.

$$d = \frac{L}{K \frac{l}{d}} = \frac{5000}{1.3 \times 19} = 202.43 \text{ mm} \rightarrow 205 \text{ mm}$$

$$h = d + asd = 205 + 25 = 230 \text{ mm}$$

$$w_{losa} = h \times \gamma_h = 0.230 \times 25 = 5.75 \text{ kN/m}^2$$





-Calcular la carga distribuida mayorada.

$$w_u = 1.35gk + 1.50qk$$

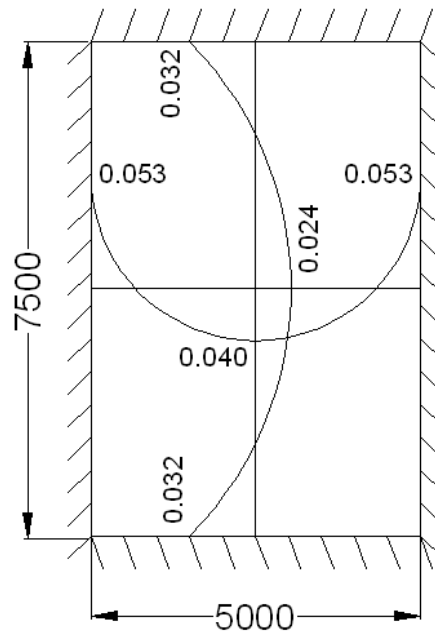
$$w_u = 1.35(2 + 5.75) + 1.50(3) = 14.96kN/m^2$$

-Calcular los momentos en las dos direcciones.

Relación lado largo a corto:

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{7.50}{5.00} = 1.50$$

Para paneles interiores, según la tabla 4.2.2, tenemos:



Escojo  $\beta_{sx} = 0.053$  y  $\beta_{sy} = 0.032$  para diseñar el acero superior e inferior.

$$M_{sx} = \beta_{sx} w_u l_x^2$$

$$M_{sx} = 0.053 \times 14.96 \times 5^2 = 19.82kN \cdot m$$

$$M_{sy} = \beta_{sy} w_u l_x^2$$

$$M_{sy} = 0.032 \times 14.96 \times 5^2 = 11.97kN \cdot m$$



### Diseño de Lado Corto

-Calcular el valor de K.

$$K = \frac{M_{sx}}{bd^2 f_{ck}}$$

$$K = \frac{19.82 \times 10^6}{1000 \times 205^2 \times 25} = 0.018 < K' = 0.167$$

$K < K'$ , No se necesita aumentar el peralte de la losa.

-Calcular el brazo de palanca z.

$$z = \frac{d}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53K} \right]$$

$$z = \frac{205}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53 \times 0.018} \right]$$

$$z = 201.69 \text{ mm}$$

-Calcular el área de acero.

$$A_s = \frac{M_{sx}}{0.87 f_{yk} z}$$

$$A_s = \frac{19.82 \times 10^6}{0.87 \times 500 \times 201.69}$$

$$A_s = 225.91 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{1000 A \phi}{A_s}$$

$$s = \frac{1000 \times 78.54}{225.91}$$

$$s = 347.66 \text{ mm}$$

Utilizar H10 @ 225mm = 349.06mm<sup>2</sup>

-Verificar el acero mínimo.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 f_{cm} bd}{f_{yk}}$$



$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 \times 2.6 \times 1000 \times 205}{500}$$

$$A_{s_{\min}} = 277.16 \text{mm}^2 \text{ (Ok)}$$

-Verificar el acero máximo.

$$A_{s_{\max}} = 0.04bh$$

$$A_{s_{\max}} = 0.04 \times 1000 \times 230$$

$$A_{s_{\max}} = 9200 \text{mm}^2 \text{ (Ok)}$$

-Verificar espaciamiento máximo entre varillas.

$$s_{\max} = 2h \leq 250 \text{mm}$$

$$s_{\max} = 2 \times 230 = 460 \text{mm (Ok)}$$

$$s_{\max} = 250 \text{mm (Ok)}$$

Diseño de Lado Largo

-Calcular el valor de K.

$$K = \frac{M_{sy}}{bd^2 f_{ck}}$$

$$K = \frac{11.97 \times 10^6}{1000 \times 205^2 \times 25} = 0.011 < K' = 0.167$$

$K < K'$ , No se necesita aumentar el peralte de la losa.

-Calcular el brazo de palanca z.

$$z = \frac{d}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53K} \right]$$

$$z = \frac{205}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53 \times 0.011} \right]$$

$$z = 202.99 \text{mm}$$

-Calcular el área de acero.

$$A_s = \frac{M_{sy}}{0.87 f_{yk} z}$$



$$A_s = \frac{11.97 \times 10^6}{0.87 \times 500 \times 202.99}$$

$$A_s = 135.56 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{1000 A \phi}{A_s}$$

$$s = \frac{1000 \times 78.54}{135.56}$$

$$s = 579.37 \text{ mm}$$

Utilizar H10 @ 250mm = 314.16mm<sup>2</sup>

-Verificar el acero mínimo.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 f_{ctm} b d}{f_{yk}}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 \times 2.6 \times 1000 \times 205}{500}$$

$$A_{s_{\min}} = 277.16 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

-Verificar el acero máximo.

$$A_{s_{\max}} = 0.04 b h$$

$$A_{s_{\max}} = 0.04 \times 1000 \times 230$$

$$A_{s_{\max}} = 9200 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

-Verificar espaciamiento máximo entre varillas.

$$s_{\max} = 2h \leq 250 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = 2 \times 230 = 460 \text{ mm (Ok)}$$

$$s_{\max} = 250 \text{ mm (Ok)}$$

Respuesta:

Dirección corta: Utilizar H10 @ 225mm (superior e inferior)

Dirección larga: Utilizar H10 @ 250mm (superior e inferior)



# **CAPÍTULO V**

## **GUÍA DE DISEÑO CON DIAGRAMAS DE FLUJO**

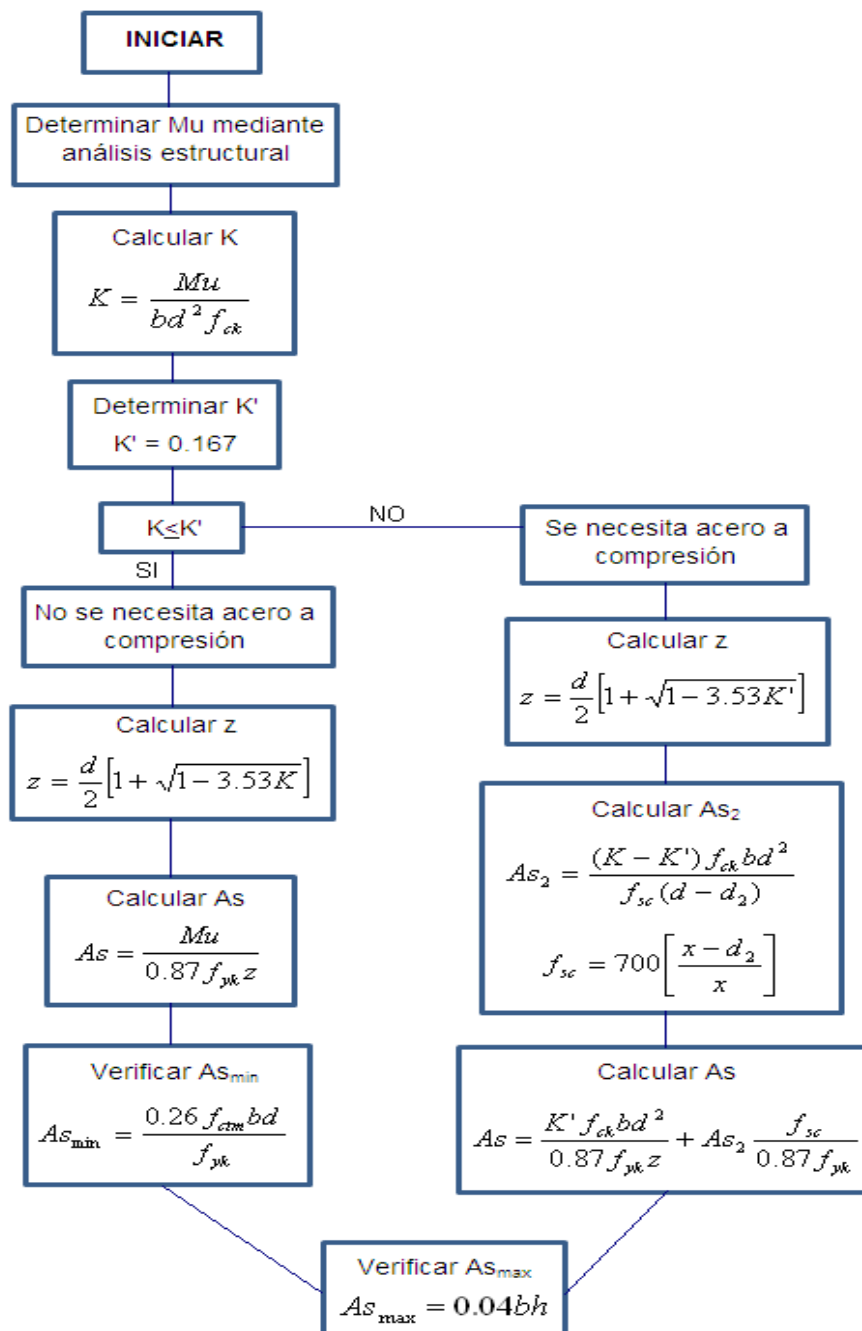


## CAPÍTULO V

### GUÍA DE DISEÑO CON DIAGRAMAS DE FLUJO

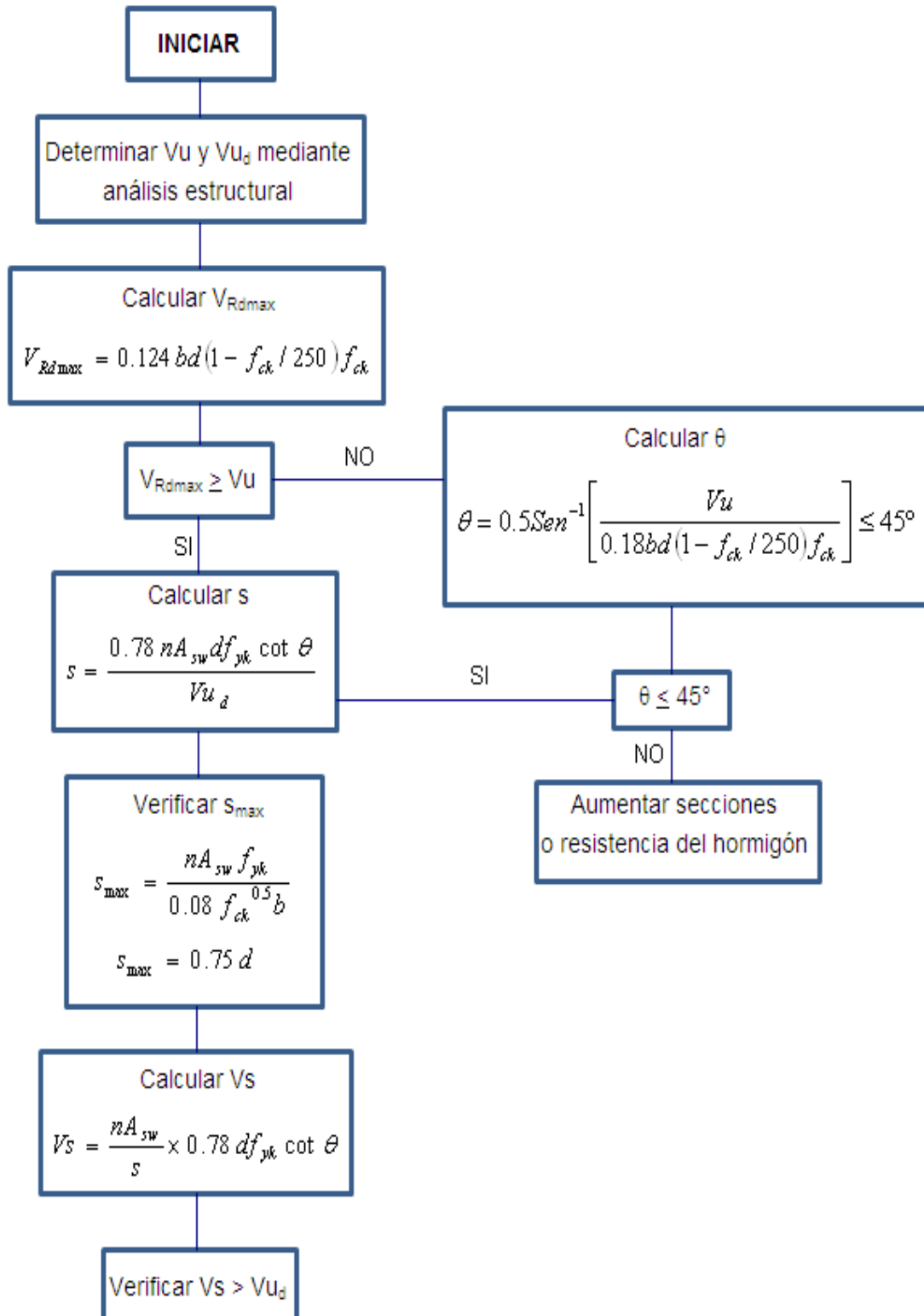
#### 5.1 Vigas

##### 5.1.1 Diseño a Flexión





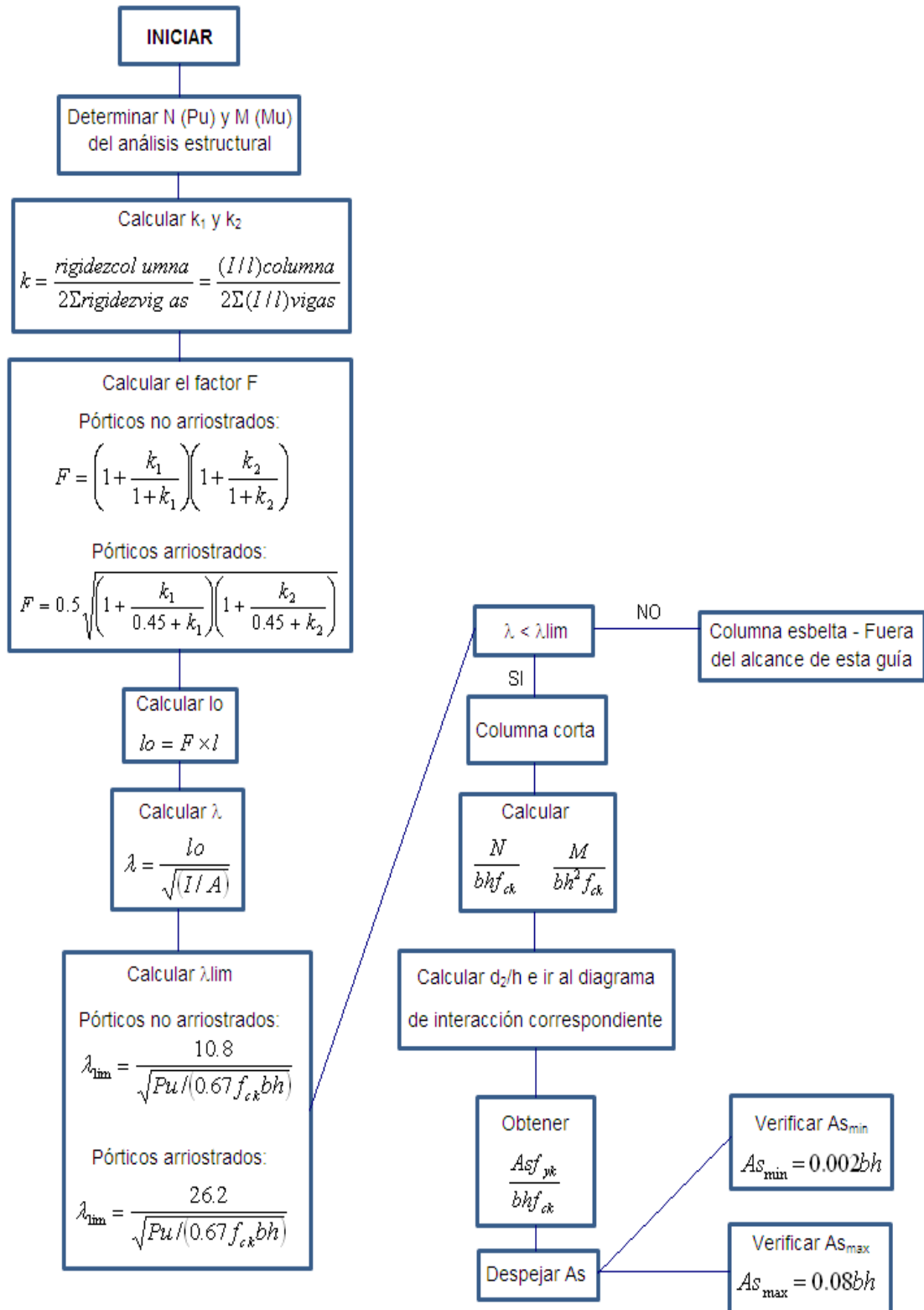
### 5.1.2 Diseño a Cortante





## 5.2 Columnas

### 5.2.1 Diseño a Flexo-Compresión

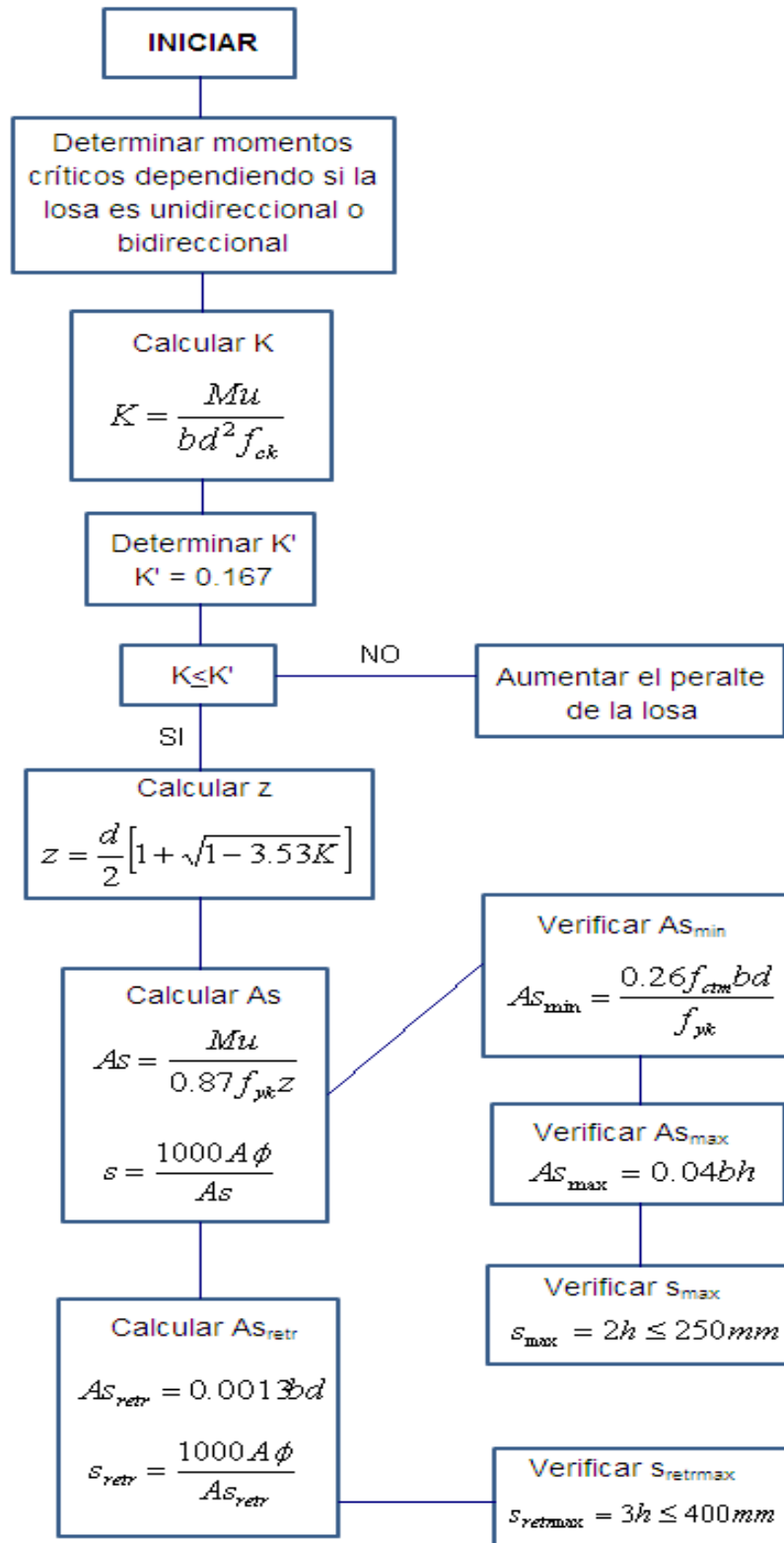






## 5.3 Losas

### 5.3.1 Diseño a Flexión





# **CAPÍTULO VI**

## **COMPARACIONES CON EL ACI Y CONCLUSIONES**



## CAPÍTULO VI

### COMPARACIONES CON EL ACI Y CONCLUSIONES

#### 6.1 Comparaciones entre el Eurocode2 y el ACI

En este trabajo, se ha logrado conocer las fórmulas y métodos de diseño utilizados por el Eurocode2 para el diseño de vigas, columnas y losas. Es fundamental comparar el Eurocode2 con el ACI (American Concrete Institute), debido a que este último es el código utilizado en el Ecuador, siendo el CEC (Código Ecuatoriano de la Construcción) una adaptación del ACI. Esta comparación nos ayudará a determinar que tan factible es el uso del Eurocode2 como código alternativo en nuestro país.

Los principios estructurales utilizados en ambos códigos son muy similares, teniendo ligeras diferencias en ciertos capítulos. La comparación a efectuarse tiene que ver principalmente con las fórmulas y métodos utilizados, para determinar en cada capítulo, que código es más exigente y conservador, y cuál es más económico. Se compararán los siguientes temas:

- Dimensionamiento de Vigas
- Dimensionamiento de Losas
- Diseño a Flexión (Vigas y Losas)
- Acero Mínimo y Máximo a Flexión (Vigas y Losas)
- Acero de Retracción (Losas)
- Diseño a Cortante (Vigas)



### 6.1.1 Dimensionamiento de Vigas

#### EUROCODE2

$$M_u = 145 \text{ kN-m}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0.167 b f_{ck}}}$$

$$d = \sqrt{\frac{145 \times 10^6}{0.167 \times 250 \times 25}}$$

$$d = 372.72 \text{ mm}$$

$$\underline{d = 37.5 \text{ cm}}$$

#### ACI

$$M_u = 14.78 \text{ T-m}$$

$$f'_c = 254.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0.1608 \phi f'_c b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{14.78 \times 10^5}{0.1608 \times 0.9 \times 254.75 \times 25}}$$

$$d = 40.04 \text{ cm}$$

$$\underline{d = 40 \text{ cm}}$$

### 6.1.2 Dimensionamiento de Losas

#### EUROCODE2

Losa simplemente apoyada

$$L = 5000 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$K = 1$  (losa simplemente apoyada)

$$l/d = 19 \text{ } (\rho = 0.5\% \text{ y } f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2)$$

$$d = \frac{L}{K \frac{l}{d}} = \frac{5000}{1 \times 19} = 263.16 \text{ mm}$$

$$d = 265 \text{ mm}$$

$$h = d + asd = 265 + 25 = 290 \text{ mm}$$

$$\underline{h = 29 \text{ cm}}$$

#### ACI

Losa simplemente apoyada

$$L = 500 \text{ cm}$$

$$f'_c = 254.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = \frac{L}{20}$$

$$h = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

$$\underline{h = 25 \text{ cm}}$$



### 6.1.3 Diseño a Flexión (Vigas y Losas)

#### EUROCODE2

$$M_u = 165 \text{ kN-m}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 230 \text{ mm}$$

$$d = 490 \text{ mm}$$

$$K = \frac{M_u}{bd^2 f_{ck}}$$

$$K = \frac{165 \times 10^6}{230 \times 490^2 \times 25} = 0.12$$

$$z = \frac{d}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53K} \right]$$

$$z = \frac{490}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53 \times 0.12} \right]$$

$$z = 431.01 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.87 f_{yk} z}$$

$$A_s = \frac{165 \times 10^6}{0.87 \times 500 \times 431.01}$$

$$A_s = 880.05 \text{ mm}^2$$

$$\underline{A_s = 8.80 \text{ cm}^2}$$

#### ACI

$$M_u = 16.82 \text{ T-m}$$

$$f'_c = 254.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 5095 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 23 \text{ cm}$$

$$d = 49 \text{ cm}$$

$$w = \frac{M_u}{\phi b d^2 f'_c}$$

$$w = \frac{16.82 \times 10^5}{0.9 \times 23 \times 49^2 \times 254.75} = 0.13$$

$$\rho = w \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.13 \times \frac{254.75}{5095}$$

$$\rho = 0.0065$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0065 \times 23 \times 49$$

$$\underline{A_s = 7.33 \text{ cm}^2}$$

### 6.1.4 Acero Mínimo y Máximo a Flexión (Vigas y Losas)

#### EUROCODE2

$$M_u = 150 \text{ kN-m}$$

#### ACI

$$M_u = 15.29 \text{ T-m}$$



$$f_{ck} = 25\text{N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$$

$$b = 200\text{mm}$$

$$d = 400\text{mm}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 f_{ctm} b d}{f_{yk}}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.26 \times 2.6 \times 200 \times 400}{500}$$

$$A_{s_{\min}} = 108.16\text{mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 1.08\text{cm}^2$$

$$K' = 0.167$$

$$z = \frac{d}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53K} \right]$$

$$z = \frac{400}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - 3.53 \times 0.167} \right]$$

$$z = 328.14\text{mm}$$

$$A_{s_{\max}} = \frac{Mu}{0.87 f_{yk} z}$$

$$A_{s_{\max}} = \frac{150 \times 10^6}{0.87 \times 500 \times 328.14}$$

$$A_{s_{\max}} = 1050.85\text{mm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 10.50\text{cm}^2$$

$$f'_c = 254.75\text{Kg/cm}^2$$

$$f_y = 5095\text{Kg/cm}^2$$

$$b = 20\text{cm}$$

$$d = 40\text{cm}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} b d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{5095} \times 20 \times 40$$

$$A_{s_{\min}} = 2.19\text{cm}^2$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0.019$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times 0.019$$

$$\rho_{\max} = 0.014$$

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} b d$$

$$A_{s_{\max}} = 0.014 \times 20 \times 40$$

$$A_{s_{\max}} = 11.20\text{cm}^2$$

### 6.1.5 Acero de Retracción (Losas)

#### EUROCODE2

$$b = 1000\text{mm}$$

#### ACI

$$b = 100\text{cm}$$



$$d = 220\text{mm}$$

$$h = 250\text{mm}$$

$$A_{s_{retr}} = 0.0013bd$$

$$A_{s_{retr}} = 0.0013 \times 1000 \times 220$$

$$A_{s_{retr}} = 286\text{mm}^2$$

$$\underline{A_{s_{retr}} = 2.86\text{cm}^2}$$

$$d = 22\text{cm}$$

$$h = 25\text{cm}$$

$$A_{s_{retr}} = 0.0018bh$$

$$A_{s_{retr}} = 0.0018 \times 100 \times 25$$

$$\underline{A_{s_{retr}} = 4.50\text{cm}^2}$$

### 6.1.6 Diseño a Cortante (Vigas)

#### EUROCODE2

$$V_u = 770\text{kN}$$

$$V_{u_d} = 640\text{kN}$$

$$f_{ck} = 25\text{N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$$

$$b = 350\text{mm}$$

$$d = 650\text{mm}$$

$$\theta = 0.5 \text{Sen}^{-1} \left[ \frac{V_u}{0.18bd(1 - f_{ck}/250)f_{ck}} \right]$$

$$\theta = 28.34^\circ$$

$$s = \frac{0.78nA_{sw}df_{yk} \cot \theta}{V_{u_d}}$$

$$s = \frac{0.78 \times 226.2 \times 650 \times 500 \times \cot 28.34^\circ}{640 \times 10^3}$$

$$s = 166.12\text{mm} \rightarrow 160\text{mm}$$

Utilizar H12 @ 160mm

#### ACI

$$V_u = 78.49\text{T}$$

$$V_{u_d} = 65.24\text{T}$$

$$f'_c = 254.75\text{Kg/cm}^2$$

$$f_y = 5095\text{Kg/cm}^2$$

$$b = 35\text{cm}$$

$$d = 65\text{cm}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd$$

$$V_c = 0.53\sqrt{254.75} \times 35 \times 65$$

$$V_c = 19244.84\text{Kg} = 19.24\text{T}$$

$$V_s = \frac{V_{u_d}}{\phi} - V_c = \frac{65.24}{0.85} - 19.24$$

$$V_s = 57.51\text{T}$$

$$s = \frac{nA_v f_y d}{V_s} = \frac{2.26 \times 5095 \times 65}{57.51 \times 10^3} = 13\text{cm}$$

Utilizar H12 @ 130mm



## 6.2 Conclusiones

Según el estudio realizado en este trabajo de grado, el Eurocode2 demuestra ser un código más económico en la mayoría de los capítulos y más exigente en ciertos capítulos, en comparación con el ACI. Sin embargo, este análisis es una muestra de muchas otras implicaciones que deben ser analizadas si se quiere establecer el Eurocode2 como código alternativo de diseño en nuestro país. Se podrán entender mejor las semejanzas y diferencias entre los dos códigos efectuando mayor cantidad de ejercicios o proyectos con el Eurocode2.

Según lo consultado, una característica principal del Eurocode2 es que es muy extenso y conceptual. Se puede concluir que el Eurocode2 es un código estudiado y estandarizado por los europeos para buscar estructuras lo más económicas posibles, teniendo siempre como base los conceptos estructurales.

## 6.3 Recomendaciones

La estandarización de los códigos de construcción en Europa es un gran paso para la integración europea, pero también es una gran oportunidad para los ingenieros, ya que sabiendo las normas Eurocode, uno será capaz de trabajar o estudiar en cualquier país de Europa, sin necesidad de estar aprendiendo tres o cuatro códigos de los países importantes. Por esta razón, mi única y principal recomendación es que se estudie más a profundidad este código, y que se dicten cursos en la universidad para que los alumnos tengan la oportunidad de ir a cualquier país de Europa, ya sea para trabajar, o para continuar sus estudios en el ámbito de ingeniería estructural.





# BIBLIOGRAFÍA



## **TEXTOS**

-Eurocode 2: Design of Concrete Structures

-Reinforced Concrete Design to Eurocode 2. W. Mosley, J. Bungey, R. Hulse

-Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and  
Commentary

-SP17A ACI Design Handbook

-Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. O. González Cuevas

-Reinforced Concrete. Winter and Nilson

## **PÁGINAS ELECTRÓNICAS**

Publicaciones de “The Concrete Centre”:

-[www.concretecentre.com](http://www.concretecentre.com)

-[www.eurocode2.info](http://www.eurocode2.info)